

第6章

施設整備計画

第6章 施設整備計画

6-1 基本条件

6-1-1 水源オプションの検討

ティラワ SEZ に必要な水量は、SEZ の開発計画段階に合わせて下記のように定義されている。

短期： 2015年開業時に必要な水量 6,000～10,000 m³/日

中期： 2018年頃までに必要な水量 42,000 m³/日

長期： ティラワSEZフル開業時に必要な水量 120,000 m³/日

短期計画とは、2015年のティラワ SEZ の開業に向けて必要とされる水量を確保するための水源および施設を検討するものであり、中期計画による施設が完成するまでの期間を対象としている。その中期計画では、ヤンゴン市開発委員会（YCDC）の下で、ラグンビン貯水池を水源とする42,000m³/日の水量が2018年を目処にティラワ SEZ に供給されることになっている。

前章までの検討結果から、ティラワ SEZ に対して水源として利用可能性のある水源オプションをとりまとめると、表 6-1-1 のとおりとなる。施設検討においては、これまで抽出された各案に対して行うものとする。

表 6-1-1 水源オプション一覧

番号	水源地名	水源種類	計画取水量 (m ³ /日)	確度	備考
①	SEZ 内井戸（新設）	地下水	1,000 (検討結果より)		非常時限定
②	東部平野部井戸（新設）	地下水	1,000 (検討結果より)		非常時限定
③a	ザマニ・イン貯水池	地表水	6,000 (獲得水利権より)	水利権獲得済	
③b	ザマニ・イン貯水池	地表水	10,000 (SEZ 短期最大要求量)		
④	バンブエゴン貯水池	地表水	2,900 (検討結果より)	水利権次第	
⑤	SEZ 内貯水池（新設）	地表水	4,000 (SEZ 短期追加要求量)	土地収用次第	720,000m ³ /6ヶ月
⑥a	カヤン川	地表水	4,000 (SEZ 短期追加要求量)	水利権次第	10,000-6,000=4,000
⑥b	カヤン川	地表水	120,000 (SEZ 長期要求量)	水利権次第、 ダウエイダム 開発が前提	長期水源計画
⑦	ラグンビン貯水池	地表水	42,000 (SEZ 中期要求量)	水利権獲得済	中期水源計画

(1) 短期水源計画

表 6-1-1 のうち「③ ザマニ・イン貯水池」については、ミャンマー国側より 1,000acre-ft/年 (= 3,379m³/日) の供給を保証するとされており、更に 3,000m³/日の追加供給についても 2014 年 5 月に農業灌漑省より合意を得ており、合計 6,000m³/日の短期水源としての現実的な利用可能性を有している。

更には、ザマニ・イン貯水池の堤体と放流口が近年改修されたことから、5,030m³/日の供給が可能であることがシミュレーション計算から予測されている。現在の貯水池の運用では、灌漑用水の供給は農業灌漑省の計画に基づいて 2013 年より止められており、工場および軍に対して水を供給しているのみである。この現状の条件の下においては、ティラワ SEZ が要求する 10,000m³/日の供給が物理的に可能である。このことから、「③ザマニ・イン貯水池」案については、計画取水量を ③a : 6,000m³/日、③b : 10,000m³/日 とし、それぞれについて検討を行うこととした。

⑥b および⑦を除いた案については、ティラワ SEZ が 2015 年開業に向けて 6,000m³/日からの更なる追加水量 (~10,000m³/日) を要求していることから、③に対して補完的な役割を果たす水源として位置付けられる。その中でも地下水に関わる①および②については、下記に示される懸念がある。

- 1) 既存井戸の調査より、調査地域には約 15,000 本の井戸があり、地下水は、生活用水を含む地域の主水源である。従って、SEZ 用に恒常的に多量の揚水を行うことは、将来の地下水利用に支障をきたすことが懸念される。
- 2) 対象地域の地表は、難透水性の細粒層が卓越していることから、雨水による涵養があまり期待できない。
- 3) SEZ 周辺は、三方が塩水の遡上する大きな河川に囲まれており、帯水層の地下水位が低下すると塩水侵入のおそれがある。実際、SEZ 内で実施された他社チームの掘削井の水質試験結果では、塩水侵入が明確な数値 (EC > 1,000) が検出されている。帯水層に一旦塩水進入が起こった場合は元の状態に戻すことは非常に困難である。

よって、①および②について、井戸の地下水を連続して使用することは塩水進入による地下水の汚染を招き、周辺既存井戸汚染の拡大を招く可能性が高いと判断し、ティラワ SEZ に対して地下水を利用する場合は非常時に限定する。

(2) 中・長期水源計画

中・長期的に必要な水量は、短期水源オプションを複数採用しても賅うことができない水量となる。中期水源計画においては、YCDC の下で別途事業計画策定中であるため、ティラワ SEZ までの導水計画については特に言及しない (表 6-1-1 ⑦)。長期水源計画においては、現在農業

灌漑局により開発が進められている 30 マイル緑化事業において、ダウェイダムが建設されることによって豊富な余剰水量が生じることが見込まれている。表 6-1-1 ⑥b においては、水利権交渉は別の問題として、この余剰水量が供給されることを前提と考える。

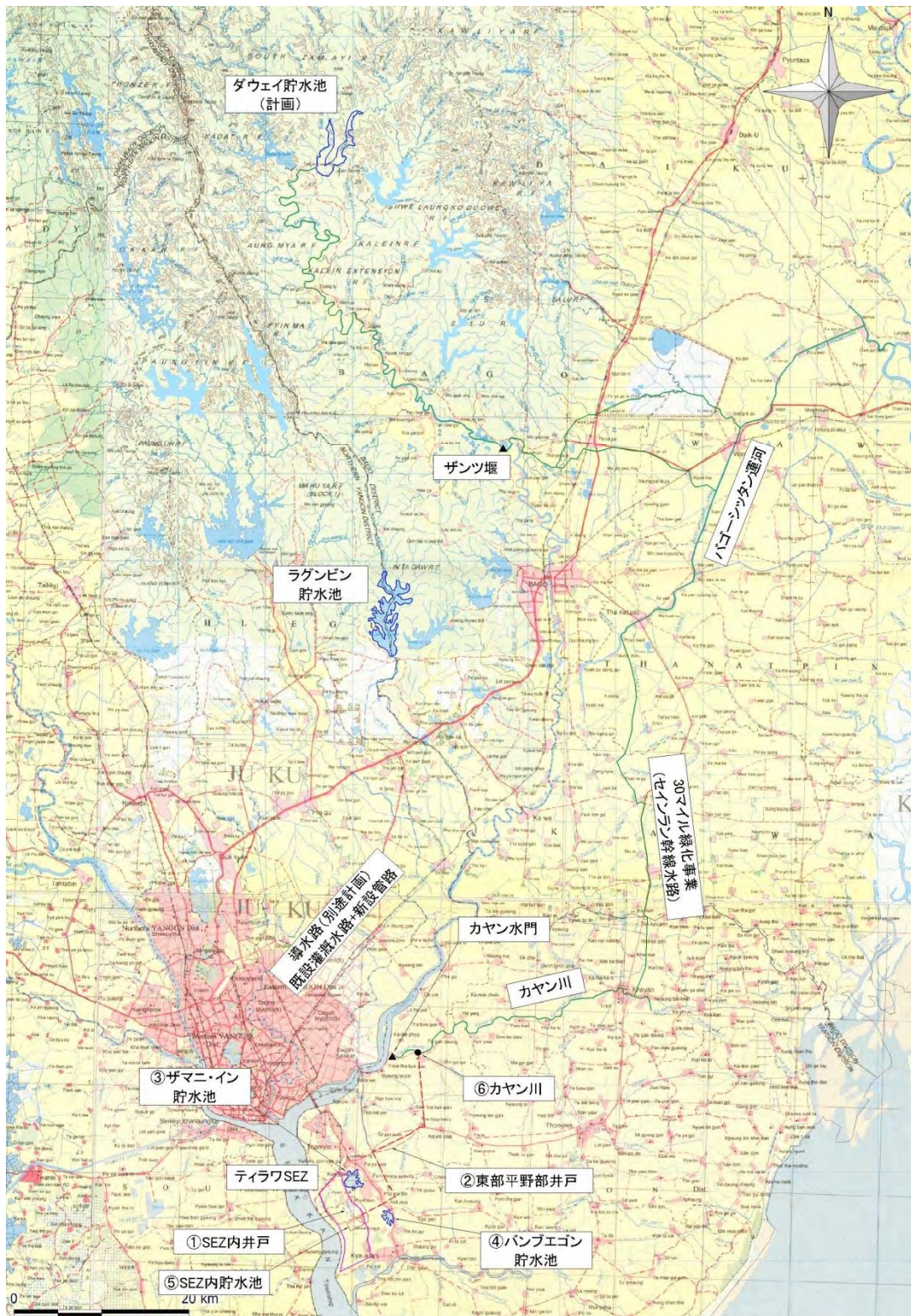


図 6-1-1 水源計画位置図

6-1-2 その他の水源

表 6-1-1 に示す他に、以下の水資源の利用可能性が考えられるが、総合的な見地から採用は難しいと考える。

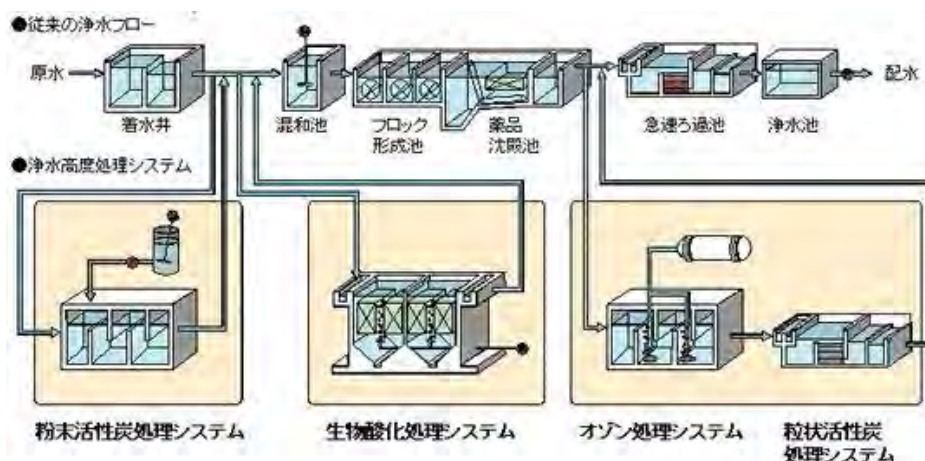
(1) 下水再利用

(定義)

一般に、人間の生活や生活活動によって生じる汚水は処理を伴って排水されるが、これを上水ほどの水質ではないが生下水よりは浄化されたものを中水という。日本においては、再利用される排水は中水レベルを指し、トイレ用水、散水、冷却・冷房用水、消火用水、清掃用水などに使用されている。日本の下水再利用システムでは、処理方式は生物処理と膜分離との組み合わせが主流で、使用用途により水質基準が定められている。

(概要・特徴)

一般的な下水処理方法として活性汚泥法が挙げられるが、これは下水を曝気して好気的な微生物に汚濁物質を分解させ、汚濁物質濃度と曝気量を適切に管理することで、凝集する細菌を増殖させて沈降分離する方法である。この処理水を中水として再利用する場合、高度処理（二次処理以上の水質の確保）を行う施設が必要となる。また、上水として再利用するためには、加えて活性炭吸着やオゾン処理等の高度浄水処理プロセスを既存の処理施設に組み入れる必要がある。



※ メーカーHP（日立インフラシステム）より引用

図 6-1-2 高度浄水処理システムのフロー

また、排水を安定して供給するためには、安定した水量を確保しなくてはならないため、下水道（収集システム）の整備された地域であることが前提となる。

(適性)

①導入および維持管理コストの問題

再利用水の目的を工業用水とした場合、通常の下水处理に加え高度処理施設が必要となる。また、上水の水質を確保するには、更に浄水高度処理プロセスを付加する必要がある。

海外ではアメリカやシンガポールなどで下水を飲料水まで浄化する施設が稼働しているが、現段階で事例は少なく導入コストが高い。また、高度処理には継続的な電力が必要となるが、ミ国は電力が十分に供給されているとは言えない状況である。更に、高度処理に必要な付加プロセスの消耗品材料等、前述の水源オプションに比べれば維持管理コストが高価となることは明白であり、継続的な運用は難しいと思われる。

②排水量の問題

排水の再利用にあたっては安定した水量の確保が必須となるが、SEZ 周辺では生活排水の収集システムが整備されていない。上水あるいは生活に要する水が十分に供給される見込みがない限り、仮に排水システムが整備されたとしても、安定した排水の量を確保できる保障はない。また、身近なところでバゴー川の汽水と混合することになれば、水質の問題が浮上するためさらなる浄水高度処理プロセスが必要となり、導入・維持管理コストを圧迫する。

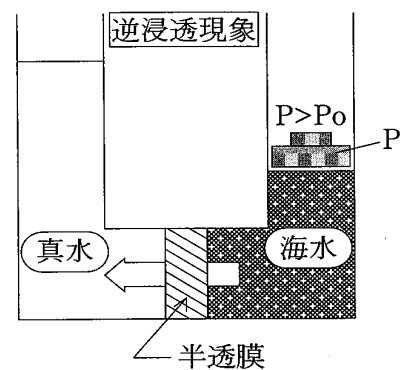
(2) 汽水・海水淡水化

(定義)

ティラワ SEZ は、ヤンゴン川の左岸沿いに位置している。ヤンゴン川の豊富な水量は、ティラワ SEZ の必要水量を十分賄うことができるが、河口が近い汽水化している。淡水化施設は、立地条件が良ければ水源不足対策となり得るが、一般に生産コストが既存水利施設のものに比べると高価となると言われている。

(概要・特徴)

現在実用化されている淡水化方式は、主に蒸発法と逆浸透法がある。技術的には蒸発法が最も早く実用化されたが消費エネルギーは大きく、近年は膜の開発によりコストダウンが進んだことから、特に逆浸透膜法が主流になっている。逆浸透膜法は、水は通すが塩分は通しにくい性質を有する半透膜を用いて淡水を得る方法である。



※ 浄水技術ガイドライン

(財) 水道技術研究センター より引用

図 6-1-3 逆浸透現象

日本においては、2005年3月に完成した福岡地区水道企業団の海の中道奈多海水淡水化センターが逆浸透方式を採用しており、50,000m³/日の淡水が供給可能とされている。逆浸透法による淡水化では、原水に対する淡水の回収率は40～60%である。

一般に、淡水化施設は維持管理コストが高価となり、浄水場に比べ倍額近くの維持管理費がかかると言われており、そのうちの1/4程度は電気代であるという。

(適性)

工業団地においては、安定した電力と水の供給が必要とされるなか、ミ国においては電力事情が良くなく安定した供給は見込めない。プラントを稼働するための動力源は石油等も考えられるが、いずれにせよエネルギー消費が大きく、膜の交換費用等も含めて維持管理コストが高価となる。

淡水化プラントの建設・稼動にかかるコストは、沖縄県の例では、水道水1t当たり100円に対し淡水は280円と2.8倍になっている（国交省関東地方整備局HP）。本案件においては、他水源の利用可能性が十分に見込まれるため、コストをかけて導入する意義は見いだせない。

(3) 地下ダム

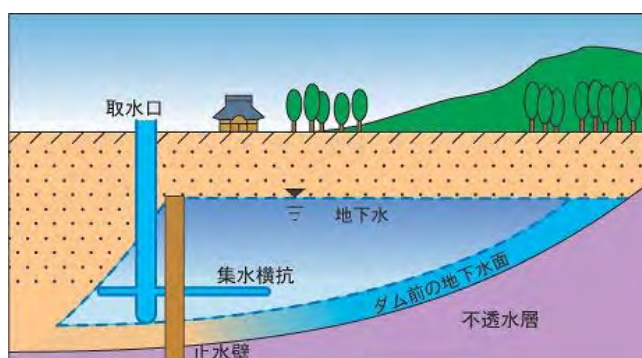
(定義)

空隙率の大きい地層に止水壁を設け、地下水流を堰止めて貯留し、地下水を安定的に利用可能とする施設を地下ダムという。

(概要・特徴)

地下ダムは、堤体が地層中に築造されるため、現況の土地利用を妨げないで貯水することが可能であり、地中に貯水することから比較的安定した水温・水質が維持できる。また、地下水の流動が比較的遅いため、干ばつ時でも多雨時に地下浸透した地下水が徐々に貯留域に涵養され、長時間にわたって安定した取水ができる。

その反面、地層の有効空隙率に依存しているために、地下水の貯水効率は低く正確な把握が難しい。また、地下ダム建設適地の選定においては、様々な自然条件を求められるにもかかわらず視覚的に確認ができないため、地下の地質構造等の推定に依存する部分が多い。



※ 長崎県 HP より引用

図 6-1-4 地下ダムの原理

(適性)

SEZ 近傍の地質は第三紀の堆積層が主体で、不透水性岩盤および地下水涵養の透水性層がないため、地下ダムの適地ではない。

6-1-3 検討条件

各水源から SEZ まで導水するために必要な施設について、検討条件を下記のようにまとめる。

(1) 検討対象施設

1) 取水施設

水源の種類にかかわらず、年間を通じて計画取水量を確実に取水できるものとする。

表流水の場合は、洪水および渇水時にも安定して取水できることが重要である。本検討地区においては、既存ダムからの取水となる場合はポンプ場（陸上ポンプ）を設定する。河川からの取水の場合は、取水口を設けポンプにより取水することを想定する。

地下水の場合は、地下水を過剰揚水すると地下水位が異常低下して取水量が減少することや、地盤沈下現象が生じることもあるため、取水量に注意する必要がある。

本対象地区における地下水取水施設は、深井戸（深度 100～150m）が適する。



図 6-1-5 既存ダムからの取水（ポンプ場）

2) 貯水施設

安定した給水を確保するために、年間を通じて計画取水量を安定して取水できる水源を確保することが基本となる。本対象地区の場合、表流水源は恵まれた水量が確保されているため、水源における貯水施設は不要となる。ポンプ等で高所に送水する場合は、中継地点において一時貯留槽を築造することによって段階的に揚水する。

3) 導水施設

導水施設は、水源で取水された原水を浄水施設まで導く施設であり、導水管、導水渠、ポンプ設備等から構成される。導水施設は、事故が発生した場合に、導水の停止や導水量の低下により広範囲に影響を及ぼす恐れがあるため、必要量を確実に導水できるとともに、高い信頼性を有する施設であることが要求される。

各水源案での幹線水路は、自然流下での導水が経済的であるが、水源が SEZ 周辺標高より低

い場合や山越え送水など、困難な場合はパイプライン（ポンプ圧送）とする。その場合、管種は圧力管路としてミ国に実績がある「硬質塩化ビニル管」もしくは「ダクタイル鋳鉄管」を採用する。

4) 浄水施設

浄水施設は水道施設の中核を成すものであり、その機能が水道システム全般に直接的に影響を及ぼす。浄水施設の機能は、浄水処理によって所要の水質の水について、必要量を安定して得ることが基本となる。

工業用水の浄水施設は、取水した原水に対し、沈殿や凝集などの浄水処理を行う施設で、一般に沈殿池、凝集池、浄水池などがある。日本においては、工業用水における標準的な水質は定められているが、それ以上は需要家が各々の目的に合わせて浄水処理を行っている。工業用水道でいう浄水処理は、土砂などの沈殿処理が主体で、塩素処理まで行われていない場合がほとんどである。また、単に冷却水として使用する場合などは、無処理で行われることもある。

本対象地区においては、飲料水としての利用を目的とした浄水設備が求められているが、現時点で参入企業の数や業種が明らかでないことと、デベロッパー側が浄水・処理施設を独自に設置する計画となっているため、浄水施設およびそれ以降に設置される水道施設（送水施設、配水施設等）は検討対象外とする。

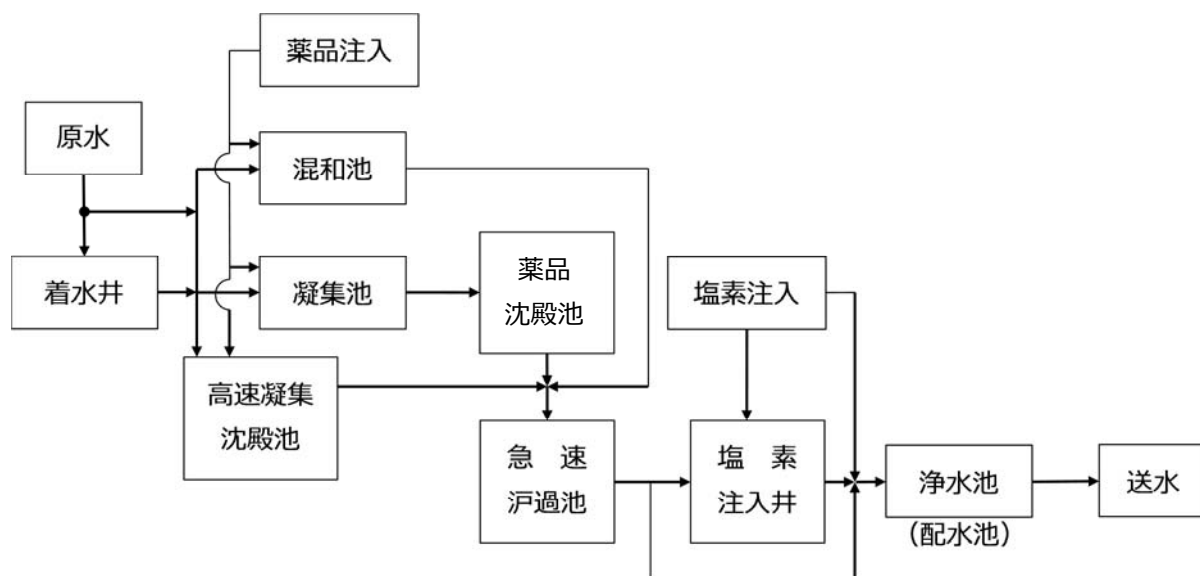


図 6-1-6 浄水場フロー（例：急速ろ過方式）

(2) 導水ポンプの検討

ポンプ設備は、計画水量を満たすポンプ台数、吐出量、揚程等のポンプ諸元を決定し、管路システムを含めて計画する必要がある。ポンプの諸元は、ポンプメーカー資料の性能曲線を用いて選定を行うこととする。

ポンプ圧送の場合には、ポンプ井の低水位とティラワ SEZ 引継水位（引継点の地盤高とする）との水位差および導水管路の損失水頭から、ポンプの全揚程を決定する。

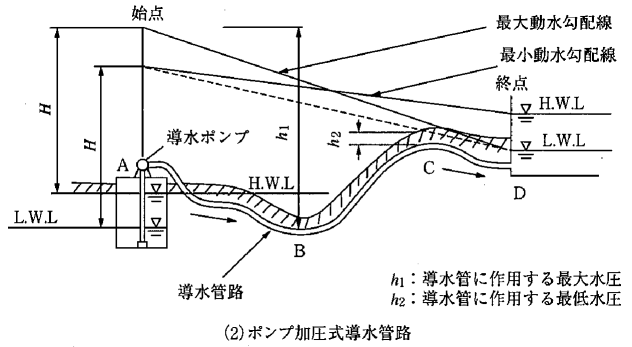
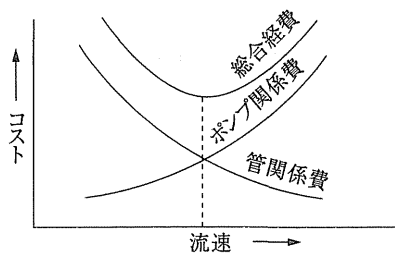


図 6-1-7 ポンプ圧送の場合の動水勾配線

このとき、水源の位置によっては、圧送距離が非常に長くなり管路の摩擦ロスが大きくなることが懸念される。その場合は、中継ポンプ場を設けて一旦圧力解放した上で再度ポンプ圧送を図るなど、経済的なポンプ・管路施設の組み合わせを選定する。

ポンプ導水の場合は、管径を小さくすると管布設費は安くなるが、摩擦損失が大となるのでポンプ揚程が大きくなる。したがって、ポンプ設備費が高くなるのみならず、将来にわたって電力費が嵩み不経済である。逆に、管径を大きくすればポンプ関係費は少額ですむが、管布設費が増すことになる。よって、ポンプ揚程と管径との間の経済的関係を考慮する必要がある。この経済的な組み合わせについては、図 6-1-8 に示されるような平均流速を目安とする¹。ここでは、ポンプにかかる水撃検討は割愛し、別途実施段階において検討するものとする。



口径 (mm)	平均流速 (m/s)
75 ~ 150	0.7 ~ 1.0
200 ~ 400	0.9 ~ 1.6
450 ~ 800	1.2 ~ 1.8
900 ~ 1,500	1.3 ~ 2.0
1,600 ~ 3,000	1.4 ~ 2.5

※ 土地改良事業計画設計基準「パイプライン」より引用

図 6-1-8 経済性の概念、ポンプ圧送の平均流速

¹ ポンプ圧送式管路の流速は、管関係費とポンプ関係費の和が与えられた流量に対して最小となるように経済比較を行って決定することが望ましく、図 6-1-8 はこれまでの実績をもとに参考的に示されたものである。

(3) 管路施設の検討

導水管は、計画取水量を確実に導水できることが必要であり、このためには動水勾配が最小となる場合の管径を算定しておけば安全であるが、前述の経済性にも留意する必要がある。

導水管路の摩擦損失を求めるにあたっては、管径および必要水頭はヘーゼン・ウィリアム式を用いて検討を行う。ヘーゼン・ウィリアム式は以下のとおりである。

$$V = 0.849 \cdot C \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

ここで、 V : 平均流速 (m/s) C : 流速係数 R : 径深 (m) I : 導水勾配

上式は円形管について次の各式が誘導される。

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

$$Q = 0.279 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54}$$

$$D = 1.626 \cdot C^{-0.38} \cdot Q^{0.38} \cdot I^{-0.21}$$

$$I = hf / L = 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85}$$

ここで、 D : 口径 (m) hf : 摩擦損失水頭 (m) Q : 流量 (m³/s) L : 管路長 (m)

流速係数 C は、表 6-1-2 のとおりとなる。

なお、管路の検討にあたっては、以下の点に留意する。

- ・管内流速の最小速度は、水中の浮遊土砂が管内に沈殿しないようにするため、0.3 m/s 以上とする。
- ・管路延長が長くなる場合は、管路の経済的な流速（図6-1-8 参照）の範囲を考慮して管径を決定する。
- ・損失水頭は、摩擦損失水頭以外の管路損失（流入、流出、屈折等）を考慮し、摩擦損失水頭の1.3倍程度を見込む。
- ・ティラワSEZへの引継点は、浄水場の位置が未確定であるため、SEZ内の地下水観測孔 D1沿線道路とSEZの境界線の交点位置とする。

表 6-1-2 流速係数 C の値

管 (内面の状態)	流速係数 (C)		
	最大値	最小値	標準値
鋳鉄管 (塗装無し)	150	80	100
鋼管 (塗装無し)	150	90	100
コールタール塗装管 (鋳鉄)	145	80	100
タールエポキシ塗装管 (鋼)			
φ 800 以上	-	-	130
φ 700~600	-	-	120
φ 500~350	-	-	110
φ 300 以下	-	-	100
モルタルライニング管 (鋼、鋳鉄)	150	120	130
遠心力鉄筋コンクリート管	140	120	130
プレストレストコンクリート管	140	120	130
硬質塩化ビニル管	160	140	150
硬質ポリエチレン管	170	130	150
強化プラスチック複合管	160	-	150

6-2 短期施設整備計画

本項では、短期においてティラワ SEZ へ必要な水量を供給するための施設規模を概定し、水資源開発コストを算出することにより水源オプションの比較検討を行う。

既出のとおり、ザマニ・イン貯水池においては、6,000m³/日の水利権が認められている。ティラワ SEZ の開業以降に追加で必要な水量（～4,000m³/日）は、既存の表流水源から取水することが最も現実的な方策であると考えられる。その上で、周辺環境に配慮して、地下水源を非常時の代替水源として施設整備を行うことが良策であるとする。

6-2-1 施設設計

(1) SEZ 内新設井戸

1) 計画概要

追加水量の水源として、新規の井戸をティラワ SEZ 敷地内に計画するものである。井戸の建設位置は、SEZ 東部のタンリンーチャウタン丘陵地からの涵養を受けやすいと思われる、SEZ 敷地内東側を計画する。地下水の取水対象となる帯水層は、第2被圧帯水層（深度 100m 程度）とする。

地下水利用なので水利権にかかる問題は生じないが、近隣のタンリンーチャウタン地区には多数の既存井戸が確認されており、一度に大量の地下水をくみ上げると周辺環境への影響が懸念されるため、非常時の代替水源として限定的に利用することを条件とする。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{day} = 0.70 \text{ m}^3/\text{min} = 0.012 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(= 0.23m³/min × 3 本)

b) 対象施設

深井戸ポンプ、導水管路

c) 管種

硬質塩化ビニル管 φ 150 mm

d) 管路長

$$L = 4.2 \text{ km} = 4,200 \text{ m}$$

(最遠方のポンプ～SEZ まで 2.7km = 2,700m)

e) 損失水頭

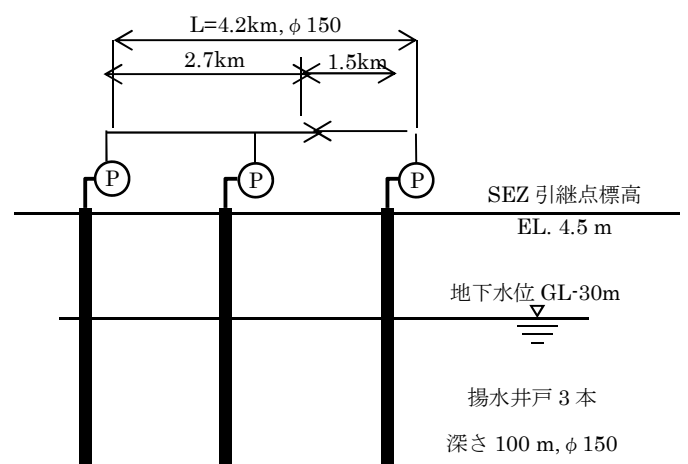


図 6-2-1 SEZ 内井戸配置図

$$\begin{aligned}
 hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\
 &= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.15^{-4.87} \times 0.012^{1.85} \times 2,700 \\
 &= 7.8\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭} H = hf \times 1.3 = 7.8\text{m} \times 1.3 = 10.1\text{ m}$$

f) 管内流速

$$\begin{aligned}
 V &= 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} \\
 &= 0.355 \times 150 \times 0.15^{0.63} \times (7.8 / 2,700)^{0.54} \\
 &= 0.7\text{m} / \text{sec}
 \end{aligned}$$

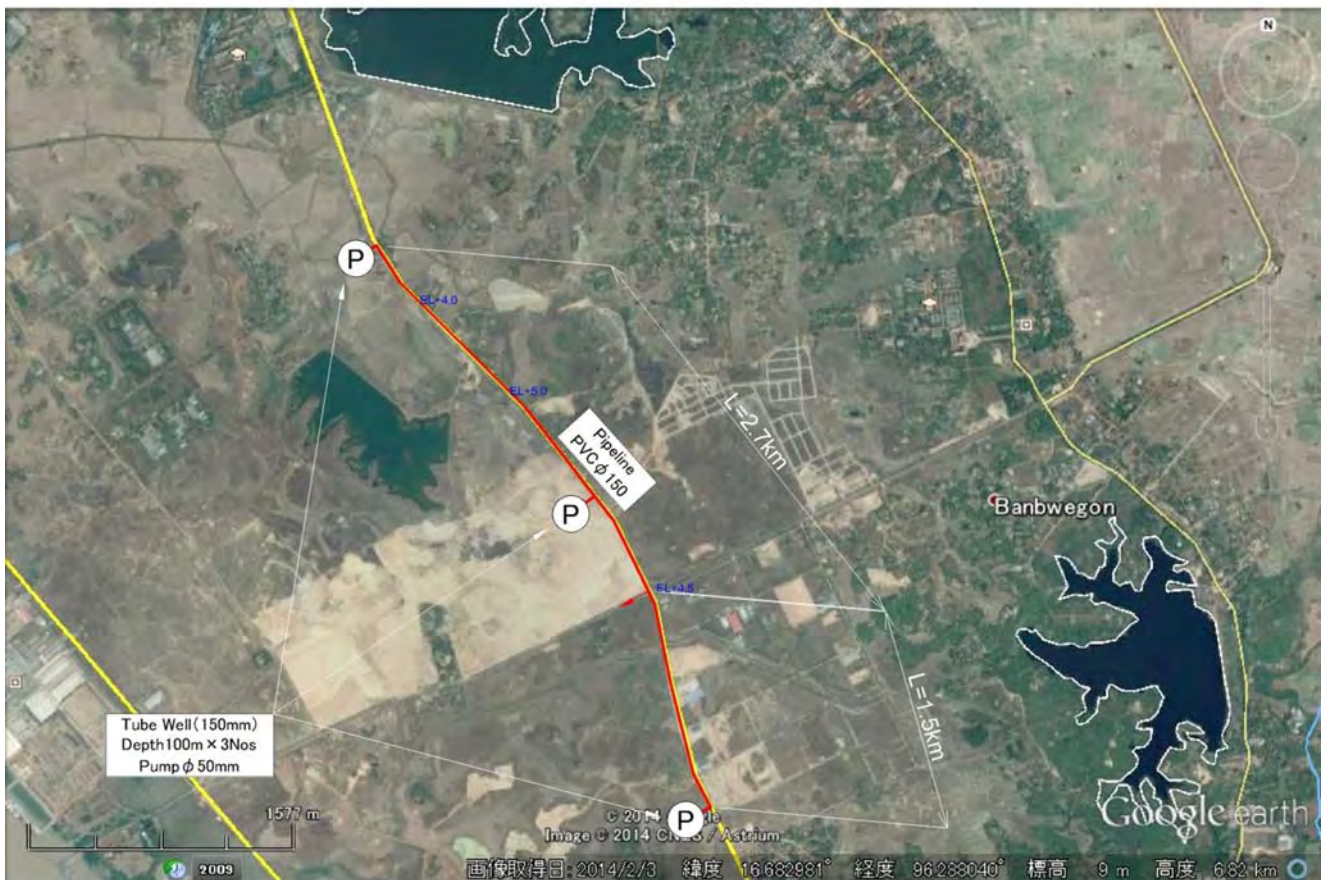


図 6-2-2 計画概要図 (①SEZ 内井戸)

ティラワ SEZ との引継点の地盤標高は EL=4.5 m である。SEZ 内に設置する井戸は 3 ヶ所を計画し、深度は第 2 被圧水層までの約 100 m とする。地下水位は、GL.-30m 程度と想定している。井戸ポンプからの揚水は、1 本の集水管にまとめてティラワ SEZ 引継点まで圧送する。このとき、ポンプの全揚程は、集水管の損失水頭を含めて $H = 30\text{ m} + 4.5\text{ m} + 10.1\text{ m} = 44.6\text{ m}$ となる。

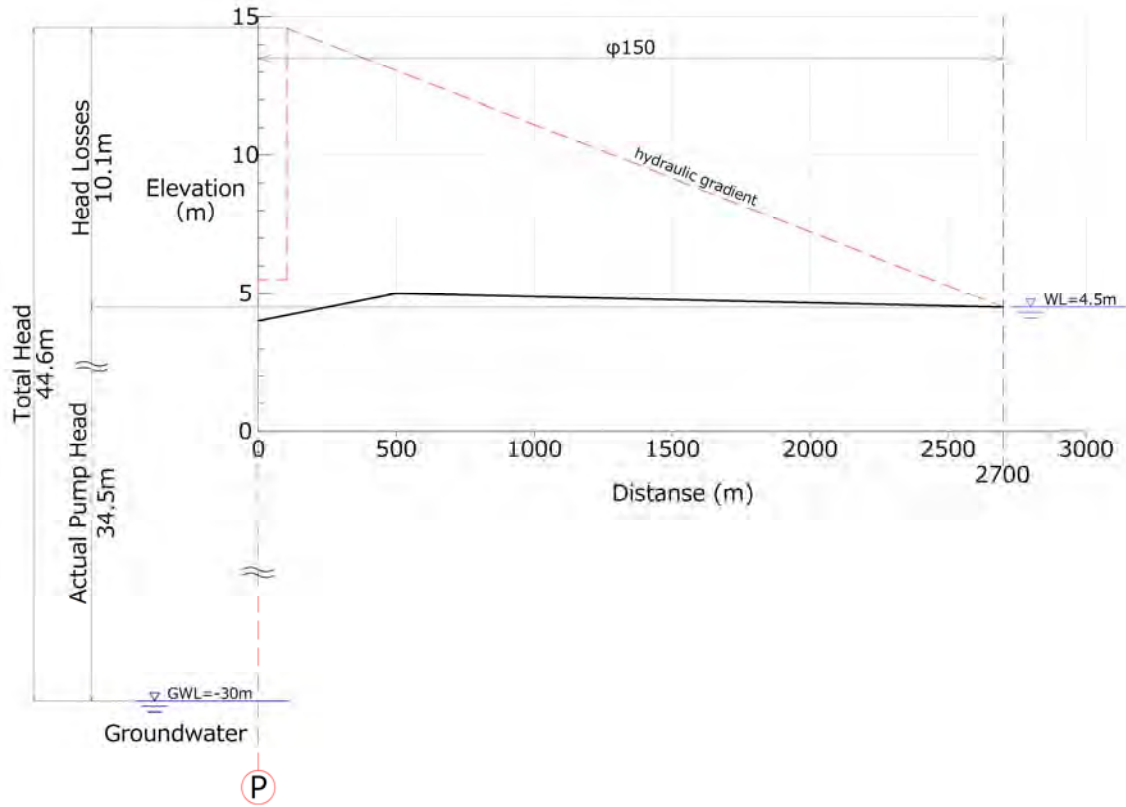


図 6-2-3 管路の動水勾配 (①SEZ 内井戸)

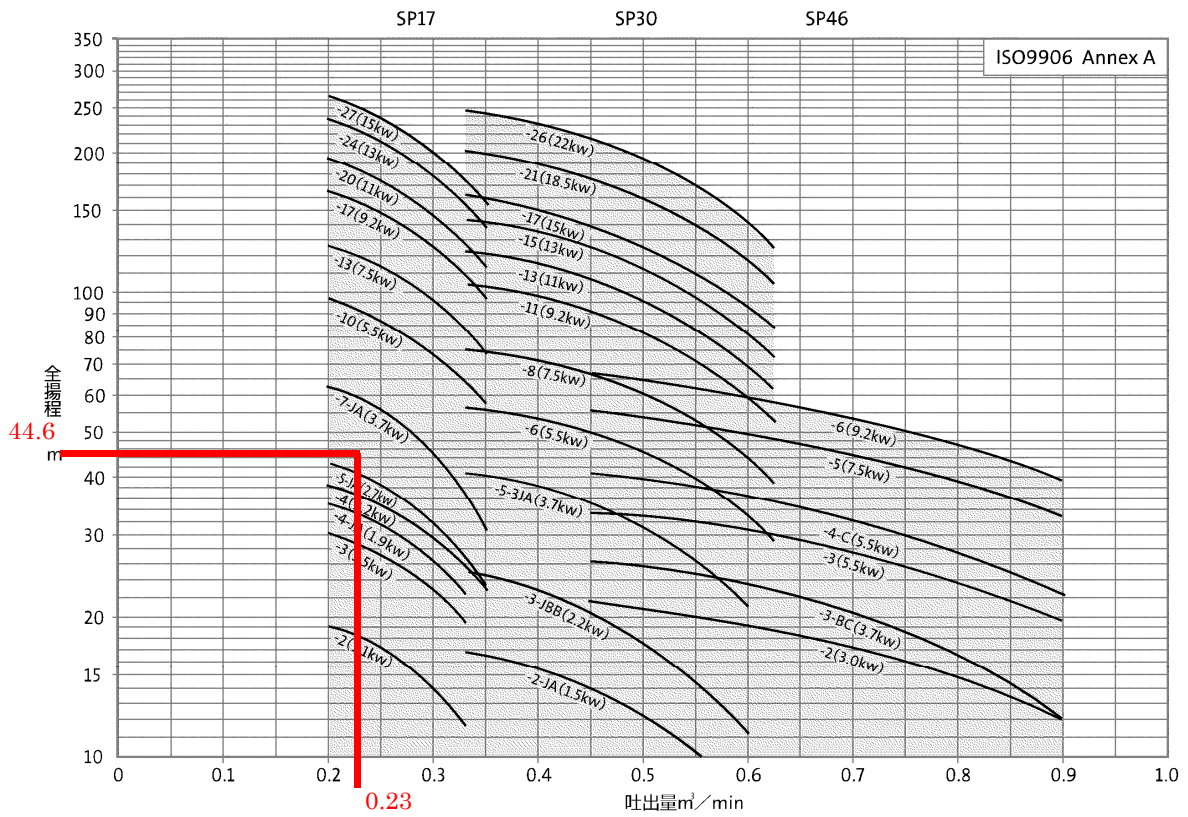


図 6-2-4 ポンプ選定図 1 (①SEZ 内井戸)

井戸径 (mm)	ポンプ口径 (mm)	機種名	出力 (kW)	接続形状	要 目				A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	重量 (kg)	図示番号
					吐出量 (m ³ /min)	全揚程 (m)	吐出量 (m ³ /min)	全揚程 (m)							
150	50 (65) (80)	SP17-2	1.1	井戸用ポンプ	0.2	19	0.333	11.7	748	305	443	95	131	14.9	1
		SP17-3	1.5		//	30	//	19.4	849	345	504	//	//	175	
		SP17-4-JA	1.9		//	35.4	//	22.3	1020	456	564	//	//	24	
		SP17-4	2.2		//	39.4	0.35	22.6	//	//	564	//	//	//	
		SP17-5-JA	2.7		//	43.7	//	23.4	1121	496	625	//	//	26	
		SP17-7-JA	3.7		//	63	//	31	1322	576	746	//	//	33	
		SP17-10	5.5		//	98.1	//	57.1	1508	565	943	143	142	55	
		SP17-13	7.5		//	128	//	74.8	1735	610	1125	//	//	63	
		SP17-17	9.2		//	166	//	97	2002	635	1367	//	//	71	
		SP17-20	11		//	196	//	114	2286	738	1548	//	//	82	
	SP17-24	13	//		236	//	138	2573	783	1790	//	//	91		
	50(65)	SP17-27	15		//	266	//	156	2810	838	1972	//	//	101	
	65 (50) (80)	SP30-2-JA	1.5		0.333	16.8	0.6	7.7	848	345	503	95	131	175	2
		SP30-3-JBB	2.2		//	24.7	//	11.2	1055	456	599	//	//	24	
		SP30-5-3JA	3.7		//	41	//	21.2	1367	576	791	//	//	33	
		SP30-6	5.5		//	56.7	0.625	28.9	1468	565	903	143	142	53	
		SP30-8	7.5		//	75.7	//	38.9	1705	610	1095	//	//	61	
		SP30-11	9.2		//	103	//	52.5	2018	635	1383	//	//	69	
		SP30-13	11		//	122	//	62.2	2313	738	1575	//	//	79	
		SP30-15	13		//	142	//	73.2	2550	783	1767	//	//	88	
SP30-17		15	//	161	//	83.8	2797	838	1959	//	//	97			
SP30-21		18.5	//	200	//	105	3269	903	2366	//	//	111			
SP30-26	22	//	245	//	127	3869	1023	2846	//	//	132				
80	SP46-2	3	0.45	21.8	0.9	12	976	496	480	95	141	25	3		
	SP46-3-BC	3.7	//	26.3	//	12	1169	576	593	//	//	29			
	SP46-3	5.5	//	33.8	//	19.8	1174	565	609	143	145	51.5			
	SP46-4C	//	//	40.6	//	22.1	1287	565	722	//	//	55.5			
	SP46-5	7.5	//	55.7	//	32.6	1445	610	835	//	//	60			
	SP46-6	9.2	//	67.1	//	39.7	1583	635	948	//	//	65.5			

図 6-2-5 ポンプ選定図 2 (①SEZ 内井戸)

g) 検討結果 (①)

計画取水量 1,000m³/日 (333m³/日×3箇所)
 水源 深井戸 (地下水)
 取水施設 井戸口径150mm、井戸用ポンプ φ 50mm×3.7kw×3台
 吐出量 1,000m³/日=0.70m³/min (0.23m³/min×3)
 全揚程 44.6m
 導水施設 (集水管) 硬質塩化ビニル管 φ 150 合計 L=4.2km

(2) ②東部平野部新設井戸

1) 計画概要

追加水量の水源として、タンリンーチャウタン丘陵東部に井戸を新設する計画である。井戸の建設位置は、図 6-2-6 に示す位置が候補に挙げられる。

地下水利用なので水利権にかかる問題は生じないが、近隣のタンリンーチャウタン地区には多数の既存井戸が確認されており、一度に大量の地下水をくみ上げると周辺環境への影響が懸念されるため、非常時の代替水源として限定的に利用することを条件とする。

case1: SEZ東側のタンリンーチャウタン丘陵東側の東西道路沿い

case2: SEZ東側のタンリンーチャウタン丘陵東側の南北道路沿い

case3: SEZ東側のタンリンーチャウタン丘陵東側の北東方向の道路沿い

路線は、水質と周辺環境への影響を重視して選定する。各井戸ポンプより揚水された水は、集水管にてSEZ敷地境界まで導水される。井戸ポンプからSEZまでは管路延長が長くなるため、水撃作用に対する検討が別途必要となる。

SEZ東側のタンリンーチャウタン丘陵の東側においては、第2帯水層以深(深度100~150m)以深であれば良質の水がある程度採水できる可能性が高い。SEZの南側に河口のあるマウン川は感潮河川であり、その支流であるパタジー川は防潮水門が設置されていないために潮の影響を受けている。case1~case3にて地下水を取水する場合、採水箇所による水量の差異はないが、パタジー川に近いほど塩水侵入の可能性が高くなるといえる。



図 6-2-6 東部平野部からの導水ルート案

上記3案のうち、以下の理由により case3 を採用する。

case1 については、パタジー川に最も近いことから、他案に比べ塩水侵入の可能性が高いため不利である。また、ヤンゴン市から通じる幹線道路と村落を結ぶ東西道路沿いに設置することになるが、この道路は未舗装であり、雨季には車の通行が困難になるほど路面状態が悪い。本調査の試験井観測における雨季の期間中は、車両通行が不可能であった。このことから、井戸の維持管理を考慮すると、導水施設の建設に併せて道路整備が必要となると想定される。また、沿線の2村落の既存井戸に対して、連続的に取水した場合に既存井戸へ水位低下の影響を与えることが懸念される。

case2 は、丘陵地東側の南北幹線道路沿いに井戸を設置する案である。道路はタンリンーチャウタン丘陵に沿っていることから、井戸はこの丘陵からの涵養を受けることができる可能性がある。しかし、この丘陵沿いには既存井戸が多数存在していることから、連続的に取水した場合に既存井戸へ水位低下の影響を与えることが懸念される。

case3 においては、パタジー川から最も離れているため、塩水侵入の可能性は他案に比べ低いといえる。また、周辺に既存井戸が少ないことから、取水による水位低下により既存井戸に与える影響は case2 に比べ小さい。

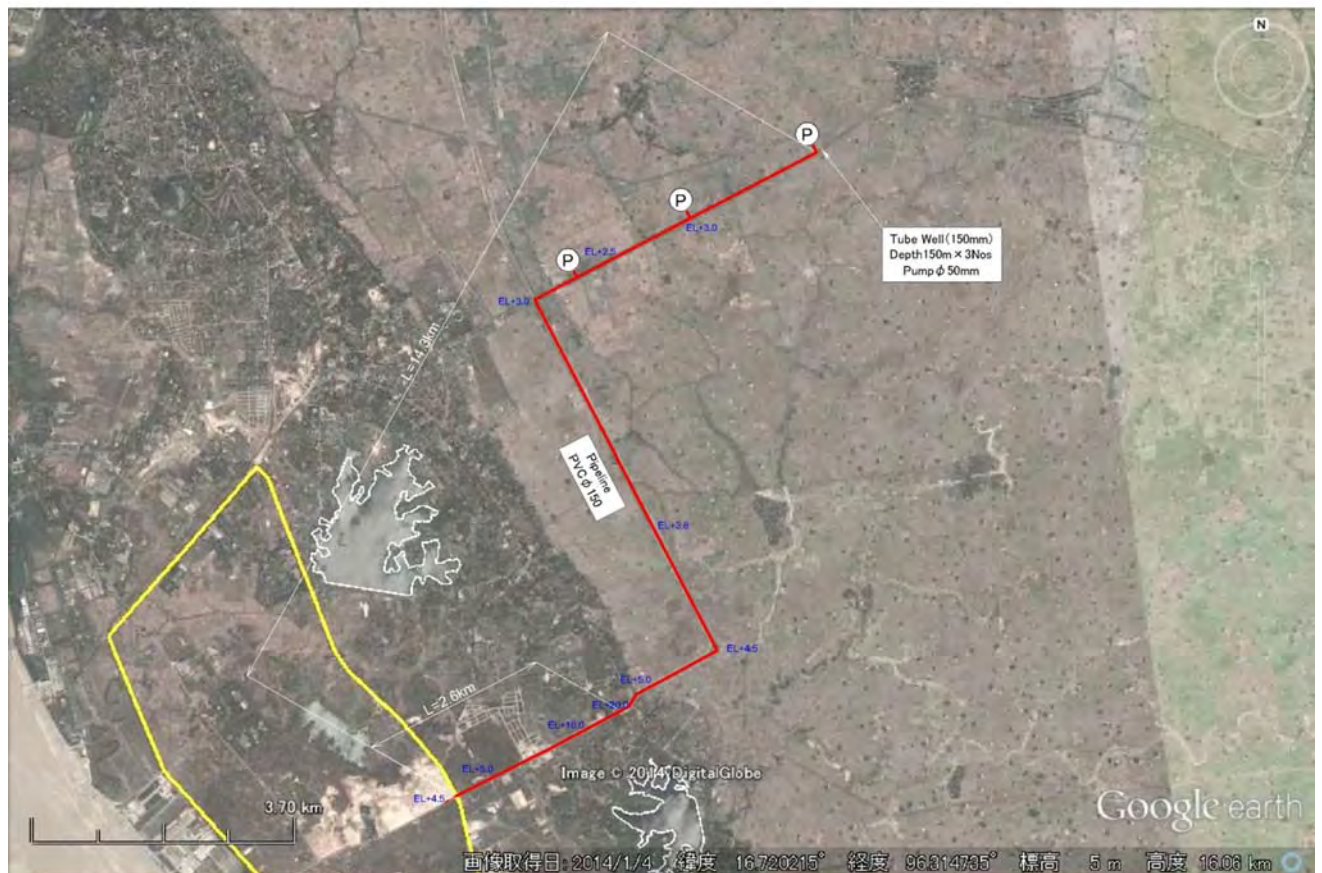


図 6-2-7 計画概要図 (②東部平野部井戸、case3 採用)

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{day} = 0.70 \text{ m}^3/\text{min} = 0.012 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(= $0.23 \text{ m}^3/\text{min} \times 3 \text{ 本}$)

b) 対象施設

深井戸ポンプ、導水管路

c) 管種

硬質塩化ビニル管 $\phi 150 \text{ mm}$

d) 管路長

$$L = 14.3 \text{ km} = 14,300 \text{ m}$$

e) 損失水頭

(井戸ポンプ～管路最高点 区間)

$$hf = 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

$$= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.15^{-4.87} \times 0.012^{1.85} \times 11,700$$

$$= 33.8 \text{ m}$$

$$\text{損失水頭} H = hf \times 1.3 = 33.8 \text{ m} \times 1.3 = 43.9 \text{ m}$$

(管路最高点～ティラワSEZ 区間)

$$hf = 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

$$= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.15^{-4.87} \times 0.012^{1.85} \times 2,600$$

$$= 7.5 \text{ m}$$

$$\text{損失水頭} H = hf \times 1.3 = 7.5 \text{ m} \times 1.3 = 9.8 \text{ m}$$

f) 管内流速

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

$$= 0.355 \times 150 \times 0.15^{0.63} \times (33.8/11,700)^{0.54}$$

$$= 0.7 \text{ m/sec}$$

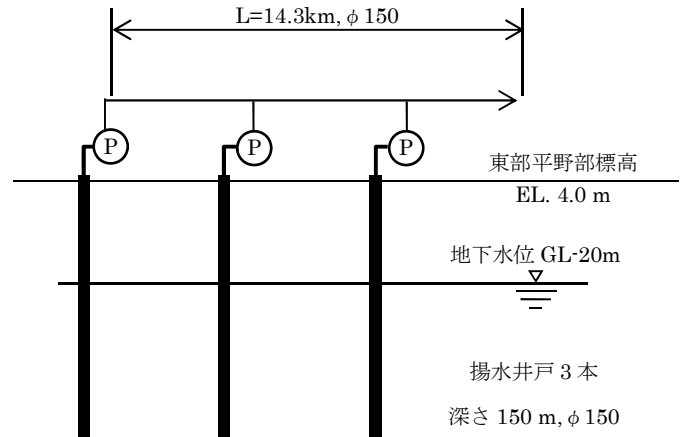


図 6-2-8 東部平野部井戸配置図

東部平野部の取水地点の地盤標高は EL.4.0 m である。井戸は 3 本を計画し、深度は約 150 m とする。井戸の配置は、前述のモデル解析結果に合わせた配置とする。井戸ポンプからの揚水は、1 本の集水管にまとめてティラワ SEZ 引継点まで圧送する。

ポンプの全揚程は、路線途中に地盤標高 EL=20.0 m の地点（最高点）があり、管路が動水勾配線の上となり負圧となるため、ここを計画吐出水位とする。この位置に空気弁を設置することに

より、最高点より下流は自然流下となる。この場合のポンプ全揚程は、集水管の損失水頭を含めて $H = 20 \text{ m} + 20.0 \text{ m} + 43.9 \text{ m} = 83.9 \text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、吐出量 $0.23 \text{ m}^3/\text{min}$ 、ポンプ全揚程 83.9 m より、深井戸水中ポンプを使用する。井戸径 $\phi 150 \text{ mm}$ 、ポンプ口径 $\phi 50 \text{ mm} \times 5.5 \text{ kw}$ を 3 台運転とする。

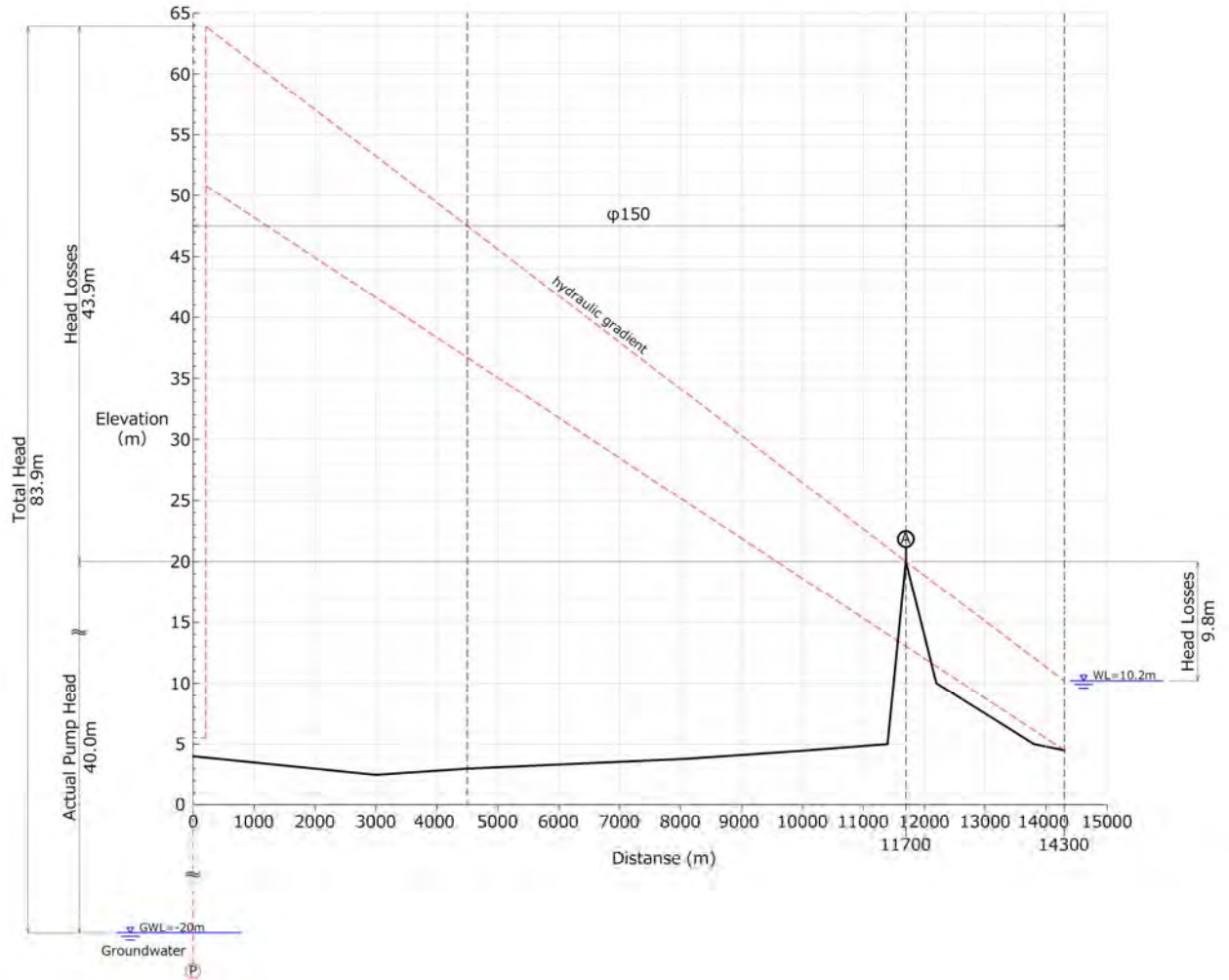
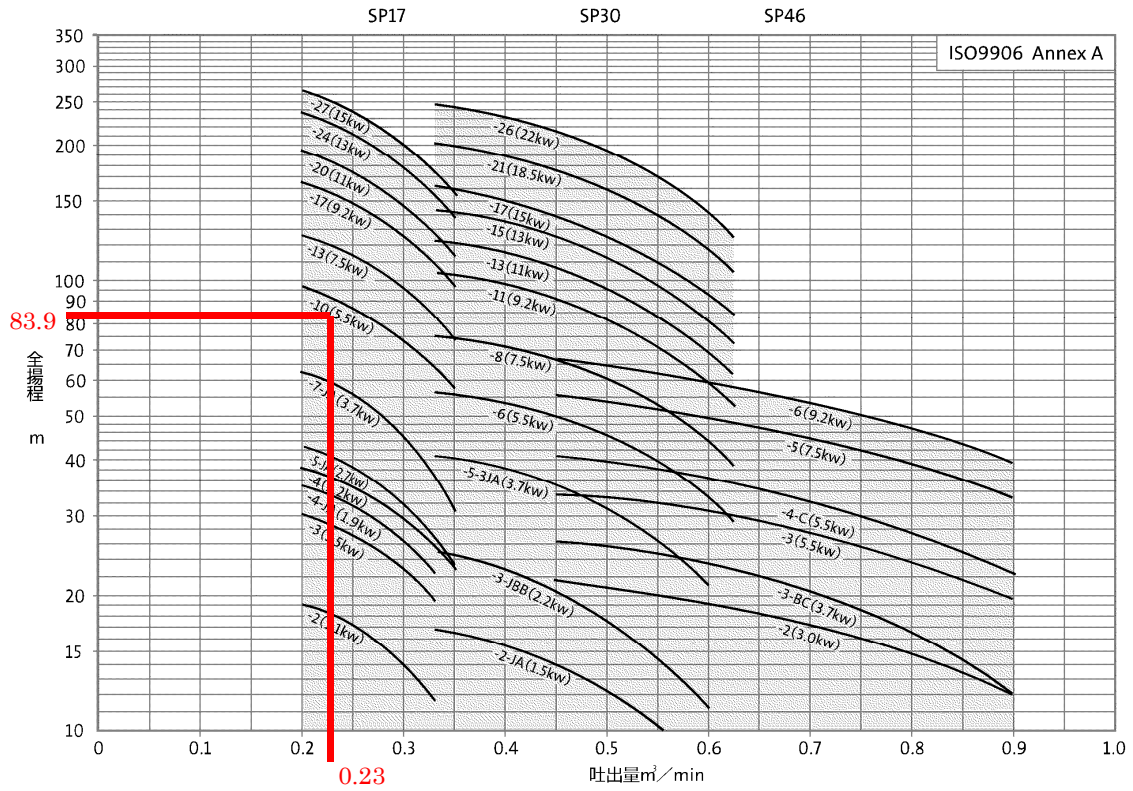


図 6-2-9 管路の動水勾配 (②東部平野部井戸)



井戸径 (mm)	ポンプ口径 (mm)	機種名	出力 (kW)	接続形状	要 目				A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	重量 (kg)	図示番号				
					吐出量 (m³/min)	全揚程 (m)	吐出量 (m³/min)	全揚程 (m)											
50 (65) (80)	50	SP17-2	1.1	井戸ポンプ	0.2	19	0.333	11.7	748	305	443	95	131	14.9	1				
		SP17-3	1.5		//	30	//	19.4	849	345	504	//	//	175					
		SP17-4-JA	1.9		//	35.4	//	22.3	1020	456	564	//	//	24					
		SP17-4	2.2		//	39.4	0.35	22.6	//	//	564	//	//	//					
		SP17-5-JA	2.7		//	43.7	//	23.4	1121	496	625	//	//	26					
		SP17-7-1A	3.7		//	63	//	31	1322	576	746	//	//	33					
		SP17-10	5.5		//	98.1	//	57.1	1508	565	943	143	142	55					
		SP17-13	7.5		//	128	//	74.8	1735	610	1125	//	//	63					
		SP17-17	9.2		//	166	//	97	2002	635	1367	//	//	71					
		SP17-20	11		//	196	//	114	2286	738	1548	//	//	82					
		SP17-24	13		//	236	//	138	2573	783	1790	//	//	91					
		50(65)	SP17-27		15	//	266	//	156	2810	838	1972	//	//		101			
		150 (50) (80)	65 (80)		SP30-2-JA	1.5	井戸ポンプ	0.333	16.8	0.6	7.7	848	345	503		95	131	175	2
					SP30-3-JBB	2.2		//	24.7	//	11.2	1055	456	599		//	//	24	
SP30-5-3JA	3.7			//	41	//		21.2	1367	576	791	//	//	33					
SP30-6	5.5			//	56.7	0.625		28.9	1468	565	903	143	142	53					
SP30-8	7.5			//	75.7	//		38.9	1705	610	1095	//	//	61					
SP30-11	9.2			//	103	//		52.5	2018	635	1383	//	//	69					
SP30-13	11			//	122	//		62.2	2313	738	1575	//	//	79					
SP30-15	13			//	142	//		73.2	2550	783	1767	//	//	88					
SP30-17	15			//	161	//		83.8	2797	838	1959	//	//	97					
SP30-21	18.5			//	200	//		105	3269	903	2366	//	//	111					
SP30-26	22	//	245	//	127	3869	1023	2846	//	//	132								
80	80	SP46-2	3	Rp3	0.45	21.8	0.9	12	976	496	480	95	141	25	3				
		SP46-3-BC	3.7		//	26.3	//	12	1169	576	593	//	//	29					
		SP46-3	5.5		//	33.8	//	19.8	1174	565	609	143	145	51.5					
		SP46-4C	//		//	40.6	//	22.1	1287	565	722	//	//	55.5					
		SP46-5	7.5		//	55.7	//	32.6	1445	610	835	//	//	60					
		SP46-6	9.2		//	67.1	//	39.7	1583	635	948	//	//	65.5					

図 6-2-10 ポンプ選定図 (②東部平野部井戸)

g) 検討結果 (②)

計画取水量	1,000m ³ /日 (333m ³ /日×3箇所)
水源	深井戸 (地下水)
取水施設	井戸口径150mm、井戸用ポンプ φ 50mm×5.5kw×3台 吐出量 1,000m ³ /日=0.70m ³ /min (0.23m ³ /min×3) 全揚程 83.9m
導水施設 (集水管)	硬質塩化ビニル管 φ 150 L=14.3km

(3) ③a ザマニ・イン貯水池

1) 計画概要

ザマニ・イン貯水池は、ティラワ SEZ の東側に隣接する農業用ため池であり、前述のとおり 6,000m³/日の供給について農業灌漑省より合意を得ている。また、堤体および放流口の改修が近年行われたことにより、5,030m³/日の供給が可能であることがシミュレーション計算から予測されている。現在の貯水池の運用では、灌漑用水の供給は農業灌漑省の計画に基づいて止められており、工場および軍に対して水を供給しているのみである。この現状の条件の下においては、ティラワ SEZ が追加で要求する合計 10,000m³/日の供給が物理的に可能である。

ザマニ・イン貯水池より取水された原水は、貯水池の横の道路沿いに南下させて SEZ 引継点まで導水する計画とする。計画取水量は、水利権として認められている 6,000m³/日として検討を行う。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{day} = 4.17 \text{ m}^3/\text{min} = 0.070 \text{ m}^3/\text{sec}$$

b) 対象施設

ポンプ場、導水管路

c) 管種

ダクタイル鋳鉄管 φ 300 mm

d) 管路長

$$L = 4.1 \text{ km} = 4,100 \text{ m}$$

ザamani・イン貯水池の満水位 HWL は 7.0 m、最低水位 LWL は 4.0m である。ティラワ SEZ への引継点の地盤標高は、EL=4.5 m である。損失水頭は検討より 17.9 m となり、ザamani・イン貯水池からの引継ぎ水位差（実揚程） $4.5 - 4.0 = 0.5\text{m}$ を考慮すると、ポンプの全揚程は $H = 17.9\text{ m} + 0.5\text{ m} = 18.4\text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、吐出量 $2.09\text{ m}^3/\text{min}$ （×2 台）、ポンプ全揚程 18.4 m より、ポンプ口径 $\phi 125\text{mm} \times 11\text{kW}$ を 2 台運転とする。

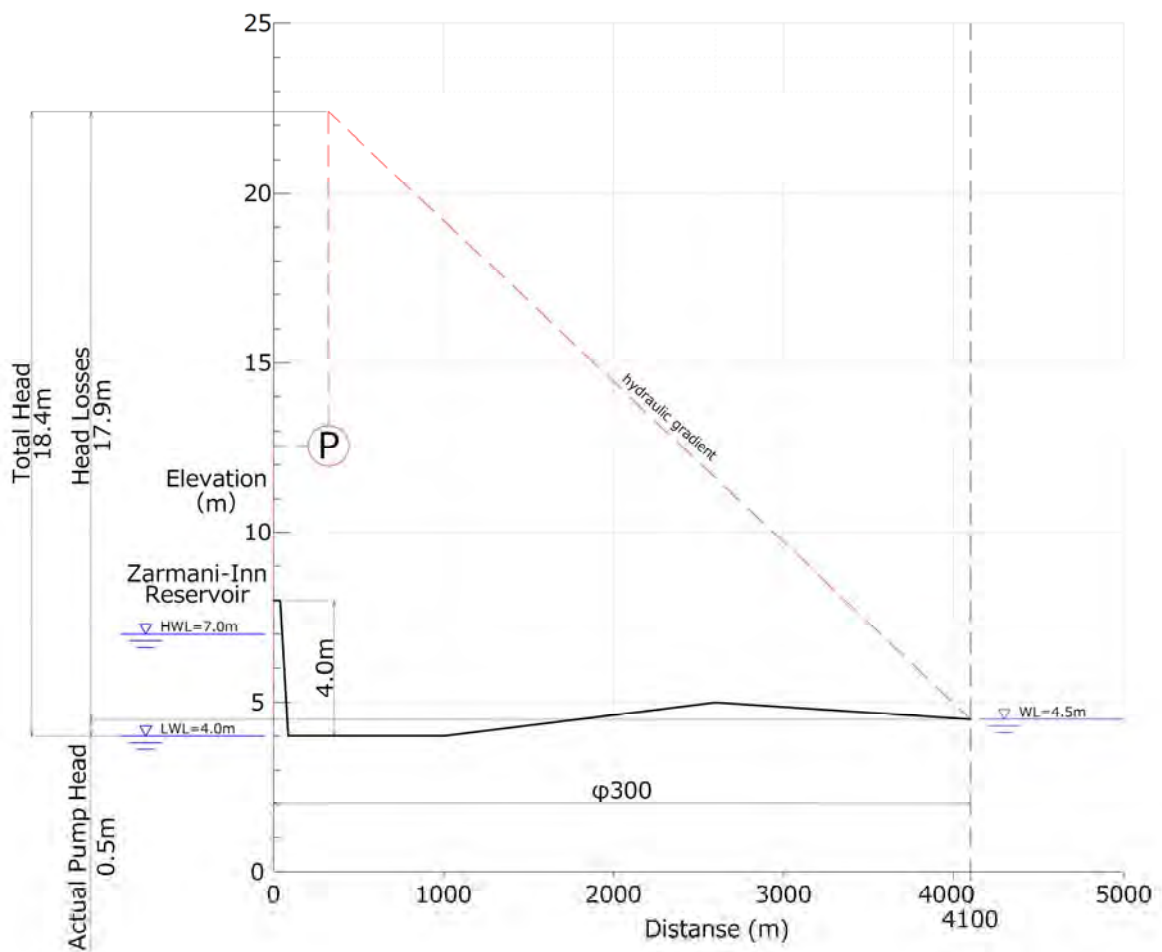
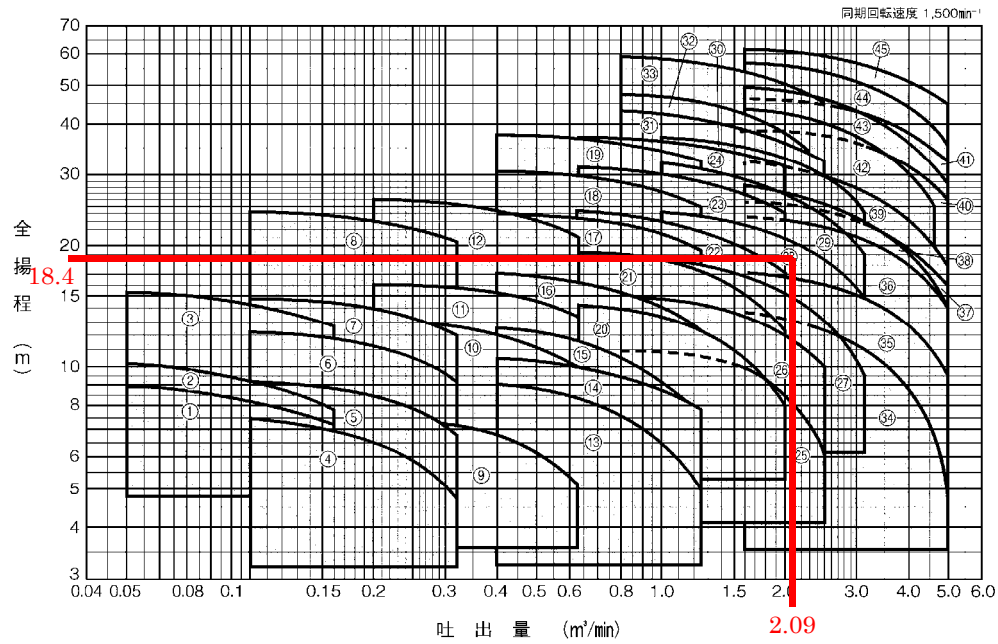


図 6-2-12 管路の動水勾配 (③a ザamani・イン貯水池)



■仕様表 (GE-4M形)

口径 mm	符号	形式	モータ kW	標準三点仕様							許容吸入 圧力 MPa(1/)	防振架台適応表	
				吐出量,全揚程 m³/min	吐出量,全揚程 m	吐出量,全揚程 m³/min	吐出量,全揚程 m	吐出量,全揚程 m³/min	吐出量,全揚程 m				
40 x 32	1	GEJ-40×325M-4MN0.4	0.4	0.05	9	0.1	8.2	0.16	7.2	0.88	9.0	—	PX-85Z
	2	GEK-40×325M-4MN0.4	0.4	0.05	10.2	0.1	9.2	0.16	7.8	0.86	8.8	QRE-02A	PX-85Z
	3	GEK-405M-4MN0.75	0.75	0.05	15.2	0.1	14.2	0.16	12.5	0.81	8.3	QRE-04D	PX-85Z
50 x 40	4	GEJ-50×405M-4MN0.4	0.4	0.1	7.5	0.2	6.5	0.32	4.8	0.89	9.1	—	PX-85Z
	5	GEJ-505M-4MN0.75	0.75	0.1	9.2	0.2	8.5	0.32	6.8	0.88	9.0	QRE-04D	PX-85Z
	6	GEK-505M-4MN0.75	0.75	0.1	12.2	0.2	11.2	0.32	9.2	0.85	8.7	QRE-04D	PX-85Z
	7	GEK-505M-4MN1.5	1.5	0.1	14.8	0.2	14	0.32	12	0.82	8.4	QRE-04D	PX-85Z
8	GEL-505M-4MN2.2	2.2	0.1	24.2	0.2	23	0.32	20.5	0.73	7.4	QRE-04D	PX-110Z	
65 x 50	9	GEJ-655M-4MN0.75	0.75	0.2	8	0.4	6.8	0.63	5.2	0.89	9.1	QRE-04D	PX-85Z
	10	GEK-655M-4MN1.5	1.5	0.2	13	0.4	12	0.63	10	0.84	8.6	QRE-04D	PX-85Z
	11	GEK-655M-4MN2.2	2.2	0.2	16	0.4	15.2	0.63	13.2	0.8	8.2	QRE-04D	PX-95Z
	12	GEL-655M-4MN3.7	3.7	0.2	26	0.4	24.5	0.63	21	0.72	7.3	QRE-04D	PX-110Z
80 x 65	13	GEJ-805M-4MN1.5	1.5	0.4	9	0.8	7.5	1.25	5	0.87	8.9	QRE-04D	PX-85Z
	14	GEJ-805M-4MN2.2	2.2	0.4	10.5	0.8	9.5	1.25	7.8	0.86	8.8	QRE-04D	PX-95Z
	15	GEK-805M-4MN2.2	2.2	0.4	12.5	0.8	10.5	1.25	7.5	0.84	8.6	QRE-04D	PX-110Z
	16	GEK-805M-4MN3.7	3.7	0.4	17	0.8	15.2	1.25	12.2	0.79	8.1	QRE-04D	PX-110Z
	17	GEL-805M-4MN5.5	5.5	0.4	24.2	0.8	22.5	1.25	19.2	0.74	7.5	QRE-05D	PX-120Z
	18	GEM-805M-4MN7.5	7.5	0.4	30.5	0.8	28.5	1.25	24.5	0.68	6.9	QRE-07F	PX-120Z
	19	GEM-805M-4MN11	11	0.4	38	0.8	36	1.25	32	0.6	6.1	QRE-08F	PX-130Z
100 x 80	20	GEK-1005M-4MN3.7	3.7	0.63	14.2	1.25	12.2	2.0	8	0.85	8.7	QRE-04D	PX-120Z
	21	GEL-1005M-4MN5.5	5.5	0.63	19.2	1.25	17.2	2.0	12.2	0.78	8.0	QRE-07F	PX-120Z
	22	GEL-1005M-4MN7.5	7.5	0.63	24	1.25	21.5	2.0	17	0.75	7.6	QRE-07F	PX-120Z
	23	GEM-1005M-4MN11	11	0.63	31	1.25	29	2.0	24	0.69	7.0	QRE-08F	PX-130Z
	24	GEM-1005M-4MN15	15	0.63	37	1.25	35.5	2.0	31	0.62	6.3	QRE-08F	PX-130Z
125 x 100	25	GEK-1255M-4MN3.7	3.7	0.8	11.8	1.6	10	2.5	6.2	0.84	8.6	QRE-05D	PX-120Z
	26	GEK-1255M-4MN5.5	5.5	0.8	15	1.6	13.5	2.5	10	0.81	8.3	QRE-05D	PX-120Z
	27	GEL-1255BM-4MN7.5	7.5	1.0	18.5	2.0	15.2	3.1	10	0.80	8.2	QRE-07F	PX-120Z
	28	GEL-1255BM-4MN11	11	1.0	24	2.0	21	3.15	15.5	0.76	7.7	QRE-08F	PX-130Z
150 x 125	29	GEM-1255BM-4MN15	15	1.0	32	2.0	27	3.15	19.5	0.66	6.7	QRE-08F	PX-130Z
	30	GEM-1255BM-4M18	18.5	1.0	37	2.0	32.5	3.15	24	0.62	6.3	QRE-09F	PX-130Z
	31	GEM-125×1005M-4M18	18.5	0.8	42.5	1.6	38.5	2.5	30.8	0.55	5.6	QRE-09F	PX-130Z
	32	GEO-1255M-4M22	22	0.8	47	1.6	42	2.5	31.5	0.52	5.3	QRE-12F	PX-145Z
	33	GEO-1255M-4M30	30	0.8	59	1.6	54.5	2.5	45	0.41	4.2	QRE-12F	PX-145Z
	34	GEK-1505M-4MN7.5	7.5	1.6	13.5	3.15	11	5.0	4.8	0.85	8.7	QRE-08F	PX-120Z
	35	GEK-1505M-4MN11	11	1.6	17.2	3.15	14.8	5.0	9.5	0.82	8.4	QRE-08F	PX-130Z
	36	GEL-1505M-4MN15	15	1.6	23.5	3.15	20.8	5.0	13.5	0.76	7.8	QRE-09F	PX-130Z
	37	GEL-1505M-4M18	18.5	1.6	25.2	3.15	22.5	5.0	16	0.75	7.6	QRE-09F	PX-130Z
	38	GEM-1505M-4M18	18.5	1.6	28	3.15	23	5.0	13.5	0.69	7.0	QRE-11F	PX-145Z
39	GEM-1505M-4M22	22	1.6	32	3.15	27.5	5.0	17.5	0.65	6.6	QRE-12F	PX-145Z	
125 x 150	40	GEM-1505M-4M30	30	1.6	39	3.15	35	5.0	26	0.58	5.9	QRE-12F	PX-145Z
	41	GEM-1505M-4M37	37	1.6	45.5	3.15	42.5	5.0	32	0.51	5.2	QRE-12F	PX-160Z
	42	GEO-1505M-4M30	30	1.6	44.5	3.15	36.5	4.6	25	0.54	5.5	QRE-12F	PX-145Z
	43	GEO-1505M-4M37	37	1.6	49.5	3.15	42.5	5.0	28	0.49	5.0	—	PX-160Z
	44	GEO-1505M-4M45	45	1.6	56.5	3.15	50	5.0	35	0.42	4.3	—	PX-160Z
	45	GEO-1505M-4M55	55	1.6	61	3.15	56	5.0	45	0.38	3.9	—	PX-160Z

図 6-2-13 ポンプ選定図 (③a ザマニ・イン貯水池)

g) 検討結果 (③a)

計画取水量	6,000m ³ /日
水源	ザマニ・イン貯水池 (地表水)
取水施設	渦巻きポンプ φ 125mm×11kw×2台 吐出量 6,000m ³ /日 = 2.09m ³ /min×2 全揚程 18.4m
導水施設	ダクタイル鑄鉄管 φ 300 L=4.1km

(4) ③b ザマニ・イン貯水池

1) 計画概要

前述③a に対して、計画取水量を 10,000m³/日として検討を行う。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 10,000 \text{ m}^3/\text{day} = 6.94 \text{ m}^3/\text{min} = 0.116 \text{ m}^3/\text{sec}$$

b) 対象施設

ポンプ場、導水管路

c) 管種

ダクタイル鑄鉄管 φ 400 mm

d) 管路長

$$L = 4.1 \text{ km} = 4,100 \text{ m}$$

e) 損失水頭

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 130^{-1.85} \times 0.40^{-4.87} \times 0.116^{1.85} \times 4,100 \\ &= 8.7\text{m} \end{aligned}$$

ここで、 hf : 摩擦損失水頭 (m)

C : 130

D : 0.40 (m)

Q : 0.116 (m³/s)

L : 4,100 (m)

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 8.7 \text{ m} \times 1.3 = 11.3 \text{ m}$$

f) 管内流速

$$\begin{aligned} V &= 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} \\ &= 0.355 \times 130 \times 0.40^{0.63} \times (8.7 / 4,100)^{0.54} \\ &= 0.9 \text{ m/sec} \end{aligned}$$



図 6-2-14 計画概要図 (③b ザマニ・イン貯水池)

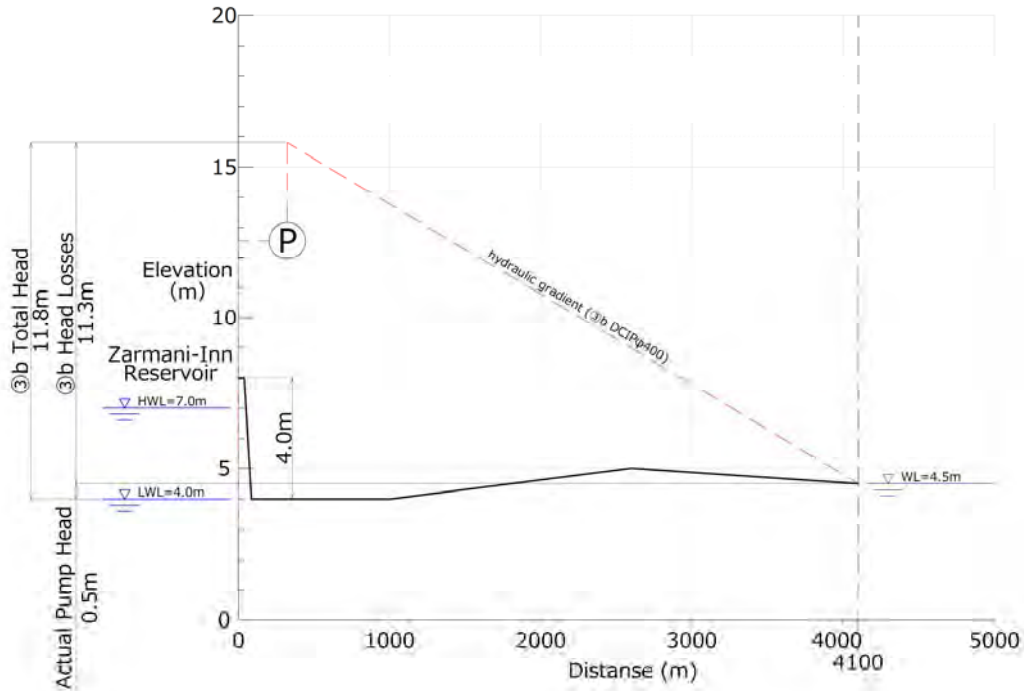


図 6-2-15 管路の動水勾配 (③b ザマニ・イン貯水池)

ザマニ・イン貯水池の満水位 HWL は 7.0 m、最低水位 LWL は 4.0m である。ティラワ SEZ への引継点の地盤標高は、EL=4.5 m である。損失水頭は検討より 11.3 m となり、ザマニ・イン貯水池からの引継ぎ水位差（実揚程） $4.5 - 4.0 = 0.5\text{ m}$ を考慮すると、ポンプの全揚程は $H = 11.3\text{ m} + 0.5\text{ m} = 11.8\text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、吐出量 $3.47\text{ m}^3/\text{min}$ （×2 台）、ポンプ全揚程 11.8 m より、ポンプ口径 $\phi 150\text{mm} \times 11\text{kW}$ を 2 台運転とする。

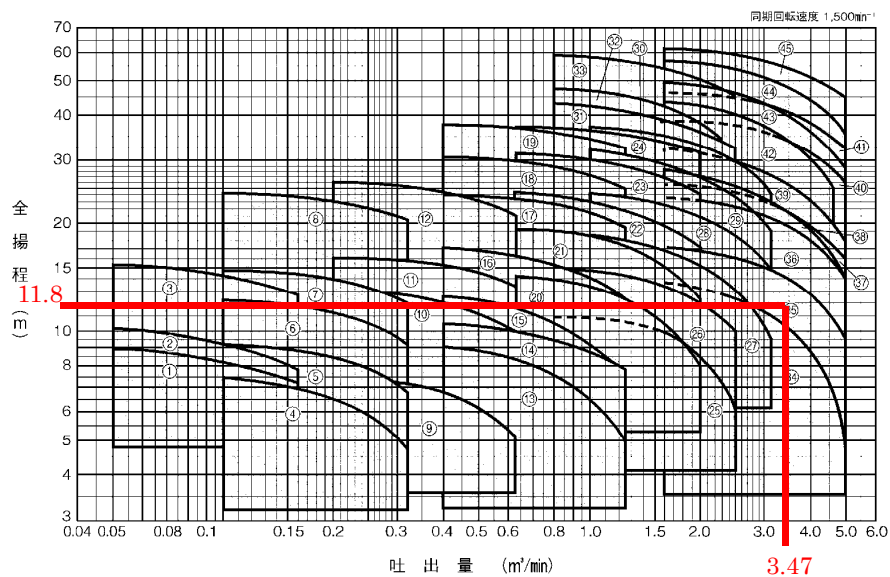


図 6-2-16 ポンプ選定図 1 (③b ザマニ・イン貯水池)

■仕様表 (GE-4M形)

口径 mm	符号	形式	モータ kW	標準三点仕様						許容押込 圧力 MPa (kg)	防振架台適応表		
				吐出量 m ³ /min	全揚程 m	吐出量 m ³ /min	全揚程 m	吐出量 m ³ /min	全揚程 m				
40 × 32	1	GEJ-40×325M-4MN0.4	0.4	0.05	9	0.1	8.2	0.16	7.2	0.88	9.0	—	PX-85Z
	2	GEK-40×325M-4MN0.4	0.4	0.05	10.2	0.1	9.2	0.16	7.8	0.86	8.8	QRE-02A	PX-85Z
	3	GEK-405M-4MN0.75	0.75	0.05	15.2	0.1	14.2	0.16	12.5	0.81	8.3	QRE-04D	PX-85Z
50 × 40	4	GEJ-50×405M-4MN0.4	0.4	0.1	7.5	0.2	6.5	0.32	4.8	0.89	9.1	—	PX-85Z
	5	GEJ-505M-4MN0.75	0.75	0.1	9.2	0.2	8.5	0.32	6.8	0.88	9.0	QRE-04D	PX-85Z
	6	GEK-505M-4MN0.75	0.75	0.1	12.2	0.2	11.2	0.32	9.2	0.85	8.7	QRE-04D	PX-85Z
	7	GEK-505M-4MN1.5	1.5	0.1	14.8	0.2	14	0.32	12	0.82	8.4	QRE-04D	PX-85Z
65 × 50	8	GEL-505M-4MN2.2	2.2	0.1	24.2	0.2	23	0.32	20.5	0.73	7.4	QRE-04D	PX-110Z
	9	GEJ-655M-4MN0.75	0.75	0.2	8	0.4	6.8	0.63	5.2	0.89	9.1	QRE-04D	PX-85Z
	10	GEK-655M-4MN1.5	1.5	0.2	13	0.4	12	0.63	10	0.84	8.6	QRE-04D	PX-85Z
	11	GEL-655M-4MN2.2	2.2	0.2	16	0.4	15.2	0.63	13.2	0.8	8.2	QRE-04D	PX-95Z
80 × 65	12	GEL-655M-4MN3.7	3.7	0.2	26	0.4	24.5	0.63	21	0.72	7.3	QRE-04D	PX-110Z
	13	GEJ-805M-4MN1.5	1.5	0.4	9	0.8	7.5	1.25	5	0.87	8.9	QRE-04D	PX-85Z
	14	GEJ-805M-4MN2.2	2.2	0.4	10.5	0.8	9.5	1.25	7.8	0.86	8.8	QRE-04D	PX-95Z
	15	GEK-805M-4MN2.2	2.2	0.4	12.5	0.8	10.5	1.25	7.5	0.84	8.6	QRE-04D	PX-110Z
	16	GEK-805M-4MN3.7	3.7	0.4	17	0.8	15.2	1.25	12.2	0.79	8.1	QRE-04D	PX-110Z
	17	GEL-805M-4MN5.5	5.5	0.4	24.2	0.8	22.5	1.25	19.2	0.74	7.5	QRE-05D	PX-120Z
	18	GEM-805M-4MN7.5	7.5	0.4	30.5	0.8	28.5	1.25	24.5	0.68	6.9	QRE-07F	PX-120Z
100 × 80	19	GEM-805M-4MN11	11	0.4	38	0.8	36	1.25	32	0.6	6.1	QRE-08F	PX-130Z
	20	GEK-1005M-4MN3.7	3.7	0.63	14.2	1.25	12.2	2.0	8	0.85	8.7	QRE-04D	PX-120Z
	21	GEL-1005M-4MN5.5	5.5	0.63	19.2	1.25	17.2	2.0	12.2	0.78	8.0	QRE-07F	PX-120Z
	22	GEL-1005M-4MN7.5	7.5	0.63	24	1.25	21.5	2.0	17	0.75	7.6	QRE-07F	PX-120Z
	23	GEM-1005M-4MN11	11	0.63	31	1.25	29	2.0	24	0.69	7.0	QRE-08F	PX-130Z
	24	GEM-1005M-4MN15	15	0.63	37	1.25	35.5	2.0	31	0.62	6.3	QRE-08F	PX-130Z
125 × 100	25	GEK-1255M-4MN3.7	3.7	0.8	11.8	1.6	10	2.5	6.2	0.84	8.6	QRE-05D	PX-120Z
	26	GEK-1255M-4MN5.5	5.5	0.8	15	1.6	13.5	2.5	10	0.81	8.3	QRE-05D	PX-120Z
	27	GEL-1255BM-4MN7.5	7.5	1.0	18.5	2.0	15.2	3.1	10	0.80	8.2	QRE-07F	PX-120Z
	28	GEL-1255BM-4MN11	11	1.0	24	2.0	21	3.15	15.5	0.76	7.7	QRE-08F	PX-130Z
	29	GEM-1255BM-4MN15	15	1.0	32	2.0	27	3.15	19.5	0.66	6.7	QRE-08F	PX-130Z
	30	GEM-1255BM-4M18	18.5	1.0	37	2.0	32.5	3.15	24	0.62	6.3	QRE-09F	PX-130Z
	31	GEM-125×1005M-4M18	18.5	0.8	42.5	1.6	38.5	2.5	30.8	0.55	5.6	QRE-09F	PX-130Z
	32	GEO-1255M-4M22	22	0.8	47	1.6	42	2.5	31.5	0.52	5.3	QRE-12F	PX-145Z
	33	GEO-1255M-4M30	30	0.8	59	1.6	54.5	2.5	45	0.41	4.2	QRE-12F	PX-145Z
	34	GEK-1505M-4MN7.5	7.5	1.6	13.5	3.15	11	5.0	4.8	0.85	8.7	QRE-08F	PX-120Z
150 × 125	35	GEK-1505M-4MN11	11	1.6	17.2	3.15	14.8	5.0	9.5	0.82	8.4	QRE-08F	PX-130Z
	36	GEL-1505M-4MN15	15	1.6	23.5	3.15	20.8	5.0	13.5	0.76	7.8	QRE-09F	PX-130Z
	37	GEL-1505M-4M18	18.5	1.6	25.2	3.15	22.5	5.0	16	0.75	7.6	QRE-09F	PX-130Z
	38	GEM-1505M-4M18	18.5	1.6	28	3.15	23	5.0	13.5	0.69	7.0	QRE-11F	PX-145Z
	39	GEM-1505M-4M22	22	1.6	32	3.15	27.5	5.0	17.5	0.65	6.6	QRE-12F	PX-145Z
	40	GEM-1505M-4M30	30	1.6	39	3.15	35	5.0	26	0.58	5.9	QRE-12F	PX-145Z
	41	GEM-1505M-4M37	37	1.6	45.5	3.15	42.5	5.0	32	0.51	5.2	QRE-12F	PX-160Z
	42	GEO-1505M-4M30	30	1.6	44.5	3.15	36.5	4.6	25	0.54	5.5	QRE-12F	PX-145Z
	43	GEO-1505M-4M37	37	1.6	49.5	3.15	42.5	5.0	28	0.49	5.0	—	PX-160Z
	44	GEO-1505M-4M45	45	1.6	56.5	3.15	50	5.0	35	0.42	4.3	—	PX-160Z
	45	GEO-1505M-4M55	55	1.6	61	3.15	56	5.0	45	0.38	3.9	—	PX-160Z

図 6-2-17 ポンプ選定図 2 (③b ザマニ・イン貯水池)

g) 検討結果 (③b)

計画取水量 10,000m³/日
 水源 ザマニ・イン貯水池 (地表水)
 取水施設 渦巻きポンプ φ150mm×11kw×2台
 吐出量 10,000m³/日 = 3.47m³/min×2
 全揚程 11.8m
 導水施設 ダクタイル鋳鉄管 φ400 L=4.1km

(5) ④バンプエゴン貯水池

1) 計画概要

バンプエゴン貯水池は、ティラワ SEZ の東南側に隣接する農業用ため池である。シミュレーション計算によって 2,900m³/日の余剰水が確認されたが、単独で SEZ に必要な水量を賄うことができず、短期水源としてはバックアップの位置付けとなる。路線は、SEZ までの距離が最短となり、かつ道路沿いとなるルートを選定した。

水利権についても現段階では未交渉であり、旱魃年に差しかかったときに SEZ へ優先的に供給を行うことは、既存の水利権者からの反発を買うことが予想されるなどの懸念材料が挙げられる。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 2,900 \text{ m}^3/\text{day} = 2.01 \text{ m}^3/\text{min} = 0.034 \text{ m}^3/\text{sec}$$

b) 対象施設

ポンプ場、導水管路

c) 管種

硬質塩化ビニル管 φ 200 mm

d) 管路長

$$L = 4.3 \text{ km} = 4,300 \text{ m}$$

e) 損失水頭

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.20^{-4.87} \times 0.034^{1.85} \times 4300 \\ &= 21.0\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭} H = hf \times 1.3 = 21.0\text{m} \times 1.3 = 27.3 \text{ m}$$

f) 管内流速

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} = 0.355 \times 200 \times 0.15^{0.63} \times (21.0/4,300)^{0.54} = 1.1\text{m}/\text{sec}$$



図 6-2-18 計画概要図 (④バンブエゴン貯水池)

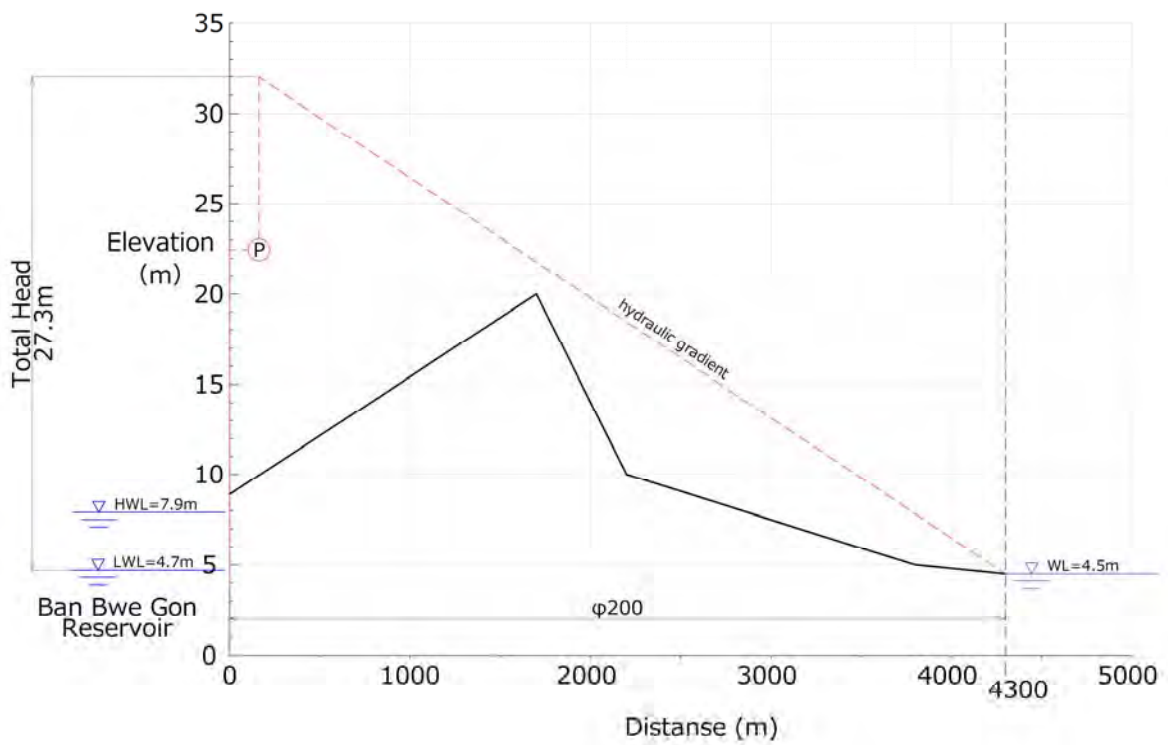
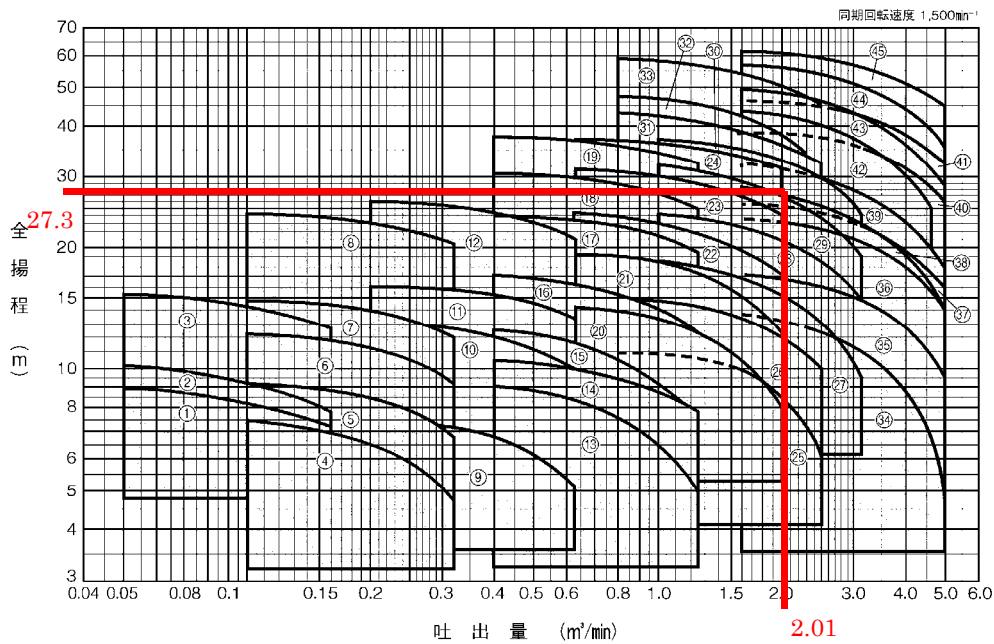


図 6-2-19 管路の動水勾配 (④バンブエゴン貯水池)

バンプエゴン貯水池の満水位 HWL は 7.9 m、最低水位 LWL は 4.7 m である。路線途中に地盤標高 EL=20.0 m の地点があるが、管路は動水勾配線の下となる。ティラワ SEZ での引継点の地盤標高は EL=4.5 m である。

この場合、損失水頭は 27.3 m となり、バンプエゴン貯水池の低水位は引継ぎ水位より低いため、ポンプの全揚程は $H = 27.3 \text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、吐出量 $2.01 \text{ m}^3/\text{min}$ 、ポンプ全揚程 27.3 m より、ポンプ口径 $\phi 150\text{mm} \times 22\text{kW}$ とする。



■仕様表 (GE-4M形)

口径 mm	符号	形式	モータ kW	標準三点仕様						許容押込 圧力 MPa ft	防振架台適応表
				吐出量 m³/min	全揚程 m	吐出量 m³/min	全揚程 m	吐出量 m³/min	全揚程 m		
125 × 100	25	GEK-1255M-4MN3.7	3.7	0.8	11.8	1.6	10	2.5	6.2	0.84 8.6	QRE-05D PX-120Z
	26	GEK-1255M-4MN5.5	5.5	0.8	15	1.6	13.5	2.5	10	0.81 8.3	QRE-05D PX-120Z
	27	GEL-1255BM-4MN7.5	7.5	1.0	18.5	2.0	15.2	3.1	10	0.80 8.2	QRE-07F PX-120Z
	28	GEL-1255BM-4MN11	11	1.0	24	2.0	21	3.15	15.5	0.76 7.7	QRE-08F PX-130Z
	29	GEM-1255BM-4MN15	15	1.0	32	2.0	27	3.15	19.5	0.66 6.7	QRE-08F PX-130Z
	30	GEM-1255BM-4M18	18.5	1.0	37	2.0	32.5	3.15	24	0.62 6.3	QRE-09F PX-130Z
	31	GEM-125×1005M-4M18	18.5	0.8	42.5	1.6	38.5	2.5	30.8	0.55 5.6	QRE-09F PX-130Z
	32	GEO-1255M-4M22	22	0.8	47	1.6	42	2.5	31.5	0.52 5.3	QRE-12F PX-145Z
	33	GEO-1255M-4M30	30	0.8	59	1.6	54.5	2.5	45	0.41 4.2	QRE-12F PX-145Z
	34	GEK-1505M-4MN7.5	7.5	1.6	13.5	3.15	11	5.0	4.8	0.85 8.7	QRE-08F PX-120Z
35	GEK-1505M-4MN11	11	1.6	17.2	3.15	14.8	5.0	9.5	0.82 8.4	QRE-08F PX-130Z	
36	GEL-1505M-4MN15	15	1.6	23.5	3.15	20.8	5.0	13.5	0.76 7.8	QRE-09F PX-130Z	
37	GEL-1505M-4M18	18.5	1.6	25.2	3.15	22.5	5.0	16	0.75 7.6	QRE-09F PX-130Z	
38	GEM-1505M-4M18	18.5	1.6	28	3.15	23	5.0	13.5	0.69 7.0	QRE-11F PX-145Z	
39	GEM-1505M-4M22	22	1.6	32	3.15	27.5	5.0	17.5	0.65 6.6	QRE-12F PX-145Z	
40	GEM-1505M-4M30	30	1.6	39	3.15	35	5.0	26	0.58 5.9	QRE-12F PX-145Z	
41	GEM-1505M-4M37	37	1.6	45.5	3.15	42.5	5.0	32	0.51 5.2	QRE-12F PX-160Z	
42	GEO-1505M-4M30	30	1.6	44.5	3.15	36.5	4.6	25	0.54 5.5	QRE-12F PX-145Z	
43	GEO-1505M-4M37	37	1.6	49.5	3.15	42.5	5.0	28	0.49 5.0	— PX-160Z	
44	GEO-1505M-4M45	45	1.6	56.5	3.15	50	5.0	35	0.42 4.3	— PX-160Z	
45	GEO-1505M-4M55	55	1.6	61	3.15	56	5.0	45	0.38 3.9	— PX-160Z	

図 6-2-20 ポンプ選定図 (④バンプエゴン貯水池)

g) 検討結果(④)

計画取水量	2,900m ³ /日
水源	バンプエゴン貯水池（地表水）
取水施設	渦巻きポンプ φ 150mm×22kw×1台 吐出量 2,900m ³ /日=2.01m ³ /min 全揚程 27.3m
導水施設	硬質塩化ビニル管 φ 200 L=4.3km

(6) ⑤SEZ 内新設貯水池

1) 計画概要

追加水量の水源として、新規の貯水池をティラワ SEZ 敷地内に計画するものである。ティラワ SEZ 内の地盤標高は EL=5.0 m 程度と低い標高のため、有効水深を確保するために地盤を掘削すると塩水侵入の影響を受ける可能性がある。したがって、掘削は行わず盛土のみで貯水池を造成する。貯水池の貯水量は、追加水量 4,000m³/日 を確保できる容量として、シミュレーション結果より深さ 2.5m で 700,000m² 以上の面積を有する貯水池を計画する。貯水池の位置は、SEZ 敷地内でクラス A 地区外かつクラス A 地区と SEZ 内幹線道路に近い位置を選定した。

近隣では、トングワやカヤン市街地に 30acre クラスの貯水池が築造されている実例がある。水利権にかかる問題は生じないが、乾季の貯水池からの蒸発散量等を考慮すると、許される限りの貯水池面積を確保することが望まれる。

2) 施設規模の検討

a) 計画貯水量

総貯水量 $Q = 1,800,000 \text{ m}^3$ (600 m×600 m×2.5m×2 池)

b) 対象施設

調整池

c) 調整池寸法

調整池平面：600 m×600 m×3.6m（水深 2.5m）（×2 ヶ所）

d) 堤体盛土材料

現地発生材料を使用

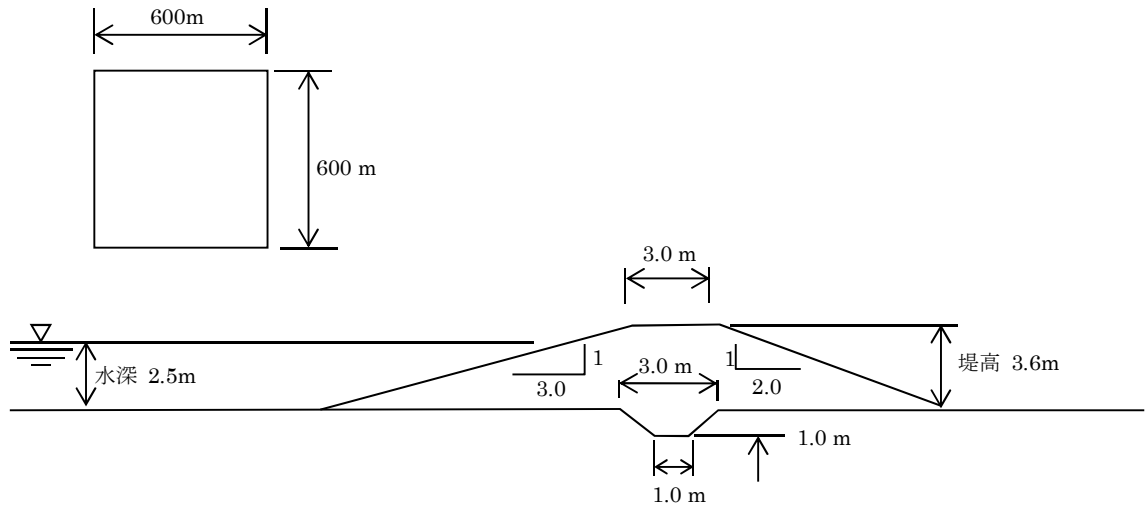


図 6-2-21 調整池概略図



図 6-2-22 計画概要図 (⑤SEZ 内貯水池)

e) 検討結果(⑤)

計画取水量	合計 1,800,000m ³
水源	雨水
貯水施設	600m×600m、H=3.6m ×2池

(7) ⑥a カヤン川

1) 計画概要

現在 30 マイル緑化事業は、バゴー川西側支流に建設された 3 か所のダム群（Kodugwe Dam, Shwe Laung Dam, Salu Dam）を水源として、既に幹線水路建設が完了してカヤン川まで試験的に通水が行われている（2013 年 12 月 19 日開始）。灌漑用水の需要量は大きく、約 400,000acre-ft（493MCM）の水源が必要とされているが、30 マイル緑化事業の幹線水路の最大設計容量は 1,500 cusec（Q=42.5 m³/sec）と大きな通水断面を有しており、短期水源として求められている水量 4,000m³/日は、この通水量の 0.1% にすぎない。



図 6-2-23 30 マイル灌漑水路

しかし、30 マイル緑化事業で要求される灌漑水量を確保するためには、上記 3 ダムの他にダウェイダムが建設される必要がある。水利権については現段階では未交渉であるが、本案は必要水源が確保されることが前提となる。

また、取水地点における水質は、30 マイル緑化事業の試験通水段階（Q=2.7 m³/sec）においては、電気伝導度が高い、すなわち溶存塩分量が多い傾向が見受けられている。しかし、本格通水が始まればおよそ 16 倍の水量が流れることとなり、塩分濃度が大きく低下することが期待される。

選定路線は、カヤン川からティラワ SEZ までのルートのうち、幹線道路に沿った最短距離となる路線としている。管路延長が長いため、路線の途中で中継ポンプ場を 1 ヶ所設ける。また、水撃作用に対する検討が別途必要となる。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{day} = 2.78 \text{ m}^3/\text{min} = 0.046 \text{ m}^3/\text{sec}$$

b) 対象施設

取水口、ポンプ場 (2ヶ所)、貯水槽、導水管路 (2区間)

c) 管種

区間1：硬質塩化ビニル管 ϕ 250 mm

区間2：硬質塩化ビニル管 ϕ 250 mm

d) 管路長

$$L = 24.6 \text{ km} = 24,600 \text{ m}$$

区間1：ポンプ場1～貯水槽 $L_1 = 13,300\text{m}$

区間2：ポンプ場2～ティラワ SEZ $L_2 = 11,300\text{m}$

e) 損失水頭

区間1：ポンプ場1～貯水槽 $L = 13,300 \text{ m}$

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.25^{-4.87} \times 0.046^{1.85} \times 13,300 \\ &= 38.4\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 38.4\text{m} \times 1.3 = 49.9 \text{ m}$$

区間2のうち、ポンプ場2～管路最高点 $L = 8,700 \text{ m}$

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.25^{-4.87} \times 0.046^{1.85} \times 8,700 \\ &= 25.1\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 25.1\text{m} \times 1.3 = 32.6\text{m}$$

区間2のうち、管路最高点～ティラワ SEZ $L = 2,600 \text{ m}$

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 150^{-1.85} \times 0.25^{-4.87} \times 0.046^{1.85} \times 2,600 \\ &= 7.5\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 7.5\text{m} \times 1.3 = 9.8 \text{ m}$$

f) 管内流速

区間1：ポンプ場1～貯水槽

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} = 0.355 \times 150 \times 0.25^{0.63} \times (38.4/13,300)^{0.54} = 0.9\text{m}/\text{sec}$$

区間2のうち、ポンプ場2～管路最高点

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} = 0.355 \times 150 \times 0.25^{0.63} \times (25.1/8,700)^{0.54} = 0.9m/sec$$

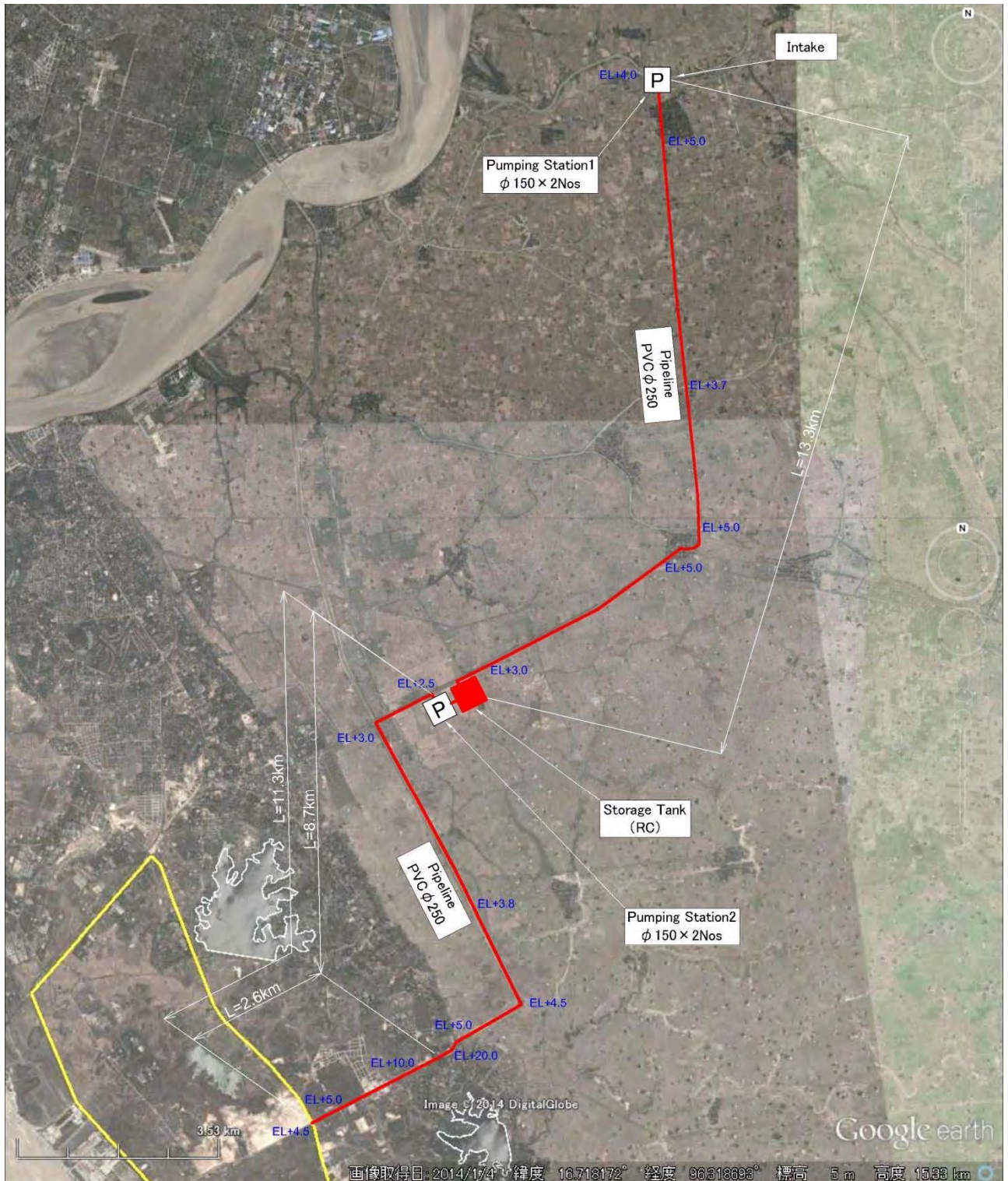


図 6-2-24 計画概要図 (㊸a カヤン川)

カヤン川付近の地盤標高は EL.4.0 m 程度である。また、カヤン川の水位は季節変動をしており、WL. -1 m ~ WL. 3 m の間で変動をしている。本計画では、カヤン川に取水口を設置し、河川水をポンプ圧送でティラワ SEZ まで送水する。路線途中で地盤標高 EL=20.0 m の地点(最高点)があり、管路延長が非常に長いことから、ポンプおよび管路の規格選定にあたっては管路の摩擦損失ロスが支配的となる。管路の延長が長い割に揚水量が少ないため、中継ポンプ場を中間地点付近に設置することで、負荷の少ないポンプを選定する。

区間 2 においては、路線途中の最高点における管理設位置が動水勾配線の上 (= 負圧) となるため、ここを計画吐出水位としてポンプの全揚程を算出する。この位置に空気弁を設置することにより、最高点より下流は自然流下となる。

ポンプ全揚程は、区間 1 においては導水管の損失水頭を含めて $H1 = 1.5 \text{ m} + 49.9 \text{ m} = 51.4 \text{ m}$ となる。また、区間 2 のうちポンプ場 2 ~ 管路最高点においては $H2 = 17.5 \text{ m} + 32.6 \text{ m} = 50.1 \text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、以下のとおりとなる。

区間 1 : 吐出量 $2.78 \text{ m}^3/\text{min}$ 、ポンプ全揚程 51.4 m より、ポンプ口径 $\phi 150\text{mm} \times 37\text{kW}$

区間 2 : 吐出量 $2.78 \text{ m}^3/\text{min}$ 、ポンプ全揚程 50.1 m より、ポンプ口径 $\phi 150\text{mm} \times 37\text{kW}$

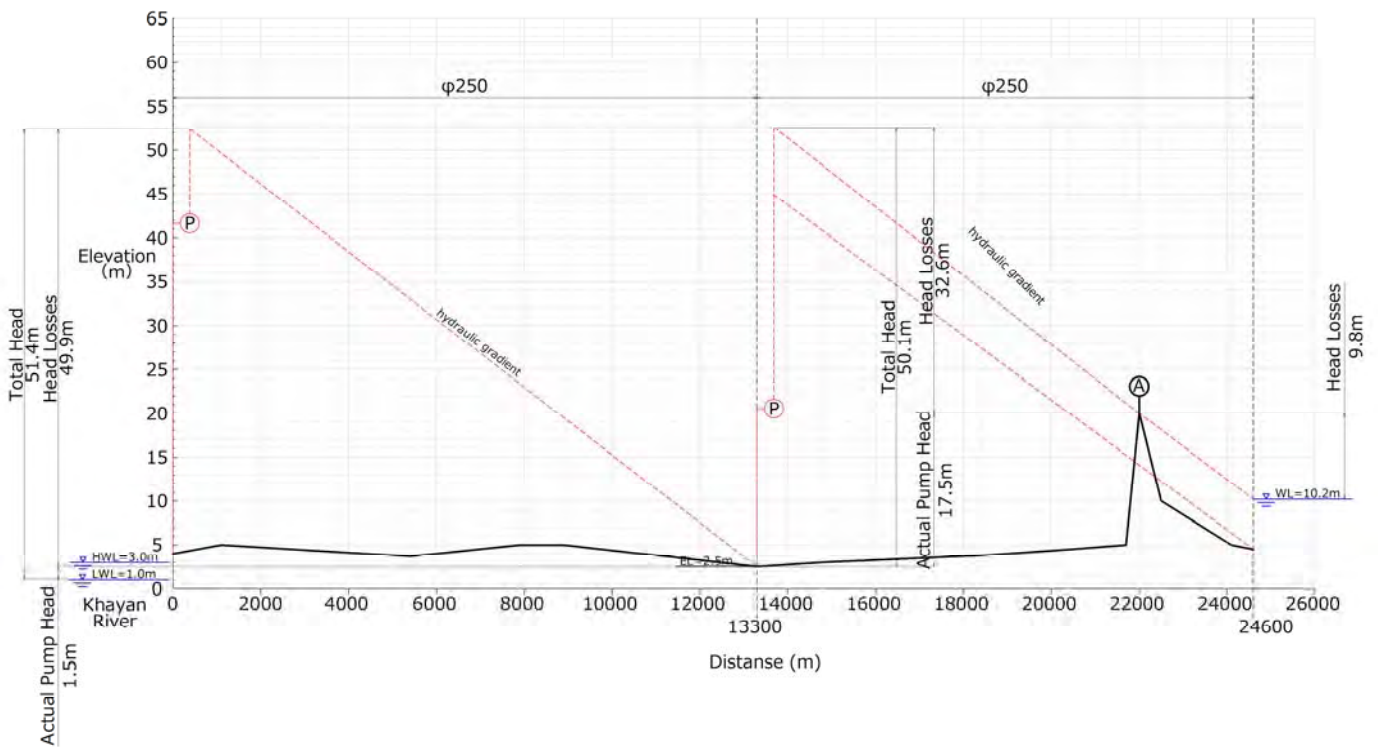
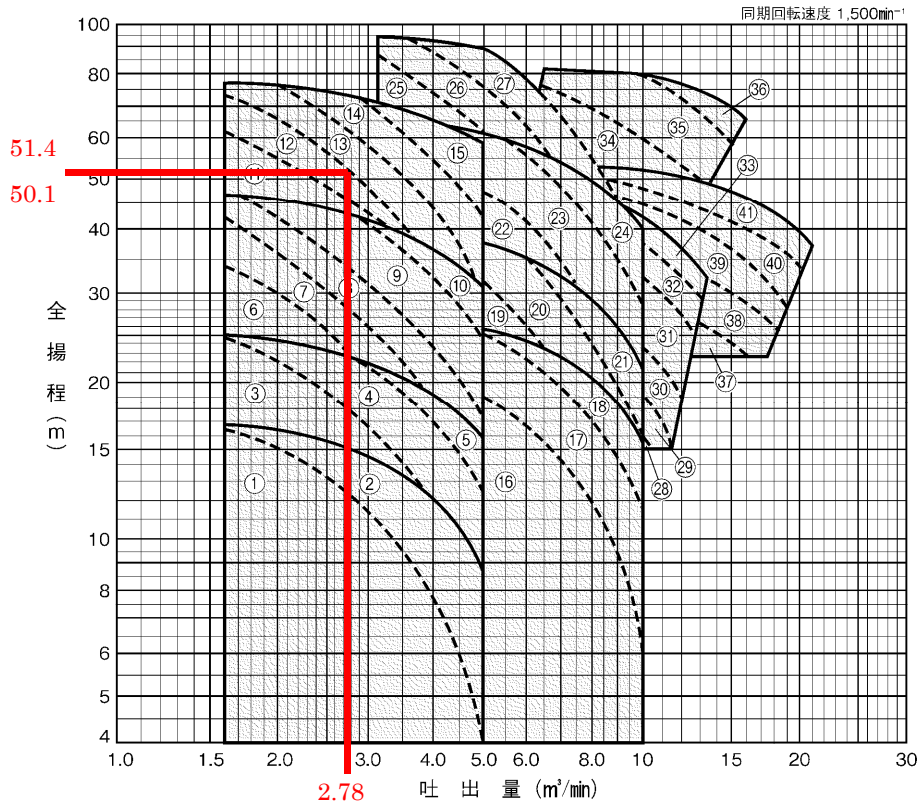


図 6-2-25 管路の動水勾配 (㊦a カヤン川)



口径 mm	符号	形式	モータ kW	仕様	許容押込 圧力 MPa (kgf/cm ²)	防振架台適応表
150 ×	1	GFK-1505-4MN7.5	7.5	仕様によりインペラ寸法 が異なります。お問合せ に際しましては仕様をお 知らせください。 尚、吸込条件は、標準で 押込(0.098MPa {1kgf/cm ² }) 以上です。吸上げ及び押 込0.098MPa {1kgf/cm ² }) 未 満でご使用の際は、特殊 仕様品となります。 また、0.49MPa {5kgf/cm ² }) を超える押込圧力の場合 には、GD形(P.48)をおす めします。	0.69 {7.0}	QRE-08F PX-120Z
	2	GFK-1505-4MN11	11		0.69 {7.0}	QRE-08F PX-130Z
	3	GFL-1505-4MN11	11		0.69 {7.0}	QRE-09F PX-130Z
	4	GFL-1505-4MN15	15		0.69 {7.0}	QRE-11F PX-S146Z
	5	GFL-150×1255-4M18.5	18.5		0.69 {7.0}	QRE-11F PX-S146Z
	6	GFM-1505-4MN15	15		0.69 {7.0}	QRE-11F PX-145Z
	7	GFM-150×1255-4M18.5	18.5		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-145Z
	8	GFM-150×1255-4M22	22		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-145Z
	9	GFM-150×1255-4M30	30		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-145Z
	10	GFM-150×1255-4M37	37		0.69 {7.0}	QRE-13F PX-160Z
	11	GFO-150×1255-4M30	30		0.59 {6.0}	QRE-13F PX-145Z
	12	GFO-150×1255-4M37	37		0.59 {6.0}	— PX-160Z
	13	GFO-150×1255-4M45	45		0.59 {6.0}	— PX-160Z
	14	GFO-150×1255-4M55	55		0.59 {6.0}	— PX-160Z
	15	GFO-150×1255-4M75	75		0.59 {6.0}	— PX-160ZA
200 ×	16	GFL-200×1505-4M22	22		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-145Z
	17	GFL-200×1505-4M30	30		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-145Z
	18	GFL-200×1505-4M37	37		0.69 {7.0}	QRE-12F PX-160Z
	19	GFM-200×1505-4M37	37		0.69 {7.0}	— PX-180Z
	20	GFM-200×1505-4M45	45		0.69 {7.0}	— PX-180Z
	21	GFM-200×1505-4M55	55		0.69 {7.0}	— PX-180Z
	22	GFO-200×1505-4M55	55		0.69 {7.0}	— PX-180Z
	23	GFO-200×1505-4M75	75		0.69 {7.0}	— PX-180Z
150	24	GFO-200×1505-4M90	90		0.69 {7.0}	— PX-180Z
	25	GFQ-200×1505-4M75	75		0.44 {4.5}	— PS-2001Z
	26	GFQ-200×1505-4M90	90		0.44 {4.5}	— PS-2001Z
	27	GFQ-200×1505-4M110	110		0.44 {4.5}	— PS-2001Z

図 6-2-26 ポンプ選定図 (㉔a カヤン川)

g) 検討結果 (⑥a)

計画取水量	4,000m ³ /日
水源	バゴー川上流ダム群 (表流水)
取水施設	取水口 RC造 1ヶ所 渦巻きポンプ φ150×37kw×1台 (区間1) φ150×37kw×1台 (区間2) 吐出量 4,000m ³ /日=2.78m ³ /min 全揚程 51.4m (区間1)、50.1m (区間2)
貯水施設	RC造、有効容量 4,000m ³
導水施設	区間1：硬質塩化ビニル管 φ250 L=13.3km 区間2：硬質塩化ビニル管 φ250 L=11.3km

(8) ⑥b カヤン川 (参考)

長期水源計画においては、フル開業時に 120,000m³/日の水量が必要とされている。現状からすると、将来の水需要量に対応できる水源は、農業灌漑省管轄のバゴー川上流に位置するコドウクエダム、シュエランダムおよびサルダムの既存3ダムに、計画中のダウェイダムを加えた4つのダムの他に見い出すことは難しい。したがって、短期計画と同様に、30マイル緑化事業で建設された灌漑幹線水路を利用し、カヤン川にて取水することが最も現実的かつ経済的であると思われる。

とはいえ、「その他の水源」で挙げられた水源について、将来的に導入される可能性を否定するものではない。

1) 計画概要

前述⑥aに対して、計画取水量を 290,000m³/日として検討を行う。

2) 施設規模の検討

a) 計画取水量

$$Q = 120,000 \text{ m}^3/\text{day} = 83.3 \text{ m}^3/\text{min} = 1.389 \text{ m}^3/\text{sec}$$

b) 対象施設

取水口、ポンプ場、導水管路

c) 管種

ダクタイル鋳鉄管 $\phi 1,100$ mm

d) 管路長

$$L = 24.6 \text{ km} = 24,600 \text{ m}$$

e) 損失水頭

(ポンプ場～管路最高点) $L = 22,000$ m

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 130^{-1.85} \times 1.10^{-4.87} \times 1.389^{1.85} \times 22,000 \\ &= 33.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 33.3 \text{ m} \times 1.3 = 43.3 \text{ m}$$

(管路最高点～ティラワSEZ 区間)

$$\begin{aligned} hf &= 10.67 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L \\ &= 10.67 \times 130^{-1.85} \times 1.10^{-4.87} \times 1.389^{1.85} \times 2,600 \\ &= 3.9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{損失水頭 } H = hf \times 1.3 = 3.9 \text{ m} \times 1.3 = 5.1 \text{ m}$$

f) 管内流速

(ポンプ場～管路最高点)

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} = 0.355 \times 130 \times 1.10^{0.63} \times (33.3/22,000)^{0.54} = 1.5 \text{ m/sec}$$

(管路最高点～ティラワSEZ 区間)

$$V = 0.355 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} = 0.355 \times 130 \times 1.10^{0.63} \times (3.9/2,600)^{0.54} = 1.5 \text{ m/sec}$$

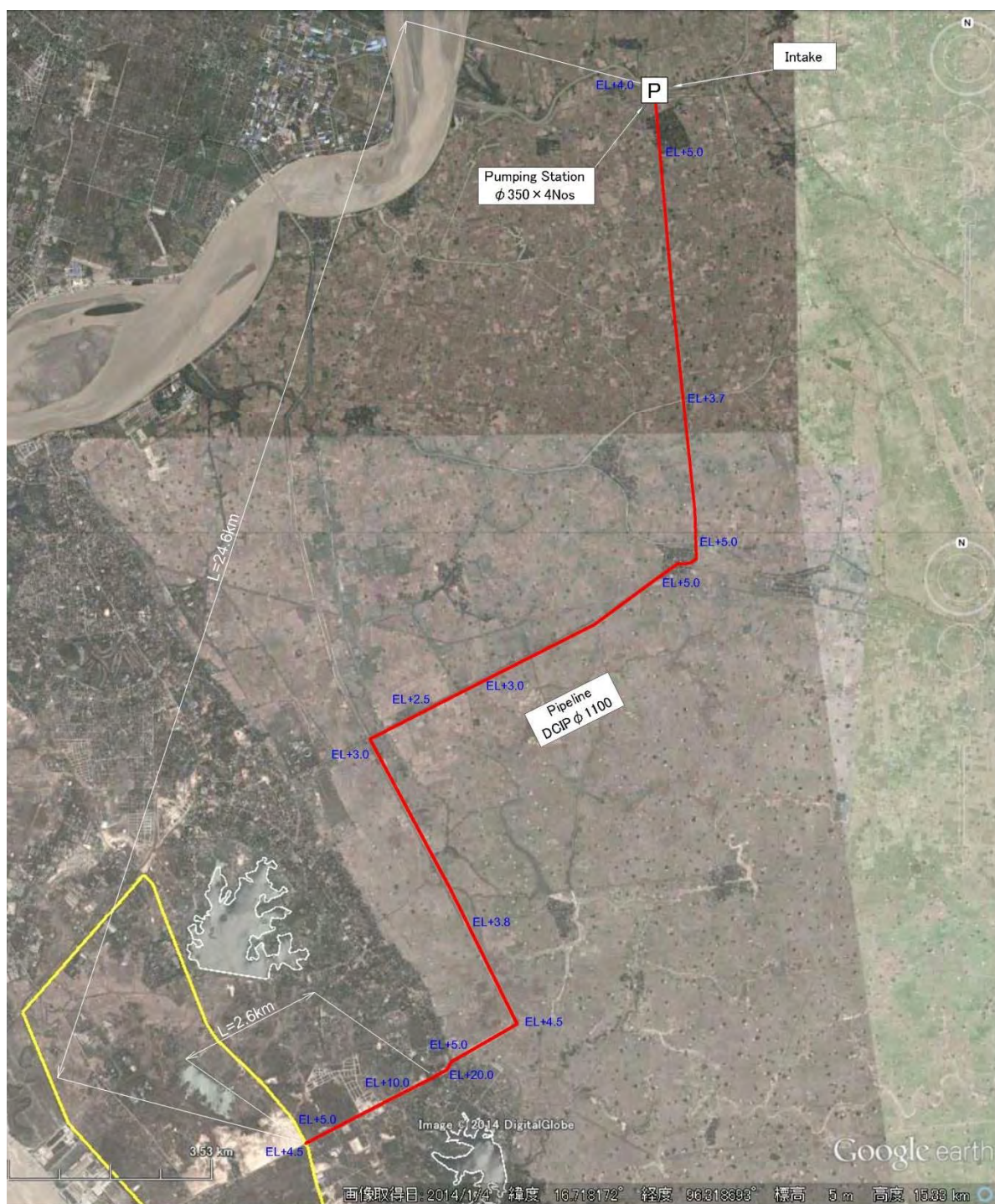


図 6-2-27 計画概要図 (㊦b カヤン川)

カヤン川付近の地盤標高は EL.4.0 m 程度である。また、カヤン川の水位は季節変動をしており、WL. -1 m ~ WL. 3 m の間で変動をしている。本計画では、カヤン川に取水口を設置し、河川水をポンプ圧送でティラワ SEZ まで送水する。路線途中で地盤標高 EL=20.0 m の地点(最高点)があり、管路延長が非常に長いことから、ポンプおよび管路の規格選定にあたっては管路の摩擦損失ロスが支配的となる。

管路最高点においては、管理設位置が動水勾配線の下 (= 負圧) となるため、ここを計画吐出水位としてポンプの全揚程を算出する。この位置に空気弁を設置することにより、最高点より下流は自然流下となる。

ポンプ全揚程は、導水管の損失水頭を含めて $H = (20.0 \text{ m} - 1.0 \text{ m}) + 43.3 \text{ m} = 62.3 \text{ m}$ となる。

適用ポンプは、ポンプメーカーのポンプ性能曲線から、吐出量 $20.8 \text{ m}^3/\text{min}$ (×4 台)、ポンプ全揚程 62.3 m より、ポンプ口径 $\phi 350 \text{ mm} \times 300 \text{ kw}$ を 4 台運転とする。

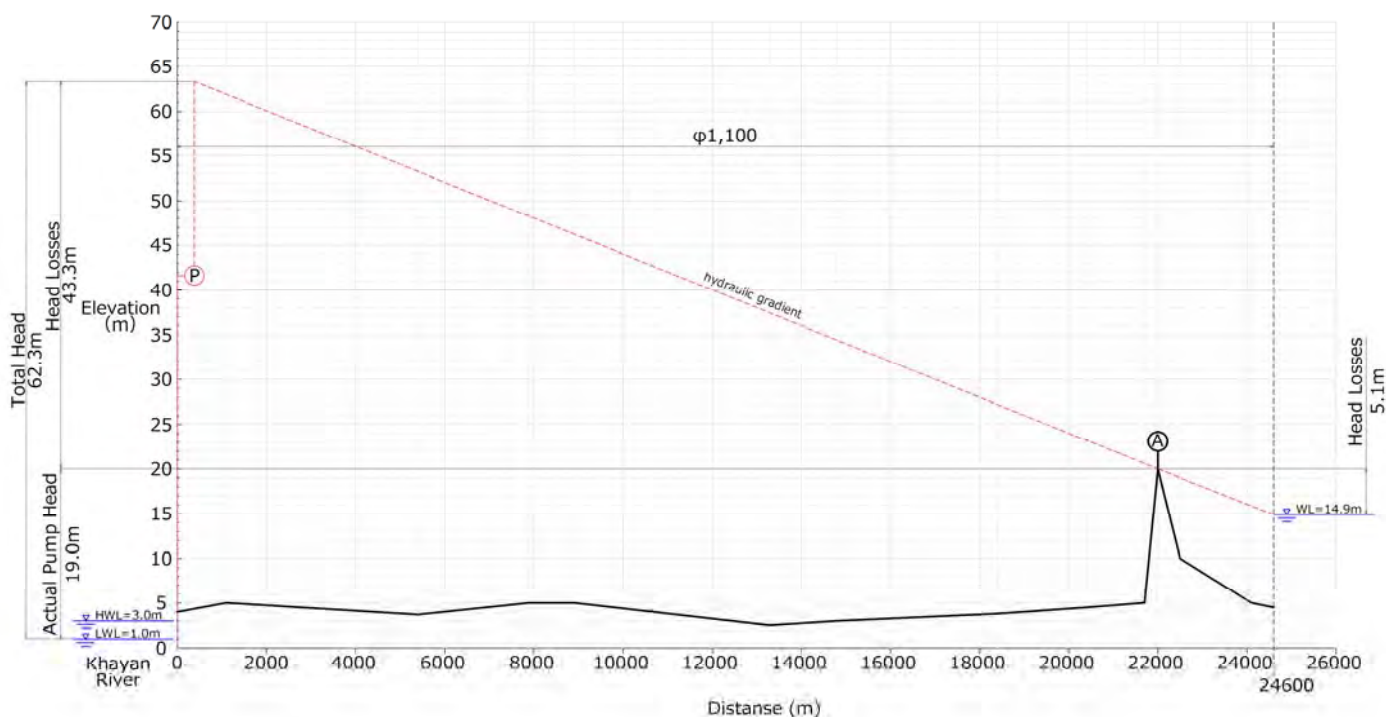
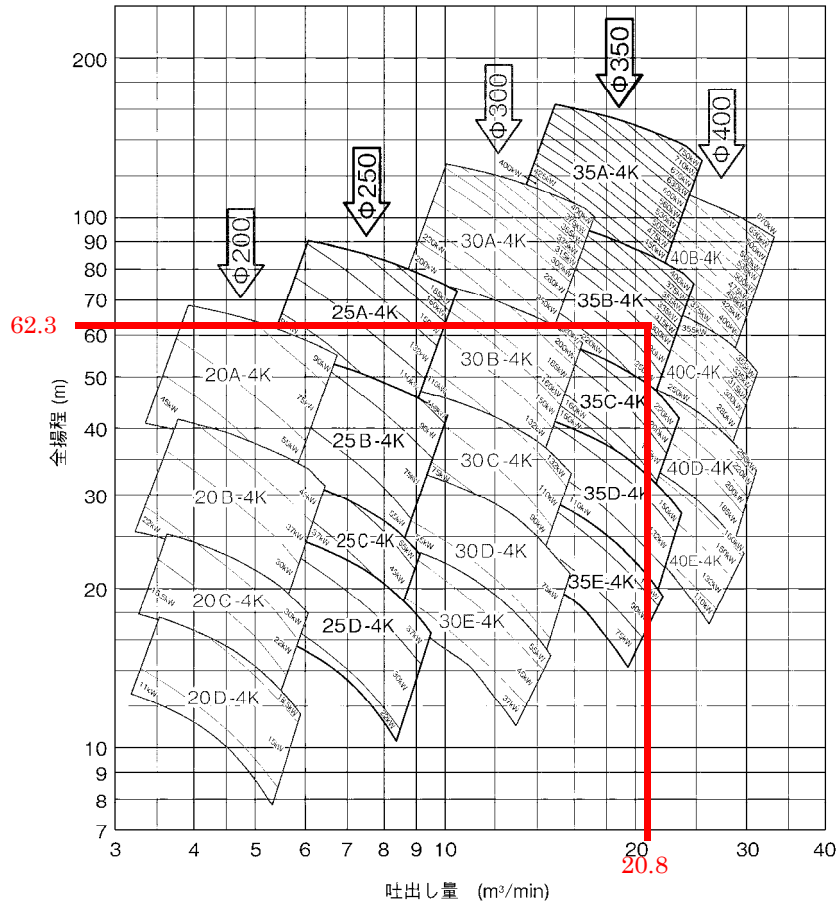


図 6-2-28 管路の動水勾配 (⑥b カヤン川)



電動機出力	電動機電圧
~150kW	400V
160kW ~	3000V

棒番20A~40E

単位(mm)

ポンプ種別	吐出量 (m³/min)	全揚程 (m)	口径 (mm)	軸径 (mm)	軸高 (mm)	軸間 (mm)	軸長 (mm)	軸重 (kg)	軸径 (mm)	軸高 (mm)	軸間 (mm)	軸長 (mm)	軸重 (kg)	軸径 (mm)	軸高 (mm)	軸間 (mm)	軸長 (mm)	軸重 (kg)
35A-4K	400	4	350	200	590	750	650	510	355	400	805	1311	12	2974	2400	922	370	3580
	425~630	4	350	200	590	750	650	510	355	400	855	1361	12	3242	2720	922	380	4560
	670~750	4	350	200	590	750	650	510	355	400	855	1361	14	3404	2850	934	380	5220
35B-4K	220~250	4	350	200	560	720	565	415	335	335	735	1161	10	2707	2030	774	360	2490
35C-4K	150,160	4	350	200	510	655	520	415	310	310	710	1068	10	2341	1920	774	360	1830
	185~220	4	350	200	510	655	520	415	310	310	710	1068	10	2592	1960	774	360	2130
35D-4K	110	4	350	250	480	620	450	415	295	295	595	920	10	2186	1780	774	350	1240
	132	4	350	250	480	620	450	415	295	295	645	970	10	2186	1870	774	360	1340
35E-4K	150	4	350	250	480	620	450	415	295	295	645	970	10	2276	1870	774	360	1480
	75	4	350	250	460	590	435	415	280	280	580	880	4	1986	1640	774	350	1060
40B-4K	355~400	4	400	250	570	730	610	455	365	365	815	1276	12	2934	2400	852	400	3370
	425~630	4	400	250	570	730	610	455	365	365	865	1326	12	3202	2730	822	410	4340
40C-4K	670	4	400	250	570	730	610	455	365	365	865	1326	14	3364	2860	934	410	5020
	250	4	400	250	530	675	565	455	340	340	740	1130	10	2632	2010	834	390	2330
40D-4K	280~355	4	400	250	530	675	565	455	340	340	790	1180	12	2839	2350	852	400	2890
40E-4K	185~250	4	400	300	510	645	555	455	320	320	720	1074	10	2582	1980	834	390	2140
	110	4	400	300	480	610	475	455	310	310	660	989	10	2176	1820	834	380	1290
	132	4	400	300	480	610	475	455	310	310	660	989	10	2176	1880	834	380	1370
	150,160	4	400	300	480	610	475	455	310	310	660	989	10	2266	1880	834	380	1650

図 6-2-29 ポンプ選定図 (㊦b カヤン川)

g) 検討結果 (⑥b)

計画取水量	120,000m ³ /日
水源	バゴー川上流ダム群 (表流水)
取水施設	取水口 RC造 1ヶ所 渦巻きポンプ φ350×300kw×4台 吐出量 120,000m ³ /日 = 20.8m ³ /min×4 全揚程 62.3m
導水施設	ダクタイル鋳鉄管 φ1,100 L=24.6km

6-2-2 コスト分析

短期施設整備計画に関し、初期投資コストおよび維持管理コストを算出し、比較検討を行う。

初期投資コストは、「水道事業の再構築に関する施設更新費用算定の手引き 平成23年1月厚生労働省健康局水道課」を利用して算出する。これは、日本国内における費用実績調査から作成された費用関数より施設更新費（新設）を算出するものであり、あくまで日本国内で日本の施工業者により施工を行った場合の工事費用であることに留意する。

維持管理コストに対しては、各施設における標準耐用年数を下記のように設定する。ここでは、リスク評価を除いたライフサイクルコスト (LCC) について、50年1サイクルとして検討を行う。

- ・土木・建築構造物 : 50年
- ・ポンプ施設 : 18年
- ・管路施設 (水道) : 40年

土木構造物 (コンクリート) については、50年以上の耐久性が認められるため、1サイクル期間中には維持管理に関するコストは不要とする。建築構造物についても同様とした。

ポンプ施設については、維持管理費として支配的な動力費 (電力費) を計上したほか、定期的な保守点検費用について実施できるかどうかは判断が難しいところであるが、年間10万円を想定した。

管路施設については、管本体の使用限界は50年以上の耐久性を有しているが、継手部分やライニングの劣化等を考慮して、法定耐用年数の観点から40年を採用した。

以下に、各案のコストを算出した結果一覧を示す。

表 6-2-1 コスト算出結果一覧

水源地名	取水 可能量 (m ³ /日)	概算費用 (百万円)			備考
		1) 初期投資 コスト	2) 維持管理 コスト(年間)	3) LCC (50年)	
①SEZ 内井戸	1,000	230	1.2	677	
②東部平野部井戸	1,000	473	1.7	1,228	
③a ザマニ・イン貯水池	6,000	498	2.3	1,094	
③b ザマニ・イン貯水池	10,000	582	2.3	1,261	
④バンブエゴン貯水池	2,900	375	2.3	850	
⑤SEZ 内貯水池	4,000	1,736	0	1,736	
⑥カヤン川	4,000	1,470	12.4	2,787	

初期投資コストが最も経済的となる案は、①SEZ 内井戸 である。LCC を比較しても①が最も優位であるが、非常時の利用に限定される。短期の恒久水源としては、③a ザマニ・イン貯水池 が経済的である結果となった。

②、⑥案においては、ティラワ SEZ 東側のタンリンーチャウタン丘陵を超えて導水する必要があり、ポンプ施設および貯水施設が適宜必要となることがコスト増の要因となっていると分析される。特に⑥が高価な理由は、管路延長が非常に長くなることに起因している。

また、表 6-2-2 にコストを総合的に評価した結果を示す。ここでは、LCC に対する水 1m³ あたりの投資コスト（初期投資コスト+維持管理コスト）を用いて、費用対効果を分析した。

最も費用対効果の大きいものは③b 案であり、水源が最もティラワ SEZ に近く、且つ多くの取水量が見込めるものである。水利権の一部は認められており、ザマニ・イン貯水池の今後の運用次第では、短期の要求水量全量を賄うことが期待されることになる。

次いで③a 案が効果的であり、水利権が認められていることも含め、最も現実的である。⑤案については、費用対効果は比較的大きいものの、SEZ 内部の用地を大きく削ってまで水源用地を確保する必要はなく、他に水源を求めるべきと考えられる。また、④案については、③案のバックアップの位置付けとするのが良いと思われる。

残る①②⑥案については、費用対効果が小さく、①②案に至っては非常用ということもあり、他案に比べ見劣りしている。

表 6-2-2 コスト評価

水源地名	3) LCC (百万円) (a)	取水可能量 (m ³ /日) (b)	コスト評価			備考
			(a)/(b)	比率	順位	
①SEZ 内井戸	677	1,000	0.677	3.7	5	
②東部平野部井戸	1,228	1,000	1.228	6.7	7	
③a ザマニ・イン貯水池	1,094	6,000	0.182	1.0	2	
③b ザマニ・イン貯水池	1,261	10,000	0.126	0.7	1	
④バンブエゴン貯水池	850	2,900	0.293	1.6	3	
⑤SEZ 内貯水池	1,736	4,000	0.434	2.4	4	
⑥カヤン川	2,787	4,000	0.697	3.8	6	

以上のことから、短期施設整備計画においては、「③ザマニ・イン貯水池」の利用が最も合理的であるとする。

(1) SEZ 内井戸 (新設)

1) 初期投資コスト

(a) 深井戸ポンプ施設

(井戸径 φ150、深さ 100m、φ50mm × 7.5 kw × 3ヶ所)

導水・浄水ロスを 5%と仮定して、取水量ベースより換算

$$x: \text{浄水場施設能力} \quad x = 333 \text{ m}^3/\text{日}/1 \text{ヶ所あたり}$$

y: 工事費 (千円)

- 適用範囲: 土木工事 (深さ当たり工事費、諸経費および消費税込)

$$y = 0.0924 \times 333 + 109.8009 = 141 \text{ (千円)}$$

土木工事費

$$= 141 \times 100\text{m} \times 3 \text{ヶ所}$$

$$= 42,300 \text{ (千円)}$$

$$= 42 \text{ (百万円)}$$

- ・ 適用範囲：機械工事（深さ当たり工事費、諸経費および消費税込）

$$y = 0.0137 \times 333 + 68.6098$$

$$= 73 \text{ (百万円)}$$

機械工事費

$$= 73 \times 100\text{m} \times 3 \text{ヶ所}$$

$$= 21,900 \text{ (千円)}$$

$$= 22 \text{ (百万円)}$$

- ・ 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$y = 0.012 \times 333 + 15.2747$$

$$= 19 \text{ (百万円)}$$

電気計装工事費

$$= 19 \times 3 \text{ヶ所}$$

$$= 57 \text{ (百万円)}$$

$$\text{ポンプ場合計} = 42 + 22 + 57$$

$$= \underline{121} \text{ (百万円)}$$

(b) 管路施設

（硬質塩化ビニル管 $\phi 150$ mm、延長 $L = 4,200$ m）

$$x : \text{管路延長} \quad x = 4,200\text{m}$$

$$y : \text{工事費 (万円)}$$

- ・ 適用範囲：無舗装、昼間施工

$$y = 2.6 \times 4,200$$

$$= 10,920 \text{ (万円)}$$

$$= \underline{109} \text{ (百万円)}$$

概算工事費

$$(a) + (b)$$

$$= 121 + 109$$

$$= \underline{230} \text{ (百万円)}$$

$$= 2,300,000 \text{ ドル}$$

2) 維持管理コスト

ポンプ仕様	出力	3.7 kw
	運転台数	3 台
	運転時間	12 hr/日

契約電力 14 kw

$$\begin{aligned} \text{電力} &= 3.7 \text{ kw} \times 3 \text{ 台} \times 1.25 \text{ (入力概算率)} \\ &= 13.875 \text{ kw} \end{aligned}$$

基本料金	東京電力	1,101.6 円/kw
	力率割引	5% (力率 85%以上)

$$\begin{aligned} \text{基本料金} &= 14 \text{ kw} \times 1,101.6 \text{ 円/kw} \times 0.95 \text{ (力率割引)} \\ &= 14,651 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

使用料金 東京電力 15.42 円/kw・H

$$\begin{aligned} \text{使用料金} &= 13.875 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 15.42 \text{ 円/kw・H} \times 30 \text{ 日} \\ &= 77022.9 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{電力料金} &= \text{基本料金} + \text{使用電力料金} \\ &= 14,651 + 77022.9 \\ &= 91,674 \text{ 円/月} \\ &= 1.1 \text{ 百万円/年} \end{aligned}$$

$$\text{維持管理費} \quad 1.1 + 0.1 = 1.2 \text{ 百万円/年}$$

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木	42 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	79 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	1.2 (百万円/年)	1.1+0.1

(b) 管路施設

塩ビ管 109 (百万円) 耐用年数 40 年

$$\begin{aligned} \text{LCC : } & 42 \times 1 + 79 \times 3 + 1.2 \times 50 \times 3 + 109 \times 2 \\ = & 677 \text{ (百万円/50 年)} \end{aligned}$$

(2) ② 東部平野部

1) 初期投資コスト

(a) 深井戸ポンプ施設

(井戸径 ϕ 150、深さ 150m、 ϕ 50mm \times 13.0 kw \times 3 ヶ所)

導水・浄水ロスを 5%と仮定して、取水量ベースより換算

$$\begin{aligned} x : \text{浄水場施設能力} & x = 333 \text{ m}^3/\text{日}/1 \text{ ヶ所あたり} \\ y : \text{工事費 (千円)} & \end{aligned}$$

- ・ 適用範囲：土木工事（深さ当たり工事費、諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y = & 0.0924 \times 333 + 109.8009 \\ = & 141 \text{ (千円)} \end{aligned}$$

土木工事費

$$\begin{aligned} & = 141 \times 150\text{m} \times 3 \text{ ヶ所} \\ & = 63,450 \text{ (千円)} \\ & = 63 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- ・ 適用範囲：機械工事（深さ当たり工事費、諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y = & 0.0137 \times 333 + 68.6098 \\ = & 73 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

機械工事費

$$\begin{aligned} & = 73 \times 150\text{m} \times 3 \text{ ヶ所} \\ & = 32,850 \text{ (千円)} \\ & = 33 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- ・ 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y = & 0.012 \times 333 + 15.2747 \\ = & 19 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

電気計装工事費

$$\begin{aligned} & = 19 \times 3 \text{ ヶ所} \\ & = 57 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ポンプ場合計} &= 63+33+57 \\ &= \underline{153} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(b) 管路施設

(硬質塩化ビニル管 φ150 mm、延長 L= 12,300 m)

$$\begin{aligned} x : \text{管路延長} & & x &= & 12,300 \text{ m} \\ y : \text{工事費 (万円)} & & & & \end{aligned}$$

- ・ 適用範囲：無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned} y &= & 2.6 & \times & 12,300 \\ &= & 31,980 & \text{ (万円)} \\ &= & \underline{320} & \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

概算工事費

$$\begin{aligned} & (a) + (b) \\ & = & 153 & + & 320 \\ & = & \underline{473} & \text{ (百万円)} \\ & = & 4,730,000 & \text{ ドル} \end{aligned}$$

2) 維持管理コスト

ポンプ仕様	出力	5.5 kw
	運転台数	3 台
	運転時間	12 hr/日

契約電力 21 kw

$$\begin{aligned} \text{電力} &= & 5.5 \text{ kw} & \times & 3 \text{ 台} & \times & \underline{1.25} \text{ (入力概算率)} \\ &= & 20.625 \text{ kw} & & & & \end{aligned}$$

基本料金	東京電力	1,101.6 円/kw
	力率割引	5% (力率 85%以上)

$$\text{基本料金} = 21 \text{ kw} \times 1,101.6 \text{ 円/kw} \times 0.95 \text{ (力率割引)}$$

$$= 21,976 \text{ 円/月}$$

使用料金 東京電力 15.42 円/kw・H

$$\begin{aligned} \text{使用料金} &= 20.625 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 15.42 \text{ 円/kw}\cdot\text{H} \times 30 \text{ 日} \\ &= 114493.5 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

電力料金 基本料金 + 使用電力料金

$$\begin{aligned} &= 21,976 + 114493.5 \\ &= 136,470 \text{ 円/月} \\ &= 1.6 \text{ 百万円/年} \end{aligned}$$

維持管理費 1.6 + 0.1 = 1.7 百万円/年

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木	63 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	90 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	1.7 (百万円/年)	1.6+0.1

(b) 管路施設

塩ビ管	320 (百万円)	耐用年数 40 年
-----	-----------	-----------

$$\begin{aligned} \text{LCC} &: 63 \times 1 + 90 \times 3 + 1.7 \times 50 \times 3 + 320 \times 2 \\ &= 1,228 \text{ (百万円/50 年)} \end{aligned}$$

(3) ③a ザマニ・イン貯水池

1) 初期投資コスト

(a) ポンプ場施設

(φ 125mm × 11.0 kw × 2 Nos)

送配水ポンプ施設 (場外)

$$x : \text{送配水量} \quad x = 6,000 \text{ m}^3/\text{日}$$

y : 工事費 (百万円)

- 適用範囲：建設工事（諸経費および消費税込）、RC造、直接基礎

$$\begin{aligned} y &= 0.0056 \times 6,000 + 119.1249 \\ &= 153 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：機械工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0034 \times 6,000 + 25.8517 \\ &= 46 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0019 \times 6,000 + 78.1407 \\ &= 90 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ポンプ場合計} &= 153 + 46 + 90 \\ &= \underline{289} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(b) 管路施設

(ダクタイル鋳鉄管 $\phi 300$ mm、延長 L = 4,100 m)

$$x : \text{管路延長} \quad x = 4,100 \text{ m}$$

y : 工事費 (万円)

- 適用範囲：無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned} y &= 5.1 \times 4,100 \\ &= 20,910 \text{ (万円)} \\ &= \underline{209} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

概算工事費

$$\begin{aligned} &(\text{a}) + (\text{b}) \\ &= 289 + 209 \\ &= \underline{498.0} \text{ (百万円)} \\ &= 4,980,000 \text{ ドル} \end{aligned}$$

2) 維持管理コスト

ポンプ仕様 出力 11 kw

運転台数	2台
運転時間	12hr/日

契約電力 28 kw

$$\begin{aligned} \text{電力} &= 11 \text{ kw} \times 2 \text{ 台} \times 1.25 \text{ (入力概算率)} \\ &= 27.5 \text{ kw} \end{aligned}$$

基本料金 東京電力 1,101.6円/kw
力率割引 5% (力率 85%以上)

$$\begin{aligned} \text{基本料金} &= 28 \text{ kw} \times 1,101.6 \text{ 円/kw} \times 0.95 \text{ (力率割引)} \\ &= 29,302 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

使用料金 東京電力 15.42円/kw・H

$$\begin{aligned} \text{使用料金} &= 27.5 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 15.42 \text{ 円/kw・H} \times 30 \text{ 日} \\ &= 152658 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

電力料金 基本料金 + 使用電力料金
= 29,302 + 152658
= 181,960 円/月
= 2.2 百万円/年

維持管理費 2.2 + 0.1 = 2.3 百万円/年

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木・建築	153 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	136 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	2.3 (百万円/年)	2.2+0.1

(b) 管路施設

塩ビ管 209 (百万円) 耐用年数 40 年

$$\begin{aligned} \text{LCC} : & 153 \times 1 + 136 \times 3 + 2.3 \times 50 + 209 \times 2 \\ = & 1,094 \text{ (百万円/50 年)} \end{aligned}$$

(4) ③b ザマニ・イン貯水池

1) 初期投資コスト

(a) ポンプ場施設

(φ150mm × 11.0 kw × 2 Nos)

送配水ポンプ施設 (場外)

$$\begin{aligned} x : \text{送配水量} & x = 10,000 \text{ m}^3/\text{日} \\ y : \text{工事費 (百万円)} & \end{aligned}$$

- 適用範囲：建設工事（諸経費および消費税込）、RC造、直接基礎

$$\begin{aligned} y &= 0.0056 \times 10,000 + 119.1249 \\ &= 175 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：機械工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0034 \times 10,000 + 25.8517 \\ &= 60 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0019 \times 10,000 + 78.1407 \\ &= 97 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ポンプ場合計} &= 175 + 60 + 97 \\ &= \underline{332} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(b) 管路施設

(ダクタイル鋳鉄管 φ400 mm、延長 L= 4,100 m)

$$\begin{aligned} x : \text{管路延長} & x = 4,100 \text{ m} \\ y : \text{工事費 (万円)} & \end{aligned}$$

- 適用範囲：無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned}
 y &= 6.1 \times 4,100 \\
 &= 25,010 \text{ (万円)} \\
 &= \underline{250} \text{ (百万円)}
 \end{aligned}$$

概算工事費

$$\begin{aligned}
 &(a) + (b) \\
 &= 332 + 250 \\
 &= \underline{582} \text{ (百万円)} \\
 &= 5,820,000 \text{ ドル}
 \end{aligned}$$

2) 維持管理コスト

ポンプ仕様	出力	11 kw
	運転台数	2 台
	運転時間	12 hr/日

契約電力 28 kw

$$\begin{aligned}
 \text{電力} &= 11 \text{ kw} \times 2 \text{ 台} \times \underline{1.25} \text{ (入力概算率)} \\
 &= 27.5 \text{ kw}
 \end{aligned}$$

基本料金 東京電力 $\underline{1,101.6}$ 円/kw
力率割引 $\underline{5\%}$ (力率 85%以上)

$$\begin{aligned}
 \text{基本料金} &= 28 \text{ kw} \times 1,101.6 \text{ 円/kw} \times 0.95 \text{ (力率割引)} \\
 &= 29,302 \text{ 円/月}
 \end{aligned}$$

使用料金 東京電力 $\underline{15.42}$ 円/kw・H

$$\begin{aligned}
 \text{使用料金} &= 27.5 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 15.42 \text{ 円/kw・H} \times 30 \text{ 日} \\
 &= 152658 \text{ 円/月}
 \end{aligned}$$

電力料金 基本料金 + 使用電力料金
 $= 29,302 + 152658$
 $= 181,960 \text{ 円/月}$

$$= 2.2 \text{ 百万円/年}$$

$$\text{維持管理費} \quad 2.2 \quad + \quad 0.1 \quad = \quad 2.3 \text{ 百万円/年}$$

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木・建築	175 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	157 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	2.3 (百万円/年)	2.2+0.1

(b) 管路施設

塩ビ管	250 (百万円)	耐用年数 40 年
-----	-----------	-----------

$$\begin{aligned} \text{LCC} : & \quad 175 \times 1 + 157 \times 3 + 2.3 \times 50 + 250 \times 2 \\ & = \quad 1,261 \text{ (百万円/50 年)} \end{aligned}$$

(5) ⑤バンプエゴン貯水池

1) 初期投資コスト

(a) ポンプ場施設

(φ150mm × 22.0 kw × 1 Nos)

送配水ポンプ施設 (場外)

$$x : \text{送配水量} \quad x = \quad 2,900 \text{ m}^3/\text{日}$$

y : 工事費 (百万円)

- 適用範囲：建設工事（諸経費および消費税込）、RC造、直接基礎

$$\begin{aligned} y &= \quad 0.0056 \quad \times \quad 2,900 \quad + \quad 119.1249 \\ &= \quad 135 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：機械工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= \quad 0.0034 \quad \times \quad 2,900 \quad + \quad 25.8517 \\ &= \quad 36 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$y = \quad 0.0019 \quad \times \quad 2,900 \quad + \quad 78.1407$$

$$= 84 \text{ (百万円)}$$

$$\begin{aligned} \text{ポンプ場合計} &= 135+36+84 \\ &= \underline{255} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(b) 管路施設

(硬質塩化ビニル管 φ200 mm、延長 L= 4,300 m)

$$x : \text{管路延長} \quad x = 4,300 \text{ m}$$

y : 工事費 (万円)

- 適用範囲：無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned} y &= 2.8 \times 4,300 \\ &= 12,040 \text{ (万円)} \\ &= \underline{120} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

概算工事費

$$\begin{aligned} & (a) + (b) \\ &= 255 + 120 \\ &= \underline{375} \text{ (百万円)} \\ &= 3,750,000 \text{ ドル} \end{aligned}$$

2) 維持管理コスト

ポンプ仕様	出力	22 kw
	運転台数	1 台
	運転時間	12 hr/日

契約電力 28 kw

$$\begin{aligned} \text{電力} &= 22 \text{ kw} \times 1 \text{ 台} \times \underline{1.25} \text{ (入力概算率)} \\ &= 27.5 \text{ kw} \end{aligned}$$

基本料金	東京電力	1,101.6 円/kw
	力率割引	5% (力率 85%以上)

$$\begin{aligned} \text{基本料金} &= 28 \text{ kw} \times 1,101.6 \text{ 円/kw} \times 0.95 \text{ (力率割引)} \\ &= 29,302 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

使用料金 東京電力 15.42 円/kw・H

$$\begin{aligned} \text{使用料金} &= 27.5 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 15.42 \text{ 円/kw・H} \times 30 \text{ 日} \\ &= 152658 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

電力料金 基本料金 + 使用電力料金

$$\begin{aligned} &= 29,302 + 152658 \\ &= 181,960 \text{ 円/月} \\ &= 2.2 \text{ 百万円/年} \end{aligned}$$

維持管理費 2.2 + 0.1 = 2.3 百万円/年

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木・建築	135 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	120 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	2.3 (百万円/年)	2.2+0.1

(b) 管路施設

塩ビ管	120 (百万円)	耐用年数 40 年
-----	-----------	-----------

$$\begin{aligned} \text{LCC} &: 135 \times 1 + 120 \times 3 + 2.3 \times 50 + 120 \times 2 \\ &= 850 \text{ (百万円/50 年)} \end{aligned}$$

(6) ⑤SEZ 内貯水池 (新設)

1) 初期投資コスト

$$\text{堤体断面積} : (3.0+3.0+3.6 \times (3+2)) \times 3.6 \div 2 + (3+1) \times 1 \div 2 = 45.2 \text{ m}^2$$

$$\text{調整池堤体積} : 45.2 \text{ m}^2 \times (600\text{m} \times 4 \times 2 \text{ヶ所}) = 216,960 \text{ m}^3$$

以上より、堤体積 m^3 当たり工事費 $8,000 \text{ 円/m}^3$ より、

$$216,960 \text{ m}^3 \times 8,000 \text{ 円/m}^3 = 1,736 \text{ (百万円)}$$

2) 維持管理コスト

堤体の補修等は考慮しない。

3) LCC 算出

$$\text{LCC : } 1,736 \text{ (百万円/50年)}$$

(7) ⑥a カヤン川

1) 初期投資コスト

(a) ポンプ場施設

(φ 150mm × 37.0 kw × 1 Nos)

(φ 150mm × 45.0 kw × 1 Nos)

送配水ポンプ施設 (場外)

$$x : \text{送配水量} \quad x = 4,000 \text{ m}^3/\text{日}$$

y : 工事費 (百万円)

- 適用範囲：建設工事（諸経費および消費税込）、RC造、直接基礎

$$\begin{aligned} y &= 0.0056 \times 4,000 + 119.1249 \\ &= 142 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：機械工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0034 \times 4,000 + 25.8517 \\ &= 39 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

- 適用範囲：電気計装工事（諸経費および消費税込）

$$\begin{aligned} y &= 0.0019 \times 4,000 + 78.1407 \\ &= 86 \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

$$\text{ポンプ場合計} = (142+39+86) \times 2$$

$$= 534 \text{ (百万円)}$$

(b) 管路施設 区間 1

(硬質塩化ビニル管 ϕ 250 mm、延長 L= 13,300 m)

$$x : \text{管路延長} \quad x = 13,300 \text{ m}$$

y : 工事費 (万円)

・ 適用範囲 : 無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned} y &= 2.9 \times 13,300 \\ &= 38,570 \text{ (万円)} \\ &= \underline{386} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

管路施設 区間 2

(硬質塩化ビニル管 ϕ 250 mm、延長 L= 11,300 m)

$$x : \text{管路延長} \quad x = 11,300 \text{ m}$$

y : 工事費 (万円)

・ 適用範囲 : 無舗装、昼間施工

$$\begin{aligned} y &= 2.9 \times 11,300 \\ &= 32,770 \text{ (万円)} \\ &= \underline{328} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{管路合計} &= 386+328 \\ &= \underline{714} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(c) 貯水槽 (RC 造)

$$x : \text{有効容量} \quad x = 1,400 \text{ m}^3/\text{日}$$

y : 工事費 (百万円)

・ 適用範囲 : RC 造

$$\begin{aligned} y &= 0.11 \times 1,400 + 0.2386 \\ &= \underline{154} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

(d) 取水口 (RC 造)

導水・浄水ロスを 5%と仮定して、取水量ベースより換算

$$x : \text{有効容量} \quad x = 4,000 \text{ m}^3/\text{日}$$

y : 工事費 (百万円)

適用範囲 : RC 造

$$\begin{aligned} \cdot \quad y &= 0.0014 \times 4,000 + 61.9784 \\ &= \underline{68} \text{ (百万円)} \end{aligned}$$

概算工事費

$$\begin{aligned} & (a) + (b) + (c) + (d) \\ &= 534 + 714 + 154 + 68 \\ &= \underline{1,470} \text{ (百万円)} \\ &= 14,700,000 \text{ ドル} \end{aligned}$$

2) 維持管理コスト

1) ポンプ場 1

ポンプ仕様	出力	37 kw
	運転台数	1 台
	運転時間	12 hr/日

契約電力 47 kw

$$\begin{aligned} \text{電力} &= 37 \text{ kw} \times 1 \text{ 台} \times \underline{1.25} \text{ (入力概算率)} \\ &= 46.25 \text{ kw} \end{aligned}$$

基本料金 東京電力 280.8 円/kwh

$$\begin{aligned} \text{基本料金} &= 47 \text{ kw} \times 280.8 \text{ 円/kw} \\ &= 13,197 \text{ 円/月} \end{aligned}$$

使用電力料金 東京電力	<u>19.43</u> 円/kw・H (最初の 120kwh まで)
	<u>25.91</u> 円/kw・H (120kwh を超え 300kwh まで)
	<u>29.93</u> 円/kw・H (300kwh 超)

$$\begin{aligned} \text{電力使用量} &= 46.25 \text{ kw} \times 12 \text{ hr/日} \times 30 \text{ 日} \\ &= 16,650 \text{ kwh} \end{aligned}$$

電力使用量	=	46.25	kw	×	12 hr/日	×	30 日
	=	16,650	kwh				
使用料金 1	=	120	kwh	×	19.43 円/kw・H		
	=	2,332	円/月				
使用料金 2	=	180	kwh	×	25.91 円/kw・H		
	=	4,664	円/月				
使用料金 3	=	16,350	kwh	×	29.93 円/kw・H		
	=	489,356	円/月				
					合計	=	496,351 円/月

<u>電力料金</u>	基本料金	+	使用電力料金	
		=	13,197	+ 496,351
		=	509,548	円/月
		=	6.1	百万円/年

<u>維持管理費</u>	6.1	+	0.1	=	6.2	百万円/年
--------------	-----	---	-----	---	-----	-------

3) LCC 算出

(a) ポンプ施設

土木・建築	142 (百万円)	耐用年数 50 年
機械・電気	125 (百万円)	耐用年数 18 年
維持管理費	12.4 (百万円/年)	6.2+6.2

(b) 管路施設

塩ビ管	714 (百万円)	耐用年数 40 年
-----	-----------	-----------

(c) 貯水槽

土木	154 (百万円)	耐用年数 50 年
----	-----------	-----------

(d) 取水口

土木	68 (百万円)	耐用年数 50 年
----	----------	-----------

$$\begin{aligned}
 \text{LCC} &: 142 \times 1 + 125 \times 3 + 12.4 \times 50 + 714 \times 2 + 154 \times 1 + 68 \times 1 \\
 &= 2,787 \text{ (百万円/50 年)}
 \end{aligned}$$

6-3 中期計画

ティラワ SEZ の中期計画の水需要量は、ラグンビン貯水池とアライニ貯水池とする主要水源から 42,000 m³/日の水量が提案されている。二つの水源からティラワ SEZ への供給施設は、JICA によりパイプライン、ポンプ場、浄水場などが計画されている。総延長は、約 1 キロのバゴー川横断を含む 80 キロとなる。中期計画の位置図を図 6-3-1 に示す。



図 6-3-1 中期計画位置図

6-3-1 主要水源

ティラワ SEZ の水源は 2 つの貯水池があり、一つは、ティラワ SEZ の北方 80 キロの位置するラグンビン貯水池で、灌漑局により 2001 年に施工されている。他方、ラグンビン貯水池に隣接するアライニ貯水池は、ラグンビン貯水池と同様に、灌漑局により 2002 年に施工されている。

ラグンビン貯水池に堤高は 18.9m で堤頂長は 1578.8m である。ダム形式は、均一型アースダムであり、流域面積は 108.7km² で総貯水量は 183.6 MCM (百万 m³) である。ラグンビン貯水池は本来灌漑用貯水池であり、約 8,900 ha の灌漑受益地面積を有している。2002 年の灌漑計画では 3562.2ha であり、貯水池には余剰水がある。

ラグンビン貯水池に隣接するアライニ貯水池は、堤高 15.8 m であり、堤頂長は 1737.4 m である。

堤体は均一型アースダムで、流域面積は 36.8 km² で総貯水量は 48.1 MCM（百万 m³）である。

表 6-3-1 ラグンビン貯水池・アライニ貯水池諸元表

No.	項目	ラグンビン貯水池				アライニ貯水池			
1	位置	ヤンゴン管区とバゴー管区の境界、タマカレイ村付近				バゴー地区、インサラング村、チアングン村付近			
2	参考地図	94 C/7 L 718932				94 C/7 L 748938			
3	河川名	ラングンビン川				アライニ川			
4	流域面積	42	Square-mile	108.7	km ²	14	Square-mile	36.8	km ²
5	年平均降水量	100	inch	2540	mm	100	inch	2540	mm
6	年平均流入量	126,000	Ac-ft	155.5	MCM	42,600	Ac-ft	52.6	MCM
7	ダムタイプ	アースダム				アースダム			
8	ダム高さ	62	ft	18.9	m	52	ft	15.8	m
9	堤頂長	5,180	ft	1578.9	m	5,700	ft	1737.4	m
10	貯水容量(常時満水位)	148,800	Ac-ft	183.6	MCM	39,000	Ac-ft	48.1	MCM
11	最低貯水容量	5,250	Ac-ft	6.5	MCM	1,780	Ac-ft	2.2	MCM
12	満水面積(常時満水位)	6,700	Acre	27.1	km ²	2,060	Acre	8.3	km ²
13	放流管形式	鉄筋コンクリート				鉄筋コンクリート			
14	放流管断面	4.0 X 6.0, 2条	ft	1.2 X 1.8, 2条	m	4.0 X 6.0, 1条	ft	1.2 X 1.8, 2条	m
15	方流管長さ	244	ft	74.4	m	240	ft	73.2	m
16	放流量	500	Cuft/sec	14.2	m ³ /sec	150	Cuft/sec	4.2	m ³ /sec
17	洪水吐形式	鉄筋コンクリート(幅広堰)				洪水吐無し			
18	洪水吐水路幅	50	ft	15.2	m	-	ft	-	m
19	設計洪水量	900	Cuft/sec	25.5	m ³ /sec	-	Cuft/sec	-	m ³ /sec
20	かんがい面積	22,000	Acre	8905.6	ha	ラングンビン地域に含まれる			
	ヤンゴン管区レグ地区	12,000	Acre	4857.6	ha				
	バゴー管区バゴー地区	10,000	Acre	4048.0	ha				

*2002年計画かんがい面積

8,800 Acre 3562.2 ha

*2012年現在

4,000 Acre 1619.2 ha



図 6-3-2 ラグンビン貯水池とアライニ貯水池位置図

6-3-2 水源池の課題

ラグンビン貯水池

ラグンビン貯水池は、越流幅 15.2 m (=50 feet)の前面越流型洪水吐を有し、その設計洪水量は 25.5 m³/sec である。

洪水位に対するダム天端の余裕高は、わずか 1 m (3.3feet)である。

アライニ貯水池

アライニ貯水池は洪水吐がなく、連絡水路でラグンビン貯水池と繋がっている。連絡水路は幅 200 m で長さは 1 km である。

ラグンビン貯水池 (108.7 km²)とアライニ貯水池 (36.8 km²)の合計流域面積は 145.5 km²であり、合計貯水池容量は 231.7 MCM (百万 m³) (ラグンビン貯水池: 183.6 MCM (百万 m³) , アライニ貯水池: 48.1 MCM (百万 m³))である。また、合計の貯水池面積は、35.4 km² (ラグンビン貯水池: 27.1 km², アライニ: 8.3 km²)である。



図 6-3-3 ラグンビン貯水池とアライニ貯水池の位置図



図 6-3-4 連絡水路位置図



図 6-3-5 ラグンビン貯水池



図 6-3-6 ラグンビン貯水池の取水塔



図 6-3-7 ラグンビン貯水池の洪水吐越流部



図 6-3-8 ラグンビン貯水池の洪水吐橋



図 6-3-9 取水塔内の水位記録計



図 6-3-10 ラグンビン貯水池の放流工



図 6-3-11 アライニ貯水池



図 6-3-12 アライニ貯水池の取水塔

6-3-3 ラグンビン貯水池の洪水吐

(1) 洪水量

次頁に 30 年間（1984 年～2013 年）のラグンビン貯水池地点での推定河川流量データを示す。

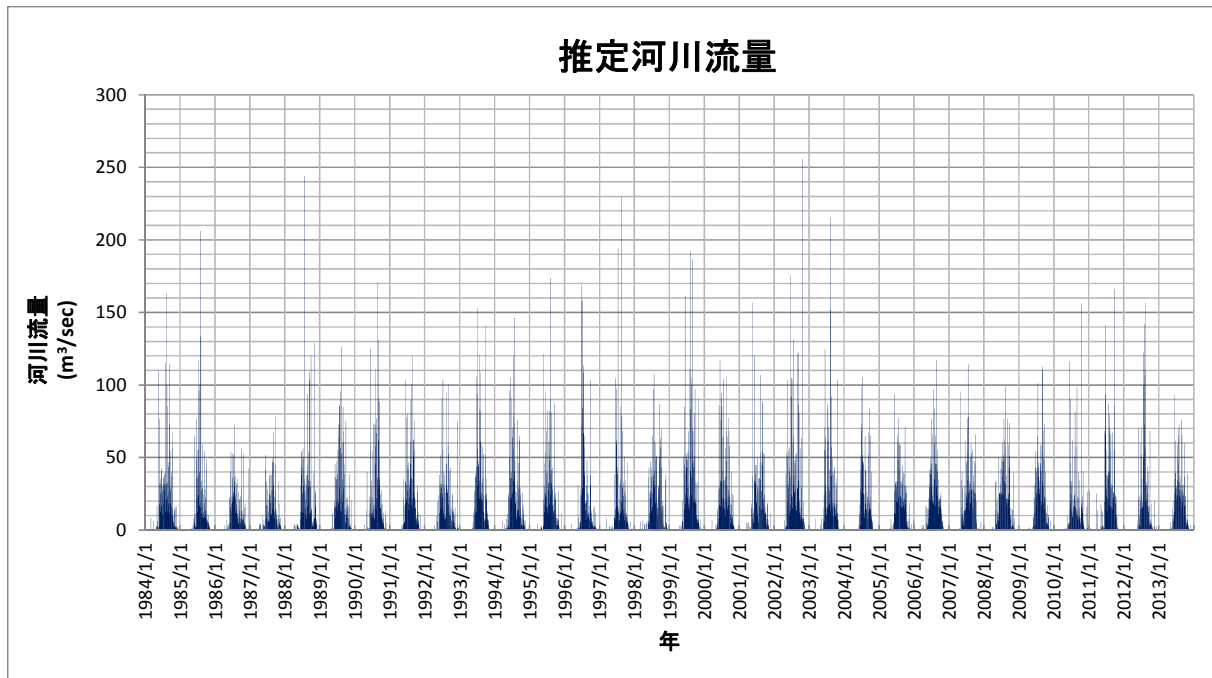


図 6-3-13 ラグンビン貯水池での推定河川流量

表 6-3-2 各 30 年間の最大河川流量

ラグンビン貯水池 (108.7 km²) とアライニ貯水池 (36.8 km²) 両者の流域面積は 145.5 km² であり、30 年間での最大河川流量は 2002 年 10 月 21 日の 255.7 m³/sec である。

ラグンビン貯水池の建設は 2001 年に完了しており、アライニ貯水池の建設は 2003 年に終了している。貯水池工事の完了後、各年の最大河川流量は、90 m³/sec ~ 150 m³/sec である。

ラグンビン貯水池の洪水吐設計流量は 25.5 m³/sec であり、アライニ貯水池には洪水吐はないため、洪水は毎年ダム天端を越波する可能性があり、ダムの安全性にとっては、非常に危険である。

No.	年月日	河川流量 (m ³ /sec)	備考
1	1984年8月9日	163.9	
2	1985年7月29日	206.2	
3	1986年7月20日	72.5	
4	1987年9月23日	78.4	
5	1988年7月22日	244.1	
6	1989年8月17日	126.4	
7	1990年8月25日	170.5	
8	1991年8月21日	120.4	
9	1992年7月7日	103.8	
10	1993年7月6日	152.9	
11	1994年7月24日	146.2	
12	1995年8月3日	173.9	
13	1996年6月30日	169.1	
14	1997年8月18日	229.2	
15	1998年7月25日	107.4	
16	1999年8月7日	192.4	
17	2000年6月12日	117.3	
18	2001年5月18日	156.6	ラグンビン貯水池完成
19	2002年10月21日	255.7	最大流量
20	2003年8月14日	215.6	アライニ貯水池完成
21	2004年7月12日	105.3	
22	2005年6月9日	93.6	
23	2006年8月22日	117.3	
24	2007年7月21日	114.2	
25	2008年8月13日	98.9	
26	2009年9月2日	112.9	
27	2010年10月17日	156.2	
28	2011年9月29日	166.3	
29	2012年8月10日	157.3	
30	2013年6月9日	93.6	

(2) 洪水量解析

設計洪水量は水文気象調査と解析に基づき決定される。設計洪水位は、設計洪水量が発生したときの最大貯水位として定義される。

設計洪水量はダムの安全性を確保する目的で定められた洪水量で、下記の内、最大値の 20% 増しの値とする。

- (A) 確率的に 200 年に一回起こるとされる 200 年確率洪水量、すなわち 200 年毎に起こる再現洪水量 (A 項流量)
- (B) 洪水記録または洪水痕跡調査に基づき、推定された既往最大洪水量 (B 項流量)
- (C) 対象河川と近似する水文-気象特性を持つ近傍流域から得られる水文-気象記録から推定される最大洪水量 (C 項流量)

設計洪水量はダム設計を行う上で、最大の洪水量となる。このため、設計者の観点からダム現場で起こる最大の洪水量は、設計洪水量として採用される。

(3) 200 年確率洪水量

統計的に 200 年に一回起こる洪水量を推定する方法は二つあり、一つは直接的に洪水量の長期記録を頻度解析し推定する方法である。もう一つは間接的に流域での降雨や洪水量特性長期間記録を基に推定する方法である。

(4) 岩井法

岩井法は超過確率計算の一つで、再現期間が得られる。統計的手法として、日本では超過確率計算によく使用される。

$$\text{超過確率 } W(x) = \frac{1}{2} \cdot (1 - F(\xi))$$

$$\text{非対称分布 } f(x) = \exp\left(-\left(\alpha \cdot \log \frac{x-b}{x_0-b}\right)^2\right)$$

超過確率関数

$$F(\xi) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^{\xi} \exp(-t^2)$$

$$\xi = \alpha \cdot \log \frac{x-b}{x_0-b}$$

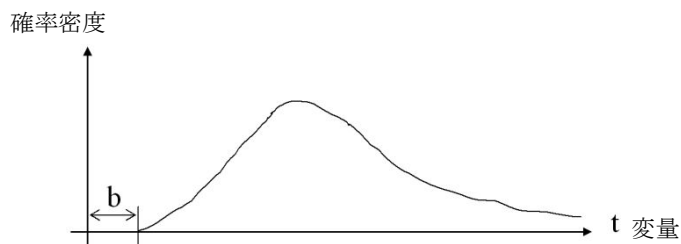


表 6-3-3 最大河川流量の降順

No.	年月日	河川流量 (m ³ /sec)	備考
1	2002年10月21日	255.7	
2	1988年7月22日	244.1	
3	1997年8月18日	229.2	
4	2003年8月14日	215.6	
5	1985年7月29日	206.2	
6	1999年8月7日	192.4	
7	1995年8月3日	173.9	
8	1990年8月25日	170.5	
9	1996年6月30日	169.1	
10	2011年9月29日	166.3	
11	1984年8月9日	163.9	
12	2012年8月10日	157.3	
13	2001年5月18日	156.6	
14	2010年10月17日	156.2	
15	1993年7月6日	152.9	
16	1994年7月24日	146.2	
17	1989年8月17日	126.4	
18	1991年8月21日	120.4	
19	2000年6月12日	117.3	
20	2006年8月22日	117.3	
21	2007年7月21日	114.2	
22	2009年9月2日	112.9	
23	1998年7月25日	107.4	
24	2004年7月12日	105.3	
25	1992年7月7日	103.8	
26	2008年8月13日	98.9	
27	2005年6月9日	93.6	
28	2013年6月9日	93.6	
29	1987年9月23日	78.4	
30	1986年7月20日	72.5	

岩井法の結果を表 6-3-4 に示す。

表 6-3-4 岩井法の結果

生起年 T年	ξ	$1/a \cdot \xi$	平均 Y	$x+b$	生起年確率値 x
2	0	0	2.12634057	133.7644	140
5	0.5951	0.126985	2.25332594	179.195	185
10	0.9062	0.193369	2.31970999	208.7901	215
20	1.163	0.248167	2.37450724	236.8685	243
30	1.2967	0.276696	2.4030368	252.9512	259
50	1.452	0.309835	2.43617548	273.0081	279
100	1.645	0.351018	2.47735877	300.1641	306
200	1.8215	0.388681	2.51502121	327.3567	333
500	2.035	0.434238	2.56057889	363.5623	370
1000	2.185	0.466246	2.59258663	391.3692	397

岩井法の結果より、200年確率洪水量は $333 \text{ m}^3/\text{sec}$ と計算された。設計洪水量は 1.2 倍の $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。その流量はラグンビン貯水池の設計洪水量 $25.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ より大きい値である。

(5) ラグンビン貯水池の洪水吐

ラグンビン貯水池の洪水吐はダム の左岸に位置する。洪水吐の幅は 50 feet (= 15.25 m) で、設計洪水量は $25.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。既往最大洪水位は 2012 年の 8 月 21 日の 86.7 feet (= 26.43 m) であり、最大水位である。ラグンビン貯水池の常時満水位は 82 feet (= 25.0 m) である。



図 6-3-14 ラグンビン貯水池の洪水吐位置図

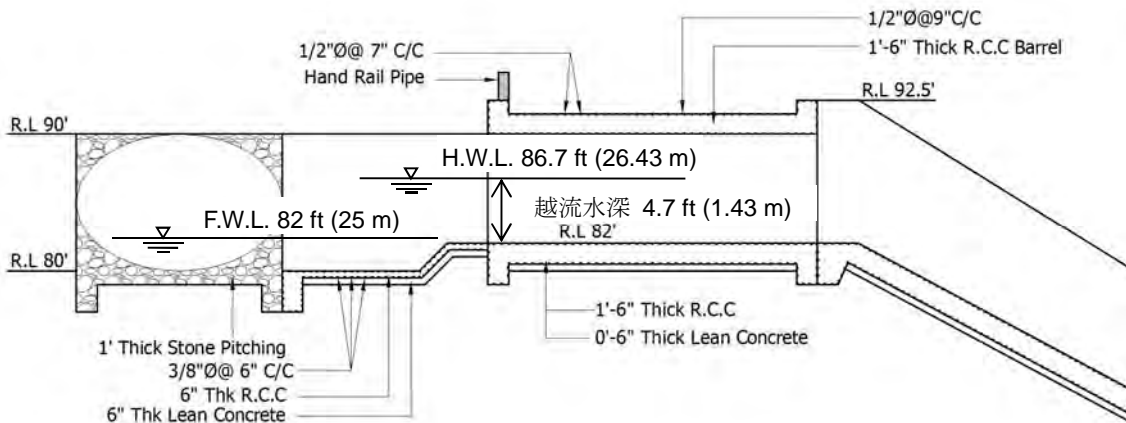


図 6-3-15 洪水吐縦断面図

(6) 既往最大洪水量

既往最大洪水量は次式の計算で推定される。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{(3/2)}$$

Q: 流量 (m³/sec)

C: 流量係数 = 1.8

L: 越流幅 = 50 ft = 15.25 m

H: 越流水深 = H.W.L. 86.7ft - F/W.L. 82.0ft = 4.7 ft ≒ 1.5 m

$$Q = 1.8 \times 15.25 \times 1.5^{(3/2)} \cong 50 \text{ m}^3/\text{sec} > 25.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

既往最大洪水流量 (=50 m³/sec) は、洪水吐設計洪水量 (=25.5 m³/sec) より大きく、200 年確率洪水量 (333 m³/sec) より小さい。

(7) 洪水吐の安全性

ラゲンビン貯水池の洪水吐の幅は狭く、200 年確率洪水量を流下することはできない。このため、200 年確率洪水量に備え、洪水吐の幅を 100 m に広げる必要がある。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{(3/2)}$$

ここに Q: 流量 (= 333 m³/sec: 200 年確率洪水量)

C: 流量係数 = 1.8

L: 越流幅

$$H: \text{越流水深} = \text{H.W.L. } 86.7\text{ft} - \text{F/W.L. } 82.0\text{ft} = 4.7 \text{ft} \approx 1.5 \text{m}$$

$$L = 333 / (1.8 \times 1.5^{(3/2)}) \approx 100\text{m}$$

200年確率洪水量が既存の堰幅 15 m の洪水吐に流入した場合、どのくらいの越流水深になるのか検討を行った。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{(3/2)}$$

Q: 流量 (= 333 m³/sec: 200年確率洪水量)

C: 流量係数 = 1.8

L: 越流幅 = 50 ft = 15.25 m

H: 越流水深

$$H = (333 / (1.8 \times 15.25))^{(2/3)} \approx 5.3 \text{m}$$

$$\text{洪水時水位} = \text{F.W.L. } 25.0 \text{m} + 5.3 \text{m} = 30.3 \text{m}$$

$$\text{洪水時水位} - \text{天端標高} = 30.3 \text{m} - 27.5 \text{m} = 2.8 \text{m}$$

200年確率洪水量は 2.8 m の越流水深でダム天端を越流することが予想できる。

6-3-4 ラグンビン貯水池の余裕高

(1) 貯水池の水位

ラグンビン貯水池の現在の貯水池水位は以下の通りである。

表 6-3-5 貯水池諸元

項目	ラグンビン貯水池	
流域面積	108.7	km ²
年間平均降雨量	2540	mm
年間平均流入量	155.5	MCM (百万 m ³)
ダムタイプ	Earth Dam	
堤高	18.9	m
堤頂長	1578.9	m
貯水容量	183.6	MCM (百万 m ³)
最低貯水容量	6.5	MCM
満水面積	27.1	km ²

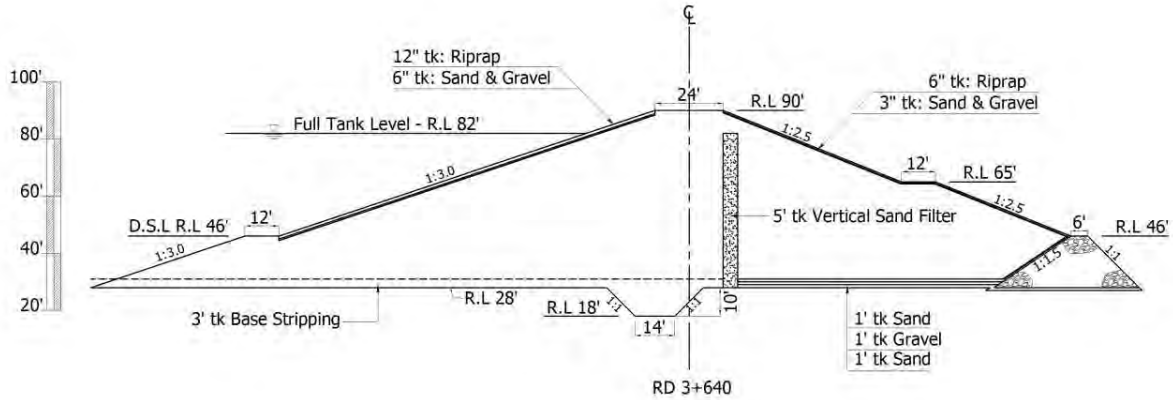


図 6-3-16 ラグンビン貯水池の標準断面図

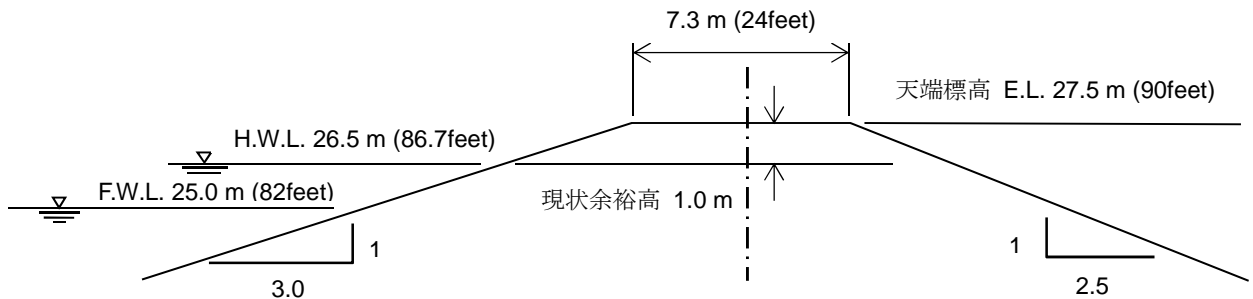


図 6-3-17 ダム天端詳細

既存のダム天端標高は E.L. 27.5 m (90ft) で洪水位は H.W.L. 26.5 m (86.7 ft) である。現在の余裕高は以下のとおりである。

$$\text{ダム天端標高} - \text{洪水位} = 27.5 \text{ m} - 26.5 \text{ m} = 1.0 \text{ m}$$

(2) ダム天端標高

ダム天端標高の計算は、「日本農業土木総合研究所の技術マニュアル（土地改良事業計画設計基準 ダム）」に準拠する。ラグンビン貯水池はゲート無しの洪水吐で越流水深が 2.5 m 以下の洪水吐の場合に相当する。非越流部標高もしくはダム天端は、表 6-3-6 に示す最大値以上の標高とする。

(3) 風波高

風による波の高さは、風速と設計洪水時の対岸距離の関係を考慮し決定する。また、堤体の構造による反射波や打ち上げ高も考慮する。

1) 対岸距離

対岸距離は風による波浪の自由水面距離である。基本的には最大風力の方向での直線距離となる。

F: 対岸距離 (= 8 km)

2) 風速

現場での長期観測による風速のデータが利用できない場合は、基本的には 30 m/sec を使用するべきである。しかしながら、強風の危険がないダム現場では 20 m/sec を使用することも可能である。

V: 風速 30 m/sec

表 6-3-6 非越流部標高

ダム形式	コンクリートダム	フィルダム	
越流水深 Hd	—	Hd>2.5 m	Hd≤2.5 m
洪水吐ゲート			
洪水吐ゲート有するダム	$H_f+hw+he+0.5$ (hw+he < 1.5 のときは H_f+2) $H_s+hw+he/2+0.5$ (hw+he/2 < 1.5 のときは H_s+2) $H_h+hw+0.5$ (hw < 1.5 のときは H_h+2)	$H_f+hw+he+1.5$ (hw+he < 1.5 のときは H_f+3) $H_s+hw+he/2+1.5$ (hw+he/2 < 1.5 のときは H_s+3) $H_h+hw+1.5$ (hw < 0.5 のときは H_h+2)	$H_f+hw+he+1.5$ (hw+he < 1.5 のときは H_f+3) $H_s+hw+he/2+1.5$ (hw+he/2 < 1.5 のときは H_s+3) $H_h+hw+1.5$ (hw < 0.5 のときは H_h+2)
洪水吐ゲートを有しないダム	$H_f+hw+he$ (hw+he < 2 のときは H_f+2) $H_s+hw+he/2$ (hw+he/2 < 2 のときは H_s+2) H_h+hw (hw < 1 のときは H_h+1)	$H_f+hw+he+1$ (hw+he < 2 のときは H_f+3) $H_s+hw+he/2+1$ (hw+he/2 < 2 のときは H_s+3) H_h+hw+1 (hw < 1 のときは H_h+2)	$H_f+hw+he+1$ (hw+he < 1 のときは H_f+2) $H_s+hw+he/2+1$ (hw+he/2 < 1 のときは H_s+2) H_h+hw+1 (hw < 1 のときは H_h+2)

注：Hf、hw、he、Hs、Hd は以下の値を示す。

Hf: 常時満水位 (単位: m)

Hs: サーチャージ水位 (単位: m)

Hh: 洪水位 (単位: m)

Hw: 風による波浪の貯水池からの高さ (単位: m)

He: 地震による波浪の貯水池からの高さ (単位: m)

Hd: 設計洪水量の洪水吐越流水深 (単位: m)

3) 斜面粗度

平滑斜面はコンクリートブロックか張り石からなる比較的平滑な斜面である。ラゲンビン貯水池はリップラップ斜面であり、ロック材が波の力を吸収する。

4) ダムの斜面

リップラップの場合、波のはい上がり高さは傾斜に影響されない。しかし、平滑斜面の場合は傾斜の程度や対岸距離による。リップラップ斜面では波のはい上がり高さの決定には傾斜は考慮しなくてよいが、平滑斜面の低ダムでは急傾斜の斜面は波にはい上がりが大きくなる。

ダムの傾斜 (上流斜面) = 1:3.0

波のはい上がり高さ R のおおよその値については図 6-3-18 に示されるように、波のはい上がり高さとの関係に示される。たとえば S.M.B 法による波の高さと対岸距離の関係や上流斜面、Saville 法の上流保護材料などの要因である。

波による余裕高は、S.M.B 法と Saville 法の Wilson の改良式による波のはい上がり高さを使用して決定する。

以上より、波浪による風波高は以下のとおり決定する。

風波高: 1.4 m

(4) 地震による貯水池水面からの波浪高さ

地震による余裕高は以下の佐藤清一の式を使用し計算を行う。

$$he = \frac{1}{2} \cdot \frac{K \cdot \tau}{\pi} \cdot \sqrt{g \cdot H_0}$$

he: 地震による貯水面からの波浪高さ (m)

K: 設計地震計数 (=0.15)

τ : 地震周期 (s); 1 秒をとることが多い。

H₀: 常時満水時の貯水池の水深 (= 16.5 m)

g: 重力の加速度 (9.8 m/sec²)

これより

$$he = \frac{1}{2} \times \frac{0.15 \times 1.0}{\pi} \times \sqrt{9.8 \times 16.5} = 0.3 \text{ (m)}$$

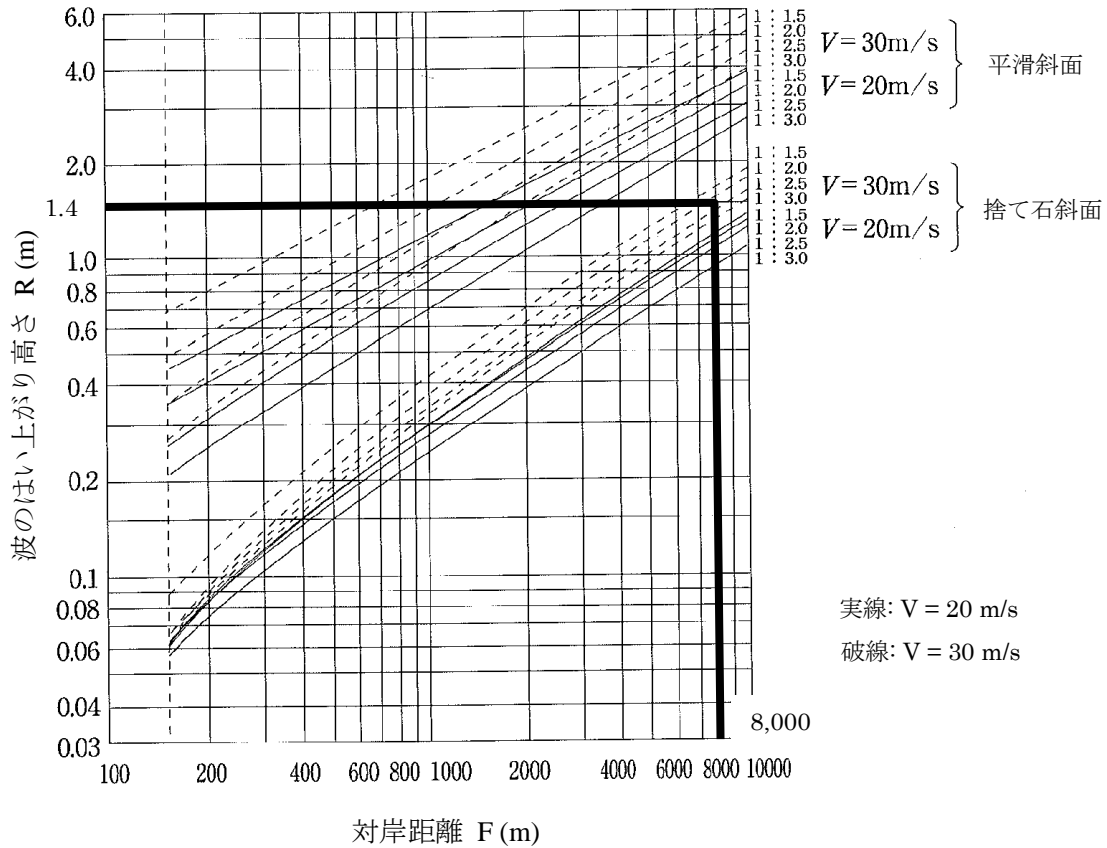


図 6-3-18 S.M.B と Saville 法による Wilson の改良式

(5) 天端標高

天端標高は、以下のとおり「日本農業土木総合研究所の技術マニュアル（土地改良事業計画設計基準 ダム）」を使用する。

$$CL1 = H_n + h_w + h_e + 1 \text{ (単位: m)}$$

$$CL2 = H_s + h_w + h_e/2 + 1 \text{ (単位: m)}$$

$$CL3 = H_d + h_w + 1 \text{ (単位: m)}$$

- CL1: 常時満水位を基準とするダム天端標高 (m)
- CL2: サーチャージ水位を基準とするダム天端標高 (m)
- CL3: 洪水位を基準とするダム天端標高 (m)
- Hf: 常時満水位 (m)
- Hs: サーチャージ水位 (m)
- Hd: 洪水位 (m)

堤高……………23.5 m (77.1 feet)
 ダム天端標高……………EL. 29.0 m (95.1 feet)
 常時満水位……………F.W.L. 25.0 m (82 feet)
 洪水位……………H.W.L. 26.5 m (86.7 feet)

表 6-3-7 ダム天端標高計算
 (洪水吐ゲートを有しないフィルダムで越流水深が2.5 m以下の場合)

項目	型式	ラゲンビンダム (越流水深1.5m)
①	Hn ; 常時満水位	EL. 25.00 m
②	Hs ; サーチャージ水位	EL. m
③	Hd ; 設計洪水位	EL. 26.50 m
④	hw ; 風波高 平成15年4月の農林省土地改良事業計画設計基準設計ダムによる。	F ; 対岸距離 (m) 8,000 m V ; 10分間の平均風速 (m/s) (弱風帯に属するが長期間資料がないことから30m/sとする。) 斜面種別 ; 捨石 斜面勾配 ; 1 : 3.00 hw = 1.40 m
⑤	he: 地震波高	K ; 設計震度 K = 0.15 τ ; 地震周期 τ = 1.00 H ; H f における水深 常時満水位における貯水池水深 常時満水位 F.W.L 25.00 m 基礎地盤標高 8.50 m 貯水池水深 H 16.50 m g ; 重力の加速度 9.80 m/s ² he=0.5×K×τ/π×(g×H) ^{0.5} = 0.30 m
集計比較	Hn対象	Hn+hw+he+1 = EL. 27.70 m hw+he < 1 のとき Hn+2
	Hs対象	Hs+hw+he/2+1 = EL. m hw+he/2 < 1 のとき Hs+2
	Hd対象	Hd+hw+1 = EL. 28.90 m hw < 1 のとき Hd+2
決定	検討最大高さ	最大値 EL. 28.90 m
	非越流部高さ	EL. 28.90 m
	保護層厚	0.10 m
	ダム天端の高さ	EL. 29.00 m
関連諸元	最低床掘標高	EL. 10.00 m
	堤高	19.00 m
	天端幅	7.30 m

Hn+hw+he+1 = EL. 27.70 hw+he
 Hn+2 EL. 27.00 1.70
 Hs+hw+he/2+1 = EL. 2.55 hw+he/2
 Hs+2 EL. 2.00 1.55
 Hd+hw+1 = EL. 28.90 hw
 Hd+2 EL. 28.50 1.40

ダム天端標高は計算結果より EL. 29.0 m (95.1 feet)となり、設計余裕高は以下のとおりである。

$$\text{設計余裕高} = \text{計算ダム天端標高} - \text{H.W.L.} = 29.0 - 26.5 = 2.5 \text{ m}$$

さらに

$$\text{計算ダム天端標高} - \text{現在のダム天端標高} = 29.0 - 27.5 = 1.5 \text{ m}$$

となり、ダムの安全性からダム天端標高は 1.5 m 嵩上げする必要がある。

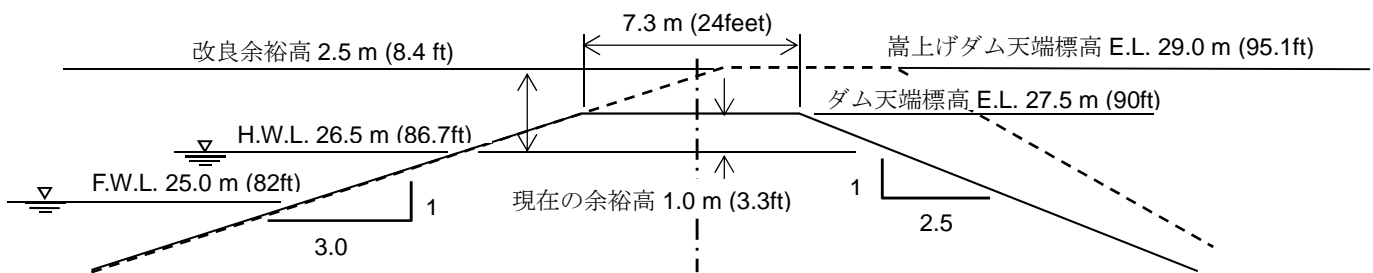


図 6-3-19 ダム天端標高の嵩上げ

6-4 長期計画

長期計画の水需要量は、ダウェイダムを主水源として 120,000 m³/日 (= 42,000 m³/日 + 78,000 m³/日) の水量が提案されている。水供給経路はダウェイダムからティラワ SEZ までを既存河川と水路を利用する。(ダウェイ川、バゴー川、ザンツー堰、ザンツー水路、バゴーシットン水路、30 マイル緑化事業水路、カヤン川およびカヤン堰) 経路の総延長は約 200 キロで、灌漑局はダウェイダムの設計を開始している。

長期計画の位置図は以下に示す。

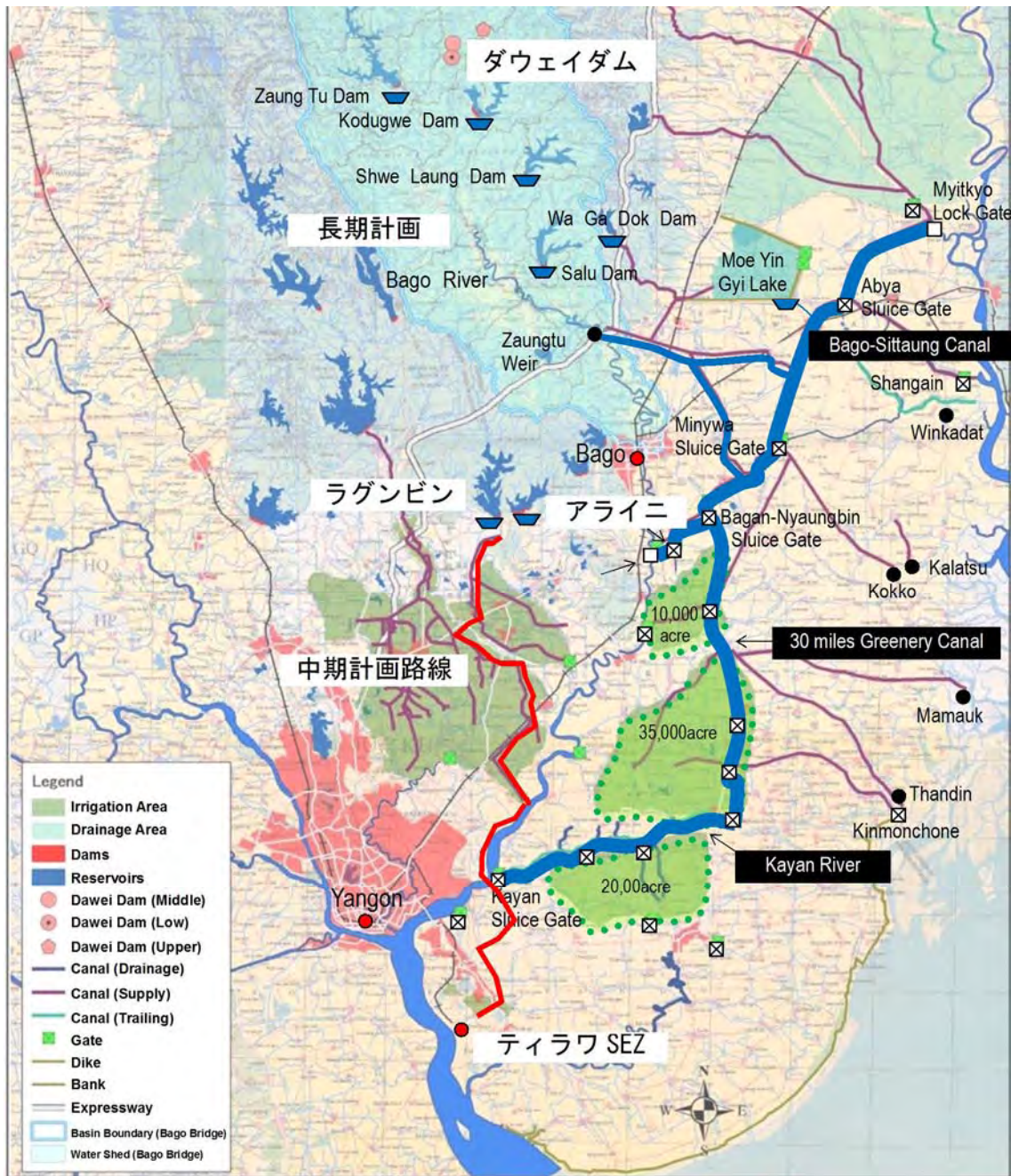


図 6-4-1 長期計画の位置

6-4-1 ダウエイダム候補地の位置

長期計画の水源であるダウエイダムはザンツーダムの上流側に3候補地を選び灌漑局により設計されている。候補地の位置図を図6-4-2に示す。

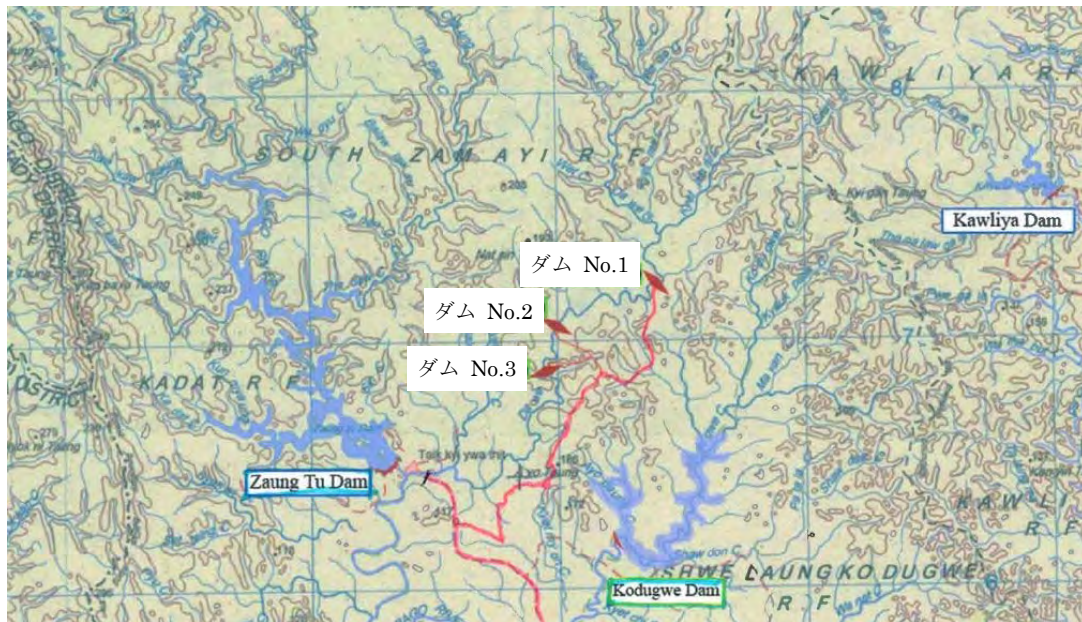


図 6-4-2 ダム候補地の位置図

ダウエイダムの総貯水量は150MCM（百万 m^3 ）で、そのときの堤高は30mである。下流側のダム候補地は、上流側の候補地に比較して貯水容量が大きくなり有利である。これは、流域面積が下流側候補地のほうがより大きくなるためである。下流側の候補地、No.3は堤高30mとなり、総貯水量が150MCM（百万 m^3 ）となる。（年間流入量は、200MCM（百万 m^3 ））。

表 6-4-1 ダウエイダムの3つの候補地

No.	候補地	流域面積 (km^2)	年間流入量 (MCM (百万 m^3))	位置
1	ダム No.1	98.1	128.2*	上流
2	ダム No.2	120.6	161.1*	中流
3	ダム No.3	125.1	200.0	下流

*) この値は灌漑局による計算値

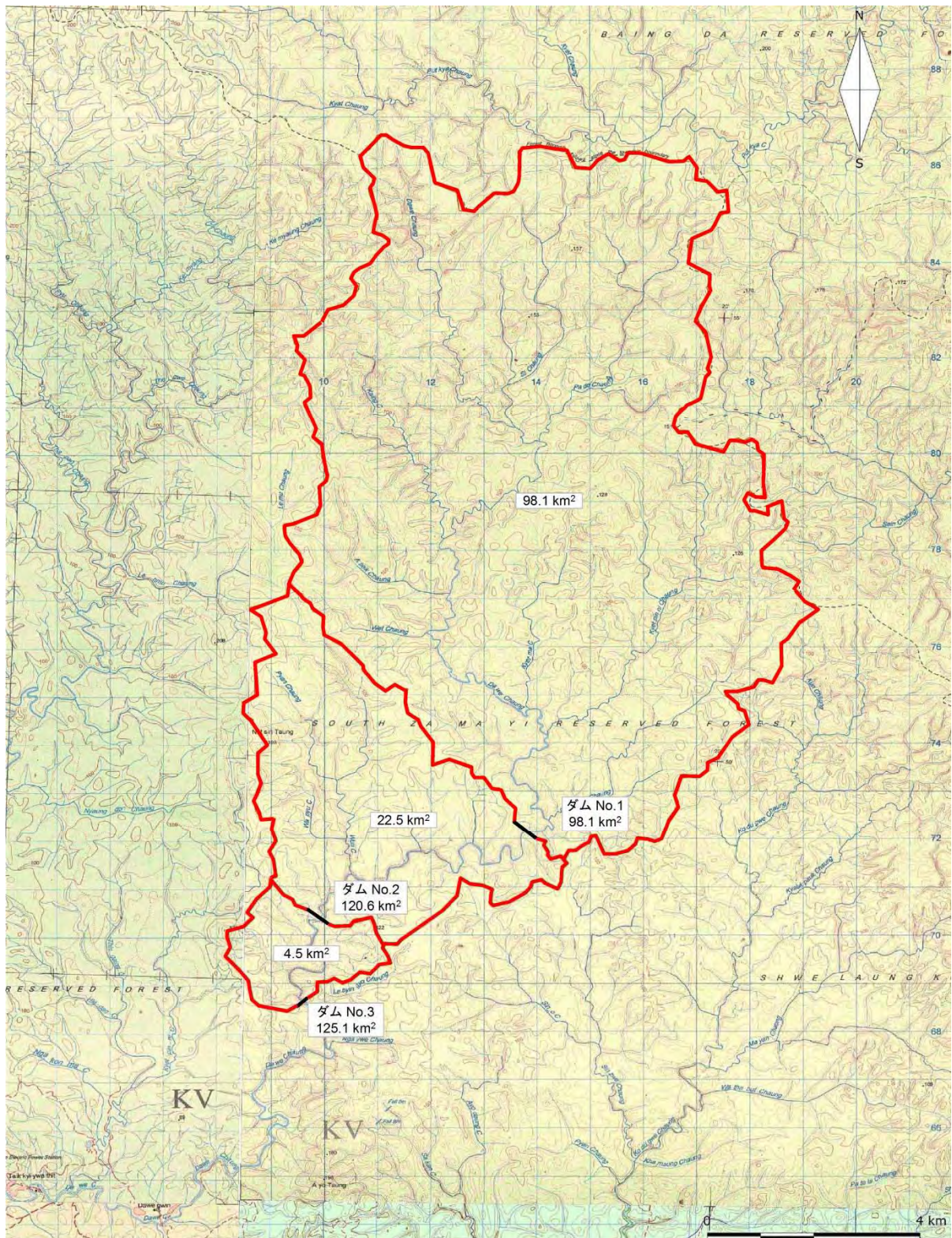


図 6-4-3 ダウエイダムの流域面積

6-4-2 地質状況

ダムサイト近傍の広域地質は図 6-4-3 に示す。ダムサイト付近の地質は、中新世の上部ペグ層で、砂岩泥岩互層が主として分布する。分布岩はいわゆる軟岩であるが、周辺にある多くのダムの基礎となっており、20m～30m のダム基礎としては問題ない。

ダムサイトの東方約30kmの位置に南北に走る有名な活断層であるサガイン断層があるが、既に周辺に多数のダムが築造されており、相応の耐震設計を行えば問題はない。

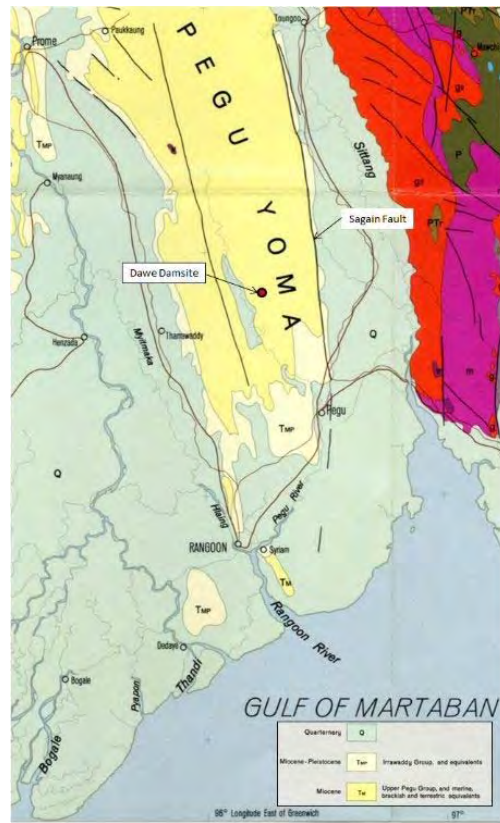


図 6-4-4 ダウエイダムの地質図

6-4-3 ダム形式と築堤材料

周辺の多くの既設ダムは、均一型フィルダムである。灌漑局はこの形式のダムを多数建設しており、十分な技術を有している。このダム形式の建設は比較的容易であるが、強度の問題から堤高は通常 30m 以下の場合に限られる。ダウエイダムの堤高は 30m 程度あり、この形式なると考えられる。また、築堤材料の賦存量については、同様地質地域に同形式のダムが多数建設されていることから問題ないと考えられる。



図 6-4-5 ダウエイ川



図 6-4-6 ダウエイ橋



図 6-4-7 ダム候補地



図 6-4-8 ダム現場左岸部



図 6-4-9 左岸部の頁岩露頭



図 6-4-10 頁岩露頭(軟岩)

6-4-4 ダム容量

ダム容量は、ダム候補地 No.3 のダム高さとの関係図 (H~Q 曲線)により求める。計画貯水容量が 150MCM (百万 m^3) であることから、常時満水位 (F.W.L.) は EL. 91.0 m となる。(図 6-4-11 参照)

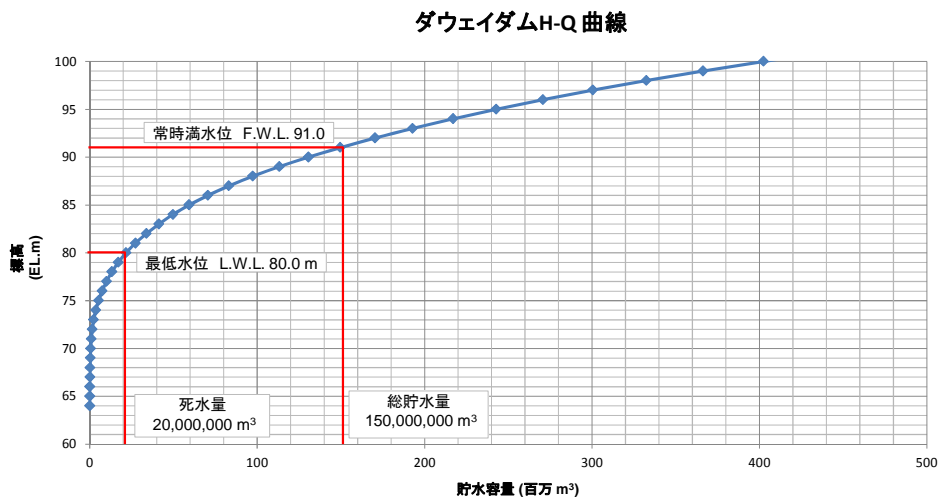


図 6-4-11 ダウエイダムサイトの H~Q 曲線

表 6-4-2 標高と容量

基本面積= 12,272 ha
= 122,720,000 m²

標高 (m)	標高別面積 (%)	面積 (m ²)	平均面積 (m ²)	容量 (m ³)	高さ
64	0.01	12272		0	
65	0.01	12272	12272	12,272	0
66	0.02	24544	18408	30,680	1
67	0.05	61360	42952	73,632	2
68	0.09	110448	85904	159,536	3
69	0.15	184080	147264	306,800	4
70	0.23	282256	233168	539,968	5
71	0.35	429520	355888	895,856	6
72	0.54	662688	546104	1,441,960	7
73	0.88	1079936	871312	2,313,272	8
74	1.21	1484912	1282424	3,595,696	9
75	1.58	1938976	1711944	5,307,640	10
76	1.88	2307136	2123056	7,430,696	11
77	2.34	2871648	2589392	10,020,088	12
78	2.82	3460704	3166176	13,186,264	13
79	3.45	4233840	3847272	17,033,536	14
80	4.12	5056064	4644952	21,678,488	15
81	4.97	6099184	5577624	27,256,112	16
82	5.7	6995040	6547112	33,803,224	17
83	6.41	7866352	7430696	41,233,920	18
84	7.32	8983104	8424728	49,658,648	19
85	8.46	10382112	9682608	59,341,256	20
86	9.65	11842480	11112296	70,453,552	21
87	10.96	13450112	12646296	83,099,848	22
88	12.26	15045472	14247792	97,347,640	23
89	13.58	16665376	15855424	113,203,064	24
90	14.82	18187104	17426240	130,629,304	25
91	16.13	19794736	18990920	149,620,224	26
92	17.66	21672352	20733544	170,353,768	27
93	18.94	23243168	22457760	192,811,528	28
94	20.32	24936704	24089936	216,901,464	29
95	21.86	26826592	25881648	242,783,112	30
96	23.5	28839200	27832896	270,616,008	31
97	25.19	30913168	29876184	300,492,192	32
98	26.81	32901232	31907200	332,399,392	33
99	28.54	35024288	33962760	366,362,152	34
100	30.17	37024624	36024456	402,386,608	35
101	31.75	38963600	37994112	440,380,720	36
102	33.11	40632592	39798096	480,178,816	37
103	34.6	42461120	41546856	521,725,672	38
104	36.32	44571904	43516512	565,242,184	39
105	37.92	46535424	45553664	610,795,848	40
106	39.56	48548032	47541728	658,337,576	41
107	41.31	50695632	49621832	707,959,408	42
108	43.14	52941408	51818520	759,777,928	43
109	44.89	55089008	54015208	813,793,136	44
110	46.54	57113888	56101448	869,894,584	45

6-4-5 洪水量

ダウエイダムの候補地 No.3 での 30 年間 (1984 年 ~ 2013 年)の推定河川流量データは、以下のとおりである。

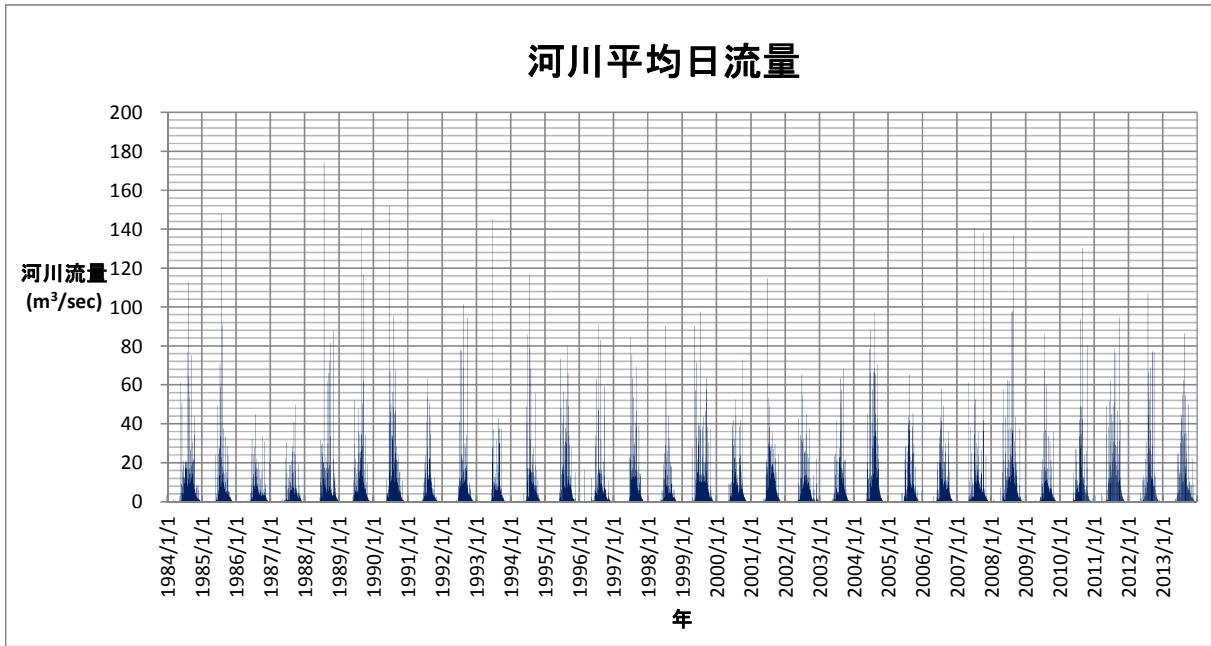


図 6-4-12 ダウエイダムサイトの推定河川流量

表 6-4-3 30年間の最大河川流量

ダウエイダムサイトの流域面積は 125.1 km² で 30年間の最大河川流量は、1988年8月22日の 174.3 m³/sec である。

No.	年月日	河川流量 (m ³ /sec)	備考
1	1984年8月9日	112.80	
2	1985年7月29日	147.70	
3	1986年7月20日	45.00	
4	1987年9月23日	49.80	
5	1988年7月22日	174.30	最大流量
6	1989年8月26日	140.10	
7	1990年6月8日	151.80	
8	1991年8月2日	63.20	
9	1992年8月16日	101.50	
10	1993年6月20日	145.50	
11	1994年7月18日	116.80	
12	1995年8月23日	80.30	
13	1996年7月25日	91.10	
14	1997年6月29日	84.30	
15	1998年7月3日	90.50	
16	1999年7月12日	97.50	
17	2000年9月29日	73.30	
18	2001年6月25日	114.80	
19	2002年6月28日	65.20	
20	2003年9月10日	68.20	
21	2004年8月9日	97.00	
22	2005年8月15日	65.20	
23	2006年7月8日	58.00	
24	2007年7月7日	140.40	
25	2008年8月23日	136.60	
26	2009年7月21日	86.30	
27	2010年8月29日	130.30	
28	2011年9月29日	94.60	
29	2012年7月25日	107.00	
30	2013年8月17日	86.40	

6-4-6 洪水量解析

設計洪水量は水文気象調査と解析に基づき決定される。設計洪水位は、設計洪水量が発生したときの最大貯水位として定義される。

設計洪水量はダム安全性を確保する目的で定められて洪水量で、下記の内、最大値の20%増しの値とする。

- (A) 確率的に200年に一回起こるとされる200年確率洪水量、すなわち200年毎に起こる再現洪水量 (A項流量)
- (B) 洪水記録または洪水痕跡調査に基づき、推定された既往最大洪水量 (B項流量)
- (C) 対象河川と近似する水文-気象特性を持つ近傍流域から得られる水文-気象記録から推定される最大洪水量 (C項流量)

設計洪水量はダム設計を行う上で、最大の洪水量となる。このため、設計者の観点からダム現場で起こる最大の洪水量が、設計洪水量として採用される。

(1) 200年確率洪水量

統計的に200年に一回起こる洪水量を推定する方法は二つあり、一つは直接的に洪水量の長期記録を頻度解析し推定する方法である。もう一つは間接的に流域での降雨や洪水量特性長期間記録を基に推定する方法である。

(2) 岩井法

岩井法は超過確率計算の一つで、再現期間が得られる。統計的手法として、日本では超過確率計算によく使用される。

$$\text{超過確率 } W(x) = \frac{1}{2} \cdot (1 - F(\xi))$$

$$\text{非対称分布 } f(x) = \exp\left(-\left(\alpha \cdot \log \frac{x-b}{x_0-b}\right)^2\right)$$

超過確率関数

$$F(\xi) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^{\xi} \exp(-t^2)$$

$$\xi = \alpha \cdot \log \frac{x-b}{x_0-b}$$

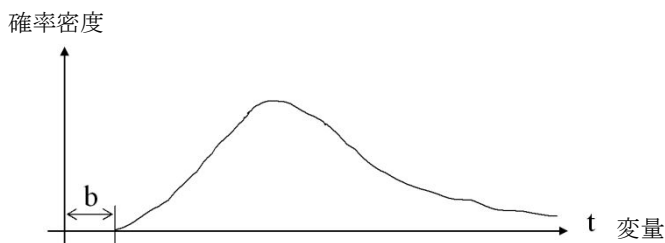


表 6-4-4 最大河川流量の降順

No.	年月日	河川流量 (m ³ /sec)	備考
1	1988年7月22日	174.30	
2	1990年6月8日	151.80	
3	1985年7月29日	147.70	
4	1993年6月20日	145.50	
5	2007年7月7日	140.40	
6	1989年8月26日	140.10	
7	2008年8月23日	136.60	
8	2010年8月29日	130.30	
9	1994年7月18日	116.80	
10	2001年6月25日	114.80	
11	1984年8月9日	112.80	
12	2012年7月25日	107.00	
13	1992年8月16日	101.50	
14	1999年7月12日	97.50	
15	2004年8月9日	97.00	
16	2011年9月29日	94.60	
17	1996年7月25日	91.10	
18	1998年7月3日	90.50	
19	2013年8月17日	86.40	
20	2009年7月21日	86.30	
21	1997年6月29日	84.30	
22	1995年8月23日	80.30	
23	2000年9月29日	73.30	
24	2003年9月10日	68.20	
25	2002年6月28日	65.20	
26	2005年8月15日	65.20	
27	1991年8月2日	63.20	
28	2006年7月8日	58.00	
29	1987年9月23日	49.80	
30	1986年7月20日	45.00	

岩井法の結果を表 6-4-5 に示す。

表 6-4-5 岩井法の結果

生起年 T年	ξ	$1/a \cdot \xi$	平均: $Y+1/a \cdot \xi$	$x+b$	生起年確率 値 (m ³ /sec) x
2	0	0	2.20916655	161.870069	97
5	0.5951	0.07454351	2.28371006	192.18083	128
10	0.9062	0.11351257	2.32267912	210.222464	146
20	1.163	0.14567989	2.35484644	226.384373	162
30	1.2967	0.16242744	2.371594	235.284867	171
50	1.452	0.18188066	2.39104721	246.063507	181
100	1.645	0.20605625	2.41522281	260.149387	196
200	1.8215	0.22816503	2.43733158	273.735786	209
500	2.035	0.2549085	2.46407505	291.122015	226
1000	2.185	0.27369782	2.48286437	303.993553	239

岩井法の結果より、200年確率洪水量は $209 \text{ m}^3/\text{sec}$ となった。設計洪水量は 1.2 倍の $250 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

6-4-7 洪水吐

ダウエイダム の洪水吐越流幅は、以下の式で計算される。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{(3/2)}$$

Q: 流量 (= $250 \text{ m}^3/\text{sec}$: 200年確率洪水量の 1.2 倍)

C: 流量係数 = 1.8

L: 越流幅

H: 越流水深 = 1.5 m

$$L = 250 / (1.8 \times 1.5^{(3/2)}) \approx 75 \text{ m}$$

洪水吐の越流幅は、設計洪水量 $250 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、75 m となる。

6-4-8 貯水池の水位

ダウエイの貯水池の水位は以下のとおりである。

表 6-4-6 ダム諸元

項目	ダウエイダム	
流域面積	125.1	km ²
年間平均降雨量	200.0	MCM
ダムタイプ	アースダム	
堤高	30.0	m
堤頂長	450	m
貯水容量	150.0	MCM
最低貯水容量	80.0	MCM
常時満水位 F.W.L.	91.0	m
最低水位 D.W.L.	80.0	m
満水面積	19.0	km ²

(1) ダム天端標高

ダム天端標高の計算は、「日本農業土木総合研究所の技術マニュアル（土地改良事業計画設計基準 ダム）」に準拠する。ダウエイダムはゲート無しの洪水吐で越流水深が 2.5 m 以下の洪水吐の場合に相当する。非越流部標高もしくはダム天端は、表 6-4-7 に示す最大値以上の標高とする。

(2) 風波高

風による波の高さは、風速と設計洪水時の対岸距離の関係を考慮し決定する。また、堤体の構造による反射波や打ち上げ高も考慮する。

1) 対岸距離

対岸距離は風による波浪の自由水面距離である。基本的には最大風力の方向での直線距離となる。

F: 対岸距離 (= 8 km)

2) 風速

現場での長期観測による風速のデータが利用できない場合は、基本的には 30 m/sec を使用するべきである。しかしながら、強風の危険がないダム現場では 20 m/sec を使用することも可能である。

V: 風速 30 m/sec

表 6-4-7 非越流部標高

ダム形式	コンクリートダム	フィルダム	
越流水深 Hd	—	Hd>2.5 m	Hd≤2.5 m
洪水吐 ゲート			
洪水吐ゲート有するダム	Hf+hw+he+0.5 (hw+he <1.5 のときは Hf+2) Hs+hw+he/2+0.5 (hw+he/2 <1.5 のときは Hs+2) Hh+hw+0.5 (hw <1.5 のときは Hh+2)	Hf+hw+he+1.5 (hw+he<1.5 のときは Hf+3) Hs+hw+he/2+1.5 (hw+he/2<1.5 のときは Hs+3) Hh+hw+1.5 (hw<0.5 のときは Hh+2)	Hf+hw+he+1.5 (hw+he<1.5 のときは Hf+3) Hs+hw+he/2+1.5 (hw+he/2<1.5 のときは Hs+3) Hh+hw+1.5 (hw<0.5 のときは Hh+2)
洪水吐ゲートを有しないダム	Hf+hw+he (hw+he<2 のときは Hf+2) Hs+hw+he/2 (hw+he/2<2 のときは is Hs+2) Hh+hw (hw<1 のときは Hh+1)	Hf+hw+he+1 (hw+he<2 のときは s Hf+3) Hs+hw+he/2+1 (hw+he/2<2 のときは Hs+3) Hh+hw+1 (hw<1 のときは Hh+2)	Hf+hw+he+1 (hw+he<1 のときは Hf+2) Hs+hw+he/2+1 (hw+he/2<1 のときは Hs+2) Hh+hw+1 (hw<1 のときは Hh+2)

注：Hf、hw、he、Hs、Hd は以下の値を示す。

Hf: 常時満水位 (単位: m)

Hs: サーチャージ水位 (単位: m)

Hh: 洪水位 (単位: m)

Hw: 風による波浪の貯水池からの高さ (単位: m)

He: 地震による波浪の貯水池からの高さ (単位: m)

Hd: 設計洪水量の洪水吐越流水深 (単位: m)

3) 斜面粗度

平滑斜面はコンクリートブロックか張り石からなる比較的平滑な斜面である。ダウエイダムはリップラップ斜面であり、ロック材が波の力を吸収する。

4) ダムの斜面

リップラップの場合、波のはい上がり高さは傾斜に影響されない。しかし、平滑斜面の場合は傾斜の程度や対岸距離による。リップラップ斜面では波のはい上がり高さの決定には傾斜は考慮しなくてよいが、平滑斜面の低ダムでは急傾斜の斜面は波にはい上がりが大きくなる。

ダムの傾斜 (上流斜面)= 1:3.0

波のはい上がり高さ R のおおよその値については図 6-4-13 に示されるように、波のはい上がり高さその他の要因との関係に示される。たとえば S.M.B 法による波の高さと対岸距離の関係や上流斜面、Saville 法の上流保護材料などの要因である。

波による余裕高は、S.M.B 法と Saville 法の Wilson の改良式による波のはい上がり高さを使用して決定する。

以上のより、波浪による風波高は以下のとおり決定する。

風波高: 1.4 m

(3) 地震による貯水池水面からの波浪高さ

地震による余裕高は以下の佐藤清一の式を使用し計算を行う。

$$he = \frac{1}{2} \cdot \frac{K \cdot \tau}{\pi} \cdot \sqrt{g \cdot H_0}$$

he: 地震による貯水面からの波浪高さ (m)

K: 設計地震計数 (=0.15)

τ : 地震周期 (s); 1 秒をとることが多い。

H₀: 常時満水時の貯水池の水深 (= F.W.L.91 - 65 = 26.0 m)

g: 重力の加速度 (9.8 m/sec²)

これより

$$he = \frac{1}{2} \times \frac{0.15 \times 1.0}{\pi} \times \sqrt{9.8 \times 26.0} = 0.38 \text{ (m)}$$

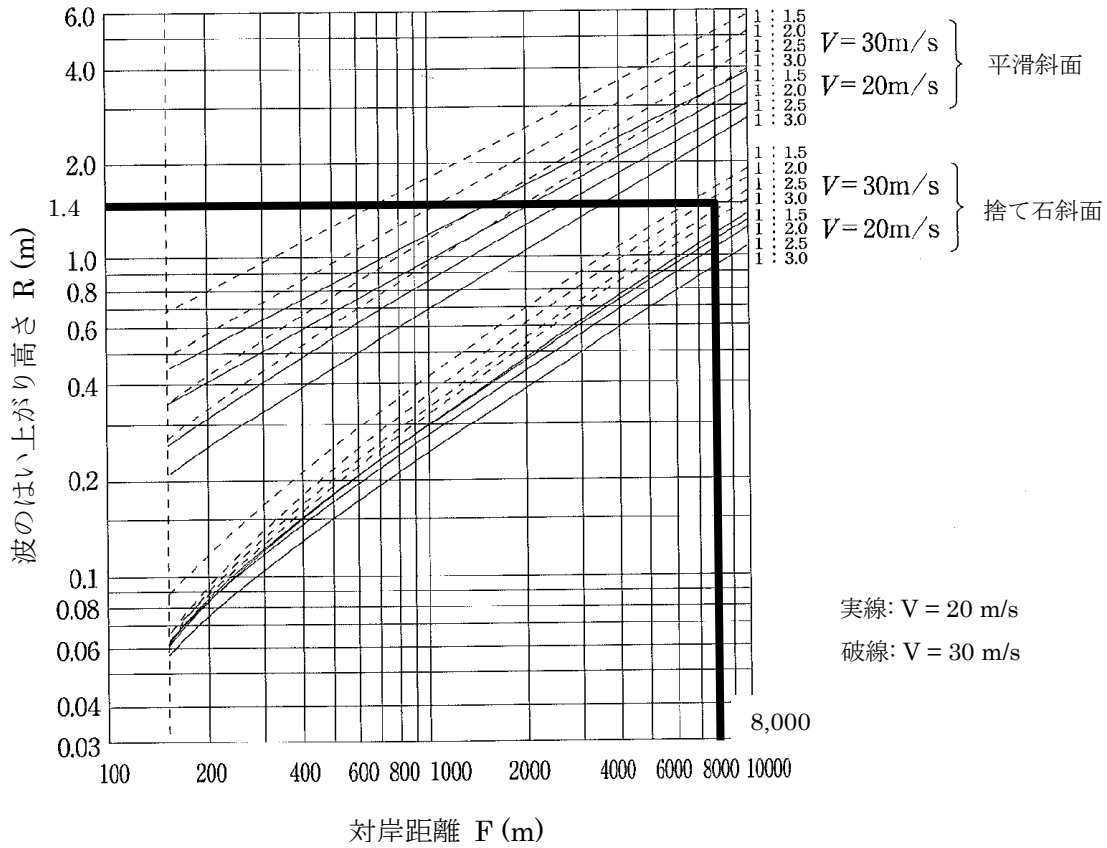


図 6-4-13 S.M.B と Saville 法による Wilson の改良式

(4) 天端標高

天端標高は、以下のとおり「日本農業土木総合研究所の技術マニュアル（土地改良事業計画設計基準 ダム）」を使用する。

$$CL1 = H_n + h_w + h_e + 1 \text{ (単位: m)}$$

$$CL2 = H_s + h_w + h_e/2 + 1 \text{ (単位: m)}$$

$$CL3 = H_d + h_w + 1 \text{ (単位: m)}$$

- CL1: 常時満水位を基準とするダム天端標高 (m)
- CL2: サーチャージ水位を基準とするダム天端標高 (m)
- CL3: 洪水水位を基準とするダム天端標高 (m)
- Hf: 常時満水位 (m)
- Hs: サーチャージ水位 (m)
- Hd: 洪水水位 (m)

堤高..... 30.0 m
ダム天端標高..... EL. 95.0 m

常時満水位……………F.W.L. 91.0 m

洪水位……………H.W.L. 92.5 m

表 6-4-8 ダム天端標高計算

(洪水吐ゲートを有しないフィルダムで越流水深が2.5 m以下の場合)

項目	型式	ダウエイダム	越流水深	1.50 m
①	Hn; 常時満水位	EL. 91.00 m		
②	Hs; サーチャージ水位	EL. m		
③	Hd; 設計洪水位	EL. 92.50 m		
④	hw; 風波高 平成15年4月の農林省土地改良事業計画設計基準設計ダムによる。	F; 対岸距離 (m) 8,000 m V; 10分間の平均風速 (m/s) (弱風帯に属するが長期間資料がないことから30m/sとする。) 斜面種別; 捨石 斜面勾配; 1: 3.00 hw= 1.40 m		
⑤	he; 地震波高	K; 設計震度 K= 0.15 τ; 地震周期 τ= 1.00 H; H f における水深 常時満水位における貯水池水深 常時満水位 F.W.L. 91.00 m 基礎地盤標高 65.00 m 貯水池水深 H 26.00 m g; 重力の加速度 9.80 m/s ² he=0.5×K×τ/π×(g×H) ^{0.5} = 0.38 m		
集計比較	Hn対象	Hn+hw+he+1= EL. 93.78 m hw+he<1のときHn+2		
	Hs対象	Hs+hw+he/2+1= EL. m hw+he/2<1のときHs+2		
	Hd対象	Hd+hw+1= EL. 94.90 m hw<1のときHd+2		
決定	検討最大高さ	最大値	EL. 94.90 m	
	非越流部高さ		EL. 94.90 m	
	保護層厚	0.10 m		
	ダム天端の高さ		EL. 95.00 m	
関連諸元	最低床堀標高		EL. 65.00 m	
	堤高		30.00 m	
	天端幅		5.00 m	

Hn+hw+he+1=	EL.	93.78	hw+he
Hn+2	EL.	93.00	1.78
Hs+hw+he/2+1=	EL.	2.59	hw+he/2
Hs+2	EL.	2.00	1.59
Hd+hw+1=	EL.	94.90	hw
Hd+2	EL.	94.50	1.40

計算ダム天端標高は EL.95.0 m であり、設計余裕高は以下のとおりである。

$$\text{設計余裕高} = \text{ダム天端標高} - \text{洪水位 H.W. L.} = 95.0 - 92.5 = 2.5 \text{ m}$$

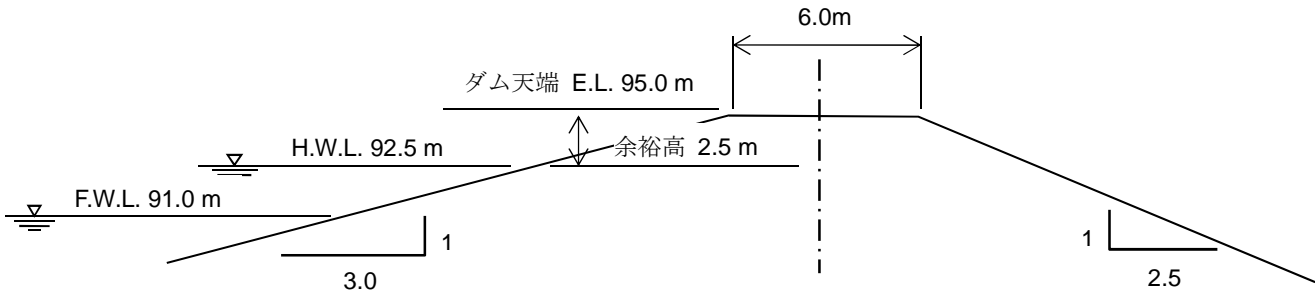


図 6-4-14 ダウエイダムのダム天端

6-4-9 提案するダム横断面図

ダウエイダムの諸元と横断面図は以下のとおりとなる。

表 6-4-9 ダウエイダムの諸元

一般	河川名	ダウエイ川	備考
	基礎地質	砂岩、泥岩、頁岩	
貯水池	流域面積	125.1 km ²	
	平均年間流入量	200 MCM	
	貯水池面積 (常時満水位)	19 km ²	
	総貯水量	150 MCM	
	洪水位	H.W.L. 92.50 m	F.W.L. 303.48 ft.
	常時満水位	F.W.L. 91.00 m	F.W.L. 298.56 ft.
	最低水位	W.L. 65 m	W.L. 213.25 ft.
	利用水深	26 m	85.30 ft.
ダム	ダムタイプ	均一型	
	堤高	30 m	98.43 ft.
	堤頂長	450 m	1476.38 ft.
	堤頂幅	6.0 m	
	ダム天端標高	EL.95 m	
	堤体積	656,000 m ³	
洪水吐	洪水吐形式	一般形式	
	減勢工	跳水型	
	洪水量	250 m ³ /sec	200年確率洪水量×1.2
	越流水深	1.5 m	
	堰長	75 m	

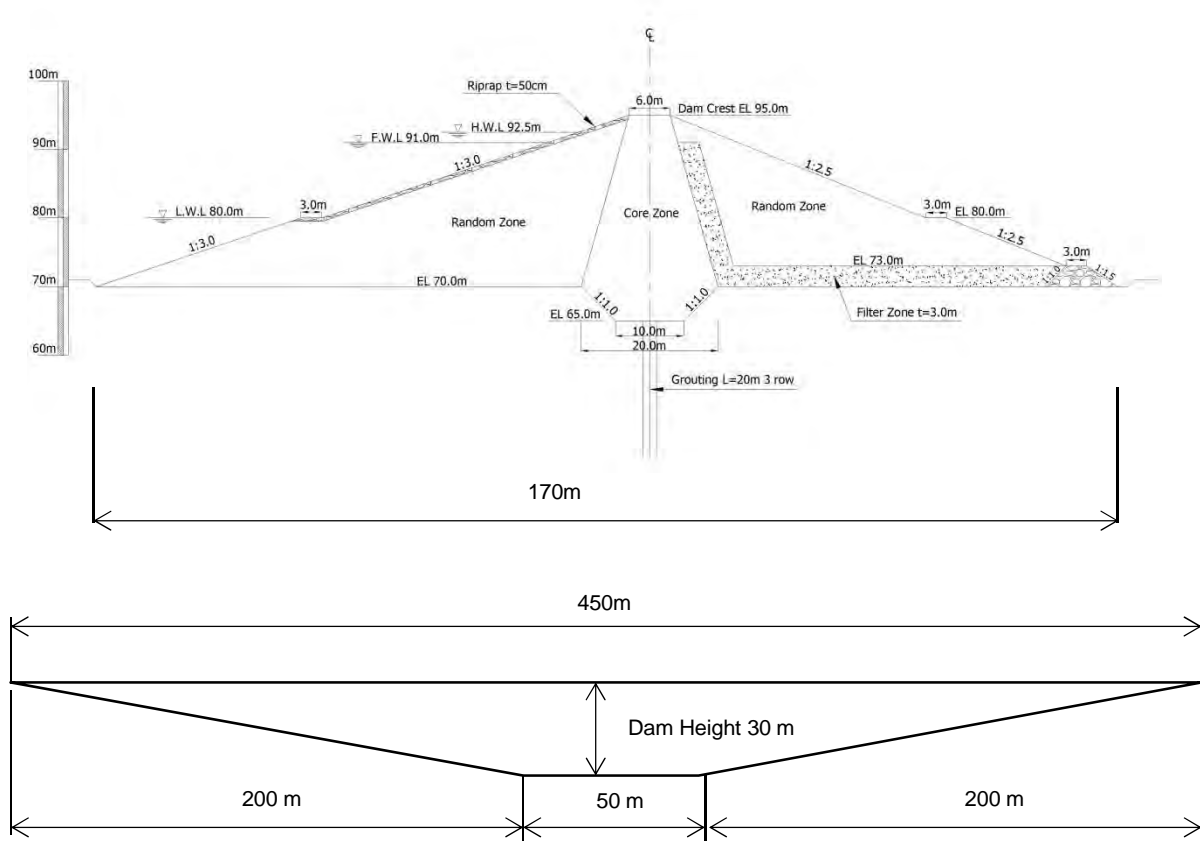


図 6-4-15 ダウエイダム標準断面図と縦断面図

第7章

環境社会配慮

第7章 環境社会配慮

本章ではティラワ SEZ の開業に向けた、短期の水資源開発計画案およびその整備計画案に対し、計画案が実施された場合における自然環境および社会環境に対する影響を検討する。ただし、本業務は情報収集・確認調査であることから、短期、中期、長期の提案水資源開発事業計画の中で、直近に迫る短期計画に関わるスコーピングおよび環境社会配慮調査の TOR 作成までを対象として記述する。ティラワ SEZ に対して 6 案の短期の水資源開発計画案（表 7-1-1）が提示されている。これらの案の内、特に実現可能性が高い 2 案を対象として検討を行った。（①SEZ 内井戸案、③ザマニ・イン貯水池案）

表 7-1-1 水資源開発案の概要

水源案	①SEZ 内井戸	②東部平野部井戸	③ザマニ・イン貯水池	③ バンプエゴン貯水池	⑤SEZ 内貯水池	⑥カヤン川
水源	地下水	地下水	表流水	表流水	表流水	表流水
新規/既存	新規	新規	既存	既存	新規	既存
建設目的	-	-	灌漑	灌漑	-	灌漑
関係省庁	-	-	灌漑局、ヤンゴン地方政府	灌漑局、ヤンゴン地方政府	-	灌漑局
関連タウンシップ	タンリン、チャウタン	タンリン	タンリン	チャウタン	タンリン、チャウタン	タンリン
建設完了年	-	-	1995 年	1994 年	-	-
総貯水量 (千 m ³)	-	-	6,616	2,140	1,800	-
SEZ までの距離	約 5km	約 15km	約 4km	約 4km	約 1km 以内	約 25km

出典：JICA 調査団

7-1 環境社会配慮制度

7-1-1 環境社会配慮法制度

「ミ」国では 2012 年に環境保護法が制定されるまで、環境保護についての包括的な法令は存在せず、各産業分野で施行されていた環境に関する法律が環境保護法の機能を果たしていた。環境政策を管轄している省庁は、国家環境審議会（NCEA）である。この機関は環境問題への関心の高まりを受け、1990 年に外務省の下に設立された。1994 年に同機関が立案した「国家環境政策」を「ミ」国は制定した。この中で開発等を行う場合、環境保護を最優先とすべきとしたが、具体的な方策は示されず、その方針を述べたに過ぎなかった。1997 年には UN のフレームワークを用いた「ミャンマー・アジェンダ 21」が策定され、この中には国家の開発計画の中で環境配慮の実施や、環境管理システムの構築に関する記述がもりこまれた。その後、NCEA は 2005 年に林業省傘下に移管された。2012 年 3 月には環境保護法が制定され、現在はこの法律が環境保護全般の法的根拠となっている。

以下、主要な環境社会配慮関連法規について記載する。

(1) 森林法¹

森林破壊が進んだことを受け、国家資源としての森林を適正に管理するため、1992年に制定された。この法律には「ミ」国政府が林業政策および環境保全政策を推進する事、林産物の持続的利用のために収穫量を維持する事、森林保全の目的として環境保護、生物多様性の保全、林産物の持続的利用など、包括的に明記されている。

(2) 鉱山法²

鉱山法は1994年に制定された。この法律は以下の目的の基に制定された。①政府の鉱物資源政策の遂行、②鉱業製品の増産による国内需要の充実および輸出の増加、③鉱物資源に関する国内および外国投資の発展の促進、④鉱物の調査、探索及び生産を希望する者や組織からの申請の管理、精査および承認、⑤鉱物資源の開発、保存、獲得及び調査を遂行、⑥鉱業の影響から自然環境の保護および保存、となっている。

(3) 国家環境政策

本政策はNCEAによって1994年に立案された。この政策では「ミ」国が環境の保護・保全を行うため、環境、水利用、土地、森林、鉱物、海洋資源やその他天然資源の扱いの方針を示している。これによると、国の財産は国民、文化遺産、環境と天然資源であり、天然資源を保存する事は国家および国民の責任であると明記されている。また開発する際は、環境保護が第一の目的となるべきであると記されている。

(4) 野生生物保護・自然地域保全法³

1994年に制定された。この法律では、「ミ」国政府が自然地域の保護を実施する事、絶滅危惧種の保護およびその生息場所の保全を行う事、動物園や植物園を設置する事による希少生物の保護を行う事、自然科学の発展に貢献する事や、自然地域の 카테고리などが明記されている。

(5) ミャンマー・アジェンダ 21

環境保護政策に続き、1997年に策定された、ミャンマー・アジェンダはUNのフレームワークを用いて、持続的発展に向けた多角的なアプローチが示されている。また、本アジェンダでは環境影響評価の必要性を認めている。

(6) 水資源・河川保全法⁴

水資源・河川保全法は公共材である水資源や河川の保護、円滑かつ安全な河川での舟運とそれ

¹ FOREST LAW State Law and Order Restoration Council Law No. 8/92

² THE MYANMAR MINES LAW, The State Law and Order Restoration Council Law No.8/94

³ Protection of Wildlife and Conservation of Natural Area Law No. 6/94

⁴ Conservation of Water Resource and River Law No. 8/2006

による経済発展、環境保護を目的として、2006年に策定された。この法律の中心となる第5章には、さまざまな禁止行為が記載されており、河川の変更や河川や水資源への破壊行為、故意による水資源の浪費、環境破壊に繋がるエンジンオイルや有害物質、化学物質等の投棄、有毒物や爆破物を使つての漁業、営利目的による無許可での砂や金の採取、停泊禁止場所での停泊などが記載されている。

(7) 環境保護法⁵

本法律では包括的な環境保護について記載されている。本法律の目的は①国家環境政策の実施、②持続的発展プロセスに基づいた環境保護を実施するための基本原則およびガイドラインの設置、③現在および未来の世代の利益のために、健康的で清潔な環境を創出するための環境や文化遺産の保護、④減少ないしは消失し始めている生態系の再生、⑤減少している天然資源に対する管理を実施し、持続的利用を可能にする事、⑥環境認識の普及のため、市民の意識改善の実施や教育プログラムとの協力を進める事、⑦環境保全について国際機関と地域との相互的な協力活動の推進、⑧環境保全について政府機関や組織、国際機関、NGOや国民の協力推進、とされている。

7-1-2 環境影響評価の手順

2014年6月現在、「ミ」国では環境影響評価の手順についてのガイドラインは策定されていないが、その草案は既に作成されている。この案によると、①事業者は事業計画書を「ミ」国政府に提出する。②「ミ」国政府は事業内容および事業規模に基づき、15日以内に必要となる環境影響評価の程度（EIA, IEE, 無し）を決定する事となっている。

(1) IEE の手順

事業の実施に際し IEE が必要とされた場合、以下の手順によって IEE が実施される予定である。①事業者は IEE を実施する専門家の内容を政府に提出する。②政府は7日以内にその専門家の確認および登録を行う。③事業者は、公的な協議のプロセス（プロジェクト内容の公開、住民との協議など）に基づき、IEE 調査を実施する。④IEE 調査レポートは政府の決めた内容（位置図、事業内容、IEE 専門家の身分、事業地周辺の概況等）に基づいて作成され、政府に提出される。⑤事業者は IEE レポートを政府に提出後10日以内に一般公開する。⑥政府も IEE レポートを受領後、内容の一般公開を行い、関係政府機関や市民団体からコメントを得る。⑦これらのコメントを踏まえ、事業者はファイナルレポートを政府に提出する。⑧政府は IEE レポート受領後60日以内に、レポートの内容を判断する。⑨EIA の手続きが必要な場合は、EIA の手続きに入る。それ以外の場合は、政府から ECC (Environmental Compliance Certificate) が交付される。

(2) EIA の手順

⁵ Environmental Conservation Law No. 9/2012

事業の実施にあたり EIA が必要とされた場合、以下の手順によって EIA が実施される予定である。①事業者は EIA を実施する専門家の内容を政府に提出する。②政府は 7 日以内にその専門家の確認および登録を行う。③事業者はスコーピングを実施し、その結果のレポートおよび EIA 調査に係る TOR を作成し、政府に提出する。④政府はそれらを受領後、15 日以内に承認もしくは修正の要求を事業者に行う。スコーピング結果および TOR の承認後、⑤事業者は TOR および政府の定める基準（住民協議結果も含む）に基づき EIA を実施し、レポートを作成、政府へ提出する。⑥事業者は EIA レポートを政府へ提出後 10 日以内に、一般公開する。⑦政府は EIA レポートを受領後、90 日以内に EIA レポート調査機関にレポートを提出すると共に、一般公開を行いコメントと助言を受ける。それらのコメントを受け、EIA 調査結果を判断する。⑧ EIA 結果により、必要に応じて事業者は事業計画の修正や、事業の打ち切りが決定される。また、事業が継続となった場合には ECC が交付される。

7-2 環境社会の現状

7-2-1 水源開発計画案の概要

ティラワ SEZ 開業時の水源として、本調査団からは以下の 6 案が提案されている(図 2-1)。以下、各案の概要を述べる。

(1) SEZ 敷地内井戸

ティラワ SEZ の敷地内に、3 本の井戸を設置する案である。用地取得が容易であり、送水距離も短い。ただし、揚水による地下水位低下および地下水の塩水化を招く事が懸念される。

(2) 東部平野部井戸

東部平野部に 3 本の井戸を設置する案である。用地取得が必要であり、送水距離も長い。また地下水位の低下および塩水化の危険性がある。

(3) ザマニ・イン貯水池：

既存のため池から取水する案である。ザマニ・イン貯水池は SEZ の近傍、約 4km に位置している。農業用ため池として建設されているため、水利権の転用が必要となるが、2012 年から灌漑用水への利用は中止

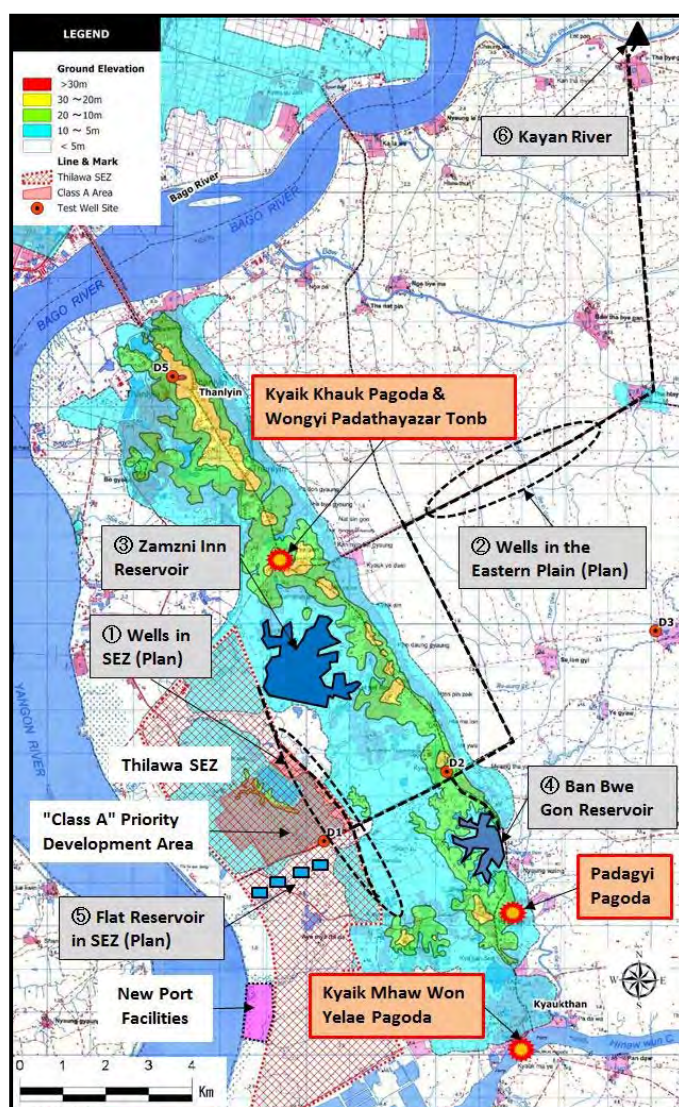


図 7-2-1 水源開発計画案位置図

されている。

(4) バンプエゴン貯水池：

既存のため池から取水する案である。バンプエゴン貯水池は SEZ の近傍、約 4km に位置している。現在も灌漑として利用されているため、水利権協議が必須である。

(5) SEZ 敷地内貯水池：

ティラワ SEZ の敷地内に、ため池を作る案である。SEZ 内に建設予定であるため、用地確保が容易であり、送水距離が非常に短い。

(6) カヤン川：

既存水源からの取水である。灌漑局が進める 30 マイル緑化事業プロジェクトの一部であり、取水する際には水利権協議が必要となる。また、ティラワ SEZ までは約 25km の距離がある。

7-2-2 自然保護区および希少生物

既存の資料⁶によると、本提案事業の対象地域周辺には自然保護区および国立公園等は存在していない。また、各タウンシップで作成されている統計書の中にタウンシップ内の動植物相についての記述があるが、その中で希少生物の存在は確認されていない。

7-2-3 文化保護区

提案事業対象地域周辺では、4 カ所の文化保護区が確認された(図 7-2-1)。Kyaik Khauk Pagoda と Wongyi Padathayazar Tonb はタンリントウンシップ、Padagyi Pagoda と Kyaik Mhaw Won Yelae Pagoda はチャウタタウンシップに位置している。Kyaik Khauk Pagoda は文化省から 2009 年 11 月 5 日、Padagyi Pagoda は 2007 年 6 月 15 日にヤンゴン管区から文化保護区の指定を受けている(図 7-2-2 ~ 7-2-4)。

⁶ Myanmar Protected Areas: Context, Current Status and Challenges, ed. L. Beffasti and V. Galati, 2012.

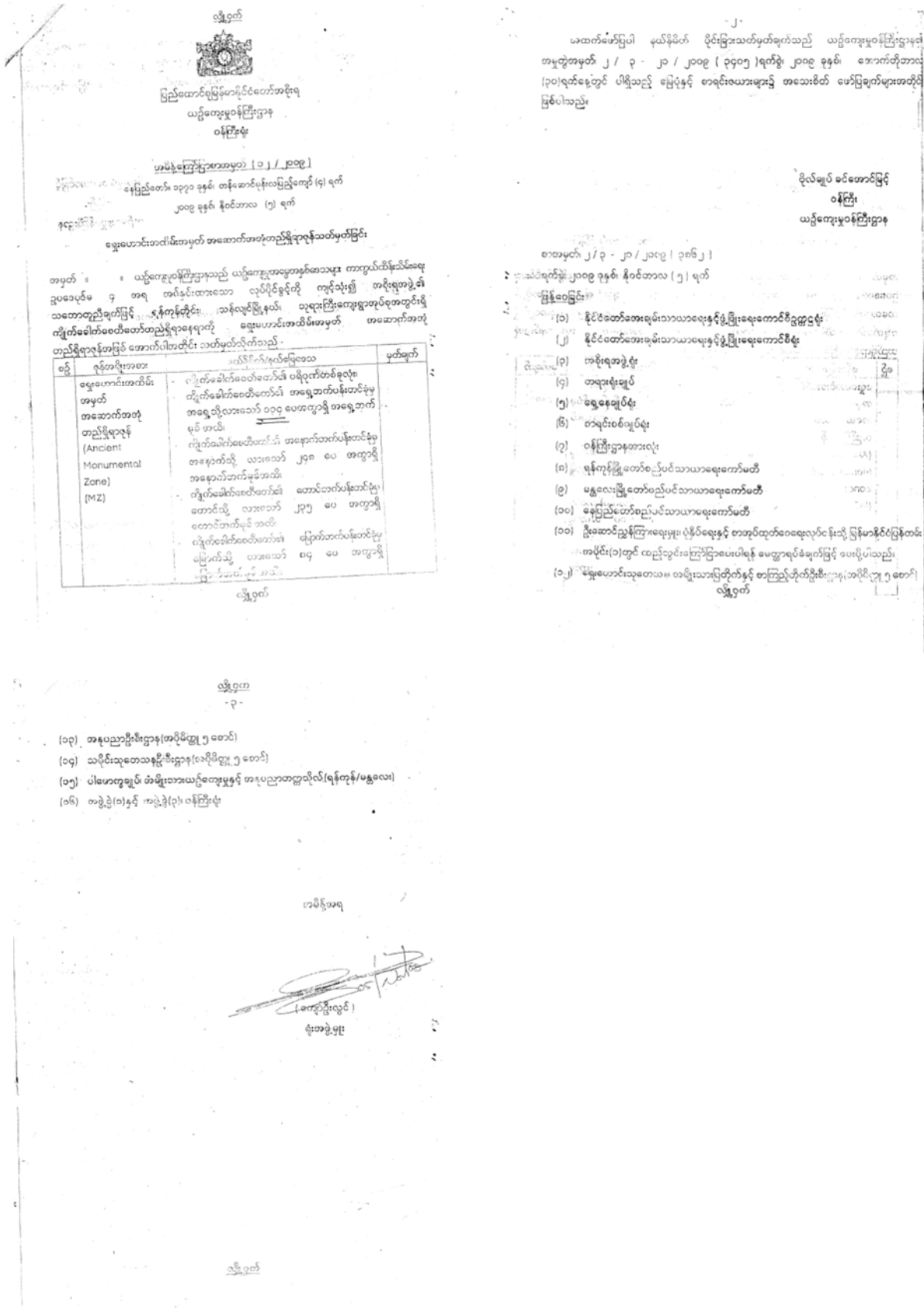


図 7-2-2 文化省から発行された Kyouk Khauk Padoda 保護に関する公文書(2009年11月5日)

ပြည်ထောင်စုမြန်မာနိုင်ငံတော်အစိုးရ
ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန
ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့် စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန
(တောင်ပိုင်း)
စာအမှတ်... ၀၀၈၉ / ၈ - ၁
ရက်စွဲ ၂၀၀၇ခုနှစ်၊ ဇွန်လ (၀၅)ရက်

အကြောင်းအရာ ။ ရွှေဟောင်းနေရာဒေသများနှင့် ရွှေဟောင်းသမိုင်းဝင်ဘုရားတော်များအား
ရန်နယ်နိမိတ် တိုင်းတာသတ်မှတ်ခြင်း အတွက်လိုအပ်သော ကူညီပံ့ပိုးမှု
ခြေပေးနိုင်ရန် ညှိနှိုင်းပေးကြားရန်အတွက်၊

ရည်ညွှန်းချက် ။ ၀၁ ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့်
စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန(နေပြည်တော်)၏ (၂၉. ၇. ၀၇)ရက်စွဲပါစာအမှတ်
၀၃၃၄/၂၀-က
၀၂ ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့်
စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန(နေပြည်တော်)၏ (၀၂. ၆. ၀၇)ရက်စွဲပါစာအမှတ်
၀၀၇၆/၈-၁

၀၃ အထက်ဖော်ပြပါ ရည်ညွှန်းချက် (၀)ဖြင့် ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ဝန်ကြီးမှ ဖြန့်ဖြူးယဉ်ကျေးမှု
အမွေအနှစ်ဒေသများတာဝန်ထမ်းဆောင်ရေး ဥပဒေ (၉/၉၈)ပုဒ်မ (၇)အရ သတ်ဆိုင်ရာ နယ်မြေဒေသ
အလိုက်ဟည့်နှိုင်းသော ရွှေဟောင်းနေရာဒေသများနှင့် ရွှေဟောင်းသမိုင်းဝင်တော်ပုထိုးများအား ဥပဒေ
ပါပြဋ္ဌာန်းချက်များနှင့်အညီ ရန်နယ်နိမိတ်များ တိုင်းတာသတ်မှတ်ခြင်း လုပ်ငန်းများ ဆောင်ရွက်ရန်
လမ်းညွှန်ပါသည်။

၀၄ ဝန်ကြီး၏လမ်းညွှန်ချက်နှင့်အညီယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်
နှင့်စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန (နေပြည်တော်) ညွှန်ကြားရေးမှူးချုပ်မှ ရည်ညွှန်းချက် (၂)ဖြင့် ဥက္ကဋ္ဌ
တိုင်းအစည်းအဝေးအဖွဲ့နှင့်ဖွဲ့စည်းရေးကော်မစ်၊ ရန်ကင်းတိုင်း၊ ၂၀၀၇ခုနှစ်၊ ဇွန်လ(၀၂)ရက်နေ့တွင်
တင်ပြအမိန့်ပေးခဲ့ခြင်းပါသည်။

၀၁ ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့် စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန
(တောင်ပိုင်း) ရန်ကင်းမှ ရန်ကင်းတိုင်း အတွင်းရှိ ရွှေဟောင်းနေရာဒေသများနှင့် ရွှေဟောင်းတော်ပုထိုး
များအား ရန်နယ်နိမိတ် တိုင်းတာသတ်မှတ်ခြင်း လုပ်ငန်းကို ၂၀၀၇ခုနှစ်၊ ဇွန်လ အတွင်းဆောင်ရွက်
ကြမည်ဖြစ်ပါသည်။

၀၂ သို့ဖြစ်ပါ၍ ရန်နယ်နိမိတ်တိုင်းတာ သတ်မှတ်နိုင်ရန် အတွက်လိုအပ်သော ကူညီပံ့ပိုးမှုများ ဆောင်ရွက်
ပေးပါရန် ညှိနှိုင်းပေးကြားရန်အတွက်တောင်းဆိုပါသည်။

(ဓမ္မာဝင်)
ဗိုလ်မှူးကြီးကြားရေးမှူးချုပ်
ရွှေဟောင်းသုတေသန
အမျိုးသားပြတိုက်နှင့်စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန(တောင်ပိုင်း)

ရက်စွဲ - ၂၀၀၇/၀၆/၀၅
ဗိုလ်မှူးချုပ်

图 7-2-3 ヤンゴン管区から発行された Padagi Pagoda 保護に関する公文書(2007年1月15日)

နန်း-၀၁-၅၀၂၀၂၆
၀၁-၅၀၂၀၂၇
ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့်
စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန၊ ရန်ကင်း
ရန်ကင်းတိုင်းဒေသကြီး
စာအမှတ် ၂၉ ၆၇-၀၂ ၂၀၀၇
ရက်စွဲ ၂၀၀၇ခုနှစ်၊ ဇွန်လ (၀၅)ရက်

အကြောင်းအရာ ။ ယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်ဒေသများတာဝန်ထမ်းဆောင်ရေး ဥပဒေ
အရထုတ်ပြန်ထားသည့် ရန်အမျိုးအစားအလိုက် လိုက်နာရန် စည်းကမ်း
ချက်များ ညွှန်ကြားချက်နှင့်အညီဆောင်ရွက်ရန်အတွက်၊

ရည်ညွှန်းချက် ။ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့် စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန
(နေပြည်တော်)၏(၀၆. ၆. ၂၀၀၇)ရက်စွဲပါစာအမှတ်၀၁၂၂(က)/၄/၂၀-က

၀၁ ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန၊ ရွှေဟောင်းသုတေသန၊ အမျိုးသားပြတိုက်နှင့် စာကြည့်တိုက်ဦးစီးဌာန
သည် ကွင်းဆင်းမြင်သုတေသနဖြင့်အမျိုးသားယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်ဒေသများ ဖော်ထုတ်မှတ်တမ်းတင်ခြင်း၊
ထိန်းသိမ်းခြင်းဖြင့် အဆောက်အအုံများပစ္စည်းများအခြေအတိုက်နေရာများရွှေဟောင်းအမွေအနှစ်ပစ္စည်းများ
မဆုံးရှုံးရန် ထိန်းသိမ်းစောင့်ရှောက်လျက်ရှိပါသည်။ အဆိုပါနေရာဒေသများကို ယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်
ဒေသရန်များအဖြစ် သတ်မှတ်ကာကွယ်ထိန်းသိမ်းလျက်ရှိပါသည်။

၀၂ ရည်ညွှန်းချက်ပါစာအရ ၁၉၉၈-ခုနှစ် ယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်ဒေသများ တာဝန်ထမ်းဆောင်ရေး
ဥပဒေပုဒ်မ ၂၂၉(၁)ပုဒ်မ ၃၀(ခ)တို့ပါပြဋ္ဌာန်းချက်များအတိုင်း ၂၀၀၇ ခုနှစ်မေလ(၇)ရက်နေ့တွင် ယဉ်ကျေးမှု
ဝန်ကြီးဌာန(နေပြည်တော်)၌ ကျင်းပခဲ့သော အမျိုးသားယဉ်ကျေးမှုပုထိုးကော်မတီ(၀/၂၀၀၇)အစည်းအဝေး
၏အတည်ဆဲပြန်ချက်အရ အဆိုပါအဖွဲ့၏ သဘောတူညီချက်ဖြင့် ယဉ်ကျေးမှုဝန်ကြီးဌာန အမိန့်ကြော်ငြာစာ
များအဖြစ် ထုတ်ပြန်ခဲ့သော ရွှေဟောင်းယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်ဒေသများ(ပုထိုးပစ္စည်းများ)တွင်ရန်အမျိုးအစား

အလိုက် လိုက်နာရမည့် စည်းကမ်းချက်များကို သိရှိလိုက်နာ ဆောင်ရွက်သွားနိုင်ရန် ညွှန်ကြားချက်
ထုတ်ပြန်လိုက်သည်။

၀၂ သို့ဖြစ်ပါ၍ သတ်ဆိုင်ရာဌာန၏ပေးအပ်မှုအစည်းတို့သည် သတ်မှတ်ပြီးယဉ်ကျေးမှုအမွေအနှစ်
ဒေသများဥပဒေနှင့်ညီညွတ်စွာညွှန်ကြားချက်များအတိုင်း ဆောင်ရွက်သွားပါရန် အကြောင်းကြား
အပ်ပါသည်။

(ဓမ္မာဝင်)
ညွှန်ကြားရေးမှူးချုပ်

ရက်စွဲ - ၂၀၀၇/၀၆/၂၈
ဗိုလ်မှူးချုပ်

图 7-2-4 ヤンゴン管区から発行された Padagi Pagoda 保護に関する公文書(2013年1月28日)

7-2-4 調査対象地区にある既存水源

表 7-2-1 調査対象地域内の既存水源

2012年に実施した調査によると、調査対象タウンシップ内に14,691箇所の既存水源が確認できた(表7-2-1)。タンリントウンシップとチャウタントウンシップには地下水を水源とする井戸が多く、一方トングアタウンシップとカヤントウンシップではため池が多くなっていた。タウンシップ事務所での聞き取りによると、トングワタウンシップとカヤントウンシップでは地下水の塩水化が進んでいるため、井戸水が利用できない箇所が多いとの事であった。

タウンシップ	掘り井戸	管井	ため池	合計
タンリン	3,313	7,250	223	10,786
チャウタン	1,074	629	1,322	3,025
トングア	1	63	165	229
カヤン	0	79	572	651
合計	4,388	8,021	2,282	14,691

出典：JICA 調査団

7-3 水資源開発計画案およびその整備計画案における留意点

7-3-1 代替案の検討

前述のように、代替案の検討は短期水源開発計画6案に加え、ゼロオプションを加えた7案について検討した(表7-3-1)。その結果、水利権協議が済んでおり、費用も安い、③ザマニ・イン貯水池からの取水案が最適案であると考えられた。また、①敷地内井戸はLCC/m³/dayが比較的安価であるため、環境との調和と配慮を行うならば、実現可能性があると判断された。

表 7-3-1 水源開発代替案の検討

代替案	オプション ゼロ	①敷地内井戸	②東部平野部 井戸	③ザマニ・イ ン貯水池	④バンブエ ゴン貯水池	⑤敷地内貯 水池	⑥カヤン川
水源	—	地下水	地下水	表流水	表流水	表流水	表流水
利用可能日水量	—	1,000m ³	1,000m ³	6,000m ³	2,900m ³	4,000 m ³	4,000m ³ 以上
水利権協議	—	無し	無し	済み	必要	無し	必要
用地取得	—	無し	有り	無し	無し	無し	有り
経路長	—	約5km	約16km	約4km	約4km	—	約25km
初期費用(百万円)	0	230	473	498	375	1,736	1,470
維持管理費(百万円)	0	1.2	1.7	2.3	2.3	0	12.4
LCC(百万円)	0	677	1,228	1,094	850	1,736	2,782
LCC/m ³ /day(百万円)	—	0.677	1.228	0.182	0.293	0.434	0.697
総合評価	×	△	×	◎	○	○	△

出典：JICA 調査団

7-3-2 スコーピング

環境社会配慮調査を実施するにあたり、どの様な項目が環境に与える影響が大きいかを検討し、重要と考えられる項目に対して、適切な調査を行う事が必要である。代替案の検討結果に基づき実現可能性が高いと考えられる、③ザマニ・イン貯水池案と緊急代替水源となる、①敷地内井戸

についてスコーピングを実施した。また、スコーピングは水源の違いから貯水池(③)、地下水(①)に分けて行った。

表 7-3-2 スコーピング結果:貯水池(表流水)

分類	影響項目	評価		評価理由
		工事前 工事中	供用時	
汚染対策	1 大気汚染	B-	D	工事中: 建設重機の稼働等に伴い、一時的に大気の汚染が想定される。 供用時: 貯水池からの取水のみであり、大気への影響は想定されない。
	2 水質汚濁	B-	D	工事中: 一時的に工事現場、建設重機、車両等からの排水等が予想される。 供用時: 貯水池から取水するのみであるため、水質への影響は想定されない。
	3 廃棄物	B-	D	工事中: 建設残土等の発生が予想される。 供用時: 周辺環境に影響を及ぼすような廃棄物の発生は想定されない。
	4 土壌汚染	D	D	土壌汚染を引き起こすような作業等は想定されない。
	5 騒音・振動	B-	D	工事中: 建設重機の稼働に伴い、一時的な騒音および振動が想定される。 供用時: 周辺地域に影響を及ぼすような騒音・振動は想定されない。
	6 地盤沈下	D	D	地盤沈下を引き起こすような作業等は想定されない。
	7 悪臭	D	D	悪臭を引き起こすような作業等は想定されない。
	8 底質	D	D	底質に影響を及ぼすような作業等は想定されない。
自然環境	9 保護区	D	D	事業対象地域及びその周辺に、国立公園や保護区等は存在しない。
	10 生態系	D	C	工事中: 工事中には生態系に影響を及ぼすような作業等は想定されない。 供用時: 希少な動植物は存在しないが、既存貯水池の水位が大幅に減少した場合、周辺生態系に対し負の影響を及ぼす可能性がある。
	11 水象	D	C	工事中: 工事中には水象に影響を及ぼすような作業等は想定されない。 供用時: 取水により貯水池の水位が低下する。
	12 地形、地質	D	D	本事業では、大規模な土工は計画されていないことから、地形・地質への影響はほとんどないと考えられる。
社会環境	13 住民移転	D	D	事業対象地域での住民移転は想定されない。
	14 貧困層	D	D	事業対象地域で貧困層に対する影響は想定されない。
	15 少数民族・先住民族	D	D	事業対象地域では少数民族や先住民族に対する影響は想定されない。
	16 雇用や生計手段等の地域経済	D	A+	工事中: 工事自体は小規模であるため、雇用や生計手段等の地域経済への影響はほとんど無いと考えられる。 供用時: 本事業によりティラワ SEZ へと水供給がなされるため、SEZ の経済効果により地域経済の向上が予想される。
	17 土地利用や地域資源利用	D	D	本事業は貯水池の新設、ポンプや水路の敷設等であるため、土地利用や地域資源利用に対する影響はほとんど無いと考えられる。
	18 水利用	C	B-	工事中: 既存の貯水池では農業および生活用水としての取水がされており、工事中に濁水による影響が考えられる。 供用時: 過剰に取水がされた場合、既存の水利用に対して負の影響が考えられる。
	19 既存の社会インフラや社会サービス	B-	C	工事中: 管水路を道路に埋設する際、一時的に交通渋滞が想定される。 供用時: 既存の貯水池を水源とする場合、取水量によっては既存の社会インフラへの負の影響が想定される。

分類	影響項目	評価		評価理由
		工事前 工事中	供用時	
	20 社会関係資本や地域の意思決定機関等の社会組織	D	D	本事業は貯水池の新設、ポンプや水路の敷設等であるため、社会関係資本や地域の意思決定機関等の社会組織への影響は想定されない。
	21 被害と便益の偏在	D	D	本事業は貯水池の新設、ポンプや水路の敷設であるため、周辺地域に不公平な被害や便益をもたらすことはほとんどないと考えられる。
	22 地域内の利害対立	D	D	本事業は貯水池の新設、ポンプや貯水槽、水路の敷設であるため、地域内の利害対立をもたらすことはほとんどないと考えられる。
	23 文化遺産	D	D	事業対象地域及び周辺部の文化遺産等への影響は想定されない。
	24 景観	D	D	事業対象地域は貯水池の改修または新設および管水路の敷設であり、景観への負の影響はほとんど無いと考えられる。
	25 ジェンダー	D	D	本事業によるジェンダーへの負の影響は想定されない。
	26 子どもの権利	D	D	本事業による子どもの権利への負の影響は想定されない。
	27 HIV/AIDS等の感染症	D	D	事業規模は非常に限定的であるため、感染症の危険性はほとんど無いと考えられる。
その他	28 労働環境(労働安全を含む)	C	C	工事中: 建設作業員の労働環境に配慮する必要がある。 供用時: ポンプによる取水を計画しているため、ポンプ管理者やオペレーターの労働環境に配慮する必要がある。
	29 事故	B-	D	工事中: 工事中の事故に対する配慮が必要である。 供用時: 供用段階では事故を引き起こす作業等は想定されない。
	30 気候変動	D	D	気候変動を引き起こす様な作業等は想定されない。

A+/-: Significant positive/negative impact expected, B+/-: Positive/negative impact expected to some extent, C+/-: Extent of positive/negative impact is unknown. (A further examination is needed, and the impact could be clarified as the study progresses), D: No impact is expected.

表 7-3-3 スコーピング結果: 井戸(地下水)

分類	影響項目	評価		評価理由
		工事前 工事中	供用時	
汚染対策	1 大気汚染	B-	D	工事中: 建設重機の稼働等に伴い、一時的に大気の汚染が想定される。 供用時: 井戸からの取水および送水であるため、大気への影響は想定されない。
	2 水質汚濁	B-	D	工事中: 一時的に工事現場、建設重機、車両等からの排水等が予想される。 供用時: 井戸からの取水および送水であるため、水質への影響は想定されない。
	3 廃棄物	B-	D	工事中: 一時的に建設残土等の発生が予想される。 供用時: 周辺環境に影響を及ぼすような廃棄物の発生は想定されない。
	4 土壌汚染	D	D	土壌汚染を引き起こす様な作業等は想定されない。
	5 騒音・振動	B-	D	工事中: 建設重機の稼働に伴い、一時的な騒音および振動が想定される。 供用時: 周辺地域に影響を及ぼすような騒音・振動は想定されない。
	6 地盤沈下	D	B-	工事中: 工事中には地盤沈下を引き起こす様な作業等は想定されない。 供用時: 過剰な揚水により、地盤沈下を引き起こす可能性が考えられる。
	7 悪臭	D	D	悪臭を引き起こす様な作業等は想定されない。

分類	影響項目	評価		評価理由
		工事前 工事中	供用時	
	8 底質	D	D	底質に影響を与えるような作業等は想定されない。
自然環境	9 保護区	D	D	事業対象地域及びその周辺に、国立公園や保護区等は存在しない。
	10 生態系	D	D	本事業は井戸の掘削および送水施設の設置であるため、生態系への影響は想定されない。
	11 水象	D	B-	工事中: 水象に影響を及ぼすような作業等は想定されない。 供用時: 過剰な揚水があった場合、地下水位の低下や、地下水の塩水化を招く可能性がある。
	12 地形、地質	D	D	本事業では、大規模な土工は計画されていない事から、地形・地質への影響はほとんどないと考えられる。
社会環境	13 住民移転	D	D	事業対象地域での住民移転は想定されない。
	14 貧困層	D	D	事業対象地域で貧困層に対する影響は想定されない。
	15 少数民族・先住民	D	D	事業対象地域では少数民族や先住民に対する影響は想定されない。
	16 雇用や生計手段等の地域経済	D	A+	工事中: 工事自体は小規模であるため、雇用や生計手段等の地域経済への影響はほとんど無いと考えられる。 供用時: 本事業によりティラワ SEZ へと水供給がなされるため、SEZ の経済効果により地域経済の向上が予想される。
	17 土地利用や地域資源利用	D	D	本事業は井戸の掘削および送水施設の設置であるため、土地利用や地域資源利用への影響は想定されない。
	18 水利用	D	C	工事中: 本事業は井戸の掘削、ポンプや水路の敷設であるため、水利用に対する影響は想定されない。 供用時: 地下水の過剰な揚水がされた場合、地下水位の低下および塩水化により、既存井戸での水利用が負の影響を受ける可能性がある。
	19 既存の社会インフラや社会サービス	B-	C	工事中: 管水路を道路に埋設する場合、一時的に交通渋滞が想定される。 供用時: 地下水の過剰な揚水がされた場合、地下水面の低下によって、事業周辺地域にある既存の井戸が枯渇する可能性がある。
	20 社会関係資本や地域の意思決定機関等の社会組織	D	D	本事業による社会関係資本や地域の意思決定機関等の社会組織への影響は想定されない。
	21 被害と便益の偏在	D	D	本事業は井戸の掘削および送水施設の設置であるため、周辺地域に不公平な被害や便益をもたらすことはほとんどないと考えられる。
	22 地域内の利害対立	D	D	本事業は井戸の掘削および送水施設の設置であるため、地域内の利害対立をもたらすことはほとんどないと考えられる。
	23 文化遺産	D	D	事業対象地域及びその周辺に、文化遺産等は存在しない。
	24 景観	D	D	事業対象地域は井戸の掘削および送水施設の設置であるため、景観への負の影響はほとんど無いと考えられる。
	25 ジェンダー	D	D	本事業によるジェンダーへの負の影響は想定されない。
	26 子どもの権利	D	D	本事業による子どもの権利への負の影響は想定されない。
	27 HIV/AIDS 等の感染症	D	D	事業規模は非常に限定的であるため、感染症の危険性はほとんど無いと考えられる。
	28 労働環境(労働安全を含む)	C	C	工事中: 建設作業員の労働環境に配慮する必要がある。 供用時: ポンプによる取水を計画しているため、ポンプ管理者やオペレーターの労働環境に配慮する必要がある。
その他	29 事故	B-	D	工事中: 工事中の事故に対する配慮が必要である。 供用時: 供用時段階では事故を引き起こす作業等は想定されない。
	30 気候変動	D	D	気候変動を引き起こすような作業等は想定されない。

A+/-: Significant positive/negative impact expected, B+/-: Positive/negative impact expected to some extent, C+/-: Extent of

positive/negative impact is unknown. (A further examination is needed, and the impact could be clarified as the study progresses), D: No impact is expected.

7-3-3 環境社会配慮の TOR

上記スコーピング案に基づき、負の影響評価(A-または B-)および影響が不明(C)と分類された項目（大気、水質、廃棄物、騒音・振動、地盤沈下、生態系、水象、土地利用や地域資源利用、水利用、既存の社会インフラや社会サービス、労働環境、事故）に対し実施する、環境社会配慮調査の TOR を作成した。

表 7-3-4 環境社会配慮調査の TOR

環境項目	対象水源案	調査項目	調査手法
大気	貯水池、井戸、河川	① 工事現場周辺の土地や建物 ② 工事の期間および時間 ③ 工事中的の影響	① 既存資料調査 ② 現地踏査 ③ 類似既存事業の把握 ④ 工事中的の使用建設重機の把握
水質	貯水池、井戸、河川	① 工事内容 ② 建設重機の使用計画	① 工事内容、行程の把握 ② 現地踏査
廃棄物	貯水池、井戸、河川	① 工事内容	① 工事計画の把握 ② 工事期間中の廃棄物の把握
騒音・振動	貯水池、井戸、河川	① 工事現場周辺の土地や建物 ② 工事の期間および時間 ③ 工事中的の影響	① 既存資料調査 ② 現地踏査 ③ 類似既存事業の把握
地盤沈下	井戸	① 地下水賦存量調査	① 調査井戸のモニタリング ② 地下水解析モデル
生態系	貯水池、河川	① 供用時のモニタリング	① 既存資料調査 ② 現地踏査
水象	貯水池、井戸、河川	① 供用時の取水時期、取水量の把握 ② 供用時の水質のモニタリング ③ 水賦存量の把握	① 既存資料調査 ② 取水計画の把握 ③ 調査井戸のモニタリング
土地利用や地域資源利用	河川	① 既存の産業（特に漁業）の状況把握 ② 水門の管理	① 供用時の継続的なモニタリング ② 現地踏査およびヒアリング
水利用	貯水池、井戸、河川	① 既存の水利用状況 ② 供用時の取水時期、取水量の把握	① 既存資料調査 ② 供用時の継続的モニタリング
既存の社会インフラや社会サービス	貯水池、井戸、河川	① 既存の水利用状況 ② 既存井戸の位置および深度	① 既存資料調査 ② 現地踏査およびヒアリング ③ 供用時の継続的モニタリング
労働環境	貯水池、井戸、河川	① 工事内容 ② 建設重機の使用計画 ③ 供用時の労働者、労働内容の把握	① 類似既存事業の把握 ② 工事内容、行程の把握
事故	貯水池、井戸、河川	① 工事内容 ② 建設重機の使用計画	① 工事内容、行程の把握 ② 建設重機の使用状況の把握

出典：JICA 調査団

第8章

見解と提言

第8章 見解と提言

8-1 地下水資源に係る見解と提言

本調査では、ティラワ SEZ および周辺区域における既存井戸調査、物理探査、地質調査、試験井戸調査（掘削、水質、水位観測）、3次元地下水モデルの構築と予測解析等を踏まえ、当該地域の地下水資源賦存状態について分析を行った。分析結果を踏まえた見解と提言は以下のとおり。

(1) ティラワ SEZ の短期水源としての利用

調査対象 4 タウンシップ内には、地下水資源賦存量の観点から、生産井利用が実用的と判断できる帯水層が、深度 300m 前後までの間に 3~4 層確認できるが、当該地域の帯水層は複数の難透水層を介在するものであり、湧出量は多くない。他方、本調査業務の初期段階に行った（2012 年 10 月から 2013 年 1 月）既存井戸インベントリー調査結果のとおり、域内には 12,400 本もの生産井があり、日量約 17,000m³ の総揚水量が推定される中、一部の地域においては塩水化や水位低下が確認されていることから、今後のさらなる取水については慎重な判断が必要である。

ティラワ SEZ 用の水源として地下水を検討する場合には、ティラワ SEZ 敷地内東端（既設道路沿い）の第 2 帯水層に生産井 2~3 本を新規に設けることが最もフィージビリティが高いと考えられる。他方、ティラワ SEZ 敷地内のバゴー川沿いにおいてはすでに地下水の塩水化が生じており、また周辺には多数の住民井戸が存在しており、塩水化のさらなる進行や周辺井戸の水位低下を招くリスクがある。本調査にて、3 年間の取水を前提として予測解析した結果、周辺の環境影響に鑑み、取水可能な量は第 2 帯水層からの日量 1,000m³/日であった。今回の解析は、データの制約がある中（過去の地下水位や情報等のデータがない中）で実施しており、多くの推定が含まれシミュレーション結果である。実際の地下水の状況は必ずしもこの解析通りとは限らず、また、気象状況等によっても変化する。従って、第 2 帯水層からの日量 1,000m³/日を目安としつつ、実際に取水を行う場合には、水位・電気伝導度のモニタリングを行い、環境影響に過大な負荷をおよぼさないよう、取水量・期間を調整することが必要である。また、地下水資源利用は、主水源ではなく、あくまで表流水資源が不測の事態に遭遇した場合の予備水源・緊急水源として利用されることが望ましい。

(2) タンリントウンシップ中心部の地下水モニタリング

また、調査地域の北端に位置する試験井戸 D-5 は、4 タウンシップ中で最大規模のタンリントウンシップ中心部にあるが、この井戸の水位変化は、過剰揚水の顕著な兆候を示しており、今後当該地域の開発・発展に伴いさらなる過剰揚水が継続される場合には、塩水化の進行や枯れ井戸の発生、地盤沈下等の環境影響が生じるリスクがある。試験井戸 D-5 は、タンリントウンシッ

プ中心部の井戸利用状況を把握するに適した立地にあり、上記リスクを未然に防ぐためには、当該地域の地下水モニタリングと地下水揚水量の管理が重要である。(モニタリング体制の詳細は3-7 参照。)

8-2 表流水資源に係る見解と提言

本調査では、バゴー川の流域の水文調査や流域水収支解析、及び既存貯水池の水収支解析等を行った。分析結果を踏まえた見解と提言は以下のとおり。

(1) ティラワ SEZ および周辺区域の短期・中期・長期水資源開発計画

地下水からの取水量が十分に確保できない中、ティラワ SEZ および周辺区域の安定的発展に必要な水供給のためには、水質と水量の両面を兼ね備えた持続性のある貯水資源の確保と、水源からの導水路整備が適切と考えられる。バゴー川の年間流出量は、バゴー市中心部において渇水年(2010年)においても3,631MCM という膨大な量の表流水源を擁している。これを背景に、バゴー川流域には農業灌漑省灌漑局によって多数の灌漑用水源としてのダム群が建設されてきた。これら水源は、乾季の水稲栽培を支える貴重な水源となる一方で、雨季には近年バゴー市を襲う洪水に起因する長期間湛水被害を未然に回避する洪水調節効果も発揮している。短期的には既存貯水池等を有効活用しつつ、長期的には新たな表流水の開発も必要になるであろうと考えられる。これまでの解析結果を踏まえた短期・中期・長期の水資源候補を纏めると以下のとおり。

表 8-2-1 短期・中期・長期の表流水源候補

	水源	必要となる施設整備	日最大 給水量 (m ³ /日)	備考
短期 (2015年半ば)	ザマニ・イン 貯水池	取水施設 φ125mm×11kw ×2 送配水設備 DCIP φ300mm L=4.1km	6,000~	2014年8月時点で、灌漑局より6,000m ³ /日の水利権がティラワ SEZ 用に承認されている。なお、灌漑局の情報によると、灌漑面積減少に伴い今後灌漑用に必要な水量が減少する見込みであり、当該分をティラワ SEZ に転換する場合には15,700m ³ /日が利用可能水源量となる。
	バンブエゴン 貯水池	取水施設 φ150mm×22kw ×1 送配水設備 PVC φ200mm L=4.3km	2,900	新規利用可能量は2,900m ³ /日と想定されるが水利権にかかる協議は未実施。
中期 (2018年下旬)	ラグンビン 貯水池	取水施設 送配水設備 「ヤンゴン都市圏上水 整備計画」参照	42,000	中期的に必要な42,000m ³ /日に関しては、ティラワ SEZ の入り口までの送水が「ヤンゴン都市圏上水整備計画」(2014年8月 L/A 締結予定の円借款事業)にて実施される予定である。灌漑局より40MGD(約180,000m ³ /日)の水利権が上記事業用に承認されており、うち10MGD(約42,000m ³ /日)をティラワ SEZ に給水する。

<p>長期 (未定)</p>	<p>ダウェイ 貯水池</p>	<p>ダム新設 取水口 1ヶ所 (RC) 取水施設 φ350mm×300kw ×4 送配水設備 DCIP φ1100mm L=24.6km</p>	<p>78,000</p>	<p>バゴー川上流に総貯水容量 150MCM を擁する本貯水池を建設し、30 マイル緑化事業幹線水路を経てカヤン川に導かれ、カヤン防潮水門上流から取水して、SEZ まで導水路を新設するもの。①灌漑用水、②生活用水、③ティラワ SEZ への恒久給水に加えて洪水調節機能をも有する多目的機能ダムとして機能し、SEZ の総面積 2,400ha がフルに開発された際に必要な給水量 120,000m³/日 を供給することも可能となる。</p>
--------------------	---------------------	---	---------------	--

(2) ダムの安全性確保

今回の調査において、既存の貯水池の水収支解析を行ったが、この過程で、調査団より、貯水池が安全に機能するために必要な洪水吐き及び堤体天端標高の検証が行われ、改善の必要性が指摘された（技術的見解の詳細は 6-3-2 ~ 6-3-3 のとおり）。これを踏まえ、ダムの安定性・安全性確保の観点から灌漑局による検証・改善が期待される。

