パプア・ニューギニア

プラリ河電力開発計画調査報告書

第二巻　水力発電計画

昭和52年12月

国際協力事業団

パプア・ニューギニア

プラリ河電力開発計画調査報告書

第二巻　水力発電計画

昭和52年12月

国際協力事業団

本報告書は、次に示す標題の全八巻より構成されている。

第一巻　　要　　約

第二巻　　水力発電計画

第三巻　　港湾、工業および都市開発

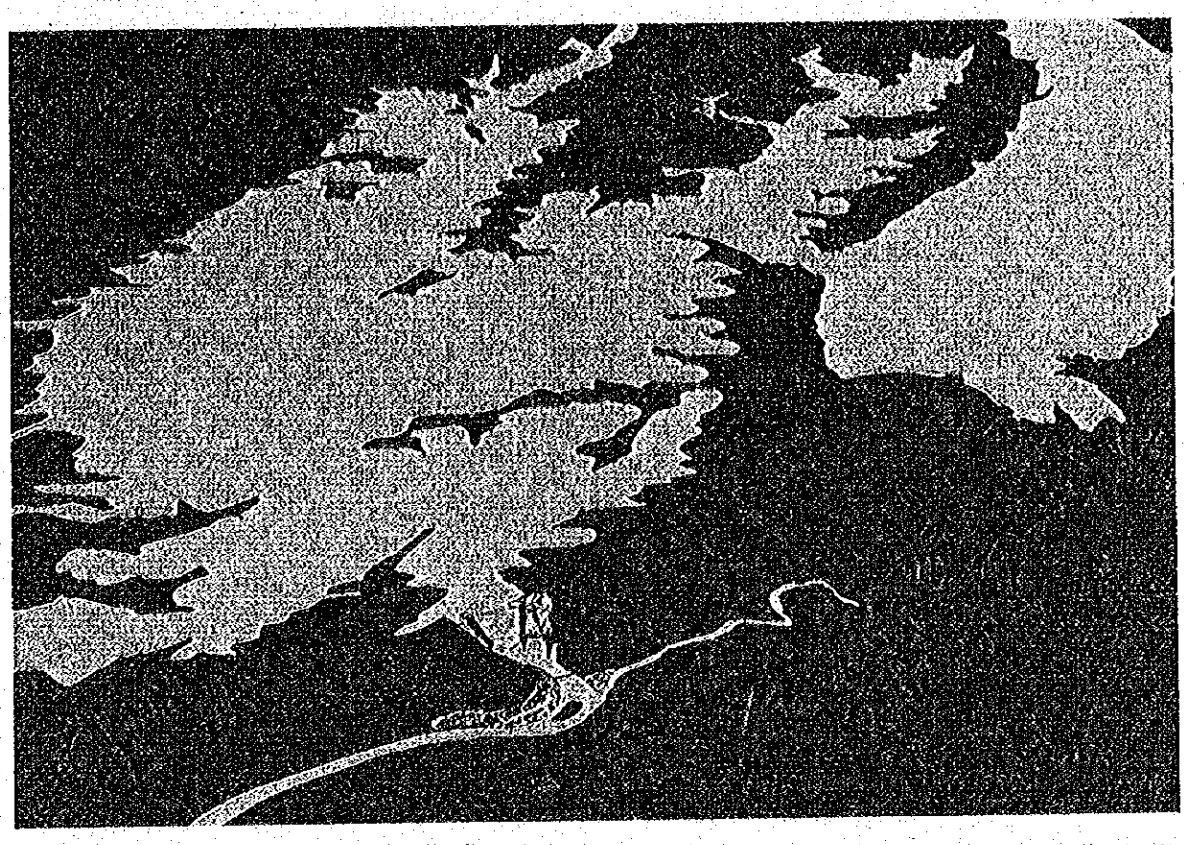
第四巻　　工事用道路

第五巻　　水力発電計画のための地質および建設材料調査

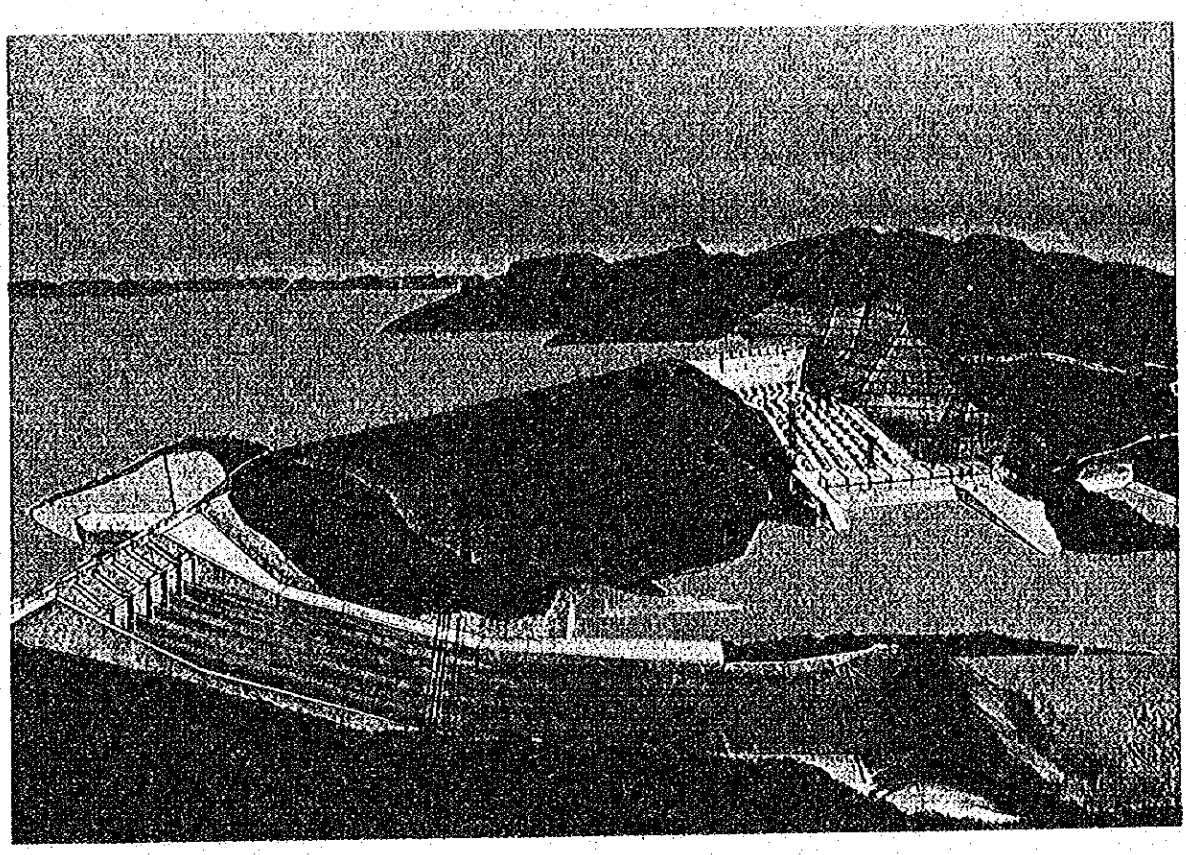
第六巻　　水力発電計画のための水文調査

第七巻　　港湾、工業および都市開発ー調査資料

第八巻　　水力発電計画ー地質柱状図



WABO RESERVOIR



WABO POWER PROJECT

目　　次

頁

頁

頁

添付表一覧表

頁

添付図一覧表

付　録　一　覧　表

付　録	標　　題
A	地形測量及び地形図作成
B	Wabo水力発電計画最適開発案
C	プロジェクトの設計
D	送　電　線
E	施工計画及び建設費見積り
F	水力発電計画の経済・財務分析
G	今後実施すべき調査作業に関する勧告
H	本報告書に用いられた技術用語及び略語の解説

第1章 序　　論

1.1 調査の歴史的背景

パプア・ニューギニアは、豊かな降水量と起伏に富んだ地形にめぐまれ、水力発電開発のための膨大な潜在包蔵水力を有していると古くから認められていた。

１９５６年、Sir William & Halcrow PartnersがNew Guinea Resources Prospecting Companyの依頼を受けアルミニウム精錬に適した電力資源を確認する目的で最初の調査を行ったが、その調査の対象となったのはPapua湾に注ぐAngabanga, Lakekamu, Tauri, VanapaおよびPurariの五河川であった。

その後、Sir William Halcrow and Partnersは、Purari河の潜在エネルギーをより詳細に検討し、Purari河が最も適した水力発電源の一つであることを明らかにした報告書を作成した。ダムサイトとしては、Purari河河口から上流約２８１Km（公称河川長以下、ＡＲＫ２８１）にあるPio川との合流点およびＡＲＫ２２０Kmにあるｐａｗ地点が検討された。

１９５９年、Sir William Halcrow and PartnersはWabo Creekの上流約１Km、すなわちＡＲＫ１９７に位置するWabo地点をCommonwealth Aluminium Corporationの依頼で調査した。この時、英国のGeorge Wimpy and Companyがボーリングおよび建設材料調査（１９６０年）をMilesが地質調査とその解析を委託された。

１９７１年末から１９７３年末にかけて日本工営株式会社（以下日本工営）が、二回にわたる現地調査を行った。日本工営の調査報告書は１９７２年７月および１９７３年９月に提出されたが、この報告書により総計、約6,000MWの常時電力容量に達する６地点の開発計画が示された。１９７３年報告書の中でWabo地点はさらに詳細な調査を行うよう勧告された。Waboプロジェクト開発に関し、１９７３年、パプア・ニューギニア、日本、オーストラリアの三国間で協議の結果、パプア・ニューギニア政府は詳細なフィージビリティ・スタディを実施するため、日本とオーストラリア両国政府に援助を要請することとなった。オーストラリア政府は、日本工営が提出した１９７３年９月付けの報告書の再評価をSnowy Mountains Engineering Corporation（以下SMEC）に依頼し、ＳＭＥＣは、１９７４年４月付けの評価報告書で日本工営の計画案を有望であると評価した。１９７４年６月、ＰＮＧ政府の顧問T.A.Lang氏（Leeds Hills and Jewett社長が各般の状況を取りまとめた報告書をパプアニューギニア政府に提出し、

さらに三国間の交渉が行われた結果、１９７５年２月に今回の調査を開始するに至った。

1.2 報告書の範囲

Wabo開発のための調査、研究に関する実施事項は、１９７４年、ＳＭＥＣを日本工営の作成したコンサルティング・サービスに関するジョイント・プロポーザルに詳細に記述されている。Wabo水力発電計画に関する調査・研究のスコープは下記のとおりである。

(a) 流出量、設計洪水量および堆砂速度の算出を含む水文調査（本巻第３章に要約を、第６巻に詳細を記述）。

(b) 地質調査（本巻第４章に要約を、第５巻に詳細を記述）。

(c) 建設材料調査（本巻第５章に要約を、第５巻に詳細を記述）。

(d) 最適計画規模の決定ならびにAure水力発電計画、ガスタービン発電計画あるいはその他の方法により常時出力を増加させる方法の検討。Aure計画はまた、Wabo計画に先行しておこなわれる開発計画として検討された（本巻第６章）。

(e) 計画のレイアウトの検討およびダム余水吐、発電所その他付属構造物の予備設計（本巻第７章）。

(f) 送電線の路線選定と予備設計（本巻第８章）。

(g) 送電線、工事用道路および付帯施設の建設を含む水力発電計画の施工計画と工事費積算（本巻第９章）。

(h) 計画のフィージビリティに関する経済および財政分析ならびに特定利子率、借款および返済期間、５か年ないし１０か年間での電力需要成長計画を前提にした売電価格の検討（本巻第１０章）。

(i) パプア・ニューギニア政府が実施した環境調査の要約と継続調査項目（本巻第１１章）。

(j) 計画実施に関する勧告（本巻第１２章）。

1.3 現地調査

調査要員のマンニング、調査機材の調達・搬入、下請け業者の選定等を含む主要な現地調査作業は、ＳＭＥＣ－日本工営のジョイントベンチュアーの形で進められたが、下記調査は分担して行われた。

・地質調査および建設材料調査	－	ＳＭＥＣ
・オフイス・スタディを含む水文調査	－	ＮＫ
・地形測量と地形図作成	－	ＮＫ

すべてのオフイス・スタディは、ＳＭＥＣ－日本工営の合同チームによりPort Moresbyで行われた。

ロータリーおよびパーカッション・ボーリング、トレンチ掘削、オーガーボーリングおよび地表地質図作成を含む地質調査は、１９７５年４月から１９７６年２月にかけて行われた。

建設材料調査は、１９７５年７月から１２月にかけて行われた。それに引続き材料試験は、主にパプアニューギニアの試験所で行われ、一部の試料はオーストラリアで試験された。

Waboサイトでの測水作業は、水位流量曲線をチエックするための流速測定と浮遊土砂量の測定に重点を置き、１９７５年２月から１９７６年の１月まで１２か月のサイクルにわたり行われた。

グランド・コントロール、航空写真図化を含む地形測量は、主ダム、副ダムおよびAure計画地点について、１９７５年２月から同年９月にかけて実施され、航空写真図化は日本で行われた。工事用道路の測量（第４巻）は１９７６年８月から１０月にかけて行われた。地形測量の詳細と使用可能な地形図は付録Ａに表示されている。

Waboキャンプは、上述現地調査の基地として使用された。道路が無く、地域的に困難な所であるので、作業の多くは４人乗りのBell Jet Rangerヘリコプターを使用して行われた。

第2章 計画の概要と主要な諸元

2.1 計画の概要

Wabo水力発電開発計画は、概略以下に示すような考え方に基本を置いている。即ち、Papua湾沿岸に大電力消費産業を立地させ、その産業へ大量の低廉な電力を供給することを基本構想とするものである。この計画が実現するためには、Wabo発電所からの大量の安定した常時電力のかなりの部分を消費する中核産業（本報告ではこれをアルミニウム精錬産業と考えている）にとって十分に魅力のある電力の供給が必須である。

日本工営のPreliminary Report（1973年）およびSMECのReview Report（1974年）に基づき、The Purari Industrial Survey Mission（日本興業銀行プラリ工業開発調査団）がスタディを行い、1975年3月、日本興業銀行に提出された報告書のなかで、調査団は、1,735MWのピーク電力需要を必要とするインダストリアル・コンプレックスを五年間で開発することを提案した。本フィージビリティスタディが行なわれた時点では、電力需要源となる確固たる産業計画がなかったので、計画の最適規模を決定するに当ってプラリ工業開発調査団が提案した5年間の電力需要成長率を使用することにした。経済および財務分析では同じピーク需要に達するまで10か年の期間をかけて、ゆるやかに成長する電力需要成長率も検討した。

本計画は、Waboから電力使用産業に高い信頼度で送電を行なうと同時に、それが厳しい旱ばつ期にあっても一定水準の常時電力の100%使用を保証することが要求される。

2.2 Waboダムおよび関連施設

2.2.1 概　要

Waboダムおよび関連工事として主なものは、主ダム、副ダム、発電設備、余水吐および非常用余水吐、および河流転流工事である。工事区域の全般は図3に示され、主ダムサイトにおける各施設および提案された工事用設備はそれぞれ図4および図5に示されている。

2.2.2 Wabo貯水池

常時満水位（FSL）	EL.135
低　水　位（MOL）	EL.110
最大洪水位（MFL）	EL.137.8

総貯水容量（ＦＳＬ時）	１６,６００×１０^{6}m^{3}
有効貯水容量	６,４９０×１０^{6}m^{3}
貯水面積（ＦＳＬ時）	２９０Km^{2}
流域面積	２６,３００Km^{2}
平均年間流入量	７９,０００×１０^{6}m^{3}

Ｗａｂｏ貯水池は平水年の場合、約２.５か月で湛水を完了する。貯水池は、ほぼ年間を通じてＦＳＬあるいはその付近の水位で運用可能で、しばしば余水吐を操作する必要がある。貯水池区域は図６に示されている。

2.2.3 ダ　ム

主ダム

形式－中央土質遮水壁型フィルダム

堤頂標高	ＥＬ．１４１m
堤頂長	６７０m
最低基礎面よりの堤高	１６０m
堤体積	１５,９００,０００m^{3}

副ダム（サドルダム）

形式－№１と№２は中央土質遮水壁型フィルダム、№３と№４は修正均一型

最大堤高	約７５m（№１）
堤頂総延長	3.6Km
堤体積	７,８００,０００m^{3}

ヒューズ・プラグ・堤（非常用余水吐）

堤高	8.5m
堤頂長	２５０m
堤頂標高	ＥＬ．１３９.５
堤体積	５００,０００m^{3}

2.2.4 余 水 吐

形式－ラジアル・ゲート、フリップバケット、プランジ・プール付きオープン・シュート

ゲート数	６門

ゲート寸法	幅１４.６ｍ×高さ１９ｍ
純越流頂長	８７.６ｍ
シュート幅	１０５ｍ
シュート延長	４７６ｍ（越流頂からフリップ・バケットまで）
設計洪水流量	２２,６００㎥／ｓ
設計洪水に対する調整放流量	１６,５７０㎥／ｓ

2.2.5 取水口と水圧管路

取水構造物－コンクリート重力ダム、高さ５６ｍ

ゲート	８ｍ×８ｍのキャタピラー・ローラーゲート６門で油圧巻揚機を有する。
水圧管路	直径８ｍ、６本の鉄管で平均長さは３２５ｍ

2.2.6 発電所

発電機出力	４００MVA（0.9Ｐ.Ｆ.で３６０MW）
ＭＯＬでの出力	３００MW
ユニット数	６台（予備１台を含む）
回転速度	１２５ｒ／m
水車出力	純落差９８.０ｍ、使用水量４２７㎥／ｓで３６５MW

総落差の範囲

最大（ＦＳＬで５台全負荷）

１３５.０－１８.８＝１１６.２ｍ

最小（ＭＯＬで５台全負荷）

１１０.０－２１.６＝８８.４ｍ

常時出力（９０％負荷率、５台運転）　1,３５０MW

年間常時発生電力量	１１,８２６GWh（発電端）
	１１,６６０GWh（Orokolo湾受電端）
	１１,５７５GWh（Hall Sound受電端）
年間平均発生二次電力量	3,１３０GWh（Orokolo受電端）

2.2.7 仮排水工事

トンネル数および延長	1×1,105 m
	1× 660 m
	1× 715 m
トンネル内径	14.5 m（巻立内径）
閉そくゲート	幅6 m×高さ14.5 m 6門、固定ローラー型

2.3 送電線

Orokolo湾地区（106Km）、あるいはHall Sound地点（300Km）を受電端とする送電線ルートの比較案（いずれの場合も500KV、2回線）の検討を行った。本送電線の基本設計概念はアルミニウム精錬に対する信頼度の高い動力供給を行うことであり、このため本系統は1回線で発電所の常時電力（常時1,350MW＝MOL時出力1,500MW－5台に対して設備利用率を90％とした場合の常時電力）を送電し、2回線で全出力1,800MW（5×360MW）を送電可能のように設計された。丘陵地帯では、二つの別個の鉄塔ラインがそれぞれ別個のルートを取ることになる。

コンダクターの送電容量は、シリーズ・コンデンサー挿入による送電容量の補償によりOrokolo湾を受電端とする場合2,700MW、Hall Soundの場合2,160MWの送電が可能となる。

2.4 補助電源

Wabo発電機の定格容量は、5台の合計で1,800MW（設備利用率90％で1,620MW）であり、2.2.6節にあげたごとくMOL時での常時出力（1台300MW）に対して、余裕のある設計となっている。前節2.2.2に述べたように、Wabo計画の場合、ほぼ年間を通じて上述の発電を行うのに十分な流量があり、受電端に需要のある場合には二次電力の売電も可能であろう。補助電源があってWaboが渇水の場合に、その不足を補うことができれば、この電力は常時電力となり得る。常時電力源を備えることにより、発電機の常時出力は1,350MWから1,620MWに増加し、Orokolo湾受電端における年間常時電力受電量は、11,660GWh／aから14,000GWh／aに増加する。

常時出力を増加する手段として、次の二つの代案が検討された（第6章参照）。

- Aure川水力発電計画
- 港湾地点でのガスタービン設置案

種々の検討の結果、港湾地点でのガス・タービン案（６０MW×７台）の方が、Aure川の流れ込み式発電案（４４０MW－これはあとで貯水池式に変更される）より魅力的であるとされた。ガス・タービンはめったに運転する必要はないだろう。過去の流量資料（１９５５年～１９７５年）から求めた平均所要電力量は３０４GWh／aである。1972渇水年におけるピーク所要電力量は、1,９２０GWh／aとなるだろう。

Aure計画を、Wabo計画に先行して開発される計画としての検討も行った。工業開発のペースが緩やかで、所要常時電力量が１００MWから４６０MW程度のものであるなら、Aure計画を別個の計画としてWabo開発に先立って着手することは十分考慮に値する。

第３章　水文調査

3.1　概　　要

今回のWabo計画調査において、日本工営は水文調査を分担実施したが、これは過去にthe Commonwealth Department of Works、日本工営あるいはその他の機関が行なった初期水文調査を補うものであった。

現地作業は次の二つの部門に分けて実施した。すなわち、Wabo地点における測水作業とPort Moresbyでの解析作業に分かれて実施した。実施期間は１９７５年２月から１９７６年１月までの１か年間で、調査結果は第６巻に詳述されている。

3.2　流　　域

Purari河はHighlands地方に源を発する主要交流から水を集め、南下してPapua湾に注いでいる。河川延長は６３０Kmであり、流域面積は３３,０００Km²である。流域はほとんどが起伏に富む山地であって密生した森林で覆われているが、人家のある高原峡谷もあり、そのうちのあるものはパプアニューギニアにおいて最大の人口密度をもっている。流域の特徴は、カルストが広範囲にわたり、とくに南西部に多いということである。

Waboダムサイトは、河口から約２００Kmのところにあり、ダムサイトでの流域面積は２６,３００Km²である。ダムサイト周辺地域は、中央山地の南側斜面の山麓山地であり、年間8,000mmを超えるきわめて高い降雨量に恵まれている。流域上の降雨は、「南東貿易風」（４月から９月）と「北西貿易風」（１０月から３月）の影響を受けるが、流域のうち北部高原地帯は後者の影響が大きく、流域の南部は前者の影響が大きい。一般にHighlands地域の年間降雨量は、2,000mmから3,000mmまで変化し、南部低地では4,000mmから最大8,500mmまで変化する。

3.3　利用可能なデータ

幸いなことは、気象および水文観測所の適切なネットワークがすでに出来上っていたことである。これらのネットワークで観測されたデータは、Bureau of Water Resources and the National Water ServiceおよびBureau of Meteorology（オーストラリア）の好意によって入手することができた。

Purari河流域の雨量観測所網は比較的良く整備されているが、流域の南側半分では観測所の数が少ない。

１９５１年からの日雨量観測記録（４０地点）を今回の調査に利用することができた。流域内にはいくつかの自記雨量観測所もあった。

この検討のための主要な流量記録は、Purari河のWaboダムサイトの測水所からのものであった。この測水所の測水記録として使用できるのは、１９６１年－１９７４年の期間のものであるが、調査が後半に入る以前の記録も入手できた。ダムサイトにおける平均流量は、約2,500m^3／s、観測された既往最大流量は10,450m^3／s（１９６１年７月）、最小流量は約４３０m^3／s（１９７２年１０月）であった。観測した流量記録については、第６巻に詳述した。

3.4 収集された追加データ

調査期間中にいくつかの追加資料を収集したが、その主なるものはPurari河のWaboダムサイト地点での沈澱堆砂のスタディに関するもの、ダムサイトの水位流量曲線をチェックするためのもので、あるいは各種の気象および水質に関するデータであった。

河川全断面にわたり平均浮遊砂濃度の観測を１８回実施し、１８６個のサンプルの採水を行ったが、これを補完する目的で一点採水法により２７８個のサンプルがとられた。観測浮遊砂量は４０mg/ℓから1,500mg/ℓの範囲にあった。また、Waboサイトに現場試験所を設置してこの分析と水質試験を含む関連作業を実施した。掃流土砂試料は僅かに採取できたが、水深が深いこと、浮遊物および速い流速により作業が困難でこの作業を完了させることはできなかった。浮遊土砂と掃流土砂の粒度分析を行った。全収集資料は第６巻に整理編集した。

既存の水位流量曲線を確認するために、ダムサイトで８５８m^3／sから5,452m^3／sの範囲で４７の流量測定を行った。

ダムサイトでは、また、１９７５年７月から１９７６年１月まで８か月にわたり温度、湿度、風速、パン蒸発量を観測した。

3.5 流出量解析

降雨量－流出量モデルは、Waboダムサイトの流量記録と流域内の１４の雨量観測所の記録を用い、補助的に流域内あるいは近傍の７箇所の雨量観測所の記録を使って補正したが、その目的は次のようなものであった。

(i) １９６１年１２月から１９７４年１２月までの１４年間での欠測期間の流量を計算すること（流量記録のうちの２６％は種々の理由によって欠測となっている。

(ii) １９６１年１２月より以前の流量記録を推定すること。この目的のため、菅原式タンク・モデルが選定されたが、その説明は第６巻に詳述されている。補正対象の期間において、観測流量と計算流量はかなり良好な一致を示した。流量計算は、欠測データの発生している１９６１年から１９７４年の時期と流量記録が無いが降雨記録のある１９５１年から１９６１年について行われた。各月の平均、最大および最小流出量は表１のとおりである。

流量を流域上の水深として表現すると、約2,500m^3／sの年平均流量は3,000mmに相当する。また、年間総量は79,000×$10^6 m^3$となる。

表１　Purari河Waboダムサイトの月平均流量　１９５５年～１９７４年

月	月平均流量（m^3／s）		
	平　均	最　大	最　小
1	2,567	3,143	1,877
2	2,982	4,348	1,707
3	3,113	4,378	2,309
4	2,780	3,768	1,791
5	2,371	3,223	1,307
6	1,892	3,328	1,067
7	2,038	3,021	1,036
8	1,976	3,166	665
9	2,365	4,287	785
10	2,544	3,741	1,074
11	2,161	3,548	1,097
12	2,449	3,611	1,402
年	2,437	4,378	665

注：上記の数字は記録がある場合には、記録に基づいている。そうでない場合はタンクモデルを適用して計算した値に基づいている。

3.6　連続５００年の擬似合成流量の作成

Wabo貯水池の特性をスタディするために利用可能な流量記録の期間（２０年）が短いため、シュミレーションにより連続５００年の擬似合成流量データを作成した。この手法は、水資源開発計画のスタディにおいて次第に使用されるようになってきているが、それはこの手法によって貯水池から生ずる種々の利益を確率的に評価でき、また発電不可能

となるような貯水池の状態が数値で示され得るからである。

5種類の手法が試みられたが、その評価は、それぞれの合成データを過去20年の実測記録のそれと比較することによって行った。この他の方法も試みられたが、これらのチェックの結果は相反する結果を与える傾向にあるので、結局、最も控え目の値を与えるKartvelishvili法を採用して、Wabo貯水池運用計画スタディのベースとなった1972渇水年の連続500年における位置づけを行った。

3.7 洪水の検討

この検討の目的はWaboダムの主余水吐の設計対象洪水を定めること、また工事中の河川転流に使用される種々の設備の設計のための情報を得ることにあった。

余水吐に流入する設計洪水量を決定するための手法として、とくにWaboダムサイトで観測された年最大洪水記録の解析に力を注いだ。一般に行われている他の手法としては、流域の確率最大雨量を想定し、それをユニットハイドログラフ法により流出ハイドログラフに変換する方法があるが、これは今回の調査では好ましくないとされた。その理由は、本Purari河流域のごとく広大な地域内での降雨発生のメカニズムが主に限られた範囲での対流雷雲によるものなので、このようなメカニズムを流域全体に結び付けて確率最大雨量の想定を行うことには、さまざまな困難な問題があるからである。

六つの異なる方法により頻度分析を行い、表2に示すように、それぞれの回帰年（リターン・ピリオド）におけるピーク洪水量を算出したが、Gumbel法が最大値を示した。

解析に利用可能な記録の期間がきわめて短かく（13年）、その結果リターン・ピリオド100年の洪水を求めるのにも甚だしい外挿を行わなければならなかったために、分布に対しては信頼限界の当てはめがなされた。10,000年洪水を算定し、これを日本の基準に基づいて算定した洪水と比較の上、余水吐設計上のピーク洪水流入量を22,000m^3／sとした。さらに、異常な洪水によるダム破壊の危険から免れるため信頼限界90％の条件で10,000年確率洪水の上限値を異常ピーク洪水量31,300m^3／sとし非常用余水吐を検討した。

表2　Purari河Waboダムサイト、洪水流量の発生頻度

確率年（年）	算出ピーク流量（m^3／s）
10	10,500
100	14,200
1,000	17,800
10,000	21,700

3.8 堆砂の検討

Wabo貯水池に流入する年間土砂流入量を次のようにして計算した。

(i) Waboダムサイトにおける浮遊土砂濃度と流量の関係を求める。

(ii) 浮遊砂量曲線および流況曲線を用いて河川により持込まれる年間の浮遊砂流入量を算出する（図7(c)、図7(d)参照）。

(iii) 掃流砂分としてある余裕を見込む。

貯水池の浮遊砂の捕捉効果を見積り、次に貯水池内への浮遊砂の堆積進行度を、堆積後の時間に応じた堆積土の比重（圧密を認める）を計算し、貯水池の一部が堆砂で置換されるに応じた捕足効果を調節することにより決定した。

算定年間流入堆砂量（掃流土砂プラス浮遊土砂）57×10^{6}トンを流域全体26,300Km^{2}からの削剥速度に換算すると、その速度は1.4mm/年に相当する。表3は、流入堆砂捕足による貯水容量の減少と貯水池の初期湛水後の経過年数との関係を示したものである。

貯水池は、湛水後50年および100年で、それぞれ総貯水容量の15%および20%を失い、500年後には実質上満砂となる。貯水池内への流入土砂が水平に堆積すると仮定した場合は、250年後にデッド容量の10,110×10^{6}m^{3}を埋めつくしてしまうことになる。

表3　貯水池における予想堆砂速度

初期湛水からの経年(年)	堆砂量（10^{6}m^3）	総貯水容量（10^{6}m^3）
0	0	16,600
50	2,507	14,123
100	4,482	12,148
200	8,271	8,359
300	11,797	4,833
400	14,856	1,774
500	16,460	170

現実には、堆砂は水平には行われず、当初は貯水池上流部の有効貯水容量内に行われるであろう。貯水池内の堆砂分布の研究は、経験的な面積縮小法（Area Reduction Method）で行われた。解析の結果は図7(e)に示すとおりである当初の有効貯水容量6,490×10^{6}m^{3}は、50年後には6,100×10^{6}m^{3}に100年後には5,800×10^{6}m^{3}に減

少する。貯水池運用計画の立案過程において、このことは無視した。

3.9 Waboにおける降雨パターン

Australian Bureau of Meteorologyから提供され、コンピューター処理された降雨量を使用して、降雨が建設工事に及ぼす影響を解析したが、その結果、最豪雨期は7月から9月に起り、11月は最寡雨期となり、25㎜を超える降雨は平均で月に8日であることがわかった。

夕刻近くに最も強い雨が降り、日中は少なくなるというのが、この地域の一般的なパターンで、この現象は各月に共通している。詳細検討の結果、土質材料盛立て（9.7.5節参照）は午前6時から午後4時までの10時間1・シフトがもっとも現実的であるとの結論になった。

Waboで観測された最大時間雨量は、1972年12月21日の午後8時から9時までの間に降った125㎜であった。

その他本計画地域の降雨に関する調査結果は第6巻に収録した。コンピュータープログラムに若干の誤りがあったため、詳細設計の段階ではこの自記雨量計の記録を再度コンピューター処理し、詳細な検討を行う必要がある。

3.10 放水口における水位流量曲線

ダムサイト上流のWabo水位自動観測所から仮排水路吐口部、発電所放水庭および余水吐減勢池部に、ピーク水位記録計を設置した。その観測から種々の河川流量に対する水面形を描くことができ、図7(b)に示すような放水位曲線が得られた。

3.11 水　質

水質調査のためWaboサイトおよびSupu地点（Aure川）で採水を行い、pH、温度、溶存酸素、濁度および細菌数等、両河川の水質試験を行った。その結果、主要構造物あるいは設備に有害なものは認められなかったが、懸濁物質の濃度が高いことを考えると、家庭用水あるいはコンクリート用水として使用する場合には処理が必要である。

3.12 蒸　発

貯水池からの純蒸発量を検討したが、あまり重大な問題ではないことがわかった。

3.13　Aure川Supu地点

Supu地点については１９６６年からの既存日流量記録があり、これとWabo地点の流量との相関を求め、ギャップを埋める計算が行われ、貯水池運用の検討に利用するための記録の充実をはかった。

3.14　将来必要とされる調査

追加調査に対する必要性を第６巻に述べた。それは、主として計画完成までに数年（少なくとも５年）、経過した場合に必要になると思われる問題に関連するものである。堆砂に関しては、さらにチェックする必要がある。Wabo貯水池の湛水時にPurari Deltaに侵入する塩水増加の影響についても検討する必要がある。

第４章　地質調査

4.1　Wabo発電計画の地質調査

今回の調査結果については、既往のそれと合わせて編集の上、第５巻に取りまとめた。

主ダムと付帯施設に関連する現地地質調査は、地質図作成、ロータリーおよびパーカッション・ボーリング（６６孔、総延長3,０５４ｍ）、ハンドオーガー（３６孔）、１３箇所の試掘立て坑とトレンチからなる。いくつかの弾性波探査も試みられたが、その結果は一般に満足のいくものではなかった。

副ダムサイトに関しては、尾根沿いと３２断面について地質図を作成し、ロータリー・ボーリング孔２６本（全長６６５ｍ）、３３本のハンドオーガー孔が削孔され、１８１箇所の試掘立て坑およびトレンチが掘削された。

4.2　地質調査概要

図８は計画地域の地質平面を示す。

この地域は地形、地質上、ほぼ東西に走る卓越した急斜面を境として二つの部分に分けることができる。この急斜面の北には非常に古い白亜紀後期の砂岩、漸新世前期から中新世中紀の石灰岩のベルトがある。地層は複雑な褶曲を受けており、局部的には過褶曲の可能性もある。傾斜は平坦なものから急峻なものである。

主ダムと副ダムは急斜面の南にあり、大きな向斜の北東斜面に位置している。それは長さ約５０㎞、幅約２０㎞でPide 向斜として知られている。向斜の中央に向うにつれて、岩層の褶曲の程度は少なくなる。

この向斜は、地質的にはすべて第三紀に属する。それらはAuro 層（漸新世前期から中新世中期）Orubadi 層（中新世前期から鮮新世）およびEra 層（鮮新世から最新世）である。

これらの三つの岩層は、すべて、泥岩、シルト岩および砂岩からなっているが、厚さと相対的比率では変化している。Aure 層とOrubadi 層は、いずれも砂岩をあまり含んでいないが、地表の低い地帯を占めていて、その上に副ダムがある。Orubadi 層は主ダムの方へ延びており、そこではダムサイトの下流半分に現われている。

Era 層はWabo ダムサイトの上流半分に露頭している。この層の主体をなすものは、まず厚い砂岩層で、その次にシルト岩と泥岩と互層をなす厚い砂岩層がある。この砂岩は、泥岩よりも浸食に対する耐久性が強いものであって、豚の背山陵と呼ばれる凹部を形成する。それは、この地域のいたる所に見ることができる。Wabo ダムサイトは、Purari 河がこの山陵を切る

所に位置している。主ダムサイトでは、Era 層は走行１３５°から１５５°を有する。平均傾斜は３８°ＳＷであり、それは上流方向に向いている。Era 層については、詳細な地質持状図を作成した。

Purari 河といくつかの支流の限られた範囲で、第四紀の堆積物が存在する。Purari 河に沿う堆積物は流路と小さな島々にある礫からなる。その他に、シルトと局部的な班状の礫が河岸の高い所にある。それは河川水位から２０ｍにも達する。

場所によっては、厚さ２０ｍ以上の地すべり岩屑と崖錐が副ダムおよび主ダムの下流半分、発電所および余水吐シュート部に見られる。いくつかの大きな滑動の形跡が副ダム基礎部に存在する。

副ダムＮｏ,４のすぐ北に Duraria スラストがある。断層は確認できないが、異る時代の岩石の並列を説明するに足る大きな断層の存在が推測される。断層は、恐らく急斜面の底部の崖錐の下に隠れているものと考えられる。

これまでの検討によると、副ダムの範囲内には、少なくとも９箇所の断層帯があり、それらはいずれも２ｍから３ｍの破砕された泥岩を含んでいる。主ダム付近には明らかな断層はないが、サイトの下流部、特に発電所地域には泥岩とシルト岩のかなり大規模なせん断箇所がある。この地域の岩石が比較的若い時代のものであることを考えると、一つかそれ以上の活断層の存在が考えられる。

最近の断層活動を立証するものは地表には無い。局地的地震を観測するために、Wabo に地震観測所が設けられ、これまでの地震記録が調べられた。

4.3 地震活動

パプアニューギニアは、環太平洋地震帯に位置しているため、世界でも最も地震活動の多い地域の一つである。

この地域の地震活動は、大きく二つのグループに分けられる。Wabo の北東部においては、すべての地震の震央は中程度の深さに位置し（７０㎞から２９９㎞）、これらは南西に傾斜している下方への沈み込み帯に関連しているが、この沈み込み帯はWabo の下約２００㎞を通っているように考えられる。マグニチュード7.2の最大地震は断面図で見るとWabo から１５０㎞の所で発生している。

第二のグループの地震は、Wabo の北西、西および南にあって、大部分は浅い（７０㎞以下）。過去２３回の地震のうち、９回はマグニチュード５かそれ以上で最大が5.8であった。このことはWabo ダムサイトの下、深さ４０から５０㎞の所に北北東に傾斜する断層があることを示唆している。

地震記録の解析はPort Moresby の地球物理学観測所（the Geophysical Observat-

ory）で行われ、Wabo 地域における地震の各マグニチュード毎の確率統計的発生頻度が定められた。信頼できる記録の期間が短いため、予測結果は慎重に使用されなければならない。予備設計では水平地震加速度として0.129が採用された。

4.4 Wabo計画の地質工学的評価

4.4.1 貯水地区域

湛水地域の北方に石灰岩が存在するが、この石灰岩は湛水地域の外側を通っているので、貯水池地山から漏水する可能性はない。湛水地域内あるいは周辺地域での地すべりは多い。湛水地域内で考えられる最大級の地すべりが起ったとしても、貯水容量への影響は微小であり、何らかの影響を及ぼすような波浪を発生させるような水の移動は起きないだろう。

4.4.2 主ダムと関連付帯施設

主ダムと付帯施設部の地質は図９に示されている。一方、図１０に示した、Ｊ－Ｊは、谷を横切る代表的断面である。また、断面Ｏ－Ｏ（図１１）は取水構造物、水位管路および発電所の地質を示している。

ダムサイト地域の主要な地質的特徴は、

- 基岩は中程度から軟弱な堆積岩で、上流に３５°から４０°傾斜している。
- 上流半分では、基岩は砂岩とシルト岩で一部泥岩層がある。新鮮な岩盤までの深さはせいぜい５ｍで、平均３ｍである。
- 下流半分では、基岩は大部分が泥岩とシルト岩であり、基岩は全般に崩壊土で覆われている。その厚さは１５ｍまでだが、左岸側では２０ｍある可能性もある。しかし右岸側では比較的浅い。
- 河床堆積物は、礫、細粒シルトおよび砂からなっており最大２７ｍ、下方標高－１９まで分布している。この深さは、河川水面下約４０ｍである。
- ダムサイト全域に細長い段丘堆積物があり、下流半分ではいく分広い。
- 地質的にみて、ダムサイトはコンクリート表面遮水壁型あるいは中央土質遮水壁型の、いずれのタイプにも適していると考えられる。

河床堆積物の大半を形成する細粒シルト質砂の強度が低いため、この堆積物を除去し、ダムは基岩上に築造されることになる。基礎掘削では、堆積砂礫、崩壊土、崖錐および深さ２ｍまでの各種風化岩が除去されよう。整形掘削とデンタル．コンクリートは、必要とされるにしても僅かしか考えられない。何らかの事前対策を講じない限り掘削露岩一部は空気に触れると劣化するであろう。

ボーリング孔の水圧試験の結果、泥岩とシルト岩は一般に透水性が低く、一方砂岩は変化に富み、局部的には開いた節理があって高い透水性を有する。泥岩とシルト岩ではグラウト注入量は小さく、砂岩では部分的に大きいと考えられる。開口節理を有効に処理するためには、グラウト孔は水平に対して約４５度傾斜させるべきである。慎重に考えれば、通常のグラウト・カーテンは必要である。そして砂岩部ではブランケット・グラウトが必要である。しかしながら、施工中にグラウト注入量を連続的に追跡して、泥岩、シルト岩が水密であると考えられる場合には、グラウト量を減らすべきであろう。

4.4.3 取水構造物と水圧鉄管路

この地域の地質は、図１１の地質断面Ｏ－Ｏに示される。

取水構造物は卓越した尾根の上にあり、表土と風化岩の層は薄い。取水構造の軸は、地層と２０度の角度をなしているために、数種の基岩上に基礎を置くことになる。大半は一部泥岩を狭む砂岩とシルト岩の上に載っている。

予備設計と工事費の積算には、通常のグラウト・パターンが適用される。主ダムのグラウトについて前節で述べたことは、取水構造物の場合にも当てはまる。取水構造物の下流には地すべり岩屑と崖錐があるが、水圧鉄管路はこの下の岩盤に基礎を置くように設計される。この地域では、基岩の砂岩の割合が減少する。水圧鉄管路の上段部には比較的厚い砂岩層があるが、傾斜部には薄い層が僅かにあるのみである。

予備設計では、取水チャネルの平均掘削勾配をダム・クレストの高さまでは１：１０，これ以上の部分と水圧鉄管路沿いの掘削勾配は１：1.5とした。取水構造物が築造される砂岩の尾根には、より急な勾配が適用されるが、ここではコンクリートをいく分節約できるかも知れない。この場合、部分的に不安定な浮き石は除去されねばならない。水圧鉄管路基礎の下部は、泥岩とシルト岩が卓越しているので、掘削勾配を１：1.5とすることが望ましい。この地域の崖錐と地すべり岩屑を考慮すると安定のためには、かなり緩い勾配が必要であろう。また砂岩層における地下水圧が法面を不安定にすると考えられる。各小段から掘削法面に向って、水平に近い排水ボーリングを行うことによりこの問題は軽減されるだろう。

4.4.4 発　電　所

地質断面Ｏ－Ｏ（図１１）に発電所地点の地質が示されている。基岩は主として泥岩とシルト岩であるが、それは風化とせん断破壊によって弱められている。１５ｍかそれ以上の厚さの地すべり岩屑がこの地域の一部を覆っている。

予備設計では、１：1.5の掘削勾配が、また永久法面には１：2.0が採用された。工事中の発電所端部の、より急な一時的掘削面については、何らかの法面不安定の問題が起り得る。

断層の影響を受けている泥岩とシルト岩の耐圧強度は、決定されてはいないが、設計段階で検討する必要がある。

4.4.5 余 水 吐

余水吐沿いの地質は、対岸の取水構造物および水圧鉄管路のそれに類似していて、数層の堆積岩を含んでいる。しかしながら、この軸線付近の地質調査がきわめて少ないので、この地点の地質については大きな仮定を行っている。

越流部における土砂、風化岩は薄く、厚い砂岩層を含む顕著な尾根をなしている。

シュート部の軸線に沿う基岩は、崩壊土のためによくわからない。ボーリング孔ＤＤ１２１では、崩壊土の厚さは２３ｍ以上あるが、これはダムサイト付近で知り得る最大厚である。こちら側のボーリング孔と対岸の地質との比較によって、下の基岩は主として砂岩とシルト岩であると推定される。ボーリング孔ＤＤ１１１とＤＤ１０７は河の左右両岸に狭いせん断領域があることを示す。

余水吐付近の基岩についてコンターを引いてみたが、それはきわめて乏しいデータに基づいているので、追加地質調査の上修正の必要がある。

予備設計での掘削勾配は、クレスト付近では１：１０から１：1.5，シュート沿いでは１：1.5とした。尾根の厚い砂岩層は強固であるので、クレスト構造物付近の切り取り勾配はさらに急にできると考えられる。

4.4.6 仮排水トンネル

トンネル坑口と開渠部には、僅かながら、法面安定上の問題があるだろう。特に、仮排水トンネルＮｏ，２とＮｏ，３の呑口は掘削勾配を緩くするとダムの法尻に影響するので、設計段階で再検討する必要がある。

仮排水トンネルの径が大きく、それが通る岩層の多くが比較的弱い性状のものであるので、トンネル工事中の支保については十分の配慮が必要である。

砂岩層からは湧水があるだろう。

4.4.7 副 ダ ム

副ダムの基礎は、主として泥岩とシルト岩であって、砂岩は１０％に満たない。この地域の大半は、土、崖錐および地すべり岩屑で覆われている。副ダムが配置される分水界から両側に流れる多くの小さなクリークに沿って新鮮な岩石の露頭が豊富にみられる。上記の露頭はこの地域全般にわたって発生している数多くの小さなゆるみ、あるいは地すべり箇所にみられる。基岩はまた深さ１ｍから３ｍのトレンチの約$\frac{2}{3}$にも現われている。尾根に沿うボーリング調査

調査の結果、多くの場合に厚さ１ｍ～２ｍの様々な風化岩があり、その下にやや風化した岩盤、あるいは褐鉄鉱で汚染された節理を有する新鮮な岩盤がある。

副ダム地域全域にわたり、数多くのゆるみや地すべりがみられる。地すべりは各様に風化した岩層と僅かに風化した岩盤、あるいは新鮮な岩盤との境界に発生している。トレンチのうち$\frac{1}{3}$は、深さ1 m～3 mであるが、完全に地すべり岩層の中にある。地すべり岩層の厚さを実際に示すデータはないが、厚さ５ｍは超えないと推定されている。これに対して二つの例外がある。ボーリング調査（ボーリング孔ＤＤ２０３）の結果、副ダムＮｏ，１地点では幅約１００ｍ、長さ２００ｍの地すべり岩層地帯があるが、その厚さは少なくとも１6.6ｍで、また、他のオーガー孔では厚さは９ｍまでであった。また、副ダムＮｏ,3 地点では５０ｍ×１００ｍ程度の地すべり岩層があるが、オーガー孔調査の結果、その厚さは少なくとも５ｍはある。

副ダムは僅かに風化が認められるか、あるいは新鮮な岩盤上に築造すべきだと考えられることから、平均掘削深度は約４ｍとされている。基礎岩盤上の、整形のための追加掘削が必要となるだろう。

厚い砂岩層の付近では、グラウチング等の漏水抑制措置が必要となるだろう。泥岩やシルト岩においてもグラウチングの必要があるかもしれない。

副ダムＮｏ，３地点とＮｏ，４地点との間に非常用、余水吐が提案されているが、余水吐が使用されたとすると、基礎の一部にある柔かい断層の影響を受けた泥岩は、かなりの浸食をこうむるおそれがある。浸食による被害を判定し、これを最小化する方法を考案するために、追加調査が必要であろう。

4.5　Aure計画地点の地質

4.5.1　地質調査

Aure計画地点の地質調査は、ヘリコプターによる空中踏査、既存の小縮尺（1：250,000および1：1,000,000）の地質図の検討および縮尺1：25,000地形図を使っての航空写真の判読によるものである。地上調査は行わなかった。

のである。地上調査は行わなかった。

Aure 川と Purari 河の合流点の上流約１０kmの所にある Bar クリークから４５km上流の鋭い湾曲地点での河道を Aure 川の検討の対象とした。この区間で河道は３２０ｍ上っている。この区間の大半にわたり、河道は、玉石の散在する急流であり、河道が谷底の全部もしくは大半を占めている。谷の斜面勾配は、大部分が２０°から３０°であるが、時々ある断崖部では、もっと急である。起伏は1,５００ｍにも達する。この地域はジャングルに覆われており、きわめて急峻で接近は困難である。落差を利用して発電するハイ・ダムの候補地点として Purari 河との合流点上流２０km、３２km、３６kmの三地点を選び検討した。

４番目のサイトとしては、Purari 河との合流点から約４４km上流地点が考えられた。これは長さ１０kmの圧力トンネルにより、合流点の上流１４kmの地点に設けられる発電所まで導水

し、発電する構想で、貯水池と発電所間の河川長３０㎞以上の間の落差を開発しようとするものである。これが現在提案されているAure 計画である。

4.5.2 地　質

この地域はAure 層の堆積岩からなって、泥岩、シルト岩および砂岩を含むが僅かに石灰岩層もある。

最初の三つのダムサイトにみられるような谷幅が狭くきり立っているような地形は、いずれも厚い石灰岩層の存在に起因するものであって、この石灰岩は他の岩種よりも浸食に対して抵抗力が大きい。

河床の大半に岩盤の露頭が見られ、谷の斜面の低部でも露頭が見えるのが一般である。

地層は二方向に褶曲している。褶曲軸は大ざっぱにいって東から西へ向うものと北西から南東へ向うものであって、これらは複雑な盆状構造やドームを形成している。地層の傾斜は３０°から５０°である。いくつかの褶曲に、関連して断層があるようである。Aure 河の南側すなわち左岸壁は、Purari 河との合流点の上流３３㎞から４３㎞の区間では、少なくとも部分的には、傾斜斜面であると考えられる（すなわち、地形が地層と平行である）。この解釈が正しいとするならば、この間でかなりの割合で崩壊の発生する可能性があり、それは計画を危険にさらすものである。この地域の航空写真によると、いくつかの大きな崩壊を見ることができる。

4.5.3 建設材料

河床の大半は玉石で覆われている。しかし局部的な礫の堆積は主として約２８㎞下流に存在する。この礫の粒度は不明であるが、地すべりによって山から崩落したものか、粗い礫、もしくは河道を長距離にわたり流送されたものである。細粒材料は多分僅かであろう。

石灰岩は良質のロック・フィル材となる。この地域の他の岩種の物理的性状は不明であるが、おそらく、Wabo ダムサイトにおけるシルト岩あるいは砂岩と比較できるものであろうし、そうであるならば、高強度のロック・フィル材料として適当ではないであろう。

印象としてであるが、この地域には土質材料の堆積は、ほとんどない。土質材料として可能性のあるものは泥岩であろう。

4.5.4 Aure計画の地質工学的評価

発電の経済検討上の問題点は、Purari 河合流点上流４４㎞にある最上流ダムサイトと導水路トンネルである。本計画は地質的にはフィージブルと考えられる。本質的にはダムサイトの深さ数メートルのところに新鮮な堆積岩があり、河道には厚い堆積土砂は無いと考えられる。Aure 川左岸の不安定箇所で地すべりが起きても、それはダムサイトの下流なのでダムあるい

は、貯水池に影響することはないと考えられる。しかしながら、このことは、将来、注意深く検討する必要がある。

導水路トンネルは、比較的柔らかい堆積岩中を通るので完全に巻立てる必要がある。機械掘削に地質条件は適している。

軟質で弱い堆積岩中に掘削する必要があり、地下発電所は無理である。したがって今回の検討では地上式と決定された。水圧鉄管路は地上式でも地下式でも適切に配置できると考えられる。発電所地域では、斜面は急峻ではあるが傾斜は山に入る方向（さし目）であるので、地層面に沿う地すべりによる法面不安定の問題はないと考えられる。

比較ダムサイトは、Purari 河の合流点の上流２０、３２、３６㎞の三地点であるが、地形的には、いずれの地点でもハイ・ダムを建設できることに疑いはない。しかしながら、３６㎞と３０㎞地点に建設する計画は谷の左岸壁が不安定であり、疑問が残る。

第5章　建設材料調査

5.1　概　要

今回のスタディにおける建設材料調査の目的は、計画の主要構造物の建設のために、計画地域内で、入手可能な自然材料を調査し、その性質に関する最初の評価、判定を行うことであった。建設材料の数量、性質についてのより詳細な調査は、設計段階で行う必要がある。

ヘリコプター、リバートラック、徒歩による計画地域、すなわち、平面上30km×15kmの地域（図3参照）にわたる広範な踏査の結果、土質材料、ロック材料および砂礫採取場の候補地点を選定し、このうち最有望地点について詳細調査を実施した（第5巻参照）。

調査対象全域は密生したジャングルに覆われている。地上調査に先立って進入路と調査グリッド上の伐開、測量を実施した。地上調査はハンド・オーガー、手掘り立て坑、トレンチ、ポータブル・ボーリング・マシンによるボーリング、さらにハンマー起振機による地中速度法によるものである。

1959／60年の調査（C．A．C，1960）の際，ダムサイトとその付近で水上ボーリングを行ったが、今度、この関係資料を十分に活用するとともに、今回の調査作業においても河川水位が上って作業ができなくなるまで、自走式のバージからのバーカッション・ボーリングを実施して、その補足をはかった。

今回の調査作業では、アクセスが非常に困難で、このため副ダム地点や原石山への重量のある調査機器の搬入は妨げられた。したがって、小型のポータブル・ダイヤモンド・ボーリングマシンはきわめて有用であった。

現場テストは、砂礫のふるい分け試験とワポ・キャンプ付近の飛行場建設に使用中の小型のブルドーザーを使用しての泥岩とランダム・フィル材料の小規模な転圧試験に限定された。

採取試料はラボラトリー・テストのためLae のパプアニューギニア工科大学、Port Moresby のDepartment of Housing and Construction の試験所およびオーストラリアのSMEC の試験所へ送られた。試験は土質材料、グラベルフィル，ロックフィル，ランダムフィルおよびコンクリート骨材等の材料について行われた。

5.2　必　要　量

種々の建設材料の必要量は、表4に記載のとおりであるが、これはふくらみ率と建設作業あるいは材料の処理中のロスを含んでいる。すなわち、表4は材料の種類別に必要とされる現場の地山量である。

表 4. 建設材料必要量

構造物	材料	所要数量(m^3)
主ダム	土質材料	2,400,000
	砂礫	5,945,000
	ロックフィルと法面保護	1,100,000
	ランダムフィル	6,900,000
副ダム	土質材料	2,000,000
	砂礫	2,705,000
	ロックフィルと法面保護	4,000,000
コンクリート構造物	砂礫	995,000
自由排水の組戻し	砂礫	140,000

5.3 建設材料の採取場

5.3.1 土質材料

本計画に対する不透水土質材料は、計画地域内のOrubadi 泥岩層から求めることになる。主ダム用としては、二箇所の採取場が考えられたが、そのうち推奨できるのはUG11－Uru Creek 採取場だけである。副ダムの建設に関しては、三箇所の供給源が考えられ、そのうち一箇所はダム基礎に対する所要掘削であるが、コア材料として適当である。他の二箇所のうち一箇所は副ダムの上流、もう一箇所は下流にあるが、上記の、UG13－Upu Creek 採取場が推奨される。

UG11とUG13採取場の双方についてハンド・オーガーとポータブル・ダイヤモンド・ボーリング機械を使ってボーリング調査を行った。上流の土取場は、いずれも盛立てに対する不透水コア材料として適しており、十分な量を備えている。

5.3.2 ロックフィルと仮締切提のロック材料

硬い石灰岩層を二箇所調査対象としたが、この二つの採石場はいずれも十分な量を備えていると考えられた。一つはUG21であり、主ダムから約35㎞上流にあるUraru 石灰岩（UG21）、他はWabo クリークの上流部、副ダムの北東のPo'on Mountain 石灰岩でUG23と呼ばれる。いずれも位置的には適当ではないが、岩石は良質である。UG21は、主ダムの

仮締切堤に使用するよう勧告された。硬い砂岩の採取地があって、UG24－Wor Mountain 砂岩帯と呼ばれ副ダムの左岸アバットメントのマッシブな尾根を形成しているが、この地点でも大量の材料が入手可能である。

5.3.3 ランダム・フィル材料

主ダムのランダム・フィル材料は、主としてEra 層の比較的軟かい砂岩とシルト岩の所要掘削から得られるが、貯水池地域からも入手可能である。

5.3.4 グラベルフィル・フィルター材料およびコンクリート骨材

Purari 河の砂礫堆積物は、堤体のグラベルフィル材料、フィルター材料およびコンクリート骨材に用いられる。56㎞に亘る河川延長を五つの地区に分け、調査および図化を行ったが、その推定量は次のように想定された。

(a) 目に見える表層の量 － 4,000,000 m^3 (最小推定量)

(b) 確実であると考えられる量 － 10,000,000 m^3 (最大の可採量であるが最も遠い地点にある堆積部。UG20を除く)

(c) 可能な上限 － 40,000,000 m^3

主要堆積部は、それぞれ、その大きさと分布を正確に知るため設計段階で大規模な調査が必要であろう。しかしながら、堆積物がWabo 建設の所要量を満すには十分に大きいことは明らかである。

5.4 建設材料の性質

5.4.1 土質材料

Orubadi 泥岩は過圧密された粘土で、破砕、混合時に加水することにより、不透水性コアー材料として適度の塑性を持つ粘性土となる。母岩の上に載っている軟かい灰色の泥岩質土質も不透水性コア材料として適している。灰色土の現場含水比は24%のオーダーであるのに対し、泥岩のそれは約12%であった。最適含水比は約18%であるので、灰色土は乾燥を必要とし、泥岩は砕石時に加水を要するが、通常の場合、この水は強い降雨から得られる。別案として二種の材料を混合するようになるかもしれない。Orubadi 泥岩についで転圧試験を行ったところ、この材料は計画地域の湿潤な気候の中で使用可能であり、容易に破砕されて粘土質土になることがわかった。

風化の程度によって、泥岩土は次の三種類に分けられる。

・褐色風化土

・灰色軟岩土

・新鮮な泥岩を破砕混合して得られた土

各分類におけるいくつかの性質の平均値を表5に示した。この土質は統一分類法によれば、ＣＬあるいはＣＨに分類される。

測定された弾性波速度とそれを補う浅い掘削からの情報により、新鮮なOrubadi 泥岩は、ブルドーザーでリッピングが可能なことが判明した。

破砕混合によって得られた土質の最大乾燥密度は、約1.75 t／m^3であった。透水係数は低く、約30mの盛土荷重のもとで約1.0×10^{-8}cm／sである。今までに行われた備かながらの三軸圧縮試験によれば、強度定数は広くばらつき、値は一般に低い。

表5　泥岩土の性質

土質	粒度 シルト粒径%	粒度 粘土粒径%	液性限界 WL%	塑性指数 IP%	線収縮 %
褐色風化土	46	24	63	25	13
灰色土	69	26	51	27	9
破砕土	61	29	53	30	11

5.4.2　ロック・フィル材料

石灰岩の試料採取は、ＵＧ２１あるいはＵＧ２３のいずれの地点でも行わなかったが、それらの強度と耐久性に関しては疑いはない。

UG24−Wor Mountain砂岩層で行ったボーリング孔のうち一本からコア試料をとり、室内試験を行った結果、この地点の砂岩は強いことがわかった。すなわち、圧縮強度は、乾燥状態で64Mpaから88Mpaのオーダーであり、飽和状態で36Mpaから43Mpaであった。しかしながら、採取コアの一部について行った硫酸ナトリウムによる安定性試験の結果、損失はきわめて大きく、ある、場合には100%であった。砂岩はコンクリート骨材としては受け入れがたいが、ロック・フィル材あるいは法面保護材としての耐久性に関する限り、この試験結果で不適当であると考えるわけにはゆかない。

5.4.3　ランダム・フィル材

主ダムの左岸アバットメント上のEra 砂岩層の一部で試験発破を行ない、粗粒材をブルドーザーで転圧するために適当な場所へ移した。転圧試験は強い降雨の後、トラクター転圧6回

で行ったが、その結果、材料はかなり破砕された。過度の湿潤状態でぬかるみ状にならないような配慮は必要であるが、湿潤な条件のもとでも作業可能であることが判明した。

ランダム・フィルは、細粒材料の中で点接触することなく粗粒子が埋まっている状態のものとなるだろう。したがって、締固められた材料は本質的には細粒分の性質を示すと思われる。組成は、砂に過度の粘土からシルト質の細粒分が加わったものとなるだろう。この細粒分は、塑性は低く（WL＝３３％、Ｉｐ＝１１％）、透水係数は 2.5×10^{-7} cm／sのオーダーである。締固められた泥岩に比較すれば、透水性は高いが盛立てが湿潤状態でなされれば、半透水となり間隙水圧が発生するだろう。

再成形した試料についての非排水三軸圧縮試験によれば、内部摩擦角は３５°、粘着力は２５Kpa と比較的大きい値を示した。

5.4.4 河床砂礫

２８個の試料を粒度分析したところ、砂礫は統一分類系でＧＷに分類される粒度分布のよい材料であった。礫は主に石灰岩からなり、それに２０％までの範囲で他の材料が入っている。それは塩基性から中性の火成岩が主であり、その他にわずかな量の砂岩、チャート等の珪質岩が含まれている。礫の平均比重は2.７２であり、試験室内条件で乾燥密度2.３１ t／m^3までの振動締固めに耐え得る。この場合の礫と砂の混合比は７０％対３０％である。

相対密度８０％までに締固められた試料について行われた三軸試験によれば、内部摩擦角は４５°で粘着力はゼロである。

骨材試験によれば、砂礫はコンクリート骨材に適する。しかし、有機不純物が含まれていて水洗いしても一部しか除去できない。モルタル立方供試体の試験によれば、この不純物は殆ど圧縮強度減にはつながらない。しかし、小規模な配合試験を行ったところ、通常の円筒供試体ではコンクリートの圧縮強度は低かった。

5.5 材料の評価と今後の調査

今回の材料調査の結果、建設に必要な材料は大量に入手可能であることがわかった。しかし、設計段階では現場、室内ともにさらに詳細な追加調査が必要である。

土質材料の採取場として選定された地点は、過圧密粘土であって、破砕混合の後に多量の加水を必要とすることは幸運である。現地の降雨の多い条件のもとでは、これ以外の他のどのようなコア材料にしても含水比管理と設備の稼動がきわめて困難であろう。設計段階で実施すべき主要作業は、採取場、特に剛ダムの採取場の詳細調査であって、さらに室内試験も行い、量的に十分入手可能であることを立証することである。この作業では、実際に使用する転圧機械を使った大規模な転圧試験も行う必要がある。

Uraru 石灰岩層と Po' on Mountain 石灰岩層は、ロック・フィルと法面保護に必要な良質のロックを多量に供給可能ではあるが、運搬距離が長いこととアクセスに問題がある。Wor Mountain の砂岩層は、副ダムの一つのアバットメント付近に存在するが、標高が高いためにこれもアクセスに問題がある。この砂岩は硬く、強いが、5.4.2節及び下記する理由で、耐久性については設計段階で慎重な評価が必要である。

硫酸塩を使った安定性試験によってロック・フィルの耐久性を予測する方法については、各機関でその信頼性に疑問がもたれつつある。砂岩のような比較的多孔質の岩石については、特にこの傾向がある。したがって、今回の調査で得られた損失値は、この厳しい試験が示すほどには重大ではないかもしれない。詳細調査の際は、ダイヤモンド・ボーリング、試験発破、転圧試験およびこれらに関連した現場試験が含まれることになるだろう。大型三軸試験を含む室内試験のために大規模な試料採取が試験盛立て時に実施されなければならない。

ランダム・フィルとして、Era 層から採取可能な材料は、破砕後にもランダム・フィル材として十分な強度を示す。また、泥岩のコア材料に比らべれば、透水性は高いとはいえ完全な自由排水ではない。設計段階では、小規模な試験発破と大規模な転圧試験を行なう必要がある。この場合豪雨が設備の稼動に及ぼす影響の検討に、とくに重点をおくべきである。

Purari 河には、Wabo の上流にも下流にも、多量の砂礫が存在することが知られているが、推定量に関する上、下限の幅はきわめて大きい。設計段階では、バージ搭載のボーリング・マシンや、バックホーによる広範囲な地質調査、あるいは島、河道の浅い部分、河岸等での同様の調査を行って、その範囲を狭め、堆積場所の分布をより正確に知る必要がある。かなりの室内試験が必要となるだろうが、解明を要する主要な問題は、コンクリート配合試験によって今までに得られた低い強度の原因の究明である。

第6章　Wabo水力発電計画の最適化

6.1　概　要

本発電計画に関するプレ・フィージビリティ調査報告書（１９７３年，日本工営）は，１９６５渇水年の低水位日流量に基づいて最適貯水池運用計画案の検討を行った結果，Wabo貯水池有効貯水容量5,９００×１０^{6} m^3，Waboダムの堤高１４５ｍ，発電機設備容量３００MW×６台とすることにより１１,６５０GWh／aの年間常時電力量の発生が可能である旨を報告している。

上記調査に基づき，引続き行われた再評価報告書（１９７４年，SMEC）では，Wabo常時発生電力量を増加させるための方法として，

- Ｗａｂｏ貯水池の有効貯水容量それ自体を増加させる。
- ガス・タービン発電所を建設し，同発電所との連動運転によってWabo発電所の常時出力を高める。
- 第二の水力発電所との連動運転によりWabo発電所の常時出力を高める。
- Wabo貯水池上流部に別個の貯水池を造成し，Purari河流量を調節することによりWabo貯水池への流入量を増加させる。

等可能と思われる提案が行われた。

今回のフィージビリティ調査では，このような提案を詳細に検討し，Waboダムの堤高，有効貯水容量，発電機の設備容量，定格出力および所要発電機台数等に関する最適開発案が立案された。

Wabo発電計画に関する最適開発案を立案するためには，いくつかの比較案に関し，その経済性を明確に対比しうるよう適切な経済比較の方法を定義し，その方法に基づく検討結果から各比較案の優劣を画き出すことが必要である。

各種比較案の経済比較を行うに当って，割引電力コスト（Discounted Energy Cost）という概念を導入した。これは，与えられた特定の割引率で割引かれた所要事業費（割引費用）を計画の経済耐用年限内に発生した総発電収益（割引収益）で割ることによって求められた値であり，発生電力の売電価格と解してはならない（本巻第１０章参照）。

上記のスタディにおいては，計画の経済耐用年限を５０年間と想定した。

常時電力の供給源として，まずWabo発電所の単独運転のケースについて検討を行ったがその場合，この割引電力コストが最小値となるような発電満水位（Full Supply Level，FSL）と有効貯水容量の組合せを確認するのが目的であった。次に本章6.6節に述べたごときWabo発電所の常時出力を高めるための各種比較案に関しては，基本計画（Wabo単独発電計画）に対する拡張計画（An extension of the basic scheme）として取扱うことにした。

6.2 Wabo貯水池流入量に関する水文解析

最適貯水池運用計画の立案のため，１９５５年から１９７４年までの２０年間にわたる実測流量記録によりWabo地点での流量の水文解析を行ったが，このうち欠測期間については降雨／流出モデルを使って算出した推定流量により補完することにした（第６巻参照）。

上述期間中，１９６５年と１９７２年には深刻な渇水を経験している。

既存資料の流量記録期間が短かすぎるので，１９７２渇水年と同程度あるいはそれよりも一層深刻な渇水の発生確率を高い確度で確かめるためにはできるだけ長期間の流量記録に基づく水文解析を行うことが必要であった。このためカートベリシベリ法（Kartvelishivili Approach）により連続５００年の擬似合成月間流量（５００Years of Synthetic Monthly Flows）を作成し，１９７２渇水年と同程度あるいはそれよりも深刻な渇水の，５００年間に発生する確率および程度を比較検討することにした。その手法としては，５００年間を各５０年毎に区分し，各ブロック毎の算出流量を調べ，渇水の発生頻度および程度を確認することにした（第６巻参照）。上述の解析作業の結果，１９７２渇水年よりも激しい渇水は，５００年間に７回発生することがわかった。したがって，１９７２渇水年と同程度の渇水は７０年に一度以上の周期では発生しないだろうと概略的にいえる（付録B－１参照）。また，各５０年のブロック内での最悪渇水年の発生頻度を検討したところ，１０ブロックのうち４ブロックのみで起ることが確認された。

結局，以上より１９７２年渇水年の流量パターンに基づき貯水池の最適規模を求めることは，基本的な計画指標を立案する上での妥当な方法であり，これにより，常時電力に関する定義を，１９７２年においても，１００％の信頼度で発電可能な電力であるということにした。

本巻の図１２（a）は，１９５５／１９７４流量記録のマスカーブを示したものである。

図１２（a）から期間中の低水位流入流量を比較した場合，１９６５，１９６８，１９７２，１９７４の各年の年間平均流量は，Wabo貯水池の有効貯水容量6,490×10^6 m^3の場合，それぞれ年間平均1,622m^3/s，2,117m^3/s，1,563m^3/s，1,890m^3/s，の平均常時流量となる。このことから，１９７２年に発生した渇水の程度は，１９６５年よりも僅かばかり悪かったことが気付かれるはずである。

6.3 Wabo発電端における発生可能電力量

本計画における発電量とは，Wabo発電端において発生可能な常時電力量のことで，工業地帯において受電される常時電力量のことではない。発電端における発生可能常時量と発電取り入れ流量との関係を決定するに当って次のような想定を立てた。すなわち，

- 発電機の稼動効率を９８.０％とする。
- タービンの稼動効率を８９.０％とする。
- ペンストック内の流速を7.75 m／s と仮定し，取水口と水車までの間の損失水頭と放水庭水位を貯水池水位より差し引いたものを発電のための有効水深とする。

発電使用水量の大きさによって放水庭の水位は変化するが，その変化の幅は１メートル以内であり，ペンストックにおける水頭損失の使用水量の大小による変動範囲は１mをかなり下廻るため，便宜上，この両者を発電使用水量に換算して1,800m^3/s・(最大および最小流量のほぼ中間)により定まる値とした。発電機５台が稼動状態のときの放水庭水位およびペンストック水頭損失は，それぞれＥＬ．２０.９mおよび2.1mである。

異なった貯水位および有効貯水容量の組合わせのもとでの発生可能常時電力量については，下記の手順をふんで算出した。

- 一つのＦＳＬに対し，有効貯水容量を決定するいくつかのＭＯＬを任意に選ぶ。
- 次に，その有効貯水容量から発生可能な常時電力量を月間流入流量に基づいて算出する。この場合，貯水池流入流量によっては，一時的に二次電力が発生することになるが，今回の経済比較においては，この価値は考慮しないことにした。発生可能常時電力量と発電使用流量の関係については，前述したように控え目な稼動効率を取り入れ，下記の計算式により算出した。

$$E = \frac{98.0}{100} \times \frac{89.0}{100} \times (H - 2.1 - 20.9) \times Q \times 0.08585$$

ここに，

E＝Wabo発電端における発生可能常時電力量（GWh／a）

H＝貯水位（m）

Q＝発電取り入れ流量（m^3/s．）

FSLと有効貯水容量との組合わせと発生可能な年間常時電力量との関係をプロットしたのが図13（a）である。前述したように，発電機およびタービンの稼動効率を控え目に想定したため，発生電力量もまた控え目なものとなった。同様に，前述の算出手順について，MOLを任意に設定すると述べたが，Wabo発電所ではフランス型タービンを採用する関係上，MOLには自らこれ以下の水位には下げられないというギリギリの限界水位がある。貯水面積，貯水容量および貯水位の関係を示したのが図7（a）で，これを使ってWabo貯水池運用計画の検討を行った。

6.4 常時電力需要伸び率および最適開発規模

Wabo発電所で発生可能な常時電力の明確な利用計画については，現在のところ固まったプランはできていないため，今回のフィージビリティ調査においては，1975年に日本興業プラリ工業開発調査団が想定した常時電力需要予測をそのまま利用することとした。表6は受電端における年間常時受電電力量で発電開始をWabo計画着工から8年後と予定している。

本報告書では，発電機の発電設備容量と発生電力の消費との関係について，次のように規定するものとする。

キャパシティ・フアクター　－予備発電機を除く発電所設備容量に対する平均負荷の割合

ロード・フアクター　－尖頭負荷に対する平均負荷の割合

表6．　バブア湾臨海工業地帯における各年のピーク常時電力需要予測

計画年次	9	10	11	12	13
発電出力　MW	640	915	1,200	1,400	1,735

注：電力需要の発生は計画着工後9年目とし，その年間電力消費の伸度は，本巻付録B－2，表B－14のごとく9種のWabo発電比較案によってそれぞれ異なるものとする。

受電可能常時電力とは，工業地帯で受電可能な年間常時電力量のことで，工業地帯とは，この場合，Orokolo Bay地点を想定している。Wabo発電計画の最適開発規模は，たとえ想定した工業地帯がHall Sound地点に代った場合でも一定であるが，送電線の距離が長くなるのでOMコストをふくめた全所要投資額が増加することになる。工業地帯で受電可能な

年間常時電力量は，上記のOrokolo Bay地点を選定した場合で，送配電ロスを見込んで発電端での発生常時電力量の98.6％とした。

図13（a）上に引かれたボーダー。ラインの内側でFSL，有効貯水容量および年間常時電力量（Wabo発電端）の各組合わせから算出される割引電力コストを比較検討するため，9種の比較発電案を設定，その各比較案についての工事数量と所要工事費を算出した。9種の比較案の比較検討を行うに当っての条件は下記のとおりである。

- それぞれ異なる3種のFSLを設定する。
- 各FSLに対しそれぞれ異なる三個のMOLを設定し，各FSL／MOLの組合せに基づくWabo貯水池の有効貯水容量を算出する（図13（a）参照）。
- FSL／MOL，有効貯水容量のそれぞれの組合わせからWabo発電端において発生可能な年間常時電力量を算出する（図13（a）参照）。
- 上記の常時電力の発電が可能となるようWabo発電所の発電設備容量を決める。この場合，6台の発電機のうち1台は予備機で，他の5台が常時稼動し，かつ，各発電機のキャパシテイ．ファクターを90％，定格出力はMOL取水時の水車出力にマッチするものとする。
- Wabo ／ Orokolo Bay送電線をふくむ所要コストをFSL，有効貯水容量の各組合わせ毎に算出する
- 各比較案は，全面開発に至るまで表6の電力需要予測に示されているような伸びに対応して，年間常時電力の売電が行われるものとする。この場合のロード．ファクターについては，ブラリ工業開発調査団が想定したごとく，この工業特有の電力需要の形態を考慮し90％とする。

表7は今回検討の対象となった各比較案の基本的指標を示したものである。

表7．Wabo水力発電計画の規模決定のために考えられた比較案
（各比較案の基本的指標の対比）

計画番号	FSL (m)	MOL (m)	年間常時発生電力量（1）(GWh／a)	発電所設備容量 (MW)
1491	149	119	14,200	6×360
1492	149	129	13,400	6×340
1493	149	139	11,030	6×280
1341	134	94	12,220	6×310
1342	134	109	11,630	6×295

計画番号	FSL (m)	MOL (m)	年間常時発生電力量（1）(GWh／a)	発電所設備容量 (MW)
1343	134	119	9.460	6×240
1241	124	94	10.450	6×265
1242	124	104	9.870	6×250
1243	124	109	9.070	6×230

注：（1）Wabo発電端における常時発生電力量

個々のFSLとMOLの組合わせについて，異なる割引率（7％，11％，15％）を使って算出された割引電力コストをプロットしたのが図13（b）である。図13（b）は，割引率が7％，11％，15％のとき，それぞれの組合わせから算出された割引電力コストを図上に落し，プロットした結果画き出された等高線を示す。この図上で，割引率が11％のとき，最小割引電力コストの等高線（11.500米ドル／GWh）に該当する組合わせは，次のとおりであった。

- FSL El.135
- MOL El.110
- 有効貯水容量 $6,490\times10^6\ m^3$
- Wabo発電端年間常時発生電力量 11.825GWh／a
- Oroklo Bay 受電端年間常時受電電力量 11.660GWh／a

タービンの想定効率89.0％は，ガイドベーンが全開状態のときのものであるが，概略年間を通じて貯水位はMOLよりも高く保たれるためガイドベーンを80％開いた状態でその効率は93％に達する。したがって，上記発電端における常時発生電力量は控え目なものである。

割引率が7％，15％のときでも，FSL EL.135とMOL EL.110の交点は最小割引電力コストの等高線上にあるから，適用割引率の如何にかかわらず，上記貯水位の組合わせが最適案であると結論しうるのである。9種の比較開発案について，その工事数量および工事費，適用割引率のもとでの計画年次別資金需要を本巻付録B－2に掲載した。

しかし，上述のごとき最適規模の検討の結果，9種の比較案の割引電力コスト相互間の差は，比較的に小さいことがわかった。工事電力需要の形態がもっと明確な形で計画された時点で，今回の最適規模の検討を再度行うことが必要である。

6.5 Wabo発電所の発電設備

6.5.1 Wabo発電所常時出力

Wabo発電所の第一期工事計画上要求される常時出力は，発電端で年間常時電力量11.825GWh/a，の発電が可能のように決められることになる。また，この常時発生電力量は，6台のうち1台を予備機とし，貯水位がMOLのときに得られるものでなければならない。したがって，発電機の稼動効率（Capacity Factor）90%と想定したとき，要求されるWabo発電所の常時出力は，

$$\frac{11.825 \times 1.000}{0.9 \times 8.760} = 1.500\,\mathrm{MW}$$

ということになる。

6.5.2 発電機の所要台数

Wabo発電機の1台当り設備容量および台数を決める場合，まず最初に考慮すべきことは，その組合わせが最小の割引電力コストをもたらすものでなければならないということである。上記の組合わせに関して，通常，いわれているのは，発電機1台当りの設備容量が大きくなれば，KW当り電力コストは低くなるということである。このような傾向はWabo計画の場合にもいえることであり，このため1台の設備容量については，214MWから375MWの範囲で考えることにした。しかしながら，据付け発電機のうち1台は予備機となるので，1台当り設備容量を大きくせざるを得ず，このため発電所全体の設備容量も増加することになる。このような問題を考慮に入れた発電機の設備容量と所要台数の組合わせを要約したのが表8で，これはWabo発電端での年間常時発生電力量11.825GWh/a＝1.500MW×0.9（ロード・ファクター）×8.760時間/年の計画目標に対し，うち1台の予備機をふくむ常時出力1.500MWの最適発電規模を前提とした組合わせ案である。しかし，工業開発が最終計画段階まで到達し，その尖頭負荷が増大した場合，これに対応してMOL付近での発電貯水位を維持しながら常時電力の供給を行うためには，本章6.6節に後述するように表8の発電案に対する常時出力の増強をはからなければならなくなる。

推測の限りでは，表8の比較案のうち，とくに抜き出てすぐれた案というものは見当らなかった。仮りに工業地帯での常時電力需要が表6に予測したものよりも，もっと緩やかな形で伸長するような場合には，比較的発電容量の小さい案の方が好ましいかも知れない。1台の容量の

比較案の方が，工業電力需要の伸長如何によっては，より弾力的に対応することが可能だからである。他方，6.6.5節に述べたように，将来発電機の増設が必要になったとき十分なスペースを提供しうるように発電機の据付け台数を少くし，発電所全体の大きさをできる限り小さくしておく案についても十分検討することが望ましい。以上の点を種々勘案の上，日本工営のプレ・フィージビリティ報告書（１９７３年）が提案した６台据付案を変更するような計画案については，それを正当化する理由を見つけることができなかった。

表８．Ｗａｂｏ発電所設備容量と所要工事費

（Ｗａｂｏ発電端における年間常時発電量１１.８２５ＧＷｈ／ａの場合）

発電機台数	8	7	6	5
最小設備容量／台（MW）	２１４.３	２５０	３００	３７５
尖頭常時出力　（MW）	1,５００	1,５００	1,５００	1,５００
発電所設備容量　（MW）	1,７１４.４	1,７５０	1,８００	1,８７５
所要工事費（百万米ドル）	５４３	５４３	５４４	５４３

注：所要工事費は発電機，発電所全関連施設，ペンストック，取水構造物，主ダム，副ダムの合計工事費で，送電線の工事費を除いたもの

6.5.3　Ｗａｂｏ発電所設備容量

Ｗａｂｏ発電所設備容量に関する最適案を決めるため，各比較案の所要工事費を算出したが，その際の前提条件として発電機の出力は，ＭＯＬ時のタービン出力にマッチすることとした。

ＭＯＬより上の貯水位に対しては，タービン出力はその貯水位に見合って増大し，それに合わせて発電機の出力も増大する。しかしそのような貯水状態のときは，常にガイドベーンをしぼった状態でタービンを稼動させることになる。発電機が最大出力で稼動するのは，貯水位がＦＳＬの状態にあり，ガイドベーンが全開され，タービン出力が最大になったときである（図１４（ａ）参照。タービン出力を最大限に利用するためには，発電機の設備容量をＦＳＬ時におけるタービン出力にマッチするように決める必要があり，そのような場合の発電機１台当りの発電出力は最大限４３２ＭＷに達する。上述の場合，Ｗａｂｏ発電端での常時発電量自体は変らないのに，発電機関係のコストは増加することになる。しかしながら，その一方で発電所設備容量が増加したことによる潜在的な便益が発生することにもなる。そのような潜在的便益とは，

- 貯水位がＦＳＬの状態にあり，かつＷａｂｏ貯水池流入流量が発電機の常時出力を維持するのに必要な発電取水量を上回るとき，より大きな二次電力の発電が可能になる。

・他の補助常時電源との連動運転を行うことによって，Wabo発電所の常時出力を増加させることが可能になる（6.6節参照）。

１９７２渇水年におけるPurari河の年間平均流量は1.５６３m^3/sであったが，同年の月間流量記録をみると，そのうち約８７％の発生率で上記年間平均流量を上回る流入流量が記録されているので，これをフルに利用した場合に顕在化する便益は非常に大きな価値がある（図１５（e）参照）。

Wabo発電端における発生可能常時電力量は，６台のうち５台の発電機を常時稼動させ，その場合の稼動効率を９０％と想定している。他方，Oroklo Bay受電端での利用可能な電力と常時電力との差が二次電力ということになる。二次電力の発電について考えた場合，これは信頼度の劣る電力であり，したがって，その売電価格を低く抑えざるを得ないので，６台で運転するのではなく，５台の発電機を最大出力で稼動するものと想定する方が合理的であろう。表９は３種の比較案について，貯水位がＦＳＬかあるいはそれ以上の水位にあるとき発電機をフルタイム稼動させ，かつ稼動効率を９０％と想定した場合の発生二次電力量を示したものである。

発電所設備容量を大きくした場合，割引電力コストがどのようになるか検討したが，この場合，割引電力コストが大きくなる原因は，発電所設備容量を大きくすれば，それに見合った発電機および送電線の容量増加となり，追加工事費の必要が生じるためと想定した。図１２（b）は発電所設備容量と所要工事費増加の関係を示し，図１２（c）はWabo発電端での常時発電量１１.８２５ＧＷｈ/aに対する発電所設備容量を３００ＭＷ×６台，３６０ＭＷ×６台とする三案の割引電力コストが，異なる割引率のもとでどのように変化するかを示したものである。

表９　二次電力発電に関する発電機容量及び稼動効率の影響

設備容量 (MW)	使用容量 %	稼動効率 (MW) (5units)	年可能発生電力量 GWh/a (1)	可能な二次電力発生量 GWh/a (2)	1955～1974の20年間の平均発生電力量 GWh/a (3)	1955～1974の20年間の平均二次電力発生量 GWh/a(4) GWh/a	二次電力が得られる時間の割合 % (5)
6×300	90	1500	11660 (firm)	Nil	11660	Nil	—
	100		12960	1300	12800	1140	88
6×360	90	1800	14000	2340	13610	1950	83
	100		15550	3890	14790	3130	80
6×432	90	2160	16790	5130	15650	3990	78
	100		18660	7000	16890	5230	75

備考：（1）・Orokolo Bayでの受電電力＝使用容量×8.760時間（＝1年）×0.986（送電効率）。

（2）・年可能発生電力量からOrokolo Bayでの常時電力量11.660GWh／年を差し引いた値。

（3）・流量記録に基づいて計算された値（図12（e）を参照）。

（4）・（3）－11.660GWh／年として計算された値。

（5）・発生二次電力と可能発生電力の比として表現される二次電力の利用可能な時間（図12（e）を参照）。

図１２（d）は発電所設備容量と発電可能常時電力量の関係を，図１２（e）は４３２MW×６台案と３６０MW×６台案について，１９５５年から１９７４年まで２０年間の流量記録期間中の流量に基づく発生可能常時電力量のパターンを示したものである。

発生二次電力の割引電力コストを決めることは困難であり，現在の調査段階では常時電力需要の伸長に対応して発電所設備容量を増加させる時期を判断しかねるので，将来の電力需要予測に対処する点からは３６０MW×６台案が妥当と考え，プロジェクト・レイアウトおよび工事費の積算も本案について行うことにした。図１２（e）に示したように，本計画案の割引電力コストは，割引率１１％のとき，１１.７１０米ドル／GWhとなる。

本発電案の概要は次のとおりである。

設備容量	３６０MW×６台
Wabo発電端における	
年間常時発生電力量	１１,８２５GWh/a
Wabo発電端における年間	
二次電力発生量	3,１７５GWh/a
Orokolo Bay受電端における	
年間常時受電電力量	１１,６６０GWh/a
Orokolo Bay受電端における	
年間二次電力受電量	3,１３０GWh/a

図　１４（a）は貯水位と発電機１台当りの発電取水量との関係を示したものである。

6.6　Wabo発電所常時電力増強案

6.6.1　概　　要

前節6.5.3に述べた３６０MW×６台案について，その発電可能常時電力量のパターンを１９５５年から１９７４年まで連続２０年間にわたって示したのが図１２（e）である。図12(e)からは同期間内に発生可能な二次電力の信頼度および発生不能期間を明確に知ることができるが，このような発電不能期間中，Wabo発電所以外の電力源によってその落込み分を補完できるようなら，Wabo発電所の常時発電量を増大させることが可能になる。

Wabo発電所の常時発電量を増大させる方法としては，1976年にLeeds Hill and Gewettが提案したようにWabo貯水池上流部に一連の貯水ダムを建設し，Purari河流量の調節によるWabo貯水池流入流量を改善することが考えられる。

今回のフィージビリティ調査においては，上記の上流ダム建設案以外の二つの方法によるWabo常時出力増強案の詳細検討を行った。すなわち，一つは工業地帯にガス・タービン発電所を設置する案で他はAure水力開発案である。

6.6.2 常時化補助電源としてのガス・タービン発電所建設案

WaboサイトにおけるPurari河流量は，有効貯水容量6.490×10^6 m^3での貯水池オペレーションが保証するよりも，もっと大きな電力の発生を可能にする流入流量がある。そこで利用水深の上部で常時出力よりも大きい出力で運転を行い，貯水位が 出力切換え貯水位 （以下，ターゲット・レベル）と呼ばれる水位よりも落ち込んだとき，その取水率は常時出力による発電を維持するに足る取水量よりも小さくなる。Wabo貯水位がターゲット・レベルよりも落ち込むような場合には，工業地帯に設けたガス・タービン発電所を稼動させてその落ち込み分を補完し得るようなら，ターゲット・レベルの上の水を利用することによる超過電力部分の常時化が可能となる。

したがって，ガス・タービン発電所との連動運転という構想は，Wabo発電所の常時出力をレベル・アップさせるための重要な手段ということができる。受電端における電力需要が増大し，Wabo発電所の単独運転では対処し得なくなった時点で，ガス・タービン発電の導入を考慮すべきである。そのような時期に至った場合，以前より高い負荷での常時電力の供給を行うべく，Wabo貯水池運用計画の修正が必要となる。ガス・タービン発電による補完を考慮せずに，貯水池運用計画の修正を行ったとしたら，渇水期間中，常時出力による発電が続けられなくなるという危険が生ずる。

ガス・タービン発電との連動運転を前提としたWabo貯水池運用計画の検討を360MW×6台案について行った。Wabo発電端における発生可能最大常時電力量は14,200GWh/aであるが，これはロード・ファクター90%のときの発電所最大常時出力，すなわち発電機定格出力×5台に相当するものである。Wabo発電所設備容量にかかわる最適ターゲット・レベルの検討を行った。ターゲット・レベルに関しては，Wabo貯水池がターゲット・レベルよりも高い貯水位で維持できるときは，Wabo発電機定格出力一杯での運転が可能となるが，貯水位がターゲット・レベルよりも落ち込むようなときは，発電機の出力をある一定限度までに抑えた運転を行う。この場合の貯水池オペレーションは，ターゲット・レベルとM

ＯＬとの間の貯水容量を使って，１９７２渇水年後半の低水位流量のときと同じ流況下で行うことになるだろう。

ガス・タービン発電機との連動運転を前提とした貯水池オペレーション（１９５５年から１９７４年までの２０年間）について検討したが，その結果，貯水池のターゲット・レベルＦＳＬにおいた場合（最高ターゲット・レベル），ガス・タービン発電機の所要設備容量は最小となるが，その年間平均稼動期間は最大となり，一方，最低ターゲット・レベルの場合（貯水位ＥＬ．１２１.2.最大有効貯水容量の４２％に相当），上述と逆になることがわかった。ガス・タービン発電機の所要設備容量を決定するに当って採用した概念は，同発電所があくまでも常時化のための補助電源であり，この目的に沿って稼動を最も効率的に行うことであった。電力需要の変化はＷａｂｏ発電所の稼動により対処されるだろう。ガス・タービン発電機１台当り設備容量を６０ＭＷとし所要台数については，その設置の目的からみて，うち１台の予備機をふくむ７台とするのが最適であるとの結論に達した。

貯水池ターゲット・レベルの設定水位が変れば，ガス・タービン発電所の所要設備容量と年間常時発生電力量もまた変らざるを得なくなる訳で，その関係を図示したのが図１４（ｃ）である。貯水池ターゲット・レベルとのからみ合いから最も経済的な設備容量を決める場合，その眼目はガス・タービン発電所の投資額とランニング・コストを最小とすること，すなわちその割引電力コストを最小となるようにすることである。

表６の予測電力需要に対応すべく，ガス・タービン発電所との連動運転を行なった場合の貯水池ターゲット・レベルとガス・タービン発電所設備容量の関係について，検討し，その結果を要約したのが表１０である（詳細は付録Ｂ－３参照）。

表１０に示した検討結果からも明らかのように，Ｗａｂｏ発電所の設備容量が３６０ＭＷ×６台の場合の最も経済的な貯水池ターゲット・レベルは割引率１１％のときＥＬ．１３２.5である。割引率１１％のときの貯水池ターゲット・レベルと割引電力コストとの関係を図１４（ｄ）に示した。

上述の作業の結果，Ｗａｂｏ発電所単独運転の場合およびガス・タービン発電所との連動運転の場合の割引電力コストは，それぞれ１１.７１０米ドル／ＧＷｈ，１２.０５０米ドル／ＧＷｈとなり，連動運転の場合は単独運転の場合より約３％増加することになる。上述の割引電力コスト算定の根拠については，付録Ｂ－３に説明した。

ガス・タービン発電所との連動運転に関する最適案（Ｗａｂｏ発電所の設備容量３６０ＭＷ×６台，貯水池ターゲット・レベルＥＬ．１３２.5,ガス・タービン発電所設備容量６０ＭＷ×

7台）にかかわる１９５５年から１９７４年までの貯水池オペレーションの様態を図示したのが図１５（a）である。上記２０年間のPurari河流量記録期間におけるガス．タービン発電による年間平均発生電力量は３０４GWh／aであるが，他方，１９７２渇水年のときは8.2か月間に亘って最大電力（年間発生電力量にして1,９２０GWh）が要求されるが，このようなガス．タービン発電所との連動運転によって，Wabo発電所の常時出力は３６０MW×５台×0.9（ロード．ファクター）＝1,６２０MWに，Orokolo Bay受電端での年間常時電々力量は１4,０００GWhにそれぞれ増加することになる。

表１０．　Wabo貯水池ターゲット．レベル（設備容量３６０MW×６台の場合）とガス．タービン発電所設備容量の組合わせに関する経済比較

（単位；1,０００米ドル／GWh）

Wabo貯水位（ターゲット．レベル）	ガス．タービン発電所設備容量（MW）	割引率（%） 7	11	15
１３５	６×６０	8,００	１2.２２	１７,４６
１３2.5	７×６０	7,８０	１2.２２	１７,３４
１３０.０	８×６０	7,８０	１2.０８	１７,４０
１２１.２	１１×６０	7,７９	１2.１６	１７,５８

注：（１）本表に関する詳細については，付録B－3.付表B－２１参照，

（２）上記割引率による算出割引電力コストは，発電開始日，すなわち着工後９年目の１月１日現在のもの，

（３）上記のガス．タービン発電機所要台数のうち１台は予備機である。

6.6.3　常時化電源としてのAure川水力発電計画

概　要

上述のごときガス．タービン発電案に替る他の常時化電源として，Aure川の水力開発構想も十分検討に値する内容を有する。Aure川はWaboダム．サイト下流４０Km の地点でPurari河に合流するが，この合流点上流４０Km 付近の大湾曲部の上流端と下流端を直線で結んだ場合，約３２０mの落差を得ることができる。したがって，この湾曲部の上流端にダムを建設し，上述の直線上に沿って圧力トンネルとペンストックを設け，湾曲部下流端の発電所に導水した場合，かなりの規模の水力開発が可能となる（Leeds Hill and Jewett Report，１９７６）。

この場合，その個有のサイト・ロケーションからしてが当初は流れ込み式発電方式をとり，次段階で貯水式発電方式に転換するという段階開発の形をとることになるだろう。

ダム・サイトの選定については，本巻第４章に詳述した。縮尺１：２５,０００，等高線間隔２０ｍの地形図と縮尺１：２,０００，等高線間隔２ｍの地形図とともに航空写真を使って，貯水容量の算定，プロジェクト・レイアウトの立案等のデスク・スタデイを行った。

最適と思われるダム・サイトは，合流点上流４４Ｋｍの地点にあり，Purari河河口からの距離は１９７６年にLeeds Hill and Jewettが調査の際採用したAdopted River Kilometresの尺度でいうとＡＲＫ２０１ということになる。

ダム・サイトにおけるAure川流量については，Purari河との合流点上流７Km のSupu水文観測所（観測所番号第７１１８５０号，本観測所地点におけるAure川の流域面積は4,３６０Km²）での実測および推定流量記録に流域面積比0.９１５（Aure川全流域に対するダム・サイト地点での流域面積の比）を乗じて算出した。 Supu観測所における実測および推定流量記録は，第６巻に掲載した。

Aure 貯水式発電計画

常時化電源としてのAure川開発については，まず月間平均流出量を基礎に貯水発電方式による開発案の予備スタデイから着手することにした。表１１はAureダム・サイトにおける１９６２年から１９７４年まで１３か年間の月間平均流量を示したものである。表中の流量記録のうちとくに１９７２年のそれに言及すると，同年２月を除き他の１１か月間は１３か年間で最低流量を記録した８月をふくめてすべてSupu観測所での実測記録から算出したものである。Aureダム・サイトでの貯水池流入量のマス・カーブを図１４（b）に示した。

Aureダム・サイトでの貯水容量を３７０×１０^6 m^3と想定した場合，１９６５，１９６８，１９７２，１９７４，各年の流量記録から発電用年間平均取り入れ流量を計算すると，それぞれ１４５,８m^3/s，１７６,５m^3/s，１５２.９m^3/s，１７０.６m^3/sとなる。

上述のうち１９６５年のダム調節流量の方が１９７２年よりもやや少ないが，１９６５年の流量は推定したものであるのに対して，１９７２年は実測記録であり，貯水池オペレーションの検討を行う場合，後者を採用した方が信頼度の高い結果を得られると考えられた。

すでに述べたごとく，Wabo発電所とガス・タービン発電所の連動運転を行った際のOrokolo Bay受電端での年間常時受電々力量は１４,０００GWhであるが，この目標を満すためガス・タービン発電所に替えてAure計画との連動運転をはかった場合，Aure計

画自体はさほど大規模な貯水計画を必要としない。

渇水年の最小日流量を利用する，十分な調整能力を有する貯水池を持つAureの発電計画によりWaboの常時電力の増加を行う場合は，それ相応のWaboの設備容量を減らすことができる。以下で行った解析では，この容量の減少は発電機容量に関してのみ行った。水車と水圧鉄管は，ガスタービンによる常時電力の増加を行った場合におけるWaboの水車と水圧鉄管と同じものとした。これは，Waboの電力を最大限度まで使用すると考えられる将来の需要の伸びを配慮したためである。

その結果，Orokolo Bayに対する常時電力供給（14,000GWh/a）には，貯水式発電案よりも流れ込み式発電案の方が，その規模の点でガス・タービン発電案に匹敵するため，以後，Aure開発に関しては，まず流れ込み式発電方式によることとし，その開発案とガス・タービン発電案との経済比較を行うことにした。

Aure川の水力開発については，上述のごとき常時化補助電源としてではなく，Wabo開発に先立って行われる開発計画としても，研究を行ったが，その詳細については，6,7節に述べた。

Aure流れ込み式発電計画および貯水式発電計画の主要諸元ならびに上記両案とWabo発電所との関係を表12にまとめた。

Aure 流れ込み式発電計画

常時化補助電源としてAure川の流れ込み発電方式を取上げた場合，Aureダム・サイトでの発電取り入れ可能流量を利用して，タービン出力を一杯に稼動させて発電を行うことにより，その発電量に見合った程度までWabo発電所の出力を抑え，したがってWaboダム・サイトでの発電取水量を調節することが可能になる。流れ込み発電所の性格上，Aure発電所は低水時の取り入れ可能流量にマッチした設備容量よりもはるかに大きな容量を備えることになり，豊水期にはより大きな発電を行うことを意図している。もっとも，渇水期にはより大きな流量を期待できないので，設備容量に対する発生電力量の比は小とならざるを得ない。

Waboダム・サイトにおける月間平均流量とAureダム・サイトでの日流量を使って，1972年6月から1973年2月までの期間におけるWaboとAure両発電所の連動運転について検討を行った結果，Aure発電所の設備容量を440MWとした場合，連動運転によるOrokolo Bay受電端での年間常時受電々力量は14,000GWhとなり，これはWabo発電所（360MW×6台）とガス・タービン発電所（60MW×7台）の連動運転の場合と変らないことが判明した。

１９７２渇水年の最低水位時（三週間）の平均流量に対応するAure発電端における年間常時発生電力量は，1,350GWhとなる。これは，Aure～Wabo間の送電効率を98,5％とした場合，Wabo発電所での1,330GWhに相当する。このようにAure流れ込み式発電計画それ自体が常時出力および年間常時発生電力量の両面で相当の実力を備えているので，Wabo発電所からの送電量は12,870GWh/a（14,200－1,330）で足りることになり，これを設備容量に置き換えてみると32.5MW×6台でよいことになる。図14（e）はWaboとAure（流れ込み発電案）の並行運転を行った場合の貯水池オペレーションを図示したものである。

表１１．Aureダムサイトにおける月流量（ＡＲＫ２０１）$10^6\ m^3$

月 ＼ 年	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	計
１月	721	658	880	721	930	1174	747	1014	556	955	651	619	842	10468
２月	948	500	815	786	1464	1317	703	896	602	776	962	1803	1146	12718
３月	1073	998	936	1261	1202	1001	721	1024	631	892	987	1411	816	12953
４月	1031	726	857	542	700	659	528	900	786	865	939	1216	905	10654
５月	852	368	702	721	1022	731	426	674	988	831	1043	787	499	9644
６月	615	643	418	472	563	440	348	602	473	756	374	527	537	6768
７月	721	558	438	243	278	652	283	576	903	552	446	665	349	6664
８月	949	964	665	239	473	471	429	653	721	441	161	592	292	7050
９月	1438	959	938	349	395	485	606	831	682	715	258	529	334	8519
１０月	997	758	578	415	1064	837	591	721	1208	721	392	1104	636	10022
１１月	504	308	1006	299	806	550	544	875	1126	350	426	887	472	8153
１２月	721	399	481	664	883	525	933	959	1355	508	454	693	551	9126
計	10570	7839	8714	6712	9780	8842	6859	9725	10031	8362	7093	10833	7379	112739

備考　年平均流入総量　　8,672.23×$10^6 m^3$（２７５m^3／ｓ）

上記の数字は，Ｓｕｐｕ観測所（ＮＯ，７１１８５０）における実測及び推定流量に基づいて算定されたもの。

表１２　　Waboの常時電力増強のためのAure開発計画の諸元

項　目	単　位	流れ込み式（1）	貯水池式（2）
1. 貯水池			
有効貯水容量	$10^6 m^3$	3	370
FSL(常時満水位)	m	350	455
MOL(低　水　位)	m	346	400
2. 発電設備容量	MW	4×110	4×155
3. ダ　ム			
堤頂標高	m	365	468
堤頂長	m	150	1300
河床標高	m	330	330
余水吐越流長	m	100	150
4. 圧力トンネル			
長さ	Km	8.7	8.7
内径	m	6.5	6.5
5. 内張トンネル			
長さ	m	2×400	2×400
内径	m	3.8	3.8
6. ペンストック			
長さ	m	2×400	2×400
内径	m	3.8	3.8
長さ	m	4×300	4×300
内径	m	2.7	2.7
7. 年間常時電力量	GWh/a	1350	3980
(Orokolo地点)			
8. Waboの発電機容量	MW	6×325	6×300

備考（1）ガスタービンとの比較のために選定されたAure計画は流れ込み式である。

（2）貯水池式のAureの常時補助電源としての開発は，ごく初期にのみ考えられた。

ガス・タービン発電計画との比較検討で採用した前提条件

Aure流れ込み式発電案とガス・タービン発電案の割引電力コストを比較検討するため，両案の工事費をベースに下記のような前提条件を設定した。

- Aure流れ込み式発電所は，常時化補助電源としてその設備容量（440MW）一杯の発電が可能であり，このためWabo発電所の所要設備容量は325MW×6台＝1,956MWでよいことになる。
- Aureダム・サイトでの流れ込み式取水堰の建設には，仮排水トンネルは不要である。
- Aure発電所の圧力トンネル内の許容流速を6m/s，ペンストック内は9m/s，とする。
- 発電所放水庭水位をEL．37とする。
- 発電有効落差は，発電取水量（図15（b）参照）により変化するものとする。
- 水車，発電機，変圧器および送電線の効率をそれぞれ89％，98％，98.6％，とする。
- 区間距離40Km，500KV，一回線の送電線は，Wabo発電所の変電所でWabo／Orokolo幹線にリンクする（送電線のルートについては，図16を参照のこと）。

Aure流れ込み式発電計画の主要諸元と工事費

表12はAure流れ込み式発電計画の主要諸元をとりまとめたものであり，図16に本計画のレイ・アウトを示した。Aure計画はまず流れ込み式発電方式により開発するため，貯水ダムは取水堰に替り，圧力トンネルの取り入れ水位も貯水式の場合により低くなる。

本計画の工事費は2億200万米ドルで，その割引電力コストは，下記のとおりとなる。

工事費および割引電力コストの算出根拠については，本巻付録B－4に詳述した。

割引率	割引電力コスト（1,000米ドル／GWh）
7％	7,39
11％	12,15
15％	17,99

6.6.4 ガス・タービン発電案とAure計画との比較

割引電力コストの算定と評価の対象となった開発案の概要を表13にまとめた。各開発案の割引電力コストを算定するに当って設定した割引率は，7％，11％，15％で，その比較作

業の結果をグラフに図示したのが図－１５（ｅ）であるが，このグラフで明らかなように，計画規模が大きくなるにつれて，その割引電力コストは低減し，その逆に計画規模が小さいときは割引電力コストは高くなるということである。図１５（ｄ）は，Ｏｒｏｋｏｌｏ Ｂａｙ受電端での年間常時受電電力量（１４,０００ＧＷｈ）を充すためのＷａｂｏ／ガス・タービンおよびＷａｂｏ／Ａｕｒｅ開発案について，異なった割引率に対する割引電力コストの変化を示すものであるが１０％のときの割引電力コストは，両案とも同じであることに注目したい。しかしながら，Ａｕｒｅ発電所について，常時化補助電源としてさらに高度の信頼度を付与する必要があると考えた場合，所要台数のうち一台は予備機とせざるを得ず，常時出力４４０ＭＷを維持するための総設備容量は $\frac{440}{3} \times 4 = 587$ ＭＷを必要とし，1,100万米ドルの追加投資を要することになる。さらに詳細に調査した結果，Ａｕｒｅダム・サイトにおける取水堰の建設には，仮排水トンネルが必要ということになるかも知れない。これらの問題点はＡｕｒｅ開発案の魅力を損うマイナスの要素でもある。

割引電力コストの問題から離れて，二つの開発案の比較を進めた場合，常時化補助電源としてのガス・タービン発電案には，Ａｕｒｅ水力発電案に代ってこれを推進したらよいと思われる，いくつかの重要な利点があるようである。そのような利点とは，

- 初期投資額が少ないこと。
- 工業地帯に発電所をおくため，きわめて弾力的な稼動が可能であること。一例としてガスタービンは，送電線の短期間の予定した送電停止の場合，必要不可欠の電力を供給する役割を果たすことができる。
- Ａｕｒｅ発電所が常時化補助電源として営業運転を開始するまでには，少なくとも６年の年月を要するがガス・タービン発電所の場合は，より短い期間内に計画し，建設することが可能だから，電力需要の伸びにいち早く容易に対応することができる。
- 港湾工業地帯に設置したガス・タービン発電所は常時電力の供給を行うのみか，若干の改造により自動同調装置を設置した場合，常時電力供給源としての役割を果たすばかりでなく，無効電力保障を増加することなく，それ自体で十分な無効電力保障を与える役割を果す。

表１３　Ｗａｂｏ計画の設備容量，常時電力量及び工事費

開発形態	OROKOLO BAYで受電する電力量	設備容量（1）				工事費（2）百万米ドル			
		WABO	ガスタービン	AURE	計	WABO	ガスタービン	AURE	計
ＷＡＢＯのみ	11660	6×300	—	—	1800	800	—	—	800
WABO＋ガスタービン	14000	6×360	7×60	—	2580	816	84	—	900
WABO＋流れ込み式のAURE	14000	6×325	—	4×110	2390	808	—	202	1010

備考：（1）Ｗａｂｏの設備容量はどのケースについても同じ規格の水車とし，それぞれについてＭＯＬの上の水位に対し発電機の規格即ち（３００MW以上）のみを変えている。

（2）工事費の数値はこの比較検討用として算出されたものであり，この比較検討のための割引電力コストを算定するためにのみ使用された。（例えばＷａｂｏの工事費は，この検討に間にあわせる為にかなり初期に算出されたものであり，最終の価とは異っている）これらの数値は，付録Ｂ－２からＢ－４の表から引用したものである。

一方，これに代わる常時化電源としてAure計画の場合は，無効電力保障設備を追加設置することにより，５００万米ドル前後の追加投資を要することになる。

上述のような利点もあって，ガス．タービン発電案は，Wabo発電所の補助電源としてAure開発案よりも有利であるように思われる。すなわち6.6.2節に論じたように，Wabo発電所（３６０MW×６台）とガス．タービン発電所（６０MW×７台）とを組合わせることで，比較的容易にOrokolo Bay受電端での年間常時電力量を１１,６６０GWhから１４,０００GWhに高めることができるのである。

しかしながら，両案の比較検討に関し，図１５（c）および（d）からも明らかなように，今一つの看過し得ない問題点は，ガス．タービン発電所の燃料価格で，これが高騰するような場合には，逆にAure発電案の方が有利になるかも知れない。この点については，後者に関する所要投資額についてより詳細な積算作業を行った上で解明しなければならない。Gulf湾岸工業地帯が完成し，全面稼動に移った直後に，１９７２年と同じような渇水状態が発生したとしたら，石油燃料の調達のために膨大な借入れを要するようになるかも知れない。これはガス．タービン発電計画をめぐる一つの問題点である。

6.6.5 Wabo発電所における発電機の増設

Waboダム．サイト上流部には，いくつかの有望なダム地点があり，将来，その水力開発が進んだ場合，それはWaboダム．サイトにおける流入量の増加をもたらす。流入量の増加の程度は，上流計画の開発状況によって異るが，１９７６年のLeeds Hill and Jewettの報告書では最大限２８％程度と推定している。

上流計画が実現するまでには，なお多くの年月を要する。このため，上流計画による河川調節の効果がWabo計画に及ぶのは遠い将来のことである。しかしながら，将来のWabo発電所増設の問題は，計画設計の当初から追加取水流量の問題とか，発電所建屋とか，その他増設に必要な事前措置を予め考慮しておかない限り困難で，さもなければ貯水位のMOL以下への引下げ等の好ましくない状況が発生することになる。

現在の推定では，取水口の追加工事費は約８００万米ドル，Wabo計画の初期所要投資額の１％以内で，計画全体からみれば小さい。将来の増設分（３６０MW×１台）を考慮に入れて，追加取水口の問題は現在の時点で考慮しておくべきである。

かくして，第７号機増設時のWabo発電所設備容量は，３６０MW×７台＝2,５２０MWとなる。

6.7 Waboに先立つ初期開発としてのAure水力発電計画

6.7.1 概　要

Wabo計画の常時発生電力量を増加させるための手段として，Aure水力発電計画の検討結果を6.6.3節に述べた。Aure川特有の恵まれた自然条件を利用した全面開発が直ちに実現しないようなら，当面，Wabo計画の常時電力を増加させるための補助電源としての構想を追及すべきであって，計画地点はこの目的に沿った初期開発に好適の条件を備えている。したがって，Aure川をWabo計画の補助電源として開発する場合の条件は，Wabo計画に先立ってAure川を単独に開発する場合のそれとは，必ずしも同一のものとはならないのである。

現時点ではAure開発のスケールの電力に対する需要についての明確な姿が画かれている訳ではないので，Aure開発に伴う電力コストを算定するために，下記のような仮定が設定された。

- 第一次開発計画（流れ込み式発電）の設計は第二次開発計画（貯水式発電）を考慮に入れて行われる。
- 第一次開発の事業費を可能な限り最小に止める。
- 第一次，第二次開発の完工とともに，その都度直ちに売電が可能である。
- 開発規模は地形上の制約もあり限られるが，3種の比較案はいずれも最終段階でのFSLをEL．455として比較検討する。
- 第二次開発について異なる完工期日を設けて比較検討する。完工期日は最初の発電開始後5年および10年とする。
- 圧力トンネル，ペンストック内の最大流速をそれぞれ6m／s，9m／sとする。
- 第一次開発時の常時発生電力量は，1972年の最小日流量（実測）をベースに算定する。
- 第二次開発時の常時発生電力量は，有効貯水量の2／3における有効落差とその場合のほとんど調節されない流量に基づいて算定する。

6.7.2 段階開発案の比較検討

Aure川の初期開発に関しては，3種の段階開発案（A1，A2，A3案）を用意し，その比較検討を行なった。3種の開発案はともに発電取水堰，コンクリート巻き立て圧力トンネル，とそれに接続され，地表に設置されるペンストック（地表式，2レーン）が必要とされる。ペンストックは2本のペンストックに分岐して発電所に入る。第二次開発においては，発電取水堰の付近にダ

表14　Waboに先行して開発されるAuro計画（段階開発）

項　目	単位	計画案		計画案		計画案		計画案A4
		段階1	段階2	段階1	段階2	段階1	段階2	
1.貯水池								
有効貯水容量	$10^6 m^3$	3	83	3	193	3	370	193
FSL(常時満水位)	m	350	413	350	435	350	455	435
MOL(低　水　位)	m	346	400	346	400	346	400	400
2.発電所	MW	2×134	2×134	2×145	2×145	2×170	2×170	4×150
3.ダム								
堤頂標高	m	365	431	365	448	365	468	448
河床標高	m	330	330	330	330	330	330	330
堤頂長	m	150	650	150	870	150	1300	870
余水吐越流幅	m	100	150	100	150	100	150	150
4.仮排水トンネル								
長さ	m	—	2×450	—	2×480	—	2×750	2×480
内径	m	—	13.5	—	13.5	—	13.5	13.5
5.圧力トンネル								
長さ	Km	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
内径	m	4.5	4.5	4.7	4.7	5.1	5.1	6.3
6.内張トンネル								
長さ	m	1×400	1×400	1×400	1×400	1×400	1×400	2×400
内径	m	3.7	3.8	3.8	3.8	4.2	4.2	3.8
7.水圧鉄管								
長さ	m	1×400	1×400	1×400	1×400	1×400	1×400	2×400
内径	m	3.7	3.7	3.8	3.8	4.2	4.2	3.8
長さ	m	2×300	2×300	2×300	2×300	2×300	2×300	4×300
内径	m	2.6	2.6	2.7	2.7	3.0	3.0	2.7
8.発生電力								
有効貯水量の $\frac{2}{3}$ での貯水池水位	m	—	412.3	—	425.7	—	442.7	425.7
水頭	m	300	340.3	302	358.7	304	370.7	358.7
常時使用水量	m^3/s	46.0	124.0	46.0	132.7	46.0	145.8	132.7
常時出力	MW	118	360	119	390	120	460	400
常時電力量	GWh/a	1030(1)	3110(1)	1040(1)	3350(1)	1050(1)	3980(1)	3340(2)

備考（1）Orokolo Bay 地点
（2）Hall Sound地点

ムを築造するが，このため２本の仮排水トンネルと余水吐工事を必要とする。圧力トンネルおよびペンストックはダブル・トラックとなる。三案の主要諸元は表１４のごとくである。プロジェクト・レイアウトを図１６に示したが，このレイアウトは第二次開発で圧力トンネルが二条となる以外，第一次，第二次開発とも変らない。

発電機は当初フランシス水車型２台で，水車，発電機の定格出力は，第二次開発段階で造成される水頭（ＭＯＬ　ＥＬ．４００）にマッチするよう設計されるものとする。

Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ地点における第一期アルミニューム精錬計画，あるいはＧｕｌｆ地区もしくはＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ地点における規模を縮小した形でのアルミニューム精錬計画が実現した場合（第３巻参照），４００ＭＷの常時電力需要が発生するが，これに対応する手段として，比較案Ａ４（貯水池式発電）が一回で建設される場合の検討も行われた。

6.7.3　Ａｕｒｅ初期開発計画の工事費

Ａｕｒｅ初期開発段階での工事費については，下記の条件を設定して積算作業を進めた。

- 第一次，第二次開発ともに工期を７か年として，それぞれの段階開発着工後６年目に各開発時点で想定した電力の供給を開始する。
- 建設費機材の専用荷降し施設をＰｕｒａｒｉ河の合流点直上流の左岸に設ける。サイトへの搬入は河川航行に頼る。
- 上記のランディング・スポットと発電所サイトおよび圧力トンネル上流部取入口とを結ぶ工事用道路が必要である。
- コンクリート骨材はＰｕｒａｒｉ河床から入手する。
- メイン・ロックフィル・ダム用堤体材料は，湛水予定区域およびダム・サイト付近に豊富にある石灰岩を用いる。
- Ａ１，Ａ２，Ａ３案の場合，送電線は２２０ＫＶ，二回線，鉄塔ラインは１ルートでＡｕｒｅ発電所とＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ工業地帯を結ぶ。Ａ４案の場合，送電線は２２０ＫＶ，三回線でＡｕｒｅ発電所とＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ工業地帯とを結ぶものとする。

表１５と表１６に，Ａ１からＡ４開発案の工事費およびＡ１からＡ３開発案までの割引電力コストの概要をリスト・アップした。図１５（ｆ）は、受電端をＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ地点と想定した三案（Ａ１，Ａ２，Ａ３）の割引率と割引電力コストの関係を示すものである。Ａｕｒｅ発電所と連動運転を行うＷａｂｏ発電所の設備容量は，３６０ＭＷ×６台＝２,１６０ＭＷである。表１６について割引率と割引電力コストの関係をみると，段階１よりも最終段階の開発まで進んだ段階２の方が有利である。

しかしながら，Ａｕｒｅ段階開発の場合，その割引電力コストはＷａｂｏ計画の場合のほぼ二

表１５　Aure計画の建設工事費

開発段階	A 1		A 2		A 3		A 4	
	百万米ドル	MW	百万米ドル	MW	百万米ドル	MW	百万米ドル	MW
段階　1	155.0	118	161.8	119	176.6	120	—	—
段階　2	201.5	242	246.4	271	312.2	340	—	—
計	356.5	360	408.2	390	488.8	460	425.2	400

備考　ここに示す出力は継続して発電可能な常時出力である。
工事費見積りの根拠は付録Ｂ－５にのべられている。

表１６　Aure計画の電力コスト

単位：1,000米ドル／GWh

	割引率％	比較案		
		A 1	A 2	A 3
段階１	7	16.02	16.47	17.63
	11	26.61	27.44	29.49
	15	40.42	41.68	44.95
段階１（１）	7	12.47	13.01	12.97
＋	11	21.08	22.04	22.16
段階２	15	32.59	34.03	34.45
段階１（２）	7	12.87	13.39	13.49
＋	11	22.46	23.33	23.75
段階２	15	35.24	36.55	37.62

備考　（１）段階１から段階２までの間が５年の場合
（２）　〃　１０　〃
割引電力コストを算定した根拠は付録Ｂ－５に示されている。

倍となっている。Ａ４開発案に関する投資償還計画については，第１０章に詳述する。

6.8 その他の水力開発計画

6.8.1 概　要

港湾および工業立地点の選定状況によっては，当該立地点からあまり遠くないところにいくつかの小規模水力開発計画を立案することが可能である。6.7節に述べたＡｕｒｅ開発案は，Ｏｒｏｋｏｌｏ Ｂａｙ地点を受電端とした場合，最適の計画案と思われる。Ｈａｌｌ Ｓｏｕｎｄ地点を想定した場合，数個の開発可能と考えられる計画案が浮び上ってくるが，縮尺１：２５０,０００，等高線間隔１５０ｍの地形図により検討の結果，このうちＡｌａｂｕｌａ川水力開発計画とＯｒｅｂａ川水力開発計画（図１参照）の二つは有望であると思われた。

そこで航空写真と縮尺１：１００,０００の地形図により詳細に検討したところ，両地点の発生の可能常時出力は，当初，推定したものよりはるかに小さく，考慮すべき開発対象とはなり得ないとの結論に達した。

6.8.2 Ａｌａｂｕｌａ川水力開発計画

Ａｌａｂｕｌａ計画については，Ａｕｒｅ計画と同様の手法による段階開発を考えた。発電取水堰の予定地点はTapiniの南約１３Km，Ｌｏｌｏｉｐａ川とＬｏｖａｍ合流点直下流にあり，予定地点での流域面積は１,１７５Ｋm^2である，Ａｎｇａｂａｎｇａ 河の Ｙａｉｆａ橋地点（流域面積２,１５０Ｋm^2）での年平均流量は，１０９m^3/sであるこの流出量が流域面積に比例して変ると推定した場合，取水堰サイトでの平均流量は６０m^3/sで最小日流量は上記の平均流量の約２０％，１２m^3/s．前後（ＳＭＥＣ，１９７８)と思われる。縮尺１：１００,０００地形図により，取水堰から発電所に至る圧力トンネルの距離を８Ｋｍ，取水堰のクレスト標高をＥＬ。３９０，発電所放水庭の水位標高をＥＬ。２４０と推定した場合，約１３０ｍの落差が得られるので，年間常時発生電力量は，１１５ＧＷｈ前後となるだろう。貯水ダムにより河川調節を行った場合は４５０ＧＷｈ/aまでに増加すると思われ，これは５０ＭＷの常時出力に相当することになる。第一次開発で流れ込み式発電を行い，第二次開発では貯水式発電を行うという意味では，Ａｕｒｅ初期開発と同様の手法をとることになるが，本計画のＫＷ当り電力コストをＡｕｒｅ計画と比較すると，本計画の方がはるかに高い。

6.8.3 Oreba川水力開発計画

Oreba計画についても，Aure計画やAlabula計画と同様，二段階に分けた開発が考えられる。

ダム・サイトは，MorebaおよびCentral Provinceの省境をなすOreba川上流3Km，Biaru川とKorepora川の合流点の直下流にある。Oreba川はKeremaとHall Soundの丁度中間地点でPapua湾に注いでいる。

ダム・サイトでの流域面積は830Km²，年平均流量は47m³/s．前後である（SMEC，1970）。ダム・サイトでの最小流量を年平均流量の約20%と推定した場合，流れ込み式発電方式に基づく常時電力取水流量は9.4m³/s。となる。取水堰のクレスト標高をEL.550m，取水堰と発電所を結ぶ圧力トンネルの距離を8Km，発電所放水庭水位標高をEL．220とした場合，水頭損失を控除後の発電落差は320mとなり，年間常時発生電力量は，200GWh前後でAure計画の約20%，第二次開発によりダム造成後は800GWh／a，常時出力に換算して90MWの開発が可能と思われる。

しかしながら，Oreba計画はAlabula計画と同様，経済性の面で魅力がない。

第7章　プロジェクトの設計

7.1　予備的考察

7.1.1　地点の選定

Preliminary Report on Hydroelectric Layout（SMEC−NK，1975）に、当初考えられた計画のレイアウトが報告されている。今回の作業は次の方針でなされた。

(a) 主ダムを河川の同区域内ではあるが、前回の作業で採用された大体の位置よりも900m上流に配置する（図3）ことによって、何等かの利点を生ずるか否か評価する。

(b) 仮排水トンネル、発電設備および余水吐の一連の代替案を比較検討し、仮排水トンネルを発電設備の一部として使用することの実用性を評価する。

二つの地点におけるレイアウトの各々においては、仮排水トンネル、発電設備および洪水吐は主ダムとの関連において、その地点の地形に合うように配置した。発電設備の配置のみを取り出しても、取水構造物と地上式水圧管路とするかある場合には導水路トンネルを設け、短い地上式水圧管路につなぐかの問題がある。仮排水トンネルを閉鎖後発電用トンネルに転用する場合については、転流された水を発電所の下部構造を通すか、発電所区域をバイパスするか、あるいは両方を組み合わせるか、ということをあらかじめ考えて準備した。

全ての場合に、上流側のレイアウトに比べて下流側レイアウトはかなり経済的であった。上流側レイアウトの特徴は、余水吐と発電所が地形と合わないことであった。主ダム軸と当初採用された位置よりも上流に変更することにより、何ら節約にならないとの結論に達した。

仮排水トンネルを発電用トンネルに転用することには、経済的に利点が見いだされなかった。さらに仮排水設備を独立して設けることには、発電所工事を中断せずにすむ利点がある。発電所の上流設備として取水口と地上式水圧管路を配列することにより、その後のレイアウトの展開が非常に有効となった。このレイアウトでは発電所は左岸に配置されている。

これらの決定に基づいて、主ダムと発電所は図4に示すように配置された。現地調査が進行するとともに、これらの構築物の位置を修正することは別として、主ダム地点におけるプロジェクトレイアウトについては、トンネルおよび、余水吐の最適配置を確立することを主眼として作業が進められた。

7.1.2　ダムの形式

当初の検討（NK Preliminary Report，1973）において、基盤岩の滑動に対する安定性と圧縮強度はWabo で予定しているような高さのダムではコンクリートダムは不適当と考え

られ、その後の調査はフィルタイプダムの方向に向けられた。これらの調査により次のことが指摘されている。

- Wabo 地点に降雨が多いことにより盛立て速度は制限を受けるだろう。
- 露天掘りによる掘削量が大きく、これにより得られた材料が必ずしもロックフィル材としての品質をもっていないにしても、適当な材料が得られたならば、可能な限りダム工事に用いるべきである。
- 豊富な河床砂礫は、所要盛立て量の残りの部分を満たすために用いられるだろう。
- 土質コアに使用できる材料が容易に入手可能である。
- 土質コア型に対する代案としてはコンクリート表面遮水壁型フィルダムが考えられる。

今回の検討期間中の調査によれば、河の砂礫は土質コアあるいは上流側コンクリート表面遮水壁のいずれでも、不透水ゾーンを支える盛立てゾーンとして適当であることが判明している。砂礫の粒度配合は良く、締固めにより過度の沈下を起すことはあり得ない。粒度の範囲はは大きな地震によってひき起される動的載荷のもとで、液状化の恐れのある粒度範囲よりはかなり粗い方である。

所要の掘削より入手できる砂岩とシルト岩について行なった転圧試験により、これらは適当な半透水性ランダムフィル材として利用できることが示された。したがって、河床砂礫とランダムフィルは、Wabo の主ダムとしてどのようなゾーン型フィルダムが選ばれるとしても、提体の大半を占めることとなるであろう。これらの材料についての現地調査と室内試験の詳細は、才5巻に示されている。これらの材料による提体の幾何学的ゾーニングは、不透水ゾーンの選択によって変わってくる。

主ダムサイトの河床には、広範囲な砂礫およびシルトの堆積層がある。不透水ゾーンの形式にかかわらず、これらの堆積層は、提体の基礎としては7.4.1節に述べられる理由によって不適当である。岩盤上に築造されるということを前提として、主ダムに関し、以下の比較検討が行なわれた。

スチールフェーシング

スチールを含む種々の遮水壁が考えられた。パプアニューギニアのLaloki河のSirinumuダムはスチールフェーシングを備えており(Fraser, 1962)、その成果は満足のゆくものである。しかしながら、Wabo ダムのスチールフェーシングは、Sirinumuダムのそれよりもはるかに大きな水圧荷重を受ける。また、Sirinumuダムと異なりWabo は完全なロックフィルとはならないであろう。これらの理由によって、スチール遮水壁はSirinumuよりかなり高いダム

には推奨できない。さらに、最近鋼材価格が上っているので、不経済であるという理由によって、このタイプのフェーシングはWabo では除外されている。

アスファルト遮水壁

Wabo の雨の多い気象条件のもとでは、ダムが非常に高いということもあり、遮水壁としてのアスファルトコンクリートは考えられない。アスファルトコンクリートは、堤体のフェーシング材料としては考えられなかった。

コンクリートフェーシング

遮水壁として最も注目されたのは、より一般的な土質コア型と上流側コンクリート表面遮水壁である。この後者の形式は、最近除々に認められてきており、すでに堤高でWabo と同程度のNew Melones ダム (Cooke, 1974) とコロンビアのAnchicaya ダム (Corporation Autonomo Regional Del Cauca, 1969) で用いられている。

基礎の条件が適切で、適当な建設材料が豊富にある場合には、コンクリート表面遮水壁型フィルダムは不透水コア型フィルダムと比べて甲乙つけ難い。その理由はコンクリート表面遮水壁型ダムの上流法面勾配は急にできるために、中央コア型の場合より体積を少なくできること、および一般に仮排水トンネルを短くできるためである。しかし、Wabo においては、コンクリートフェーシングの場合、主締切堤を主ダムより離して建設しなければならず、このため、仮排水トンネルが長くなり、その費用が著しく高くなる（7.4.6 節参照）。

コンクリートフェーシングの主ダムの工学的特徴と施工の詳細は 7.4.6 節に述べられている。コンクリートフェーシングの堤体と分離された主締切ダムの体積の合計は、中央コア型の堤体の体積より150万m^3だけ多く、また仮排水トンネルを少なくとも400m 長くする必要がある。主締切堤の所要高さ、余水吐の制線、その他の面の細かい差異を無視した場合に、堤体積の増加とトンネル長さの増加は、FSL135 で開発されるWabo の水力発電設備のコストを2,000万米ドル だけ高めることになる。

土質コア

Wabo に提案されたセントラルコア・フィルダム（中央コア型）においては、7.4 節で述べられるように、主締切堤と下流側締切堤は主ダムの一部になる。詳細な測量、トレンチ掘削および深いダイヤモンドボーリングを主ダム基礎で行なった所では、コンクリートフェーシング案を棄却するような特別な地質的条件は示されなかったが、セントラルコアフィルダムは堤体荷重と水圧荷重に起因する基礎の沈下に、より順応するものである。現地の雨の多い条件のもとでのコア材の盛立ては、過度に困難なものとはならない。なぜなら、Orubadi 泥岩の自然含水比は、最適含水比よりかなり乾燥側にある傾向が強いからである（第5章および 9.7.5 節参照）。

セントラルコア・フィルダムの詳細な検討に加えて、アバットの鋸歯状断面にくさびを入れるべく、傾斜したコアを設けることの可能性が検討された。
以前の報告書では、この案は考慮されていなかった。Wabo ではコアの傾斜が有効であるためには、かなり勾配をきつくする必要がある。その場合、

- 傾斜コアが、起こし易い沈下により、提案されている泥岩のコア材料はクラックの問題を生ずる恐れがある。
- セントラルコアタイプの場合に比べて、上流法面勾配をゆるくする必要がある。そしてコアの影響を受けないためには、主締切堤を主ダム堤体から離して築造しなければならない。これらの要求は何れも仮排水トンネルの長さを増し、河床砂礫の掘削量を増すことになる。
- 堤体体積の節減は期待できない。

これらの理由によって上流傾斜コアは推奨されず、Wabo にはセントラルコア・フィルダムが採用された。したがって、工事費見積は中央コア型フィルダムに基づいて行なわれた。このダムの設計上の特色は、7.4.2節で述べられている。

副　ダ　ム

副ダムサイトでは、基礎の条件によって、いかなる形式のコンクリートダムも棄却されることとなった。表面積が大きいためにコンクリートフェーシングフィルダムも不経済であるだろう。四つの副ダムの堤頂部の合計延長は約3.6 km である。

副ダムNo 1は全体積の約85％を占めるものであるが、コンクリート遮水壁を採用することのフィージビリティは貧弱である。それは基礎が侵食され易い地層と透水性の砂岩層を有する不良な基礎であるためである。コア型ダムの幅広い基礎との接触は、フェーシングタイプの狭い柱脚に比べて優れていると考えられる。

これらの基礎の問題を解決するためには、堤体は締固めた不透水盛土を持つように設計される必要がある。付近の貯水池区域には多くの泥岩供給源が存在するので、Wabo の副ダムにはこの形式のダムが採用された。設計の詳細は7.4.2節で論議されている。

7.1.3　Wabo段階的建設

水力発電事業における初期投資費用を減ずる手段として以前の検討では、2段階による建設が考慮された (Sir William Halcrow, 1962 および Preliminary Report NK, 1973)。これにつき今回も検討されたが、段階的建設は魅力的でないという同様の結論に達した。

第1段階では、土木設備は、最終開発の最適常時電力量の⅓から半分の電力を発生する程度の

規模とされるだろう。第1段階の構造物の各々は増設が容易であるように設計されるだろう。適切な第1段階の需要電力を選定することによって、別な最適化の検討が必要となるだろう。最終段階の諸元は一括開発の場合のものとは異なるであろう。

ＦＳＬをＥＬ６５とする第１段階開発

第２段階における大きな再設備費用によって相殺されるので、第1段階ではかなりの工事費減が達成されなければならない。理想的には副ダムを除くべきである。そのためには初期のＦＳＬは副ダムNo.1のダム軸直下の最低基礎掘削標高にほぼ一致するＥＬ６５以下に制限される。この規模の開発では、

- 第１段階では、ＦＳＬにおける有効落差は僅かに３０ｍ強の単なる流れ込み設備となる。
- 発電設備において極めて大きな技術的困難さがある。すなわち、最初３０ｍ以下、最終的には約１１０ｍに達する両極端の落差において効率良く運転する設備を必要とすることになる。
- 仮排水トンネルは、貯水池水位の制御のために何れもゲート立て坑を必要とするが発電所の圧力トンネルとして使用されなければならない。そうしなければ、２段階のコンクリート取水構造物はWaboの基礎条件では受け入れられない程高くなってしまうからである。
- 経済的に見た場合、主ダムは主締切ダムより高く建設されないだろう。又もし非常に大きな容量の余水吐が建設されない場合は、主ダムを越流に耐えるように設計しなければならない。
- 余水吐は、主ダムのアバットメントの左右のいずれかに設置するか、あるいは副ダムサイトに設けることになるが、いずれもほう大な掘削を必要とする。これらは、余水吐とならなければ第２段階の建設まで手をつけない箇所である。

以上の理由により２段階による建設の提案は可能性はあるが、それにはＦＳＬをより高くする必要があり、更に第1段階の期間内に一部の副ダムにおいて部分工事を是非行わなければならないこととなる。

ＦＳＬがＥＬ１００である第１段階開発

ＥＬ１００の初期ＦＳＬの第１段階開発は、最底水位の場合とＥＬ１３５に考えられている最終的ＦＳＬのほぼ中間値として提案された、最終レイアウトに基づいて広範囲の評価が行われた。

当初３発電ユニットを設置することにより、この内１ユニットは予備で、１９７２年と同等

の渇水においても500MW の常時出力を保持できるであろう。最終的な取水口掘削は単一段階のみの建設を行う場合と比べて深くなり、コンクリート量も多くなるであろう。しかしながら、最終的には3ユニットと最終MOLをEL100 に追加して据付けることとするならば、最終ユニットの取水口は初期のものより11m高くなるであろう。

余水吐のコンクリート越流部は、初期からEL100 に建設されるが、水門の設置は第2段階まで延期される。余水吐が自由越流型で、渇水期の貯水容量がこの水位となるので、洪水時の水位上昇は20m程度となるだろう。したがって、構造物と副ダムNo.1の最深部は全断面幅にわたって大体EL123m付近に建設すべきであろう。主ダムは、最終頂部の標高をEL141として建設される。その理由は、

- 全ての基礎掘削と締切ダムの建設は第一段階で完了しなければならない。
- そうでなければ、取水口と余水吐掘削からのランダムフィルは、むだな捨土となってしまい、締切ダム水位からの開発高を初期に減少させる可能性がなくなる。
- EL123 以上の盛立て体積は5%以下であるので、後日採取場を改めて伐開する等を含む作業を行うための正当な理由がなくなる。

水圧管路6本のうちこの分の費用は、発電所と送電線の全工事費の大半とともに後回しにされる。しかしながら、余水吐については、殆とんど期待できない。その理由は、ゲート、その他の機械設備が無くなったにしても、掘削量とよう壁コンクリート量が増大するからである。

第1段階では常時出力は最終段階の約⅓である。しかし当初の水力発電投資は、単一段階の開発とした場合には最終計画コストの少なくとも3/4を要することとなる。さらに計画全体の費用は完全な単一段階開発だけの場合に比べてかなり高くなるだろう。段階的開発に対する技術的な反論としては、

- 最終段階の余水吐のウォールは受け入れ難い程高くなり、クレストをEL110 からEL117 に上げるために、法外なコンクリート量が必要となる。
- 第1段階の貯水池の盛土により、副ダムに使用できる最良の土質材料採取場が水没する。
- 取水構造物の基礎において、砂岩とシルト岩の差異による不等沈下が発生する可能性があり、構造上の困難さを伴う。

水力発電事業を段階化することの可能性については、詳細に評価された訳ではないが、Waboにおいてこの開発形態を採用すると、電力のコストは極めて高くなり、多くの技術的困難さが予想される。あるまとまった単位の電力消費から生ずる電力需要がWabo のポテンシャルよりはるかに小さいならば、他のサイトを考慮する必要がある。この役割を果すものとして第6章

にAuro地点の評価が行なわれている。

7.1.4 環境上の特徴

Wabo計画のような大規模な開発は、それがおかれている地域の自然環境に影響を及ぼす。それよりも重要なものは、地域全体の社会構造と経済に対する影響である。

水力発電の検討と並行して、環境検討はパプアニューギニア政府によって行なわれたが、それはダム建設と貯水池湛水による影響の評価を含むものである。1975年9月にOffice of Environment and Conservationは、技術コンサルタントに対して次の設備を設けることのフィージビリティを検討することを勧告した。

- 発電放水の水質と温度の管理を可能ならしめるための、操業範囲内の多水位における選択取水。
- 放置するとダムに蓄積する土砂を下流に流下させ、Purariデルタにおける連続的堆積を可能ならしめる。

入手可能のデータは少ないが、次のことを充分に指摘できると考えられる。

(a) Waboでは多水位選択取水はおそらく不要であり、設置されたにしても所期の管理は達成されないだろう。

(b) Waboにおける洗掘土砂樋の設置は実用的ではない。ただし、現在流入する浮遊砂積の推定量の13%程度は、デルタに運ばれ続ける。またダムが建設されても、河床はそれ程低下しないという徴候がいくつか存在する。

これらの結論に対する根拠については、7.8節に概要が述べられている。

7.2 計画のレイアウト

7.2.1 河川転流計画

Waboにおける仮排水設備は、コンクリート巻立仮排水トンネルシステムと二つの大きな締切ダムからなる。これらは主ダム堤体の永久的部分となる。才9章で考察されているが、一時的な締切ダムが仮排水トンネル建設のために必要である。

河川転計画は、1,000年に1度の生起確率の洪水の場合でも、締切ダムを越流することなく転流できるよう計画される。また河川の締切りを成功させるため、締切り時の上下流水位差を限定できるよう、トンネルの排水容量を充分なものとしなければならない。

種々のトンネル径と締切ダムの組合わせに関する予備的な建設費の見積りをした結果、フィージビリティ設計として図17に示されるような径14.5m のトンネル3本の設置が採用された。

1本の長さ1,105mのトンネルは左岸アバットに建設され、発電所の下流に排水する。その他の2本のトンネルは、長さがそれぞれ660mと715mで右岸アバットメントを通り、余水吐プランジプールの上流に排水する。全長2500mは、右岸側にトンネルを1本だけ設ける場合に比べて短い。ただし、余水吐の掘削量が増加する。上流締切ダムの堤頂はEL66mとなり、下流締切ダムの堤頂はEL29mである。

仮排水トンネルは　閉塞ゲートにより閉鎖された後、放棄される。さらに引き続き、コンクリートプラグが各トンネル内で施工される。このプラグは、貯水池水位がMOL以下になる場合（ほとんど起りえないと考えられるが）には、爆破により除去されるように設計されている。

7.2.2　ダム堤体

主　ダ　ム

Waboの主ダムの設計において考慮される事項は、

- 厚さ30mにおよぶ沖積堆積物が連続的に存在する。それは河床の砂礫とシルト層を形成しているが、ダム基礎には不適当である。
- 締切ダムを含む大規模な仮排水設備が必要である。
- アバットメント上部地形に鋸歯状の起伏が顕著で、これは上流に傾斜したシルト岩とより硬い砂岩の互層の侵食の差に起因するものである。
- 主要な付帯構造物の建設で必要とされる掘削より極めて大量の材料が得られる。

採用された土質コア型ダムの詳細は図17に示されている。ゾーニングの詳細は7.4.2節に示されている。

主ダムは本質的に中央コア型フィルダムであり、河床砂礫と所要掘削岩、あるいはEra砂岩層から得られるランダムフィルからなる支持ゾーンを有する。ダムは河床砂礫を除去した岩盤上に載り不透水コアの基礎岩着部から堤頂までの高さは160mである。基礎岩盤上の高さ85mの仮締切堤と下流の仮締切堤は、石灰岩砕石と浚渫河床砂礫で築造され、主ダムの一部を形成する。

ダム本体内部の全てのランダム・フィルと砂礫は締固められる。全ての仮締切堤材料はダンピングにより盛立てられる。ダム軸の位置は次の事項を考慮して定めた。

- 全堤体積を最小とする。
- 不透水コアは、連続する砂岩の尾根の間にある広い谷の部分に基礎を設ける。
- 水圧管路のベンチを、できるだけ上流に経済的に配置をする。

ダム軸は、アバット付近で部分的に曲線とする他は直線である。堤頂EL141mで、長さ

は６７０ｍ、幅は１０ｍである。この幅は、ダム頂を横切る２車線の道路とすることが充分可能である。上下流面のこう配は、それぞれ１：2.25 および１：２である。主ダムの全堤体積は、仮締切堤を含めて1,590万m^3である。ダム基礎から浚渫される沖積砂礫の量は、３００万m^3である。

副　ダ　ム

鞍部の地形に、総堤頂長約3,600ｍの一連のフィルダムが副ダムとして建設される。両端間の直線距離は約４ｋｍである。鞍部の最低点は主ダムの北西約９ｋｍの所にある。

ダム軸は直線とそれに接する曲線の組合わせよりなる。軸線の変化は複雑な地形が許す限りゆるやかとした。図１９と図２０に示されるように四つのダムは別個に建設される。

副ダムの基礎は侵食され易い砂岩で、複雑な断層系が存在し、幅の広い深い破砕帯をいくつか伴っている。それらの一つは、鞍部地形のうち最も低い所にある。鞍部は、広いが長くかつ極めて狭小な尾根がジグザグの軸をなして谷を横切っている。

基礎を掘削した後の副ダム№１の最低部からの高さは約7.5ｍである。副ダム№２の２００ｍの区間は、高さ約３０ｍであるが他の部分は全て１５ｍ以下である。ダムの全長のほとんど半分は、大体この程度であるが、その体積は全体積の極く一部にしかならない。

副ダム№１の大半と副ダム№２の最高部はゾーン型とされ、締固めた泥岩による不透水コアが作られる。このコアは、Wor山砂岩から掘った砕石よりなるショールダーによって支持される。残りの部分は高さ幅１５ｍ以下であるので、経済的で施工も単純な均一型の泥岩堤体とした。ヒューズプラグとなる盛土が副ダム№３と№４の間の小鞍部に建設される。

中央コア型堤体の上下流面の勾配は、それぞれ１：1.8と１：1.7であり、均一断面の上下堤体の勾配はそれぞれ１：2.5と１：２である。全ての副ダムの堤頂標高はＥＬ４１、幅は１０ｍで主ダムと同様である。全ての副ダム堤体積はヒューズプラグ盛立てを除いて780万m^3である。

7.2.3　余　水　吐

主余水吐

提案された主余水吐は、ゲートを備えた反曲線越流頂を有しており、オープンシュートおよびフリップバケットを経て減勢池に放出する配置となっている。レイアウトを検討の結果、主余水吐は、図２１に示すように、主ダム地点の右岸側に配置するように決定した。

余水吐のレイアウトは、次の諸条件を満すよう選定された。

• 余水吐の放水は、発電所放水庭より充分距離を離して、乱流の影響が水車運転に及

ばぬようにする。

- 下端構造物は、余水吐設計洪水が放出された時に予想される最大下流水位（EL35）より高く設計されるものとする。
- シュートの軸は、余水吐と仮排水トンネルの合計コストが最小となるよう、最適化により定める。軸線配置のいかんにかかわらず、余水吐には多量の掘削が必要である。

もし、シュート軸が川側に近く、主ダムの法尻に配置されれば、掘削量は大幅に削減されるが、シュートが大きな沢を横切るため、大量のコンクリートを打設する必要がある。また、ダムとシュートの間が近くなるため、仮排水トンネルの出口を1個しか配置できなくなり、左岸に2本のトンネルを配置せざるを得なくなるので、トンネルの全長は長くなることになる。したがって、総コストを安くするために、シュートは川から十分に離すこととしてある。これにより、大量の掘削が必要となるが、トンネルの長さとコンクリート量を減らすことになる。

余水吐は、10,000年に1度の頻度の洪水を安全に流下させるように設計されている。また、高さ19m、副14.6mの6門のラジアルゲートが提案されている。

余水吐の全掘削量は、700万m^3であり、242,000m^3のコンクリートが必要である。

非常用余水吐

余水吐の設計洪水量より約40％多い極端な洪水に際しても、ダムを越流させることなく安全に保つために、非常用余水吐が提案されている。主ダムの北西約8.5kmの副ダム区域の小さな鞍部に、ヒューズプラグ堤を設ける。位置とレイアウトを図20に示す。

採用された堤体の堤頂長は、250mで、水理学的に必要な高さは約8.5mである。

非常用余水吐は、副ダムに損害を与えないように1本の沢からWabo Creek に放水するように配置される。Wabo Creek とその周辺には、かなりの侵食被害を生ずるであろう。しかし、非常用余水吐の使用の確率は、極端に小さいために侵食のリスクは容認されるものと考えられる。

7.2.4 取水口と水圧管路

図22に示されるように、発電設備は主ダムに近い左岸アバットに設けられる。湾曲した導水開水路は、長さ200mであって、湾曲部の幅は120m、水路底の標高はEL85である。水路部両岸の平均掘削勾配は、クレスト標高以下では1：1.0、クレスト標高以上では1：1.5である。水路側壁は、安全にコンクリートで保護される。幅4mの大走りが垂直高さ15m毎に設けられるが、ダム頂の標高では、取付道路として幅7mの犬走りが垂直高さ15m毎に設けられるがダム頂の標高では、取付道路として幅7mの犬走りが設けられる。

取水構造物としては、高さ56mの重力式ダムで、7つの取水口を持ち、上流にスクリーン

を備えている。7番目の取水口は、将来の発電設備増設のための予備である。スクリーンに続き、正方形の水圧鉄管路ベルマウス呑口がある。この水圧管路口径は8 mである。各水圧管路のスクリーン構造は中央にピアを備えている。スクリーン断面には上下できるようにスロットが設けられている。スクリーンスロットはまた、ベルマウスとゲートシルの点検と保守用の角落しのためにも用いられる。レイアウトは図23に示されている。

6本の水圧鉄管路の長さは、最上流の305 mから最下流の345 mまで変化している。各水圧管路は取水口構造の中にキャクピラローラ（あるいはコースター）ゲートを備えている。これらのゲートによって水圧管路の抜水が可能であり、またこれらのゲートは水圧管路の事故等、緊急の場合には閉鎖できるようになっている。その結果、発電所の主バルブは省かれた。水圧管路は図24に示されている。水圧管路台の低部は、推定岩盤線まで掘削されるから、水圧管路は充分硬い基礎の上に載る。水圧管路台の上部は、取水構造物に合せるために、深い岩掘削となる。水圧管路台の表面は、頻度の高い降雨に対して保護するために、完全にコンクリートで覆われる。掘削こう配は1：1.5で、鉄線スロープネットと植生工により保護される。

水圧管路のこう配変化部には、コンクリートのアンカーブロックが設けられる。発電所の背面で、水圧管路が埋め戻し土の中を通過する場合には、それらはコンクリートで被覆される。

取水構造物と水圧管路の掘削量は、550万m^3であり、コンクリート打設量は262,000m^3である。

7.2.5 発電所

発電所は、図22に示されるように、各発電端ユニット出力360 MWの6ユニットからなり、ダム直下で川の左岸側に位置している。発電所レイアウトは、図25と図26に示されている。

発電所は通常の屋内構造物であって、長さ212 m、水車中心標高はEL140、発電ユニットの中心間隔は26 mである。

発電所の配置は、必要の際には組立て室の北に、1ユニットの増設が可能なようになっている。

7.3 河川転流工

7.3.1 Wabo地点の河川転流の問題

Purari河のような大河では、河川の転流は困難な工事である。Wabo地点における年平均流入量は約2,500m^3/sで、記録最大流入量は、1961年7月の10,450m^3/sである。同程度の洪水が、1962年9月に起きたが、ピークは10,233m^3/sであった。5日間流入量は、3,200×10^6 m^3で、10日間流入量は5,200×10^6 m^3である。

Waboにおける転流上の問題は、次のとおりである。

- 河床の基岩を覆う、厚さ３０ｍにも及ぶルーズな透水性の沖積堆積物が存在する。
- 季節的に一定した流入パターンが存在しない。記録上の最大洪水は平均流入量が少ない時に発生している（図２７(e)）。
- 日流量の変動も比較的大きい。

これらの条件のもとで、河川の締切を成功させ、洪水時の大容量に対応するために、大きなトンネル容量が必要となる。主ダム建設中にこれらの洪水を貯溜するために、高い仮締切りダムを建設する必要がある。

仮締切ダムの基礎は、基盤岩上でなければならないから、大量の堆積物の浚渫と盛立て材料をバージから投石しなければならない。トンネルの建設とともに、この工事は全工期のかなりの部分を示める。トンネルへ河川流を転流するための最初の河川の締切には、大量の材料の処理が必要であり、主仮締切堤による締切は迅速に行なわれなければならない。設計堤頂標高に達するまでに越流する危険もある。

7.3.2　仮排水容量

最初の河川締切

他のプロジェクト(Cooke 1976, Prott 1970)の経験によれば、河川の締切を成功させるためには、締切の際の締切堤上下流の水位差は、３ｍから４ｍ以下でなければならない。１か月の平均流量の過去１４年間の最小値は、６００㎥／ｓと低いのであるが、１４年間の記録を見ると、日流量の変化が極めて大きいので、控え目に考えて、締切り時の流量を、年平均流入量2,500㎥／ｓと想定した。

仮排水トンネルの最小規模は、この制約から定められ、フリーフロー容量として、少なくとも直径１4.5ｍのトンネル３本、もしくは直径１1.5ｍのトンネル４本が必要である。これらのトンネルの呑口敷標高は、ＥＬ１３以下でなくてはならないので、河岸部で大量の掘削が必要となる。この結論のもととなっている不等流解析は、付録Ｃ－１の２章に示されている。

転流洪水量

信頼できる記録が長期間にわたり利用できるならば、仮排水路の設計に既往最大洪水を用いる方法が広く採用されている。最近では既往最大洪水の1.3倍を用いることもある。Waboに対しては、１３年間の記録の既往最大流量１0,450㎥／ｓは１８年確率洪水と推定される（冴６巻参照）。

最近では、プロジェクトの規模が大きくなり、その結果多くの仮締切ダム自体が、大ダムと

して分類されるようになってきている。これらが破壊するようなことがあれば、人命の損失，建設設備の損害，工期の遅延等、重大な結果となって現われる。

高さ１８０ｍのカナダのW.A.C. Bennettダムの施工では、既往最大の１５％増の洪水が転流の最も重要な時期に発生し、この時、３本の径１４.６ｍのコンクリート巻立トンネルにより、排水し仮締切ダムの崩壊を免れた（Prott 1970）。既往最大の1.3倍の基準が用いられたJamos Bay計画では、工事中にこれを超える洪水が発生した（Cooke, 1976）。

Waboの河川転流には、1,０００年洪水が採用された。その理由は、

- 流量の記録期間は短いが、長い確率洪水を採用することにより、完成した仮締切ダムを越流する危険は少なくなる。
- Purari河程の規模の河川において、主仮締切ダムを完成後崩壊させることは、処置が困難で、高額の費用を必要とし、通常の工事が再開されるまでに長い工期の遅延を伴うことになる。
- 考慮されたトンネル配置の範囲内では、主仮締切ダムの規模は、プロジェクト・コストにあまり大きな影響を与えない。

仮締切ダムの高さに関連して、仮排水トンネルの本数と径を検討するに用いたピーク流入量は１６,０００m^3／ｓである。これは、６種の良く知られた統計解析値（才６巻参照）を平均して得られた1,０００年確率洪水流量である。しかし、最終的には、記録が限られていることによる不確実さは、主仮締切ダムと下流仮締切ダムの堤頂標高を定める際に高めの想定値を使用することにより補われるという考えより、Gumbel極限値による1,０００年確率洪水１７,８００m^3／ｓが採用された。流入水位図は図２７(g)に示されている。

7.3.3 考慮されたトンネルのレイアウト

才三紀の堆積岩累層内に建設できるトンネルの可能最大径は約１５ｍ程度と思われる。他のいくつかのプロジェクトで建設された大口径トンネルの詳細が付録Ｃ－１の３章に示されている。

その結果、以下に示すトンネル配置が比較、検討された。

- 径１２.０ｍ，１３.０ｍもしくは１４.５ｍのトンネル３本。
- 径１１.５ｍもしくは１２.０ｍのトンネル４本

３本のトンネル配置の場合には、各々長さ約７００ｍのトンネル２本は右岸側に配置し、主ダムと余水吐の間に放水し、長さ約1,１００ｍのトンネル１本は、左岸側に設けて発電所の背後をバイパスする。４本のトンネルのレイアウトは、左岸に1,１００ｍのトンネルをもう１本追加することになる。地形に制約されるため、５本以上のトンネルレイアウトはトンネル延長が法

外に長くなり、コスト高となるため棄却された。

これらのトンネルシステムにおいて、開水路で流れる場合と圧力水路で流れる場合の損失水頭および放流量の計算根拠は、付録C－1の1章に示されている。

図27(c)に示すように、これらのトンネルシステムのそれぞれについて、ピーク流量16,000 m^3／s までの流入ハイドロクラフを用い、洪水追跡の計算を行ない、貯水池水位とトンネル流量の関係が求められた。これらのトンネルシステムと、必要とされる仮締切ダムの組み合わせについて、予備的な数量算出と比較のための工事費見積りが行なわれた。仮締切ダム堤頂の貯水池水位との余裕高はゼロとした。トンネルの流量変化の範囲が小さい場合は、放水位にはあまり影響がないので、下流仮締切ダムの工事費は無視された。これらの検討の結果は、表17に与えられているが、主仮締切ダムの大きさが工事費に及ぼす影響は、トンネル配置の場合に比べれば、はるかに小さい。河川の締切の際の、水位差の条件を満足する最も経済的な配置は、径14.5 m のトンネル3本であり、11.5 m 径のトンネル4本の配置は工事費がこれより僅かに高いだけである。

径14.5 m のトンネル3本の場合は、僅かに大きな上下流水位差を生ずるが、トンネル内の流れが圧力水流の時は、同一貯水水位に対し大きな洪水量を排水できる。

7.3.4 選定されたトンネルレイアウト

最終的に選定されたトンネルレイアウト、およびその詳細を図17に示す。並列するトンネルの中心線間隔は、構造物の独立性を確保するために、公称径の3倍以上とした。17,800 m^3／s の設計洪水量に基づいた、設計の諸元は次のとおりである。

トンネル本数	3 本
トンネル内径	14.5 m
全 長（3本）	2470 m
主仮締切堤堤頂標高	EL66 m
下流仮締切堤堤頂標高	EL29 m
最大排水量	9,600 m^3／s

表－17　仮排水計画の特質と予備工事費

ケース	トンネル本数×径	貯水位 (1) m (締切ダム高)	ピーク流量 (1) m³/s	締切時水位差 m (2)	工事費（百万米ドル） トンネル	締切	計
A	4×11.5 m	66.4	7,800	3.8	59.0	22.0	81.0
B	3×12.0	70.3	6,900	5.5	48.0	23.7	71.7
C	4×12.0	64.7	8,300	3.1	63.4	21.3	84.7
D	3×13.0	66.5	7,800	4.8	53.3	22.1	75.4
E	3×14.5	61.5	9,150	3.97	60.5	20.0	80.5

注：(1)　これらの数字は予備検討における1,000年洪水16,000m³/sに基づく。

(2)　ケースBとDは流量2500m³/sを締切る時の上下流水位差を4m以下とする基準を満していない（計算は付録C－1参照）。

比較案の径11.5mのトンネル4本の場合の配置を図28に示す。

トンネル全長は3,620mである。17,800m³/sの洪水に対して、主仮締切ダム頂はEL71、下流締切ダム頂はEL28、最大流量は約8,200m³/sである。

特に、露出すると劣化し易いOrubadi泥岩中を通る大口径のトンネル掘削では、トンネル支柱が非常に重要である。トンネル掘削の方法は、9.7節に述べられている。トンネル断面は円型であり、トンネル全長にわたり、スプリングより上部では鋼製支保工事が必要であると考えられる。地質がいく分類似していると考えられる台湾のTsengwen（NK，1973）における経験から、平均支保間隔1.1mで250×250×9×14のH鋼支保工を、全長にわたり使用することで充分であると考えられている。設計段階での追加地質調査より、径14.5mのトンネルを掘削することの可能性が疑わしいということになれば、小口径のトンネルによる比較案が再考慮されることになるだろう。

トンネルは、完全に巻き立てられ、水理的能力を完全に活用し、かつEraおよびOrubadi層の弱い岩石を完全に保護する。コンクリートライニングの設計厚は、全長にわたり800mmであると想定されている。プラグの上流で、トンネルライニングに作用する主な荷重は静水圧である。プラグの下流には、外水圧を発散させるために水抜き孔が設けられる。鋼製支保工は、岩盤荷重を完全に支えることを期待されるが、フィージビリティスタディにおける工事費見積では、トンネル全長を完全にライニングできるように計画しておくのが賢明である。

トンネル断面におけるコンクリートライニングは、一応鉄筋で補強される。鉄筋量は、設計

あるいは施工段階における支持条件の詳細な評価によって定まる。呑口とトランジション部におけるコンクリートライニングは比較的厚いが、それは土被りが少ないためである。トンネル全長にわたる厚いライニングにより湾曲部は侵食による損傷に耐えるようになっている。長さ48mの、それぞれのコンクリートプラグを固定するためにEra層の中にクサビ状にコンクリートライニングがなされている。全長にわたり、コンクリートライニングにはてん充グラウトが行なわれ、コンクリートライニングと岩盤との間の空洞が埋められる。プラグの上流の岩盤には、高圧グラウトが行なわれ、全ての施工継目には止水板が設置される。プラグの下流ではトンネルには高圧グラウトは行なわれず、外水圧を解放するために水抜き孔が削孔される。各トンネルには、2列の放射状で、深さ30mのカーテングラウトがなされるが、主ダムのカーテングラウトに一致する所に設けられる。

貯水池内の有機物な腐敗によるメタンガス、あるいは岩盤中から放出される天然ガスが、トンネル内に蓄積するのを防ぐため、充分な換気設備が設けられなければならない。AkosomboとFurnasのプロジェクトでは、蓄積したメタンガスが仮排水路閉そくの際に爆発した。水力発電運転の段階で、プラグと下流ライニングを定期的に点検するために排水設備が必要とされるだろう。それは、トンネルは通常半水没の条件下にあるからである。そのために仮排水が終了した後のそれぞれのトンネル吐口には永久的な締切ダムを設置する必要がある。

7.3.5 仮締切堤

提案された施工方法

ダムサイト河床における沖積堆積層の調査の結果、この材料は仮締切堤を含め、大規模なフィルダムの基礎には不適当であることが判明した（7.4.1節参照）。このことが知られる前には、沖積砂礫層上に、仮締切堤を配置する多くの提案がなされた。

主ダムと仮締切堤を、すべて基礎岩盤上に建設しなければならないという条件に基づき、Waboの基礎掘削と仮締切堤建設には、ガーナのAkosomboプロジェクトで成功した方法（Bleifuss, 1964）が提案された。Akosomboでは、基礎部の砂礫はカッターベッドサクション浚渫機で掘削され、仮締切堤材料は大型のボトムダンプバージで盛立てられた。Waboにでは、沖積砂礫層はすべて浚渫され、不規則な基礎岩盤面はエアリフトポンプにより処置される。浚渫が進行するにつれて、ロック材がバージによってEL11m、すなわち最低河床高上2m・まで投石され、基礎岩盤上に各仮締切堤の基礎部が形成される。この作業は仮排水トンネルの施工と同時に行なわれる。トンネルが完成した後の低水位時に、河岸のエンドダンピングにより、主仮締切堤の基礎上に初期締切堤が建設される。河川の締切が終了した後に、仮締切堤は可能な限り早く施行し、1,000年に1度の洪水に対して保護できる高さにする。仮締切堤の水側の法面には、不透水性ブランケットがダンピングにより施工される。仮締切堤の間に残っ

ている堆積砂礫はドライな状態で掘削される。

仮締切堤のゾーンニング

Wabo において可能性のある3箇所のダム材料採石場を次に示す。

- UG21地区のUraru石灰岩
- UG23地区のPo'on Mountain石灰岩
- UG24地区のWor Mountain砂岩

これらの供給源の評価は才5巻でなされている。

間げきを通るかなりの流れの条件下にある仮締切堤において、安定上重要なことは、ロック材が充分強く、点接触による岩屑のかみ合わせが確保できることである。Wor Mountain 砂岩はロックフィルとしては良好な品質を有しているが、飽和状態での圧縮強度が小さいために締切材としては適当ではない。

予備的な建設計画によると、主ダム地点より37kmのUraru石灰岩を採取し、船で運ぶ方がPo'on Mountainから道路運搬するよりも経済的である。その結果、主仮締切堤と下流締切堤の投石岩のゾーンには、Uraru石灰岩を使用することが想定された。これにより、盛立てた後に極めて強固なロック間のかみ合わせが期待できる。

Uraru 石灰岩は高価であるが、締切堤に対しては最も経済的な岩石である。河川の締切を含めての工事工程を考えると、締切堤には直接早い流速にさらされない所もある。このような部分には、河床から浚渫した砂礫を使用することによって、全体の安定に影響を及ぼすことなく、かなりの経済化が図られる。

仮締切堤の石灰岩と砂礫のゾーニングは、図18に示されているが、一見複雑に見える。しかし、これは単に種々の建設過程を反映しただけのことである。河川の締切りを含む、工事プロセスの詳細は9.7節に述べられ、図29に示されている。

各仮締切堤のベースは、大きな礫のゾーンとなっている。このゾーンは、石灰岩のゾーンの間に挟まれており、EL11まで表面保護の石灰岩層におおわれている。この位置は、上流の最低河床標高よりは高いが、バージによるダンピング作業の上限ではない。

表面の法面こう配は、主仮締切堤の下流面を除いて、1：1.3と想定されている。主仮締切堤の下流面は、完成する前に越流した場合にもある程度の安定性を保つために、EL66まで1：1.7の緩傾斜とされる。

締切後に過度の越流が発生すれば、この範囲の石灰岩の一部は流失するだろうが、締切っている堤体を完全にえぐり取るまでには至らないだろう。

河川の締切に関連した予備的な計算は別として（付録E－2）、各工事段階における越流の

危険及び主仮締切堤の全体的な安定性に関する詳細検討は、設計段階で行なう方が適当でありこの段階では行われていない。

初期締切堤は完全に石灰岩よりなる。これはＥＬ２８まで盛り上げられ、引続きＥＬ４６まで建設される堤体の下流端の一部となる。このＥＬ４６は、トンネルが過去の記録的な洪水（１０,４５０m^3/Ｓ）を排水する時に達する、貯水池水位の高さである。設計段階で必要なモデルテストを行なうことにより、基礎部と初期締切堤は、越流しても、実質的には破堤せずに残るように設計され得ると考えられる。厚さ１０mの保護層が、記録最大洪水位に相当する堤高ＥＬ４６内の礫ゾーンをおおっている。この盛土部の下流にあって、上方に突き出て主仮締切ダムの大半を形成する礫のゾーンは、建設の進行とともに同様に保護される。下流仮締切ダムも同様に保護されるが、これより高い主仮締切ダムに比較すれば、被害を受ける度合いは小さい。この厚い保護層に信頼を置く前提として、Akosombo プロジェクトの一部として建設された大きな仮締切ダムは、１：1.２５の勾配でダンピングされた岩ロック材からなるが、予期された激しい越流に際して、最小限の被害にとどまったことは本計画の重要なバックデーターの一つとなっている（Bleifuss, 1964）。予期された越流が起った後に、破堤ないしは過度の損害が起こる例が時折あるが、これは盛立て標高に対して保護が遅れることにほとんど起因するものである（Ancold, 1969）。初期締切堤の上流側に仮締切ダムの上流側境界として石灰岩の投石ゾーンが設けられる。この三角のゾーンは、直下のゾーンとともに、侵食防止のためには必要でないが、仮締切ダムの表面が主ダムの上流面をえぐっているので、充分な法面の安定のために準備されたものである。

主仮締切ダムの上流面及び下流仮締切ダムの下流面の不透水ゾーンは、はしけによるダンプが可能な限界まで淩渫した礫とシルトの混合物からなり、この標高以上は主ダムのアバットメントから掘削された土砂をダンプしたものからなる。

7.3.6　トンネルの閉塞

幅６.０m×高さ１４.５mの閉そくゲートは、全流量3,０００m^3/Ｓあるいはトンネル１本当りの流量1,０００m^3/Ｓに対して自重で閉そくできる様にローラー型式である。三つの比較案が考えられた。それ等はスライドゲート，ローラーゲートおよびシアピン付ローラーゲートである。スライドゲートは自重によって閉そくすることができないので不適当である。シアピン付ローラーゲートが普通のローラーゲートより安価であるので選定された。

両側の各々１６のホイールを支えるシアピンは貯水池水位ＥＬ４０（ゲート敷金物上２７m）でセン断され、ゲートが下流に動いてゲート支持板は戸当金物に直接接着するように設計されている。ゲートはワイヤーロープ式捲揚機により下げられる。

ゲートと呑口構造物は満水位（ゲート敷金物上１２２m）に耐えるように設計されている。

なぜなら、ゲート閉そく後1～3ヵ月で貯水池が満水する可能性があるからである。ただし、これは全ての部分が打設され設計強度に達する以前である。呑口のゲート部の形状は方形である。したがって、ゲート部の開口が円型である場合と比較すれば、呑口部の構造は外圧に対し効率的ではない。ゲート閉そくの直後、一時的なくさび状の鋼製支柱あるいはグラウトされたコンクリートの支柱が、開口部あるいはゲートのリブに組立てられる。これらの支柱は貯水池水位が高位に達する時、呑口構造物を直接支えていなければならない。

各トンネルプラグの延長は48 mであって、トンネル巻立内にキーで止められた6個の部分からなる。下流の五つの部分には中央に円形の進入路がある。この進入路によって貯水池を空にしなければならないような必要が生じた時に、上流側プラグの孔の中に爆薬を仕掛けることが可能である。プラグを冷却した後に高圧グラウトが施工される。

貯水池を空にするという非常緊急事態に備えて、閉そくゲートは全てのプラグが完了した後、水圧の平衡状態のもとで撤去できるように設計されている。呑口部にバイパス構造が備えることになっており、ゲートはダム頂標高に備えられた臨時のワイヤーロープホイストによって上げられる。

7.4 堤　体

7.4.1 基　礎

主ダムと副ダムの基礎の地質は4章で総括的に、また詳細は、才5巻に述べられている。主ダム基礎の上流部はEra層の砂岩とシルト岩からなっていて、走向は河床を横切り上流側に傾斜する。Era層の下には柔らかいOrubadi層があり、ダム基礎の下流部を形成する。副ダム（サドルダム）基礎全体がOrubadi層内にある。この層は主として泥岩とシルト岩より成り、若干の砂岩をともなう。

主ダム

主ダムを基礎を岩盤上にのせるために、約3百万m^3の砂、礫およびシルトを河床から掘削し、ほぼ同量の盛立材料によって置き換えなければならない。堆積物の一部あるいは全部を原位置に残すことができれば、相当の建設費用と時間の節約が可能である。

沖積堆積物が初期湛水時に圧密するならば、土質コア型ダムは注意深く設計されれば、かなりの不等沈下に耐えうる。多くの大規模な土質コアが、沖積砂礫層の上に施工され成功している（Murthy, 1972, Labib, 1970）。これらの場合、コアの下の堆積物を通る浸透流は、グラウチング、狭いコアトレンチの掘削、あるいは基礎岩盤にスラリートレンチカットオフを施工することにより減少している。しかしながら、Wabo における沖積層の調査結果によれば、沖積堆積物は大きなフィルダム の基礎として認められないということが判明した。

水上ボーリングの柱状図と採取資料についての室内試験結果は、才5巻に掲載してある。標準貫入試験によれば、堆積物はルーズから中程度の密度を有している。バイブロフローテーションのような締固め方法は、砂礫材料の60μ以下の粒子が8～16%以下ならば、深さ約30mまで有効である。しかし、Wabo の堆積物の粒度はこの範囲よりはるかに細かい。この粒度は、新潟地震の際の震動衝撃によって液状化し易いとされた範囲（World Construction March, 1973）内にある。

コアとフイルターの基礎は、岩盤上に設置しなければならないということは認識されたが、主ダムの外側のゾーンと仮締切ダムの下の沖積砂礫層をそのまま残すことの可能性について考慮された。主仮締切ダムはコアの上流の河床基礎の極狭全域にわたってのっている。この地域では沖積堆積物の細粒分は礫の下にある。シルトの上にのったとしたら、締切ダムは地震荷重のもとでは安定ではないであろう。施工中に越流したならば、ロックフィルによる表面保護、石を詰めた蛇篭、その他の保護があったにしても、下流法尻の下のシルトのパイピングと侵食によって仮締切ダムは完全に崩壊するであろう。この考え方は、それ程致命的ではないにしても、下流仮締切ダムにも適用される。特に下流仮締切ダムが主ダムの法尻になった場合には、安定性を確保するために、緩い勾配をもった広い重量体が必要である。その目的は、締切ダムの下にあるシルトを押えることにある。このゾーンは、大きな土捨場として建設されるのであろうが、それによって発電所を主ダムの直ぐ下流に経済的に配置することができなくなるので、この案は実際的でない。

コアと下流仮締切ダムの間の区域は、コアを最大に支持するダムの部分に対する基礎である。したがって、この区域にある堆積物は除去した方が良い。主ダム基礎全域の沖積堆積物を掘削することにより、工事費は高くなるが、ダムの安定のために絶対必要なことである。

コアの基礎は新鮮な岩盤まで掘削されることになる。不等沈下を最小限に押え、それに基づくコア内のクラックを防止するために、鋭い露頭その他の不連続突出物は、習慣通り除去あるいは整形される。また、オーバーハングにはコンクリートがつめ込まれ、平坦なコアの基礎面が準備される。Wabo では著しい砂岩の尾根を爆破して、中間にあるシルト岩の谷に埋めて、上述の目的を果たすことができる。さらに勾配が急変している尾根のピークに、丸味をつけて凹凸をかくし、コアが尾根の間の広い谷に入るように配置するとともに、基礎面が全般的に上流側に傾斜するようにする。局部的に下流側の傾斜があるのはやむを得ない。傾斜部がコアと岩盤の接触面の上流側半分の下流側の場合ならば許容しうる。グラウトした場合には、丸味ををつけた尾根は有効に接触面の浸透路を長くするので有効である。基礎に侵食され易いシームがあれば、急結コンクリートが必要となるだろう。

アバットメント下流部にあるかなり深い崩壊土は、新鮮な泥岩まで掘削する必要がある。泥岩は大気にさらされると弛緩する。そこで、劣化を避けるためには最終的なクリーンアップを

盛立直前まで待つか、大気にさらされた表面を薄いモルタル吹付け、あるいはアスファルト乳剤で覆う必要がある。ただし、下流フィルタープランケットの下面は、このようにして遮へいすべきではない。

シルト岩と泥岩層はほとんど不透水性である。砂岩層には開いた節理があるため、その透水性を減ずるために高圧グラウティングが必要である。コアの一部は厚いシルト岩層に基礎を置いており、それに接する砂岩層の節理に高圧グラウティングが行なわれるならば、コア基礎の全面が貯水位に対する浸透流に抵抗するであろう。

フィージビリティ段階の工事費概算には、数列からなるグラウトカーテンが考慮され、またコア基礎の砂岩層にはブランケットグラウトが考えられた。カーテングラウトの詳細は、図18に示されている。中心線は、基礎面以下貯水深度の約⅓に相当する深さまでボーリングされ、隣の線は中心線の深さが半分まで掘進する。それらは、コア上流端から下流へコア幅の約⅓の所に位置する。カーテンは連続する砂岩層を切るが、シルト岩と泥岩の互層内におけるグラウト注入量は無視しうる程度と考えられる。ブランケットグラウトは、コアが接触する部分の砂岩層幅の節理を充てんして、コアのパイピングを防止するためのものである。

副ダム

副ダムサイトにおいてもかなりの掘削量が必要とされるが、その目的は、

- 鋭い尾根を滑らかにして基礎面として受け容れられるようにする。
- ダム頂より高いが、安全に貯水を保持するには、狭すぎる尾根を除去して、ダムを延長することにより置き換える。

この材料は主に泥岩とシルト岩であって、掘削後ストックパイルして副ダムのコア材料として用いることができる。

副ダムNo.1とNo.3の基礎部下方において、広範囲にわたり崩壊土を掘削することが必要となるだろう。掘削全量は崩壊土を含めて300万m^3と推定される。

全般に副ダムの堤体は、尾根線の中心線よりやや上流に配置し、コア接触面が全般に上流して傾斜するようにする。

部分的には、深く切り込んだ沢が稜線の側部を形成する。この場合には、軸は通常必要とされる程度以上に上流にずらされる。この沢が高い所にあって、低いアースフィルダムの基礎となる場合には、上流にずらすことによって尾根をダムの一部として利用することができ、浅い下流面が延びてある場合には、地表面と平行になるような事態をさけることができる。

砂岩盤は基礎面積の約10％を占める。この区域における節理を充てんするために、高圧グラウトをほどこすことになるだろうが、工事費見積りにはグラウトカーテンは2列、最大深さ

はそれぞれ最大貯水位の約½とし、またブランケットグラウトも考慮した。

副ダムの上流面に沿ってほとんどの場合、ダム法尻と最底運用水位との間に残された地面がある。植生による保護は水没により破壊され、斜面から洗い流されてたまった土、風化岩あるいは崩壊土が自然に滑ったり、波浪によって侵食されることになる。泥岩あるいはシルト岩からなる基盤岩が露出した場合には、何らかの保護をしないと湿潤、乾燥のくり返しにより崩壊する。自然のあるいは全掘削面をＭＯＬ以下までロック材料で覆うことは実際的ではなく、極端に多額の費用を要する。しかしながら、もし次のような条件下にあるならば、ダムの安定を危くする程にえぐり取られることはないだろう。

- ダム上流法尻の基礎を自然表面から少なくとも３ｍ深さまで掘削する。
- ダム盛立てが完了した後、捨土材料で上流面法尻を在来地盤まで覆う。
- 鞍部地域の急な上流側斜面に、ダムに接してあるいは必要に応じ、ダムとダムの間に土捨場を設け、ダム建設に使用できない掘削ずりを収容し、これらの斜面を補強する。

7.4.2　築堤のゾーンニング

Wabo の主ダムと副ダムは、入手できる建設材料を最も有効に使用できるようにゾーンニングされる。この場合に、この地域における降雨頻度の高さが材料の処理、あるいは盛立てに及ぼす影響について充分な考慮を払う。作業面積はきわめて広い。副ダムは、主ダムから約８ｋｍないし１２ｋｍ離れていて、それらの間の連絡道路の延長は１１ｋｍ以上である。建設材料は豊富にあるが、その供給源は２５ｋｍ×１５ｋｍの地域に広く分散している。これらの供給源については、５章に述べられている。

主ダムにおいては、締固めた泥岩よりなる厚い中央コアが、締固められた砂礫とランダムフィルからなる大きなゾーンにより支えられている（図１８参照）。主仮締切ダムと下流仮締切ダムは投石された石灰岩と砂礫の種々のゾーンからなり、主ダムの法尻を形成する。これらの仮締切ダムのゾーンニングの詳細は 7.3.5 節に、また施工順序は 9.7 節に述べられている。

副ダムのゾーンニングは、次のことに影響される。

- 副ダム№1はコア材料として適切な泥岩の採取場に近い。
- 副ダム№4の近くで、貯水池区域の北端付近にあるWor Mauntain において、良好な砂岩ロックフィル材料が大量に得られる。
- 浚渫した河床礫を副ダム地点に運搬する費用が高い。

副ダムの軸に沿っての断面は、図１９と図２０に示されており、中央コア断面とアースフィ

ル断面に分けられる。アースフィル型断面は、基礎からダム頂までの垂直高さが約１５ｍかそれ以下の所について施工を単純にするために採用するものである。二つの形式の接合部の断面が必要とされるが、全体の量と費用にさ程影響しないので、現段階では省略した。

主ダムのコア

比較的厚いコアを必要とするがその目的を下記にする。

- 不規則で変化の多い基礎接触面に沿って、長い浸透路を確保する。
- 締固めた泥岩コア内に、クラックが発生した場合の漏れを防止する。
- 充分な耐震性を確保する。

これらの理由により、主ダムのコアの基礎とコアとの接触面において、水圧比が、ＦＳＬに対して0.8以上となるように案分した。採取場の表土はぎをした後、大気にさらされて、塑性が大きくなった風化泥岩を基礎部に使用し表面の不整を完全にならすことにする。

コア材として主に用いられる新鮮な泥岩は、破砕されると極めて遮水性に富む。その結果、現地の規則的な強い雨による気象条件のもとで泥岩の取扱いが困難であるならば、盛立て工程を不当に制限することを避けるために、コアの厚さを減らすこととした。コアの水圧比は、約0.7で極めて厚い。コアの下流境界は基礎部とアバットメントにおいて張り出している。

才５巻に述べられているが、新鮮な泥岩についての転圧試験については、湿潤な天候はそれ程施工上の困難を伴わないことが判明した。設計段階における大規模な試験盛土と詳細な施工計画によって、コア盛立ての問題がより正確に判明するであろう。その時に、他のゾーンと比較した場合のコアの量の最適な比率が、確立されるものと思われる。

主ダムのフィルターゾーン

コアの下流境界、下流の締固められる砂礫ゾーン４の下の掘削された基礎面とアバットメントの上、およびコアの上流境界には、細粒フィルターゾーン２Ａが必要である。

コア材料に使う泥岩は、土質統一分類法ではＣＨと分類される。試験室内の事前処理における破砕の程度に基づき、また、一般に用いられているフィルターの基準によると、極めて細粒のフィルターが必要となるようである。この粒度は、河床の沖積堆積層から浚渫された細砂を処理することによって、それ程の困難なく得ることができる。室内試験によれば、砂礫の粒度は支持ゾーン４Ｃに極めて適しているが、大半の材料はあまりにも粗粒であって、別の場所から浚渫された細砂を現場で混合しなければ、下流細粒フィルターのパイピングを防止することはできず、ゾーン４Ｃの上流部には、何らかの粒度規制が必要である。このことは、浚渫と処理の作業に不当な制限を加えるかも知れない。その代りに、この段階では細粒礫を容易に処理して得られる材料を用いて、フィルターゾーン２Ｂを設けるのが賢明であると思われる。

設計段階における詳細調査で、沖積堆積砂礫につき深部の探査を行なえば、下流粗粒フィルターは不要になる可能性もある。以上のことは、次のような場合に考えられる。

- 粒子移動の試験の結果、粗いゾーン２Ａが泥岩のコアを有効に保護することが判明した場合。
- 大きな砂礫堆積層が発見され、それは例えば８０㎜を超える岩屑を含まず、堆積範囲も明瞭となって、細分されたゾーン４Ｃの上流部の内容物として実際的に浚渫を行うことができる場合。

ゾーン２Ａのブランケットは、コアの下流の泥岩の基礎を覆い、ダム基礎から表面への浸透水によるパイピングを防止することを目的とする。この区域では水圧比は低いと考えられ、ゾーン２Ａを覆うより粗いフィルターのブランケットは不要と考えられる。

上流のゾーン２Ａのフィルターは、高い水圧比による連続的な浸透を受けることは無く、ダム上流面の波浪による危険に頻することも無い。その理由は、上流４Ｃ材料の内部の間げきにおける水の移動は無視できるからである。この場合に、世界のハイダムの建設方法の現在の傾向に準じて、上流粗粒フィルターは設けないこととする。不透水コアの上流面を保護することの他に、ゾーン２Ａは乾燥と変形の結果としてコア内にクラックが生じた時に、それを治ゆするゾーンとしての働きを有する。

下流のゾーン２Ａは、土質コアと重い礫との間の不等沈下によってせん断を受けるであろう。貯水池水位が大きいことを考慮すると、ゾーン２Ａはあまり薄いと破壊する可能性がある。したがって、下流のゾーン２Ａは、頂部付近では３ｍ、ダムの底部⅓は全体にわたり５ｍとなるように広げる。上流のゾーン２Ａは、一定の厚さ３ｍである。これは、土質コアと上流ランダムフィルの間の不等沈下はより小さく、せん断変形の影響は下流側程有害ではないからである。

ゾーン２Ｂは、せん断し易い領域を離れているので、一定の厚さ３ｍである。

主ダムの支持ゾーン

砂礫とランダムフィルの支持ゾーン４Ｃと５は二つの仮締切ダムにはさまれている。長期の安定性のためには、下流の支持が特に重要である。締固められた砂礫による広いゾーンが、フィルターの後側にある。河床礫は粒度が良く、硬く清浄であり、一般に７５μ通過分を２％以下より含まないので、強力な自由排水支持ゾーンとなる。このゾーンは、下流側へ仮締切ダムまで延びているので、堤体深部の高い応力を受ける部分は、滑り破壊に対して大きな安全性をもたらす。高い密度に締固められるので、砂礫は僅かより沈下しかしない。

締固めたランダムフィルによる大きな三角形のゾーンが、砂礫の上下流側に置かれ、安定のための重量を備えているが、直接コアを支持するものでない。コアを通る浸透は、ランダムフ

ィルゾーンをバイパスし、砂礫を通り排水され、長期に亘る高い間げき水圧の発生を防止する。ランダムフィルの材料は、主ダムサイトのEra層の砂岩とシルト岩の所要掘削から得られる。礫とランダムフィルの水平境界は、余水吐、取水口および導水路から出る掘削ずりがどの程度ランダムフィルに使用できるかによって変化し、設計段階である程度調整されるであろう。材料の量の相対的比率は図３０のフローチャートに示されている。

支持ゾーンの沈下が下流より大きいことが認められているコアの上流では、ランダムフィルは支持ゾーンの中の操業水深以下の大半を占める。ある間隔を置いて、砂礫による水平排水ブランケットが設けられる。その目的は、上流仮締切ダムに含まれないダムの高い部分で、水位急降下の際に発生する間げき水圧を減少させることにある。仮締切ダムの下流面に対して砂礫の層が設けられる。その目的は、仮締切ダムを保護しているロックの間げき中に、ランダムフィルの材料が移動するのを防止することにある。

上流側ランダムフィルの上には、三角形の砂礫ゾーンがあって、頂部から下方に、ＭＯＬよりわずか下まで延びている。この材料は自由排水であるので、貯水池水位急降下によって生ずる安定性の問題を考えなくてもよいことになる。

砂岩とシルト岩は、破砕された材料の基地に剛性の粒子が埋まっているような盛土を形成する。室内試験によれば、透水性は低く、それ程重大ではないが、この材料の中に間げき水圧が発生するであろう。才５巻で述べられている現場の転圧試験によれば、湿潤な気候のもとでこの材料を扱うことは、それ程困難ではない。

採石石灰岩がダムの上流面における法面保護材料となっており、ダム頂から下方ＭＯＬ付近まで延びている。同様の保護が、主ダムの下流面にも、すでに保護されている仮締切ダムの頂部から発電所の組立て室標高であるＥＬ３５.５までなされている。このゾーンには１０ｍの犬走りがある。これは、工事中の運搬道路として使用される以外に、ダムに埋設された計器の監視のための進入路としても使用される。ＥＬ３５.５以上の下流面には表面の損傷を起こさないように、適当に犬走りに排水路を設けるとともに、草が植えつけられるであろう。これは設計段階で、さらに検討する必要がある。

副ダムのコア

副ダムには、主ダムよりも厚いコアが必要である。その理由は、

- 副ダムの基礎には複雑な断層が存在し、地質的な弱点を形成している。
- 地層の方向が多くの地点でダム軸を横切っていて、砂岩層を通して漏水する可能性が大きい。

中央コア型ロックフィル断面では、水圧比がＦＳＬに対して０.８を超え、副ダムNo.１の基礎

の下方部では、コアの上流境界を大きく広げることによって、浸透流路の長さはさらに増加される。

副ダムのフィルターとトランジションゾーン

副ダムのロックフィル断面のフィルターゾーン２Ａと２Ｂの配置は、主ダムの場合と同様であって、同様の機能を果たす。薄い砂礫のゾーンがロックフィルとフィルターゾーンの間のトランジションを形成する。

河床砂礫を主ダム地点の発送地点から副ダム地域まで１１kmの距離を運搬するには高いコストを要するので、Wor砂岩を、重いローラにより現場で再破砕して使用することが考えられた。もしこれが有効であるならば、フィルター材料の生産方法としても他の方法より経済的であろう。一連のローラー試験、耐久性の評価を含めて、材料の詳細調査は設計段階まで持ち越されるので、目下確実な勧告をすることはできない。ゾーン２Ａには極めて細粒の粒度が要求され、細粒フィルター材料として砂を使用する必要があるが、粗粒フィルターとトランジション材料には砂岩を利用することは可能である。

費用概算には、副ダムのフィルター材料およびフィルターとロック材料との間のトランジションの材料として河床堆積物を仮定した。下流トランジションゾーン４Ｃの幅を減ずることにより経済化が図られる。この場合には粒度を規制して２層のフィルターを設けることにより目的を達成する。

副ダムの支持ゾーン

泥岩のコアは、近くのWor Mountain から採取される砂岩ゾーンによって両側から支持される。ダム上流面における法面保護材料も同様に、この砕石を使用する。本採取場は、才５巻で評価されている。砂岩は適当な考度を有するが、さらに設計段階の調査で充分な耐久試験を必要とする。もし不適当ということが判ったならPoon Mountain石灰岩を使用する必要があるだろう。

アースフィルによる副ダム

アースフィル型に対しては、上下流面の法面勾配は それぞれ１：2.5と１：1.2とした。上流面の法面保護はロックフィルゾーン３Ｃからなる。ゾーン２Ａの材料の形状は、ロックフィルタイプにおける下流フィルターと基礎のブランケットと同様である。

最終的な基礎標高を基準に計算すると、アースフィル盛土の全量は９５０,０００ m^3と推定されるが、これは基礎の剝土の全量の約３０％である。この基礎の剝土には、鋭い尾根を除去するための掘削量が多量に含まれている。この供給源から、適当なアースフィル材料が充分に得られることはまず間違いない。

7.4.3 安定性

主ダムと最大の副ダムである副ダムNo.1には予備的な堤体の安定解析が実施された。

解析はコンピュータープログラムを用いて、標準的なスライス法によるスリップサークル計算を実施したが、この計算には水平水圧が考慮された。

主ダムに対しては、次の基本的条件について行なわれた。

- 竣工時
- 初期湛水時
- 定常浸透流状態（貯水位ＦＳＬ）時
- ＦＳＬからの水位急降下時

定常浸透流状態における主ダムの下流水位はＥＬ２３と想定されたが、これは大ざっぱに年平均流入量約 2,500m³/S に相当する発電と余水吐からの流量に相当する水位に１m加えたものである。

定常浸透流のケースについては、地震による水平加速度0.12g を含めて安定性の検討を行なった。４章には最近の地震活動の傾向についての議論が述べられているが、擬似静的解析で使用される。0.15g に及ぶ地盤加速度を使用して、過度に控え目な安全率を求めることは避けた。

ロックフィルダムであることと、高さが主ダムに比べて低いことから、副ダムについては定常浸透流の状態のみをチェックし、設計段階では全ての他のケースについて詳細なチェックが必要である。

堤体のゾーン

室内試験結果から得られ解析に用いられた材料の性質は、表１８に示される。

諸定数は極めて控え目である。主ダムを支えることを主たる役目とする仮締切ダムの石灰岩と砂礫については特に控え目にしてある。

コンピューターによる計算において、密度は次のように採用された。不透水ゾーンに対して、湿潤密度として飽和密度をとるか最適含水比時の密度をとるかは、浸潤線をインプットして選択した。透水ゾーンに対して、乾燥、湿潤および飽和の密度の特性は、水位と解析条件によって変わる。粘着力の定数も同様の方法でコントロールされた。

泥岩のコアは、透水係数が１×１０⁻⁸cm／Ｓのオーダーであるので、全ての解析において不透水と考えられた。

表18　堤体の安定解析に用いられた堤体材料の性質

	密度 t/m³			C′	C′	φ′
	最適含水比又は乾燥	湿潤	飽和	最適含水比 KPa	飽和 KPa	度
コア (1)（泥岩）	2.0	—	2.1	100	50	15
フィルター (2)	2.2	2.3	2.4	—	—	35
ロックフィル (3)（砂岩）	1.8	1.9	2.0	—	—	40
投石ロック（3A）（3B）（石灰岩）	1.6	1.7	2.0	—	—	35
砂礫（4A）（4B）（投石）	1.6	1.7	2.0	—	—	35
砂礫（4C）（締固め）	2.2	2.3	2.4	—	—	40
ランダムフィル (5)	2.1		2.2	25	0	30

注：有効応力定数　　C′＝粘着力

φ′＝内部摩擦角

竣工時と初期湛水時に発生する間げき水圧は、Hilf(1948) が多数の一次元圧密試験結果から定めた方法による（全応力）1.25／6.4KPaの包絡線に合うように仮定した。しかしながら、建設中の間げき水圧の予知は、極めて近似的であると考えなくてはならない。多くのコアゾーンは、応力の増分によって工事中に飽和状態にまで圧密され、初期湛水時にも同程度の間げき水圧増分があり、この期間は消散がないものと仮定する。結果的には、コアには強い支持が必要であり、深層部を切る円弧の安定解析をする場合には、特別な注意が必要である。

水位急降下の条件に対しては、コア内の間げき水圧の変化と全応力(B)の変化は極めて安全側に仮定してゼロとし、間げき水圧は定常浸透流の状態で残るものと仮定する。

ランダムフィルゾーン5は所要掘削からの砂岩とシルト岩から成るのであるが、これもかなり不透水性であることが予想される。フィージビリティの目的のためには、少量の試験を行なったのみである。唯一回の細かく破砕された材料についての試験は、透水係数約3×10^{-7} cm/Sを示した。この材料については、施工中の間げき圧はHilf の式により大まかに（全応力）1.85／1,000KPa となる。ランダムフィルは、施工中の圧密によって飽和状態にはなり難い。長期的な定常浸透流状態に対しては、下流のランダムフィルゾーンにおける間げき水圧は極め

て直線的な分布を示す。すなわち三角形の中央部で最大値を示し、ゾーンの境界でゼロとなるものと仮定された。中央部における最大間げき水圧は、盛土の高さの1.5倍に等しいと仮定する。これは極めて安全側の仮定であると考えられる。

この段階で、ランダムフィルにおける間げき水圧が水位低下の際にどの程度減少するかを予測することはできないが、かなりの減少があるであろう。上流に水平の排水ブランケットがあるために、間げき水圧の消散は助長されるであろう。堤体の水位急降下前の間げき水圧は貯水位FSLにおける静水頭に合致するものと仮定する。

ダム基礎

主ダムサイトにおいては、上流に傾斜するEra層により基礎の上流部が強化されている。すなわち、弱いシルト層が砂岩の互層によって強化され、堤体の滑動に対して大きな抵抗力をもつことになる。砂岩が存在しなかったならば、地層の形状は上流法面の安定を損なう面を形成する可能性がある。上流部基礎は、堤体のゾーンよりも強いと考えられるが、詳細設計の段階ではチェックする必要がある。

Orubadi 泥岩は主ダム基礎下流部を占め、また副ダム基礎の大半を占めているが、本質的に弱く、定常浸透流が存在する状態では、下流法面の安定性を減ずる可能性がある。基礎に接する円についての安全率を比較するために、泥岩の中を通る円を含む追加の解析を実施した。

フィージビリティの段階では、泥岩基礎の材料については有効応力強度定数しか仮定できない。岩石の組織については未検討であるが、その強度は堤体についての強度定数の試験を行なった攪乱材料より、もちろん高いであろう。泥岩は破砕され締固められると、本質的に粘着性の材料となる。ダイヤモンドボーリングコアを用いた飽和泥岩の一軸圧縮強度試験の予備的な結果によれば、粘着力は約750KPa であるが、おそらく設計値としてはもっと高い値を採ることになろう。副ダムNo.1には、新鮮な泥岩まで剝土されるべき弱い崩壊土があるが、これは有効内部摩擦角16°を示しており、粘着力は上記よりさらに小さい。

定常浸透流の条件のもとで、次の範囲の基礎の強度定数に対して試行的にダムの安定解析が実施された。

- C′（飽和）＝750KPa，φ′＝0
- C′（飽和）＝1,500KPa，φ′＝0
- C′（飽和）＝ 400KPa（任意），φ′＝16°

これらの試行計算の後に、摩擦角を含む任意のケースを除外し、飽和状態での有効粘着力750KPa と1,500KPa の場合のみを考慮した。

泥岩の基礎は不透水と考えられ、間げき水圧の推定はその誤差を安全側に採り、近似的な

フローネットを用いて解析を行なった。

安全率

安定解析の結果は、許容できると考えられる安全率とともに表１９に示されている。設計段階では、使用した解析方法を考慮に入れて所要の安全率を詳細に見直す必要がある。最も危険な滑り円は図３１に示される。

予備的な安定解析は、十分なものではないが、主ダムと副ダムの断面が適切であることを示している。解析で仮定した材料の性質と間げき水圧は、極めて安全側である。特に主ダムの水位急降下と初期湛水の条件については然りである。ダムは水位急降下に対しては、極めて安定である。その理由は、おそらく利用水深が比較的小さいからであろう。しかし、竣工時と初期湛水条件における上流面の滑動に対する安定は、設計段階において入念に検討する必要がある。

泥岩の基礎は、ダムを支持するのに充分であると考えられる。定常浸透流状態における、ダム下流面の長期的な滑動は、新鮮な泥岩の飽和時における有効粘着力が約 1,000KPa を超えるなら は避けることができる。最終的な設計値は、これよりかなり高いことが期待される。副ダムの基礎の安定性に対しては７５０KPa の値で十分である。

表１９　堤体の安定計算結果

ケ　ー　ス	得られた最小安全率	所要安全率
主ダム		
定常浸透，基礎に接する－地震を考慮せず	1.56	1.5
0.12g の地震を考慮	1.13	1.1
水位急降下，ＦＳＬからＭＯＬ，基礎に接する－地震を考慮せず	1.37	1.3
MOL　EL110 までの初期湛水，基礎に接する－地震を考慮せず	1.08	1.2
竣工時　基礎に接する－地震を考慮せず	1.03	1.3
定常浸透，泥岩基礎に深く入る－地震を考慮せず		
C′（飽和）＝ 750KPa	1.34	1.5
C′（飽和）＝1,500KPa	2.56	1.5
副ダム		
定常浸透　基礎に接する	1.48	1.5
定常浸透　泥岩基礎に入る－C′(飽和）＝750KPa		
地震を考慮せず	1.54	1.5
0.12gの地震を考慮	1.16	1.1

7.4.4 余裕高

Wabo ダムの堤頂標高を決定するに当たり、ダム頂での損傷を避けるために、ダムに対する貯水池の波浪の影響に対して余裕がとられる。余裕高を定める方法は各種ある。風によってひき起こされる波と潮汐の他に、必ずしも同時にではないが、次のものに対して余裕がとられる。

- 地震によってひき起されるセイシュ波（湖水振動波）
- 余水吐ゲートの誤操作に対する余裕
- 貯水池内の地すべり
- 任意の余裕あるいはダム形式に関連した安全係数

これらの条件の種々の組合わせに対して、ＦＳＬ ＥＬ１３５のWabo 開発に対する余裕高は、主ダム、副ダムともにＭＦＬに対して３ｍあれば充分であると考えられる。取水ダムはコンクリートであるのでそれ程重大ではない。この余裕は、フィージビリティの工事費概算用としては充分控え目であるが、設計段階では精査の余地がある。計算根拠は付録Ｃ－２に示されている。

洪水時の最大水位上昇は、ＦＳＬ上2.8ｍと推定されるので、Wabo におけるダム頂標高はＥＬ１４0.8ｍを切上げてＥＬ１４１ｍとしてある。

種々のダムについて、計算された余裕高の間の僅かの差は、無視することとする。波のはい上りについては、細かい計算を行ってもダムの上流面が滑らかであるが、または岩石の透水性が非常に高く岩石の大きさが砕波の役目を果たすか、により異ってくるのであまり意味がない。

7.4.5 測定設備

主ダムと副ダム、特に高い主ダムについては、工事中と完成後の挙動を監視するために、測定機器を埋設することを勧告する。副ダムにおいては、基礎の挙動がかなり重要である。

ダムにおける測定機器は、次の情報を測定する必要がある。

- コア及び基礎内部における間げき水圧
- ダムのすべてのゾーンにおける直交３次元方向の全応力（主ダム堤体と副ダムNo.１堤体の基礎の場合）
- 大きなダムのすべてのゾーン及び基礎の内部において測定される沈下
- 支持ゾーン及びできればコア内部の水平移動
- コアの頂部に近い部分で、横断方向のクラックを引き起こす可能性のある引張り歪
- 表面沈下及び頂部、ダム法面のゆがみ
- 下流法尻における漏水（副ダムのみ）

この情報を得るための適切な測定機器に関しては、Hosking(1968および1974)により述べられている。地震時におけるダムの挙動を監視するための地震観測設備も考慮する必要がある。これにはコアとダムのアバットメントに、遠隔読取式地震計を埋設して使用することになるであろう。

7.4.6 コンクリートフェーミングダム

主ダムに中央コア型ダムを採用することに対する代案として、コンクリートフェーシングダムの可能性があるので、比較の目的で概略設計を行った。ダムの一般的配置は図18に示してある。この代案を棄却した根拠は7.1.2節に述べられている。

コンクリートフェーシングダムは、本質的には堤体充填物の内部あるいは下部を通過する水を止めるためのコンクリートフェーシングを支えるゾーン型堤体である。

フェーシングは一連の鉄筋コンクリートの平板からなり、ジョイントは止水板が入っていて、連続したりコンクリートプリンス(止水壁)を基礎面とアバットメントの表面にキイ状に入れて固定する。プリンスは細かくいえば、その隣合わせの平板の縁端部材(水密になっている)が滑動して動けるような構造となっている。Wabo では、法面勾配、プリンスの配列及びダム軸は上流に35°から40°で傾斜する地層の方向を考慮して定められる。コンクリートフェーシングのこう配は、この高さのダムで通常採用される範囲内とされる。プリンスの基礎は比較的不透水性のシルト岩上に設けられる。砂岩層は、泥岩に比べて節理があり、透水性が高い。したがって、プリンス付近の砂岩層には高圧グラウトを施す。不透水の上流ブランケットは、採石場の廃石中の細かい材料からなり、コンクリートフェーシングに対して基礎岩盤標高からMOLの間に施工される。これは、他でも実用化されている経済的な、用心のための手段で、MOL以下のコンクリートスラブを通して激しく漏水することはめったにないが、これに対して備えたものである。コンクリートフェースの補修は、水位を低下することなく行なうことができる。このほか、たとえば止水板が破壊して漏水が発生した場合、細かい粒子が傷んだスラブの施工継目を通って移動するならば、層状帯はフィルターとしての機能を果たし、その結果究極的には孔は閉じられることになる。

主仮締切ダムは主ダムの上流に十分に距離をとって配置する必要がある。その理由は、

- 主仮締切ダムのゾーンの内部は締固められていないので、その沈下は非常に大きく、貯水池が湛水した場合にコンクリートスラブに重大なクラックが発生するおそれがあり、これを防止することはできない。Wabo の高さに匹敵する大ダムでは、フェーシングを支えるゾーンを締固めるのが普通である。
- 仮締切ダムブランケットの除去、プリンスの構築、基礎グラウト、層状ゾーンの設

置およびスラブの打設等のコンクリートフェーシング工事を河岸以下の標高で実施するきわどい時期に、もし洪水が来襲してもこれを防護できない。

主仮締切ダムと下流仮締切ダムは7.3.5節に述べた方法で建設される。ゾーンの詳細は中央コア型ダムの場合と同様である。河床堆積物は、プリンスの上流にある主仮締切ダムの基礎を含め、基礎の全域から掘削されるべきである。

コンクリートフェーシングダムにおける沈下を最小とするために、締固められた砂礫よりなるゾーンを、水圧荷重によって生じた応力が直接伝わる領域に設ける。

主砂礫ゾーンを覆って加工した成層材料を締固めた層により、比較的平らな表面を形成し、コンクリートフェーシング施工の誤差を少なくするようになっており、また、より均等に支持し得るようになっている。通常行なわれている工事では、この材料の最大粒径は約75㎜である。最も大きい水圧荷重の影響を受ける堤体下部領域にはランダウフィルによる大きなゾーンを構築する。その材料には、主ダムサイトの所要掘削により得られた砂岩とシルト岩が用いられる。工事費概算のために、砂礫ゾーンとランダムフィルゾーンの間の境界の勾配は任意に1：0.3とした。

ダムの下流面こう配は中央コア型の場合と同様2：1とし、植生法面保護とする。下流仮締切ダムはダムの法尻を形成する。

7.5 余水吐

7.5.1 概　用

Wabo地点におけるPurari河の平均流量は、約2.500㎥/Sと推定されている。図7(d)に示されている　日平均流量の流況曲線によれば1,500㎥/Sを超える流量は年間274日、すなわち75％発生する。Wabo発電所が約1,500㎥/Sの常時使用水量で運転されるとすると、余水吐は頻繁に使用されるであろう。5,500㎥/Sを超えるピーク流入量は毎年記録されており、14年間の記録における最大流量は10,450㎥/Sである。

洪水に関する検討は第6巻に記述されている。これらの検討により、ピーク流入量22,000㎥/Sの洪水（約10,000年に1度の確率の洪水）を主余水吐設計の対象とすべきであるという勧告がなされた。加えて、ピーク流入量31,300㎥/Sの異常洪水量をダムを危険にさらすことなく、通過させるような準備が必要であるとされた。このことは、主余水吐とそれを補助する緊急余水吐により達成されるが、緊急余水吐は、副ダム地域に施工されるヒューズプラグ堤体からなるものである。

7.5.2 余水吐の最適寸法

余水吐の最適寸法は、余水吐容量及びダム高の工事費の関係を考慮して定めた。設計洪水に対する最大余水吐流量と、最大貯水位上昇量とは卓上コンピューター（SHARP COMPET CS－365P）を用いて計算した。操作は種々のゲート付き余水吐について、貯水池水位をできるだけ長くFSLに保つように努め、それ以上水位が上昇する時、ゲートを徐々に全開までもってゆく従来の方法によるものとして検討を行なった。各余水吐の案に対して必要なダムの高さを定めるに当り、最大洪水位（7.4.4節）からの余裕高は3mとした。図32(a)と図32(b)は洪水操作検討の結果を示し、表20にそれに対応する所要ダム高さとともに余水吐の比較案を示す。

表20　余水吐ゲートの比較案

ダム頂 EL m	洪水時水位上昇 (m)	ゲート寸法 H×B×N	純越流頂 (m)	シュート部幅 (m)	最大流量 (m³/S)	単位幅流量 (m³/S/m)
141.0	3.0	16×16.0×7	112.0	133.0	16,300	146
143.5	5.5	16×14.0×6	84.0	101.5	14,900	177
146.0	8.0	16×12.8×5	64.0	78.0	14,000	219
138.0	0	19×16.3×9	146.7	174.7	22.000	150
141.0	3.0	19×14.6×6	87.6	105.1	16,600	189
143.5	5.5	19×13.1×5	65.5	79.5	14,900	227
146.0	8.0	19×12.8×4	51.2	61.7	13,800	270
138.0	0	23×15.5×7	108.5	129.5	22.000	203
141.0	3.0	23×13.1×5	65.5	79.5	16,200	247
143.5	5.5	23×12.5×4	50.0	60.5	14,500	290

注：(1) 洪水操作の検討は予備段階での推定洪水量22.500m³/S（結果的には余水吐設計には22.000m³/Sが用いられた）に基づいている。

(2) ゲート寸法H×B×N＝高さ×幅×数である。

(3) ゲート高さ＝FSL－越流部敷＋余裕（1.0m）である。

選定された余水吐とダムの組合せに対する工事費概算には、土木工事費全部と余水吐ゲートの構築費を含む。この費用には点検と保守のための一組の角落しの費用も含まれている。いずれの場合にも、余水吐のシュート幅は、その長さ全体に亘り一定であると仮定されている。ダム工事費は、全ての項目を含むが、取水構造物についてはコンクリートしか含まれていない。

工事費の比較を表２１に示す。図３２(c)はダムと余水吐工事費の組合わせを示すものである。

表２１　余水吐とダムの組合わせの工事費比較

ダム	余水吐		工事費（百万米ドル）				
クレスト標高 (m)	ゲート寸法 (H×B×N)	シュート幅 (m)	余水吐 土木工事	余水吐 鉄鋼工事	ダム 盛立て	ダム 取水ダム	合計
141.0	16×16.0×7	133.0	69.5	11.1	147.0	18.0	245.6
143.5	16×14.0×6	101.5	57.5	8.2	158.0	19.0	242.7
146.0	16×12.8×5	78.0	50.0	6.4	171.0	19.9	247.3
138.0	19×16.3×9	174.7	94.5	16.7	134.0	16.9	262.1
141.0	19×14.6×6	105.1	63.0	10.1	147.0	18.0	238.1
143.5	19×13.1×5	79.5	56.5	7.7	158.0	19.0	241.2
146.0	19×12.8×4	61.7	54.0	6.2	171.0	19.9	251.1
138.0	23×15.5×7	129.5	86.0	15.7	134.0	16.9	252.6
141.0	23×13.1×5	79.5	65.0	9.9	147.0	18.0	239.9
143.5	23×12.5×4	60.5	60.5	7.8	158.0	19.0	245.3

図３２(c)から分るように、最も工事費の少ないのはゲート高が１９ｍとなる組合わせである。これは高さ１９ｍ×幅１４.６ｍのゲート６門の場合であって、洪水位上昇はＦＳＬ上約３ｍである。

高さ１９ｍのゲート５門の場合は、６門の場合に比べてわずかにコスト高となるだけであるが、ゲート１門が機能不良となった場合は後者の方が重大な事態に至らないですむ。ゲート７門のシステムではかなり工事費が高くなる。ゲートのない余水吐も一通り考えられたがあまりにもクレスト長が長く、掘削量が大きいために詳細な検討を行わなかった。

7.5.3　主余水吐の特徴

幅１４.６ｍ×高さ１９ｍの６門のラジアルゲートからなる最適の余水吐は、クレスト標高ＥＬ１１７で、ピーク流入量２２,０００m^3/Ｓからなる設計洪水を安全に流下させる容量を有する。貯水面の最大水位上昇はＦＳＬ上２.８ｍで、最大洪水位ＥＬ１３７.８ｍ及びピーク流出量１６,５７０m^3/Ｓを与える。図３２(d)は設計洪水操作を図解説明している。

種々の大きさの洪水流入量に対する貯水位上昇は図３２(e)に示されている。ピーク流入量が１３,２４０m^3/Ｓ（約６０年確率）以下の洪水はＦＳＬ上の貯水位上昇をもたらさない。ピーク流入量２８,８００m^3/Ｓの洪水（１０,０００年に１度の確率よりかなり大きい）は、非常用余水吐

が無ければ、ダム頂標高EL141.0mに到達する。

ゲートの誤操作の影響に関する検討の結果によれば、6門の内1門のゲートが開かなければ、設計洪水に際し貯水位はEL139.4mまで上昇し、2門のゲートが開かなければ、貯水位は理論的にはEL141.4mとなる。ゲート1門の故障に際しては非常用余水吐は作動しないが、2門のゲートが故障すれば非常用余水吐は作動する。但し、主ダムは越流しない。

余水吐流出量の水位流量曲線は、ゲート全開の場合については図32(f)に、ゲートの部分開の場合は図32(g)に示されている。

7.5.4 水理設計

主余水吐の詳細は図21に示されている。越流頂構造物からの流出量は幅105m、長さ486mのシュート部を通って越流頂からフリップバケットまで流下する。フリップバケットによって流れを上方に向け、減勢池で流れのエネルギーは失なわれる。設計洪水に対する最大流出時は越流頂の単位流出量は190m³/Sであって、最近の標準と比較して過大ではない(Water Power, March 1974)。

接近水路敷標高はEL110で、余水吐越流頂下7mであって、これにより高い流量係数を得ることができる。設計洪水に対する接近流速は約5.7m/Sであるので、両側に導流壁を設け、接近水路敷にはコンクリートスラブを設けることによって、流況を改善することが望ましい。

反曲線断面を有する越流頂の形状は、設計水頭18mと上流面こう配1：1を採用することとして決定された。設計洪水に対する最大水位は21mとなり、この条件のもとでは越流頂における最大負圧は4.5mを超えないことになる(USBR, 1973)。これは、設計段階における模型実験により立証する必要がある。

シュートの勾配は、その延長の中間付近で変化し、上部の勾配は1：3.74で、下部の勾配は極めてゆるく1：13.75である。半径200m以上の曲線により二つの勾配をつないでおり、流れの方向の変化による力を減勢する。シュート部の水面の形状は、ベルヌーイの方程式を用いて計算してある。損失水頭は、粗度係数n＝0.018におけるマニングの公式を用いて計算し、空気混入、波浪、その他の要素に対して余裕高2mを考慮し、シュート側壁を決定した。最大設計洪水16,570m³/Sに対して、シュート末端での水深と最大流速はそれぞれ4.5mおよび35m/Sと計算された。これらの計算の詳細は付録C－3に掲載してある。

エネルギー減勢方式としては、射出区域の河床及びその周辺の洗堀は許容されるので、あらかじめ掘削した減勢池を備えたフリップバケットを採用した。

フリップバケット型の減勢方式は、通常の減勢池方式より経済的である。また最近の経験によると、高い水位と大きな流量の場合にはスティリングベースン型の減勢工の効果は充分でないことが示されている。

フリップ射出端は、最大放水位より高い所に設けてあるので、放流水は自由噴水としてふるまう。射出端標高はＥＬ４１ｍとしたが、これはＥＬ３５にある予想最大放水位より６ｍ高い。洗掘の深さを減ずるため、また噴水軌道をスムースにするため、２０°という小さな射出角が採用された。１００年洪水における軌道は、フリップバケットの下流２００ｍの所で放水位面に突入するものと計算されている。

減勢池の寸法を定めるについては、確率１００年に１回の流出量１３,３００m^3／Ｓの洪水が採用された。池底として必要とする標高はＥＬ－５と推定される（付録Ｃ－３参照）。Handbook of Applied Hydraulicsには、もう一つの洗掘深さを推定する近似方法が述べられている（Davie と Sorensen, 1969)。これは、自然の滝つぼの侵食深度は滝つぼ上方の落差の約⅓であるという観察にもとづいたものである。この推定方法によれば、洗掘は池の水面下ほぼ３０ｍとなり池底標高はＥＬ２となる。したがって、控え目に見て池底標高としてＥＬ－５が採用された。より大きな洪水によって減勢池がこれ以上洗掘されたとしてもそれは頻度が小さく、また、ダムの安定を害するものでもなく、発電所放水庭に致命的な影響を及ぼすものでもないことが予想される。

余水吐の水理に関するすべての面について、最終設計段階で模型実験を行なうべきである。

7.5.5 構造設計

洪水吐の主要部分は、砂岩、シルト岩および泥岩の厚い互層上に構築されることになる。斜面の安定に関する勧告に基づいて（４章参照）、余水吐区域における法面の勾配は大部分１：1.5である。永久的に露出する法面には、高さ１５ｍ毎に排水のための幅４ｍの犬走りを設け、すべての法面はワイヤーネットもしくは植生により保護するものとする。

導流壁の裏側には、砂礫を充填し、アバットメント壁の背後に設置される不透水ゾーンを支持するとともに、コントロールハウスで未使用時のガントリークレーンの格納庫、および駐車場のためのスペースをとることとする。壁体にかかる水圧を最小限に押えるために、排水孔を設け、背後には多孔排水管を埋設する。安定性を補なうために、グラウトされたアンカーバーが用いられる。

前庭敷には、洗掘防止と流況改善のために厚さ1.0ｍのコンクリートスラブをはる。スラブはグラウトされたアンカーバーによって岩盤に固定する。

越流頂部構造物は、主に砂岩からなる新鮮な岩盤上に設けられる。それは７ブロックに分割され、温度変化と収縮に伴なう移動に耐えうるように、縦方向の収縮継目が設けられている。これらの継目には、ゲートの操作不良のもととなる不等変位を抑制するために、せん断キィが設けられ、グラウチングが行なわれる。漏水は、クレストの表面に近い所、各継目に設置される止水板によって抑制される。

越流堰及びピヤーより成る頂部構造物は、滑動、静水圧、揚圧力、地震力、動水圧および構造物の自重等によって生ずる滑動、転倒および支持力に対して、安定性を保つように設計される。

揚圧力を減ずるために、排水ボーリングを行って漏水をクレスト内の回廊に導く。カーテングラウチングも実施される。堰の上流端の基礎内に設けられるカットオフキーによって、浸透流路が長くなり、滑動に対する抵抗力が増加する。大型のラジアルゲートにかかる荷重は、各ピアにおけるゲートアンカーのトラニオンに約3,100tの引張り力をひき起す。したがって、これらの力に抵抗するために、プレストレストアンカーが用いられる。アバットメント背後の不透水性の充填材料は、堤体のコアゾーンの一部となるので、入念な締固めを必要とする。

シュート部のスラブは、厚さ1mの鉄筋コンクリート製スラブとして設計される。このスラブは、揚圧力と滑動に抵抗するために、グラウトされたアンカーバーによって、基礎にアンカーされる。間隔約15mの縦横方向に収縮継目が設けられ、継目を横切って、せん断キーが設置される。揚圧力に対する安定性を確保するために、各継目には止水板が設けられ、スラブの不等沈下を防止するために、アスファルトでコーティングしたダウェルバーも用いられる。スラブの下側に、縦横両方向に多孔管を付した排水溝が設置される。

シュート部の側壁と底部スラブは、構造的には独立するように設計される。クレスト構造物の直下流では、側壁は不透水性の堤体盛土を支えるように設計されており、したがって、それらの高さは堤体の高さにより規制される。これより下流の側壁の高さは、2mの余裕高を持たせて計算した水面形状によって変化する。堤体下流のシュート側壁は、普通の材料によって裏込めされているが、排水のため、コンクリートに接して、厚さ50cmの砂礫層が置かれている。壁の背後の砂礫中には、水を抜くために排水パイプが入れてある。更に表面排水溝も設けることになる。

フリップバケットは、余水吐からの射水軌道の方向変化によって発生する滑動力に、抵抗するように設計されている。越流頂部構造物に関しては、せん断キー止水板を備えた収縮継目が設けられるだろう。

バケットの下の排水システムによって、揚圧力を抑制することになる。バケット壁体の最終設計段階では、バケットを離れる射出水流によって発生する動水圧を考慮に入れるべきである。

減勢池の上流側斜面は、特にゲート開閉の際に射出水流あるいは滴水にさらされる。この地域の泥岩は極めて侵食され易いので、斜面を厚さ1mのコンクリートスラブによって保護する。このスラブには排水孔とアンカーバーが設置される。上流面の勾配としては安全をみて½とする。

余水吐の橋梁は、幅7m、6径間の合成桁よりなり、余水吐ピアにより支えられている。そ

れはダム頂道路の一部となり、かつ角落しのためのカントリークレーンの軌道敷ともなっている。

7.5.6 非常用余水吐

非常用余水吐は、主余水吐と連けいして作動する場合、異常洪水時流量31,300㎥/S（才6巻参照）を主ダム頂に対してなお1mの余裕高を残しながら、流下でき得る寸法となっている。非常用余水吐が無い場合、このような洪水があると、理論的には貯水池水位をEL142.2（図32(e)参照）まで上げなければならない。

非常用余水吐は副ダムNo.3とNo.4にあるヒューズプラグ堤よりなるのであるが（図20）、異常洪水を処理する安価な方法である。その工事費は、主余水吐を拡大するとか、全ての堤体のクレスト標高を上げる等による工事費は非常に高いものによる。一方このヒューズプラグはわずかに、300万米ドル程度でできると見積られる。非常用余水吐には、欠壊した時の高速流に対する保護となるアバットメントのコンクリートウォールとダムの下流部のコンクリートスラブが含まれる。

ヒューズプラグダムを通過する水流の容量は、クレスト標高、シル標高およびクレスト長と関係する。クレスト長は、適切な地形に合わせて250mとする。ヒューズプラグのクレスト標高およびシル標高、さらに洪水の増水との関係を検討した。結果を図32(h)に示す。放水流量の関係については、余水吐を流量係数1.55の広幅のクレストを有する堰と仮定して推定した。この図から次のことが分る。すなわち、貯水水位上昇をダム頂に1mの余裕高を残しEL140に押えるためには、ヒューズプラグ堤のクレスト標高はEL139.5、およびシル標高はEL131でなければならない。ヒューズプラグダムの破壊機構については、あまり分っていないが、水深0.3mで頂部を越流する場合に、欠壊は急激に起るものと仮定した。

双方の余水吐が作動する場合の、極限洪水の追跡結果は図32(i)に示されている。主余水吐を通過する最大流量は19,400㎥/Sであり、10,400㎥/Sが非常用余水吐を通過する。このことは、Waboクリークの河谷に大きな被害をもたらすものであるが、それが発生する確率は非常に小さい。

7.5.3節に述べたように、設計洪水（22,000㎥/S）が発生した場合に、余水吐ゲート1門が作動し損ったとしても、ヒューズプラグダムは欠壊しない。2門のゲートが作動し損った場合には、ヒューズプラグは欠壊するが、主ダムの越流は生じない。

ヒューズプラグの余裕高は、主ダムのそれよりは小さい。すなわちヒューズプラグのクレスト標高はEL139.5であるから1.5mだけ低い。プラグの上流面を下記のようにすれば、波浪に対する安全性は確保できる。

・ダムよりもかなり緩い勾配をもっている。

・選別された大きな岩屑を適切なトランジション上に載せて援う。

すなわち、ヒューズプラグの上流面は1：3.5とし砕波を可能にする寸法の岩石で表面を保護する。付録C－2に示されるように、設計風速30m/Sに対し、1.2mに達する波のはい上りは、この対等により大きく抑制される。すなわち、仮定された波浪作用のその他の原因は、これに比らべ重大ではない。1門の余水吐ゲートを開け損なうと、貯水位は最大洪水位よりもさらに1.6m上昇し、ヒューズプラグのクレスト標高に対し0.1mの余裕高しか残さないことになるので、最も危険な状態となる。大きな波浪作用と地震、あるいは地すべりが同時に発生すると、頂部に被害を与えるかも知れないが、このような起りそうもない事態の組合わせが発生したとしても、堤体の欠壊には到らないと考えられる。

ヒューズプラグ堤の下流面は、強雨による侵食に対する保護を必要とするが、同時に、万一越流が起きた場合には急速に侵食される。この目的のためには、法面保護は植生よりも粗礫の方が適切である。

7.5.7 機械設備

ラジアルゲート及び巻揚機

幅14.6m×高さ19mのラジアルゲート6門は、縦桁でささえられた、半径23mで曲がっているスキンプレート、3本の水平主桁及び3本の足よりできている両側のアームより成り立っている。現場組立ては、シール溶接されるスキンプレートを除いて高張力ボルトを使用して行なわれる。2個のトラニオンは、余水吐ピア上のプレストレトコンクリート台座の上に取り付けられる。水密ゴムはスキンプレートの下流側に取りつけられ、コンクリート構造物に埋め込まれている水密板は、ステンレススチール製である。

ゲート操作のためのワイヤーロープ式巻揚機をピアの上に取り付ける。ワイヤーロープはスキンプレートの上流面、ゲートの底部付近に取り付けられる。腐蝕を少なくするために、ステンレススチールのワイヤーロープが推奨されている。各巻揚機は降雨等より守るために小屋の中に設置する。電動巻揚機は、0.5m/minの速度でゲートを昇降させる。通常の動力は発電所から供給されるが、余水吐クレストの近くのコントロールハウスの中に、全てのゲートを同時に操作できる容量をもつ予備ディーゼル発電機を備えることになっている。

各巻揚機の操作盤は、各巻揚機室内に置かれるが、コントロールハウスにも遠隔操作装置を設置することになっている。

角落しおよびガントリークレーン

余水吐ゲートの検査と保守のために、1組6本の角落しが準備される。理由は、貯水位が連続的に高い場合に他の方法で保守をすることはできないことによる。各角落しは支間距離14.6 m、高さ3.15 m である。角落しは、ガントリークレーンに取り付けられた半自動吊り上げビームにより、ガイドフレームの中に設置される。必要がない場合には、それぞれガイドフレームの上端に1本ずつ保管される。

各々の角落しは溶接構造とし、スキンプレートと水密ゴムは下流側に取り付けられる。1本の角落しには、角落しとゲートの間に充水して水圧をバランスさせ、角落しを操作するためにバルブを設置する。

角落しゲートを操作するために、ワイヤロープ式巻揚機を有するガントリークレーンを余水吐橋梁の上に設置する。ガントリークレーンの走行と巻揚げには電動モーターを用い、クレーンの操作室から操作する。ガントリークレーンの下には、4 m × 4 m の空間があり、車両が通過できるようになっている。使用しない時は側線に格納される。

7.5.8 余水吐レイアウトの比較案

左岸側の余水吐

図28に示されるように、比較案として左岸側のレイアウトを検討した。左岸側レイアウトは、Preliminary Report (NK, 1973) では、取水口と水圧管路に近接しているためにコンクリートと掘削量の節約になると考えた。

しかしながら、余水吐を左岸側に配置することは、水流取り入れ条件と終端構造物が発電所に近いという点で難点がある。曲っており、しかも狭い接近流路を経て越流する流況はあまり好ましくない。かなりの振動をひき起すおそれのあるエネルギー減勢部は、発電所からできるだけ離して設置する必要がある。さらに、将来発電所を増設する場合、左岸側では、余水吐構造物に制限を受けることになる。したがって、フィージビリティ段階では、右岸側のレイアウトが採用されている。

シュート幅の縮少

現在の段階では、シュートは全長にわたり同一幅であるとして設計されている。ラジマルゲートの上流面を円弧の弦の位置に置き、ピアにテーパーをつけ、下流のシュート幅を縮めることにより工事費は300万米ドルのオーダーの節約になるので、詳細設計段階では考慮されるべきである。

シュート幅の縮少に関する予備的な計算は、付録C－3に掲載されている。

7.6 取水口と水圧管路

7.6.1 比較のレイアウト

発電設備として選定されたレイアウトは、独立型の取水口構造及び仮排水トンネルとは無関係の地上式水圧管路であって、これらは左岸アバットメントに配置されている（7.1.1節参照）。地質調査が進行するにつれて、レイアウトは修正された。

取水口構造は丈夫なEra砂岩（第5巻参照）に載るように、またその右岸アバットメントができるだけ主ダムに近接するように配置されている。発電所基礎は、Orubadi泥岩からなり、位置は放流による主ダム基礎のアンダーカットを避けるため、主ダムの下流法尻より離している。

水圧管路基礎の配置についても同様の制約があり、また支台とアンカーブロックの基礎は堅固な岩盤上に設けなければならない。

水圧管路基礎が主ダムに近いほど、掘削量が減少するのは明瞭であるので、いくつかの配置の比較検討を行なった。最終的な配置は、次の何れかを基準として選択することとなる。

- 水圧管路の路線設定を直線とすれば、水圧管路の長さは最短となる。
- 掘削を最小限にすると、水圧管路の路線設定は直線とならない。

予備的な工事費の比較を表22に示す。この表より、掘削費を最小とする路線設定は、長さを最小とする路線設定よりも、工事費が440万米ドル少ないことが分る。したがって、前者を採用した。

表22　水圧管路基礎の工事費比較

項　　目	水圧管路長を最小とする路線		掘削を最小とする路線	
	数　量	工事費 10^6 米ドル	数　量	工事費 10^6 米ドル
掘　　削	7.0×10^6 m^3	28.0	5.2×10^6 m^3	21.2
水圧管路長	1740 m	21.2	1970 m	24.0
計		49.2		44.8

水圧管路をアーチ構造として考える設計方法によると、パイプラインの金属部施行伸縮継目およびアンカーブロックが経済的になるが、直線的路線設定を必要とし、ベンチの掘削が大きくなる。この比較案も設計段階で考察する価値がある。

7.6.2 導 水 路

導水路は完全に砂岩とシルト岩の上に載る。4章で勧告された通り、導水路の掘削勾配はダム頂以下で1：1.0、ダム頂以上で1：1.5とし、1：1.0の掘削勾配に対する追加の安全対策としてコンクリートライニングを行い、長さ6mのグラウトを施したアンカーバーを間隔2m毎に設けて、ライニングと岩盤を結合する。この保護法は、法面の劣化を防止し、水路内に岩屑がたまるのを防ぐ上で有効である。

導水路の路線設定は、水理特性を良くするものでなくてはならず、水路底部の幅は全長に亘り120mである。インバート標高はEL85で取水口敷より2m低く、岩片が取水口の中に流入するのを防止するようになっている。

7.6.3 取水構造物

提案された取水構造物は、直線重力ダムで、7個の取水口を備えている。上流面にあるスクリーン構造は14ユニットに分割されている。これは各取水口の中央にはピアがあるからである。7番目の取水口は、将来の増設に対する予備であるから、最初の段階では12組のスクリーン設備しか設けられない。7番目の取水口を設ける工事費は約800万米ドルで、水力発電計画費用の1%以下である。

取水口は渦の発生を避けるように設計される。渦が発生すると水圧管路内に空気が入り、水圧管路の防蝕剤を犯し、水車効率を低下させ、さらに水車とドラフトチューブに損傷を与えるおそれがある。

渦の発生に影響する要素は、

- 取水口への接近流の幾何学的形状
- 取水口における流速
- 取水口の寸法
- 取水口の水深

対称流を仮定した場合に、水深は流速と取水口の寸法の関数として表現され、通常性ゲートの高さを採る（Gordon, 1970)。取水口の所要水深は取水口の敷高を定めるが、ゲート上端から貯水面まで10mと計算されている。したがって、EL110のMOLに対して、ゲートの高さが8mであるから、ゲート敷の標高はEL92となる。

構造物前面における取水口の開口は方形であって、その断面積は水圧管路の断面積の1.67倍以上である。入口ベルマウスの長さは、損失水頭を最小とするために、水圧管路径と同一にされる（USBR 1973）。ベルマウスは、流入部の上下流面にのみ形成されていて、側部は間隔8mで平行であり、上流面で最大のコンクリート断面を有し、構造物における好ましくな

い引張り応力の発生を減少させている（Creager 1950）。

取水口構造は縦の収縮継目を有し、各取水口は幅１６ｍのブロックとなっている。前面の開口は高さ１４ｍ、幅８ｍである。ダムの基礎はＥＬ８５にあり、ゲートシル以下のコンクリート厚は７ｍとなる。設計段階では、取水口構造の詳細な応力解析が必要であろう。これは、取水口開口の周辺において特に必要である。応力分布を決定するためには、光弾性モデルによる研究をすべきであろう。

取水口ダムの安定性は、転倒、滑動および応力に関してチェックされている。滑動に対する安定性が支配要素であって、上流面の垂直に対して、下流面１：0.８５を必要とした。主な仮定は、

- ダム基礎のせん断抵抗　＝　1,０８０ KPa
- 初期摩擦角　＝　４０°
- 基礎の耐圧強度　＝　1,５００ KPa
- 地震係数（水平）　＝　0.１２g

貯水池水位は常に高いし、貯水池には多くの木材のごみの存在が予想されるので、スクリーンは取りはずし可能なように設計され、機械的なレーキングにより定期的に清掃される。スクリーンの面積は、貯水水位がＭＯＬの場合に最大使用水量を得るという最も厳しい条件のもとで、流速が1.5ｍ／Ｓ　を超えないように決定されている。

7.6.4　水圧管路の口径の最適化

最適水圧管路口径は、水圧管路工事費減少分と損失エネルギーの値の減少分との和が最小となるものと定義される。工事費の減少には水圧管路と関連構造物の建設工事費、耐用年数５０年間の保守と交換に要する費用の減少が含まれる。損失エネルギーの値の減少も同じ期間について計算される。

計画の最適化と同じように（６章参照）損失エネルギーの値は、Wabo だけの操業の場合とガスタービンによる常時電力による増強の場合について検討される。

考慮された水圧管路相対工事費

発電水力計画に関連する費用の変化は、種々の水圧管路口径に対する費用の差によって現われる。

次の項目が考慮された。

- 水圧鉄管の費用
- 慣性特性の変化に伴なう発電機費用の増加分

- 有効落差の変化に伴なう水車費の増加分
- 取水口ゲートの費用
- アンカーブロック、水圧鉄管の収容およびリングガーダー
- 支持を含む土木工事費

水圧管路基礎の掘削、取水口と発電所のコンクリート等の水圧管路径による変化は、微小であるとして無視された。

ウォーターハンマーは水圧管路の寸法、許容速度の上昇および発電設備の慣性特性に影響される。考慮された水圧管路口径の範囲に対し、速度制御に関する検討が実施され、速度と圧力上昇、ゲート閉鎖時間、管路口径および機械の所要慣性の関係を与えるカーブが求められた。これにより本検討のために最大スピードライズ６４％と圧力上昇４０％が採用された。

検討された口径の範囲

水圧管路に関する予備的な検討によれば、管路の大半は径に比らべて水頭が小さく、長さの½から2/3の部分の設計は、取り扱いの安全性と外圧条件から定まる最小板厚に支配される。予備的な工事費比較では、長さに沿って管径を減ずることは費用の点であまり有利とはならないので、一定口径の水圧管路が採用された。

検討した口径の範囲は、7.5 *m*から9.0 *m*で、0.5 *m*きざみとした。それに対応する管路内の最大流速は9.6 *m*／S から6.7 *m*／S であるが、9 *m*／S が望ましい最大流速と考えられる。

発電機器の工事費増分

提案された公称出力に対する水車と発電機の組合せによる自然慣性常数は、4.2KWs／KVAと推定されるが、この内4.0KWs／KVAは発電機に対するものである。自然の値を超える発電機の増分慣性に要する費用は、６台の発電機について4.0KWs／KVAを越える、0.1KWs/KVA毎に１３３,０００米ドルと計算される。

明らかなことは、同一の出力と貯水位に対して、水圧管路口径が小さくなれば、いく分大きな水車が必要となることである。それは、水圧管路の損失が大きくなって、有効落差が小さくなるからである。損失水頭１*m*毎の水車費の増分は、６台分について１７０,０００米ドルと計算される。放水位の変化も含む最大損失水頭に基づいて、考慮された各口径について水車費用の増加分を見積った。

水圧管路による相対工事費の総括

関連する費用の増分は、６章のエネルギー費用の割引費用の計算に採用されたと同じ方法で、８年目の終りに割引く計算を行なった。保守と交換の費用の割引費は、年間当りの全可変費用の１％と仮定した。表２３は、これらの割引き費用の和を割引率７％、１１％、１５％の場合

に ついて、7.5 m径の水圧管路との差として表わしたものである。これらは図３３(c)に図解されている。

表２３　割引かれた水圧管路費用の総括

単位：1,000米ドル

割引率 %	水圧管路径			
	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m
7	0	3,280	8,340	14,160
11	0	3,410	8,690	14,750
15	0	3,630	9,250	15,700

注：これらの費用の詳細は付録Ｃ－４の表Ｃ－３およびＣ－４に示されている。

エネルギー損失の割引かれた価値

種々の水圧管路径に対する損失エネルギーを決定するために、損失水頭を評価するいくつかの方法がある。

これらに含まれるものとして、

- 平均発電所使用水量を仮定する。
- 放水水位の変化も考慮して、与えられた出力と貯水水位に対する発電所使用水量を得る。
- 与えられた貯水容量と時系列の流入量に対する常時電力量の変化を計算する。この場合、月毎の貯水量操作の検討を必要とする。
- 貯水池操作の検討で見積られた、常時電力供給源により補充されるべきエネルギーの不足の変化を計算する。

最初の二つの単純な方法は、一般に用いられるが、Wabo に対しては、溢水する時が多いので平均発電所使用水量、特に平均貯水位を定めることは困難である。

この理由により、損失エネルギーはWabo のみ操業の場合とWabo 操業と常時電力源（ガスタービン）とを組合わせた場合について、貯水池操作の検討を行なって評価した。

Ｗａｂｏ単独操業におけるエネルギー損失

Wabo 単独の操業は、６章におけると同様に、１９７２年渇水に基づいた。又、６章に採用さ

れたものと同様な操作ルールによったが、次の例外を設けた。

- 摩擦、流入、曲りの損失水頭は水圧管路口径によって変化する。
- 放水水位は発電所使用水量によって変化する。
- 水車効率は発電所使用水量によって変化する。

図３３(a)と３３(b)にはそれぞれ損失水頭と水車効率のカーブを掲げてある。

Wabo 単独の貯水池操作の結果の詳細は、付録Ｃ－４の表Ｃ－５に述べられており、概要を表２４に示す。

表２４　常時電力量の損失－Wabo 単独運転

水圧管路径 (m)	7.5	8.0	8.5	9.0
常時電力量の損失 GWh／a	１２９	７０	２９	0

注：詳細は付録Ｃ－４の表Ｃ－５参照。

エネルギーの損失に割当てるべき価格は、売電価格によるが、現段階では決定できない。この水圧管路最適化の検討における、評価には６章において決定された割引エネルギー費用が用いられた。それらは、

割引率	割引かれたエネルギー費用
７%	7.0　1,０００米ドル／GWh
１１%	１１.5　〃　〃　〃
１５%	１７.0　〃　〃　〃

これを基本にして、Wabo 単独運転の場合の損失エネルギーの割引かれた価値は表２５に示され、図３３(b)に図解されている。

表２５　損失エネルギーの割引かれた価値－Wabo 単独運転
（1,０００米ドル）

割引率　%	水圧管路口径 (m)			
	7.5	8.0	8.5	9.0
7	１２,９００	7,０００	２,９００	0
１１	１４,１６０	7,６８０	3,１９０	0
１５	１６,１７０	8,７７０	3,６４０	0

常時電力と組合わせてWaboを操業する場合の損失電力量

常時電力源として、ガスタービンと組合せてWabo を操業する場合の貯水池操作は、目標水位をEL130およびそれ以上と定めて実施することとし、この場合に20か年の記録に対して、1,620MW(360MW×5×0.9) が発電される。6.6.2節に述べられたと同一の操業ルールを採用したが、例外事項はWabo 単独の場合と同じである。検討のためには、何れの管路口径に対しても、Orokolo 湾の常時電力量は14,000GWh/a と見なされ、したがって、損失電力量はガスタービンの運転とガスタービンの設置に必要な追加費用の和として評価される。

Wabo を常時電力供給源と組合わせて操業した場合の貯水池操作の結果の詳細は、付録C－4の表C－6に示してある。追加ガスタービンの設備容量と発電されるべき追加電力量は、何れも損失電力量のパラメーターであり、表26にまとめてある。

表26におけるガスタービンの設備容量は、予備ユニットを1台と仮定して計算されており、ガスタービンに必要な所要電力量は20年の記録からの平均をとった。

この結果に基づき、さらに200米ドル/KWをガスタービンの設備費用、0.055米ドルKWhを燃料費とし、また5米ドル/KWをガスタービン発電所運転保守の年費用(6章参照)とし、損失電力量の価を評価した。

表26　追加設備容量と追加発生電力量－
Wabo とガスタービンの運転

水圧管路径 (m)	7.5	8.0	8.5	9.0
追加ガスタービン容量 (Mw)	21	11	5	0
追加電力量 (GWh/a)	19.5	10.4	4.3	0

注：詳細は付録C－4の表6参照。

常時供給源がある場合のWabo の損失電力量の割引かれた価格を表27に示す。この場合に、ガスタービンは10年目から12年目に設備され、12年目から58年目まで運転するものとする。この結果は図33(e)に図解してある。

表２７　損失電力量の割引かれた価格

Waboとガスタービンの運転

単位：1,000米ドル

割引率	水圧管路径 (m)			
	7.5	8.0	8.5	9.0
7	18,480	9,990	4,030	0
11	12,680	6,860	2,750	0
15	9,660	5,230	2,070	0

最適水圧管路口径

図３３(f)はWabo を単独に運転した場合に、割引かれた費用と損失電力量の割引かれた価格を、割引率毎に組合わせたカーブを示したものである。この図から分るように、割引率が７％から１５％の範囲にある場合には、最小組合わせ費用は水圧管路口径が８ｍのときに得られる。ただし、割引率が高くなると最適管径はわずかに大きくなる。

Wabo が常時供給源とともに操業される場合の組合わせ費用を図３３(g)に示す。カーブは、Wabo が単独運転した場合と逆の傾向を示す。すなわち、７％の割引率は8.５ｍの管径のときに最小の組合わせ費用となり、１１％と１５％の率の場合には最小は８ｍとなる。これによると、Wabo が常時供給源とともに操業される場合には、水圧管路口径の選定は割引率によって変化する。

少ない初期投資が要求されることを考慮して、Wabo が単独に運転される場合の結果に基づいて、水圧管路口径８ｍを採用した。水圧管路径は、電力量の価格、割引率および需要の伸びについて、より明確な情報と照合して設計段階で再検討する必要がある。

7.6.5　水圧管路基礎とアンカーブロック

水圧管路基礎は、下端で約１０ｍの崩壊土を被っている。水圧管路の基礎を基盤の上に設置するためには、勾配は１：2.４に制限される。水圧管路基礎の水平部は、取水口構造と合わせるために深く掘削され、すべて新鮮な岩盤内にある。アンカーブロックの寸法は、水の推力と地震力に抗し得るように定められた。

水圧管路の下端の発電所とつながる箇所は、ＥＬ３5.5以下では厚さ１ｍのコンクリートで囲み、この高さまで排水のよい材料で裏込めするものとする。水圧管路の上端は取水口構造の中に埋込まれる。取水口構造の下流面から姿を表わす箇所から上部は、厚さ1.５ｍのコンクリートで囲む。

水圧鉄管のリングガーダーを支えるコンクリート支台は、長さ１２m、幅３mで、高さは鉄管の勾配に応じて変化する。水圧管路基礎の床部は、侵食に対する防止のために、厚さ0.3mのコンクリートで完全に覆うことにするが、今後、試験掘削、その他の地質調査によって、この設備は削減できることになる。

掘削勾配は、落石による水圧鉄管の損傷を防止するために１：1.5とした。切り取り面には、高さ１５m毎に４mの犬走りを設け、ワイヤーネットもしくは植生工を施こす。ベンチの下流側は、７本目の鉄管の掘削を容易ならしめるために、約１０mだけ広げる。

7.6.6 ゲート，巻揚機，スクリーンおよび角落し

取水口には、６門のゲートが備えられ、点検と保守のために水圧鉄管と水車から水抜きができるようになっている。ゲートはキャタピラー（あるいはコースター）型で、高水位、高流速の下で自重により閉鎖できるようになっている。ゲートは、８m平方の開口を閉じるものであって、戸当りとローラーを均等に密着せしめるために、二つのセクションに分けられ、ヒンジピンにより結合されている。扉体は４6.0mの水頭に対して設計されており、重量は約１００tである。ゲートに作用するダウンプルを最小に留めるため、スキンプレートと水密ゴムは扉体の上流側に取り付け、ゲートステムと巻揚機の経済化を図る。

ゲート操作には、電動油圧式巻揚機が用いられ、一連の大口径のステムによってゲートに連結されている。巻揚機は、取水口構造の頂部の上に設けられた、鋼製デッキの上に設置される。各ゲートのステムハンギング装置、ステム取外し用モノレールクレーン及びステム格納棚が、鋼製デッキの下に設けてある。巻揚機によるゲートの引き上げ速度は、0.5m/minである。自重による閉鎖速度は、スロットルバルブによって5.0m/minに制限され、この場合の閉鎖時間は、約２分である。ゲートは、通常は水圧がバランスした状態で操作されるが、緊急の場合には最大流量時に自重により閉鎖する能力をもつ。それらは、通常は全開か全閉の状態にあるが、水圧管路充水の場合には約２００mmパーシャルオープンする。全開状態では、ゲートは水路の直ぐ上に吊られているが、定期的な点検と保守の場合には取水構造物の頂部の上まで引き上げられる。

巻揚機の操作盤は、取水構造物の頂部にあるが、遠隔操作装置は、発電所の操作室内にある。ゲートは、水圧鉄管の破損、或は発電機のオーバスピードといったような緊急の場合には、各ゲートの下流側のコンジットに設けられた装置によって自動的に閉鎖される。

スクリーン、角落しおよびガントリークレーン

浮遊しているごみ、木材および沈んでいるごみが水車の中に入るのを防止するために、取水口の前面にスクリーンが設置される。取り外し可能で、両側支持型の１２のスクリーンが６個

の取水口に必要である。傾斜したガイドへの設置、あるいは取り外しは、ガントリークレーンからの半自動のリフティングビームにより行なわれる。

各スクリーンは、高さ25.0m、幅6.0mで、高さ2.5mのセグメント10枚から成っている。スクリーンは、水位差2.0mとスクリーンバーを通過する水流による振動に耐えるように設計される。垂直のスクリーンバーの正味間隔は約90mmであるが、これは最小水車クリアランスに一致する。除じん設備も設けられる。

合計で20本の角落しが準備される。それはゲートの溝及び埋込まれた戸当金物の保守点検のために、一つの取水口をするのに充分な本数である。角落しはスクリーンスロット内で設置するが、操作はガントリークレーンにより行なわれる。角落しが必要でないときは、7番目の取水口のスロットの中に保管される。

ガントリークレーンは、スクリーンと角落しを操作する他に、スクリーンの除じん設備も操作する。

7.6.7 水圧鉄管

水圧鉄管の静水頭は、入口における41mから水車入口における124mまで変化する。そして、それに対し追加の43%の圧力上昇が許容されなければならない。満流下で取水口ガードゲートが閉鎖される条件の下では、水圧鉄管に負圧が発生する。この状況に対して、管路は20KPaの外圧に耐えるように設計される。

最も経済的な設計を決定するに際し、鋼材の種類が考慮された。表28は比較の結果を示す。

表28によれば、費用が最も少ないのは600MP級の鋼材が使用される場合であって、この案が推奨された。この鋼材を用いた場合の最大板厚は、34mmであって溶接上の問題はない。最小板厚22mmは、生産、運搬および組立てにおける取扱いと運転中の外圧を考慮して決定された。板厚の計算には腐蝕分2mmが含まれている。

水圧鉄管は、間隔約18m毎にリングガーダーによって支持される。ガーダーはスライドベアリングで支持されたボックス形状である。

表28　水圧鉄管費の比較

鋼材の等級	板厚 (mm)	重量 (t)	費用 (1,000米ドル)
400MPa	22～61	17,520	29,780
500MPa	22～47	13,510	24,320
600MPa	22～34	11,510	23,020

取水構造物の直ぐ下流側とアンカーブロックにはスリーブ型の伸縮継手が設けられる。

取水構造物内に埋設された鉄管の上流端に水切板が取り付けられる。そして、スチフナーとスラストリングがアンカーブロックと発電所の埋設部に取り付けられる。

各水圧鉄管のアンカーブロックの上流側には、保守点検のためにマンホールが設置される。

水圧鉄管は、Wabo には鋼板として搬入され、9.7節に述べられるように現場の工場で成形加工される。

7.7 発電所

7.7.1 発電所のレイアウト

360Mwの発電設備6ユニットを収容する発電所として提案されたのは、通常の室内構造を有するものであるが、この設計は計画地点の気象条件に適すると考えられるものである（図25と26）。提案された鉄筋コンクリート構造は、耐久性に富み保守の手間が最小となるものである。屋根は、断熱金属甲板方式により鋼製の棟木に支持されているが、この棟木はまた鉄筋コンクリート梁で支持されている。開閉所とサービス建屋は、水密性を確保するための絶縁装置のほどこされた金属版が張られた鉄筋コンクリートスラブを備えている。発電設備の組立てを、現地の気象条件のもとで短い期間で行うために、2ユニット分の長さを有する組立室の設置が提案されている。

人間と軽量物用のエレベーターが2基、1基は組立室と機械室の接合部に、他の1基は、第4ユニットに設ける。2組のエレベーターは発電所の上流側にあり、ドラフトチューブ監査廊の階までの各階に止まることとする。各ユニットの所にある階段によって、ドラフトチューブ監査廊まで降りることができる。EL9および水車据付床EL17.8において、各ユニット間の壁の中に監査廊を設ける。

制御室は、操作室の上方にある機械室の北端の組立室の下側に位置しており、運転者はここから発電所全体を見渡すことができる。制御室の下にケーブル分配室を配置することにより、発電所の上流側にある開閉室につながる。これにより、ケーブル通廊から制御室のキュービクルへのケーブルの配線が容易となる。開閉室に通ずるケーブル通廊があるため、発電所の制御室からすべての高圧開閉の制御を行うことができる。ケーブル分配室の下の階はa，cとd，e予備電力供給設備室および倉庫に使用される。

ドラフトチューブのライナーとスパイラルケーシングは、運搬が可能な限り予備製作工場から現場に運んで現地溶接する。これらのものは製作の進行に応じて埋設する。スパイラルケーシングの据付けと埋設に引続いて、発電機の支持構造と囲いが施工される。

発電機のステーターは、組立室で組立てられ巻線が完了したならば、発電機の囲いの中に吊り込む。一方、ロータリーのリングは囲いの中へ直接積み重ねられる。同時に、他のステータ

一の組立ては、使用されていない囲いの中で行なうことも可能である。

変圧器の組立ては、操作室のある床と同じ標高の床の上のユニット間の可動継手付近で、これに平行して部分的に補強した所で行なう。一方、高い昇降を必要としない変圧器の装着は、組立室で行なわれる。このことによって、上部構造物の高さを最小限に留めることができる。これは、組立てた固定子を、組立室から囲いの中に運搬する天井クレーンによって定まる。また、クレーンの所要容量は、組立室から囲いの中に吊り込まれる組立て済の固定子の重さにより定まる。この容量は1対の230tクレーンで十分である。

変圧器室は、発電所の上流側の地上標高（EL35.5）に配置する。変圧器を移動させる軌道は、変圧器から組立室末端の壁まで発電所の全長に亘って延びており、さらに、主搬入口を通って組立室内の天井クレーン範囲内へと続いている。変圧器室に隣接する第1ユニットの上流側に、鉄筋コンクリートによる900m^3のタンクが備えられている。消火作業の際には、ここから水が出て変圧器にかかり、変圧器の故障あるいは爆発により流れ出た油はこのタンクに入ってくる。これは、稼動中のどのトランスについても行われる。油は処理され再使用される。

発電所の上流側にある変圧器室の下方の3つの階には、発電機～変圧器間接続線及び電気機械の付属設備を収容する。

発電機の支持台は逆円錐形のバーレルタイプとする。この型式の支持を採用したこと、及び入口弁がないことにより、（7.7.4節参照）発電機上流側では入口弁、主要水車部品を扱うクレーンの空間が不要となり、発電所主機室の幅を最小にできる。水車部品の扱いは発電機を通して行われる。それにより、発電所の掘削とコンクリート量あるいは発電所クレーンのスパンが最小限となる。バレル型の支持はまた、水車の寸法が非常に大きい場合には適切と考えられる。これは、発電機荷重を支えるべく、既に立証された方法であるが、同時に、水車据付階では最大のスペースが必要となってくる。

ユニット制御装置は、水車グージ板とともに水車室のある床に位置し、ユニット間の縦方向の継目に平行に置かれる。発電所上流側の地上標高で組立室に接するサービス建屋には、広い作業場、関連機器倉庫及び溶接室が配置される。この建屋の中の作業場の上の階に通信室が置かれる。

ドラフトチューブ監査廊の階の下、第4ユニットと第5ユニットの間に排水ピットがあって、排水を放水庭の仮締切ダムの下流へ導くようになっている。これにより、必要に応じ放水庭の抜水も可能である。

放水庭の掘削は泥岩中になされるが、この岩石は放水によって侵食されるので、コンクリートによって保護する。

放水庭は1：1の勾配で、EL12.5のクレストにおけるコンクリート堰まで傾斜しており、ここから放水庭基礎は下り勾配となって河に入る。放水庭のこの部分は、適当な寸法の石灰岩

の割栗石により保護されていて、放水庭基礎の安定性を確保し、最小限に水車の水深を保障している。側面の侵食に対する安定性を確保するために、放水庭の両側には、発電所からクレスト堰にかけて垂直の鉄筋コンクリートよう壁が施工される。

堰の敷には、放水庭の抜水を可能ならしめるために、仮締切ダムが設置できるようになっている。仮締切ダムの設置は次の思想に基づく。すなわち、放水庭の抜水は度々行なわれるものではないから、手軽なものである必要はないが、可能でなければならない。

発電所の上流側に、500KV屋内開閉器を有する開閉所とそれに組み入れられた開閉器組立室が設置される。

開閉所と開閉所上流側の送電線始点構造物との接続は、金属被覆の幹線によりなされる。

7.7.2 構造物の配置に関して

発電所は、構造的には独立した8個のユニットからなる。

各機械室ユニットは箱型構造をなしており、上下流側の壁と2枚の境界仕切壁からなる。そして、運転室までの水平の仕切壁の働きをする各階の床によって補強される。運転室以上では、上流側および下流側の壁は片持梁として作用し、可動継手に接する短い直角方向の壁によって補強されている。

各ユニットの間には可動継手が設けられ、水車中心より上は伸張継手、中心からは収縮継手とする。

これらの継手は2重に止水されるが、構造物の水密性を確保するために乾燥状態とする。

逆円錐バレルによる発電機支持構造の挙動は次のようになる。

- 支持構造に加わる垂直荷重は、水車のステイリングを通して基礎に伝えられる。
- 3相の短回路トルクは、ユニット部の外壁につながる。

発電機室床面の床板により受けとめ、発電機の支持は、ステイリングではねじりに対する抵抗性を持たせない。

開閉所は岩盤上に基礎を置く1本の柱により支持され、横方向には埋戻し材料により支持される。

7.7.3 発電所の将来の増設

6.6.5節で勧告したように、将来7番目の発電ユニットが設置できるようなスペースがとられている。

将来の増設は次の二つの基準に基づく。

- 7番目のユニットの設置が行なわれている間、発電所は完全に稼動の状態とする。
- 7番目のユニットに要する初期投資は最低でなくてはならない。

このような拘束に基づいて、いくつかの比較案が検討され、次のような発電所配置が得られた。

- 7番目のユニットの増設のための建設は既設組立室の直ぐ北側で行うが、組立室との間には15 mの未掘削岩盤がある。
- 組立室は新しい建物に連絡するように延長され、当初の設備は全てのユニットに対して用いられることになる。
- 7番目のユニットの北端に、短い荷降し室が設けられ、発電所の部品を天井クレーンの走行範囲内に搬入できるようにする。
- 当初の組立室は、7番目のユニットの組立てと保守に用いられる。
- 変圧器を移動させる軌道は建物の横から入り、クレーンのビームの下を通って組立室に入るように配置される。

この配置によって、発電所は将来のユニットに対する準備費用がかからないこととなる。開閉所は、必要な追加の開閉器を設置するのに充分なスペースがある。追加の送電線は考えられていないので、開閉所の上に送電線始点構造物を増設する必要がない。

7.7.4 機械装置

水　車

水車出力は、発電端で貯水位がMOLのとき300MWと見積られ、発電機に対する実際の出力は304MWである。水車のガイドベーンが全開で、発電機が最大出力の時の水車使用水量と貯水位との関係は図14(a)にプロットされている。

水車は垂直軸フランシス型で、予想される諸元は次の通りである。

- 比回転数 ― 244 r/min　　(KW：m単位)
- 回転数 ― 125 r/min
- ライナーの位置―中心線は最低放水位以下4.8 m

最低放水位は、貯水位MOLでガイドベーン全開で1台のユニットが稼動している場合の放水位と定義され、EL18.8と推定される。したがってランナーの中心はEL14.0と提案されている。

これらの数値は最近の傾向に合うものである。より遅い回転数を選ぶことは、技術的には可

能であるが、その結果機械の寸法が大きくなり、発電所も大きくなる。同期回転数を次の段階の最高130.4 r／min とする。発電機の設計と製作の費用がかなり高くなる。貯水水位の全範囲に対して、一定出力300MWを発生する時の水車と発電機の合成効率と水車使用水量との関係は図33(b)にプロットされている。

水車は機械的油圧調速機、あるいは電気～油圧調速機により制御され、発電機軸、スパイダーおよび軸受けを外した後に、発電機のローターを通って上方に分解できる構造となっている。水車の寸法がこの位になると、ガイドベーンサーボモーターを個々に装着すれば、操作ギアの構造が単純になり、サーボモーター の部品は小さく、2個2対のサーボモーターの場合よりも容易に取り扱えるのでこの方式が好ましい。運転に際しても技術的な利点を有する。

ランナーの外径は約6.75 m×高さ 2.85 m、重量は約180 t と予想される。ランナーを一体として製作し、搬入するのが実際的と考えられる。Wabo においては信頼性が最も重要であるので、キャビテーションの被害とシルト含有、特に洪水時の高いシルト含有に起因する侵食に対応するために、水車ランナーをステンレススチールにすることが提案されている。

今回の検討では、発電設備は従来のスラスト軸受けが下部発電機ブラケットの上に載る構造となっているが、詳細設計段階では、スラスト軸受けを水車のトップカバーに載せることも考慮すべきである。

同期コンデンサーと、予備運転がすでに認められているが、この運転の間には、圧縮空気によって水車ランナーから自動的に抜水ができるような設備が備えられることになる。特に、水車から抜水するためにコンプレッサーとレシーバーを準備し、またシンクロナイズコンデンサー運転の際に、ランナー水密部に冷却水を送る特別の装置を設ける。貯水位が低い場合には、1ユニットのみ予備運転としておく必要があり、他のユニットはガイドベーン全開または全開に近い状態であると仮定されている。FSL付近でガイドベーンを低開度で運転している時には、各ユニットは充分な余裕をもっている。

入口弁

水車入口弁は不要であると提案されている。これは次のような理由による。

- 発電所の負荷率が高い。
- 運転水頭が比較的低い。
- 鉄管が各水車毎に分離している。

機械は、鉄管が満流の状態で遮断状態になる時間が非常に短かいので、高い負荷率はガイドベーンの漏水によるエネルギー損失を減ずるために重要である。これらの損失は、ガイドベーンシールを取り付けることにより著しく減少できる。これらは、機械の運転水頭が高くなけれ

は比較的簡単で安価である。

この場合水頭が低いので、ガイドシールの有無にかかわらず、閉じたガイドベーンを通過する漏水は、ガイドベーンと被覆板に大きな侵食被害をもたらさない。Wabo で提案されている「分離した鉄管」は、最も重要な条件である。なぜならば、それによって他の残りの機械の運用に影響することなく遮断することができ、また保守のために鉄管の排水を行うことができるからである。

規　制

Wabo に提案された発電設備においては、貯水水位EL129.5 以上の場合、水車のガイドベーン開度の制限が必要である。この場合に、発電機は力率（Power factor）1で運転され、また6ユニットが運転されていると仮定する。機械が1台のみ運転されている場合には、EL126.5 以上においてガイドベーン開度の制限が必要となる。しかし、何らかの機能不良によって、満水位で1台の機械がガイドベーン全開で運転されることもありうるし、その結果、発電機と変圧器の保護機能により短時間トリップさせたとすると、最大水頭下のガイドベーン全開により負荷遮断となる。したがって、起り得る最も厳しい条件は、満水位で1台の機械が運転されている場合の、ガイドベーン全開時の負荷遮断である。

この厳しい条件と鉄管径8.0 m の場合の速度と圧力の上昇は次のように推定される。

- 最大速度上昇（Speed rise）－通常速度の64％
- 鉄管路における最大圧力上昇　－水車中心線で最大静水頭の43％

水車中心線における最大静水圧は、貯水池の洪水による超過流入を含めて125 m である。速度上昇は、数字から見ると高いが、条件が異常であることを考えると許容できると考えられる。

規制はまた、ガイドベーン全開で1台の機械が運転している場合の負荷遮断についても検討された。その結果は、同じガイドベーン閉鎖時間8.5秒に対して、

- 速度上昇－平常速度の58％
- 圧力上昇－水車中心線における最大静水頭の37％

発電機定格容量400MVA に対する全水車慣性は 4.25KWS／KVA と仮定する。

水車の補助設備

水車補助設備はユニット毎に　備される下記の設備機器を含む。

- 調速機と調速機給油ポンプ

• 冷却水ポンプと配管

• 水車ゲージ板

これら補助設備の配置は図２５と２６に示されている。

調速機は水車のある階、EL17.8の専用ボックスの中に、発電機支持から水車ピットに達する開口部に面して配置される。ポンプ設備もまた、水車の階に圧力レシーバーとともに配置される。ポンプ設備、レシーバー、調速機およびガイドベーンサーボモーターを結ぶ配管類は、懸架水車床の下を走っている。ポンプ設備は、水車床を通ってＥＬ１４の下部水車室の木毛脚に支えられている、調速機の貯油槽の上に置かれる。

常用と予備の調速機給油ポンプが準備される。常用のポンプは、ユニットの変圧機経由で発電機により駆動されるが、予備ポンプは共通のサービス盤から給電される。

冷却水は、埋込まれたサクション管により放水庭より取水される。水中のシルト含有が高いことが予想されるので、各サクション管には粗いストレーナーと自動backwashing細粒フィルターが設けられる。冷却水を変圧器に送水するに当っては、小さな２段ポンプを提案する。それの必要水量は比較的小さいが、それは揚程が水車あるいは発電機に対するよりも格段に大きいからである。

水車ゲージ板は、ユニット制御盤とともに水車の階に置くことを提案する。盤は発電所を仕切る壁と平行に、その中心を発電機支持から水車ピットへとつながる開口とは反対側に置く。

必要ならば、これらの周囲と発電機支持の一部を含めて、別個に空調された囲いを準備することができるものとする。

7.7.5 発電設備

電気系統設備の配置

発電所での、予定される電気系配置は図３４の単線結線図（Single Line Diagram）に示されている。すべての開閉が高圧側で行われるから、発電機回路遮断器はない。発電機の接地は、直列抵抗２次巻線を有する中性点接地変圧器による。二重母線、二重開閉システムにより、５００KV送電線に接続される三相主変圧器が立案された。

各発電機は、EL22.2上の八角形の囲いの中に収容される。発電機とその制御装置および付属設備を最大放水位EL35.2以上に配置することは、技術的にも経済的にも妥当でない。発電機は、発電所上流側のサービス区域を通る母線によって直接主変圧器と結合され、屋内５００KVの開閉器ＳＦ６（６弗化硫黄で絶縁した）が発電所に平行して上流側にある開閉所内に収容される。開閉器はＳＦ６屋外母線によって変圧器に、またＳＦ６屋外空中線ブッシングによって送電線に接続される。

ユニット制御用キュービクルは、主機室内水車のフロアーに、また励磁機その他の装置は、サービス区域内発電機のフロアーに位置する。制御室は、発電所下流端の組立室の下にある制御室に設置される。

発電機

発電機は力率（Power factor）0.9、定格360MWの半傘型である。

送電線が長いことを考え、受電端での無効補償を最小とするため、力率0.9過励磁が指定されるだろう。力率0.9で運転している場合に、不足励磁も指定されるだろう。定格力率がより低い場合の追加費用は正当化されない。

シンクロナイズコンデンサー運転が許容された。理由は、発電所で力率補正ができることから、信頼性の点で好ましいためである。特に、1回線の送電線の負荷が小さい時、港湾地点における無効補償発電所の運転を、軽減あるいはそれに替えることができるからである。力率ゼロで定格電圧の時、発電機が100MVAを吸収するという仕様は、現実的であると考えられた。しかし、このことは設計段階で更に検討を要する。

発電機の容量は、力率1.0で400MWとなるだろう。しかし、この程度のユニットは、冷却水温度さえ適切であれば、力率1.0で制限過負荷420MWが可能であると期待される。発電機の端子電圧は、マニュフアクチュアーの設計標準によるが、15KVから20KVの間にあると期待される。この程度の発電機であれば、マニュフアクチュアーはステーター巻線用に、強制送風あるいは送水冷却を考えるものと期待される。

相当なローター重量に起因する大きなクレーン容量を回避するため、積層ローターのリムの積み重ねは、発電機の囲いの中で行われるものとする。ステーターは、運搬上の制限によって四つに分割され、現場で組立てられる。また、巻線の接続コイルは組立室でそう入される。ローターの極性と極面接続は、組立てられたステーターを設置する前に行われる。設置の詳細は、9.7節に述べられている。

静的起動システムと動的および摩擦ブレーキが用いられるだろう。この起動形式は、おそらくサイリスタ式となるだろう。それによって、通常の発電機起動によるよりも、電気機械的保守技術を必要としないだろう。部品の交換は、通常プリント回路を用いるのが簡単であって、充分な予備カードが保管されていれば、ユニットの故障時間を減らせるだろう。静的起動システムと密接な関係があるのであるが、動的ブレーキシステムは、摩擦ブレーキに固有な疲労、ブレーキの揺こりと保守上の問題をなくする。しかし、摩擦ブレーキは補助系統として必要であろう。

暫定的な発電機諸元は次のとおりである。

定格出力	400MVA（p.f 0.90で360MVA），50Hz

速　度	125 rpm
力率（Power factor）	過励磁か不足励磁で0.90
定格電力	プラント・メーカにより定められる。
容　量	p.f. 1.00から0.90過励磁
	p.u. 1.00から0.95電圧で400MVA
過負荷容量	p.f. 1.00から0.90過励磁、p.u. 1.00から1.05電圧で420MVA
ライン充電容量	p.f. ゼロ定格電圧での最大所要量100MVA
可能効率	98.5%
慣性字数	想定3.7KWs/KVA，自然最大4KWs/KVA
はずみ車効果	想定70250tm^2
直軸同期リアクタンス	最大135%
直軸過度リアクタンス	最大　35%
概略寸法	ローター直径　11.7m
	ステーター・コア長さ　3.10m
	ステーター直径　13.8m
概略重量	最大運搬重量　110t（ステーター　セグメント）
	最大釣上げ重量　450t（組立済のステーター）
	完全ローター　1,380t
	発　電　機　2,000t

一時的なリアクタンス、運用電圧範囲および発電機と変圧器に対して提案された慣性は、独立した電力系統を前提としている。Wabo 発電所が国家的電力系統に組み込まれるのであれば、追加の検討が必要となるだろう。水車の要求を満足する慣性の増加は発電機のコストを若干増加させるだろう。

主変圧器

主変圧器は、6基で現地組立式3相400MVA封入巻線型であり、送油および送水冷却型である。

発電所が独立していることと、高度の供給の信頼性が要求されることから、貯水位が低くても予備の発電ユニットが使えないことがないように、予備変圧器の設置を勧告する。理由は、変圧器の故障時間が最も重大であるからである。

単相ユニットでなく、3相変圧器が提案されたが、その理由は購入設置が安価であり、より効率が高く、運搬を必要とする重量物が少ないからである。3相変圧器の場合は、予備ユニットの設置はまた、より経済的である。単相変圧器は非接地母線を使う場合、特に複雑な三角結線を必要とする。その結果スペース上の問題が生ずる。すなわち、土木工事費が高くなることを考慮に入れなければならない。より小さな、半分の定格容量を有する3相変圧器と発電ユニット2台毎に予備の単相変圧器を設置する可能性は検討から除外された。その理由は、結線が複雑になることと、発電機の電圧回路遮断機が必要になるからである。

現場組立て3相ユニットが、運搬重量を最小とするために勧告された。そうしなければ3相ユニットは受け入れられないからである。屋根のある風雨を避け得る場所で組立工事が行われるのであれば、メーカーは巻線とコアーの組立てを、熱帯性気候のもとで行うことは特に難しくない。清潔さを保つために厳しい手段をとることは重要である。特に、コア上に巻線カプセルを置くため、変圧器のタンクを開ける時は、混虫による汚染と水の侵入を避けなくてはならない。組立ては、発電所を横断する壁上で、運転室のフロアの高さに設けられる足場上で行なわれる。こうして、クレーンビームと発電所の上部構造の高さを減じる。組立てた変圧器を装備するために、組立室へ戻す時の釣上げ重量は、発電所ステーターの場合より小さい。

変圧器高圧端子側には、開閉所へのＳＦ６結線用（7.7.6節参照）に、ＳＦ６オイルブッシングが必要である。

５００KV巻線絶縁の完全さを損うことを避けるために、高圧無負荷タップは設けられない。タップ切替用逓降変圧器は、港側の終端変電所に設けられる。

７基の３相変圧器の主要諸元は次のとおりである。

定　格	４００MVA	
電圧比	５２５KV／発電機電圧（1.05 p.u.／1.0 p.u.）	
結　線	Yo，dl	
リアクタンス	最大　１０％	
寸　法	9.1 m×4.1 m×ブッシング台座までの高さ 4.7 m	
運搬重量	２００t	
最大釣上げ重量	コア，巻線組立て中	１１５t
	組立て後変圧器を組立室へ	３２５t
設置重量		４２０t

発電機ー変圧器結線

１２～１３KA という高い定格電流のため、送風換気による非接地母線が採用された。母線換気扇は発電機の囲いに接して設けられる。発電機と変圧器間には、短い直接的ルートが考え

られる。唯一の方向変化は、変圧器の低圧側に直接接続している母線の立ち上り部への変化部である。母線は、母線の直下に、リアクターと補助の回路遮断機を経由する発電所の一般サービス用ユニット変圧器へのブランチを持つだろう。

主回路開閉器は次のものを含んでいる。

- 動的ブレーキ用発電機のステーターの短絡開閉器
- 発電機絶縁
- 発電機と変圧器用接地開閉器

開閉器は、発電機の囲いに接して、発電所の上流側サービスエリア内運転室フロアにある。発電機には回路遮断機が無い。

発電所電気付属設備

あるプラントでは、起動と予備機能が一般サービス設備から供給されるが、このプラントはユニット系統に配置されて、発電所からユニット変圧器を通して供給される。発電機付属設備は、ユニット変圧器、循環設備および高圧送油ポンプを含む油冷却系統、冷却水系統、摩擦ブレーキ圧縮空気系統および励磁換気扇である。励磁と動的ブレーキ系統は、発電機の一部と考えられる。

その他のユニット付属設備は、変圧器冷却水ポンプ、変圧器送油ポンプと冷却系統および母線ファンと換気系統である。

3相3巻線のユニット変圧器は、ユニットの付属設備および起動上の要請に対しての供給を行なうが、それは発電所の八角の囲いと発電所上流壁間の小部屋にあって、この小部屋上を通っている母線からのブランチ接続により供給される。ユニット付属設備をコントロールするユニット付属設備操作盤は、発電所上流側サービスエリア内、発電所のフロアに配置される。ユニット付属設備への供給は、必要があれば発電所の共通サービスからも得られる。

主要変圧器には炭酸ガス消火設備および散水消化設備に対する余裕が見込まれている。

7.7.6 開閉所

開閉所のレイアウト

500KV SF6開閉器を収容する開閉所は、40m×13.5m×高さ15mであって、発電所と平行に変圧器上流8.5mの位置にある。地上高さにある1階は、制御ケーブルとサービス類を収容し、かつ上部開閉器のフロアから出て行くSF6の接続部を収容する。一端には、組立室が準備され、人間の通行、ケーブルおよび諸サービス設備のため、短いトンネルが発電所に接続している。設置と保守のため軽い(7～10t)天井クレーンが設けられる。

送電線への接続は、ＳＦ６導線によって開閉所上架線構造物で終っている頭上線に、ドロッパーにより接続されている屋外ラインブッシングに対してなされる。

発電所地域の限られたスペースによって、必然的に屋内ＳＦ６開閉器を採用することとなる。考慮された種々の配置は、

- 発電所と統合して変圧器の上に設ける。
- サービスエリアの一部として変圧器室の下に設ける。
- 発電所終端に発電所軸を横切って設ける。
- この付近で、発電所からもう少し離れた所に設ける。

地震に対する配慮、変圧器を支える複雑な構造的配置および長いＳＦ６接続部のコストを考慮して、提案された配置を採用した。開閉所の長さは、建設費と種々の開閉所の長さに対する変圧器へのＳＦ６接続部の長さを考慮後、経済的な観点から決定された。短い建屋と変圧器への距離が短い放射状のＳＦ６接続が提案された。

信頼性の観点から回路遮断器の故障で、ユニットが使用不能になることおよび主母線の損失による発電所の故障の可能性を少なくするため、２重母線と２重開閉装置が提案された。開閉装置の配置は単線結線図に示されている（図３４）。

開閉装置室が６ユニットと送電線用開閉装置室が２個ある。開閉所建設の際には、組立室に接して追加のユニット室を準備する必要がある。7番目の発電ユニット用には、追加の送電線開閉装置は必要でない。

５００KV開閉装置

スペースが狭いのに対し、それがコンパクトであること、湿潤な気候のもとでのサービス上の考慮から、それが屋内用に適するため、ＳＦ６のブッファー型開閉装置が提案された。５００KVの技術は進歩して、最近、多数の５００KV設備が完成している。ＳＦ６開閉装置の高いコストは、開発が進むにつれて通常の開閉装置に近いものとなるだろう。この開閉装置には、高度の技術が必要であるため、契約によって保障期間満了後数年間、土地の人々が充分経験を積むまで、メーカーに保守を依頼する必要があるだろう。

変圧器室と送水圧管路が現われる点の間のスペースの利用の可能性を考えると、開閉所の内幅は１２～１３ｍに限定され、垂直の開閉装置が必要となる。開閉装置の設置は、回路遮断機、絶縁装置、接地スイッチ、電流電圧変圧器、分流加減器およびモジュール式原則で構成される単相母線類（電気的なテストブッシングを備える）から構成されている。局部用制御キュービクルと密度管理が準備されるが、開閉は通常発電所の制御室から行われる。

設備の基本諸元は次のように考えられる。

平常運転電圧	500KV
基本絶縁レベル	1,550KV
定格連続電線	3,150A
最大ブレーキ容量	20GVA
回路遮断器寸法　（標準）	直径1 m×長さ5.2 m　（設置高6.0 m）
開閉装置室寸法　（標準）	幅8.5 m×長さ3.0 m×高さ6.5 m
最大起動	10t 以下

開閉所結線

開閉所と変圧器が近いことによって生ずる電気的なスペースの問題、さらに、変圧器移動と変圧器作動に伴う変圧器軌道上の車輛の通行がある場合の、安全な進入の必要性によって、変圧器と開閉所の間、通常のオープンブッシングの間に、カテナリあるいは頑丈な導線を採用できない。据付け、あるいは修理のための保守車輛、または変圧器の安全な通行を可能にするため、比較的低いレベルでの500KV　SF6の結線が提案された。変圧器への単相のSF6導線が開閉所の一端から出て、変圧器軌道を門型架構で横切り、直接主要変圧器にオイルブッシングにより接続している。このように結線が高い所にあっても、変圧器を必要な時に動かす場合の支障にはならない。

SF6／空中線ブッシングが、開閉所1階の上流側から出るSF6導線で、開閉装置に接続されている。また頭上送電線着地構造物で、500KW送電線の始点に接続している。ラインブッシングは、高い支柱上に載っているが、それは、開閉所と発電所の進入路用に充分な電気的なリアランスを与えるために、ラインブッシング結合を屋上のレベルにするためである。ラインブッシングの支持物と高い送電線着地構造物は、開閉所上流側数mの所にある。発電所への運用上の進入路は、これらの構造物と水圧管路の間を通っている。

ここから出発する送電線は、着地構造物と発電所上流端、ダムの北端近くにある2回線始端鉄塔との間をスラックスパンによって発電所を離れる。

7.7.7　発電所のサービス

必要な電気、機械的サービスは次の項目より構成される。

- 発電所クレーン
- 発電所エレベーター
- ドラフトゲートと巻揚機
- 排水ポンプ系統

- 圧縮空気系統
- 換気および空調プラント
- 予備水力発電設備
- 緊急用ディーゼル発電設備
- d－c補助供給設備
- a－c補助供給設備
- 永久照明と動力
- ケーブルとアース
- 防火設備
- 作業場設備

これら発電所用役設備の詳細は付録C－5に示されている。

7.7.8 制御、保護および通信

必要とされる運転手順が複雑であるため、機械の起動、停止および同期は完全自動で、通常は制御室の制御盤からなされる。高圧開閉操作もそこからなされる。ユニットの制御も限られた程度のオートメーションで、各ユニット水車フロアにおける水車ゲージ板と一緒に置かれるユニット制御装置によって行われる。運転試験と保守の委託を受け入れられ易い条件を整えるため、これらのキュービクルを、防音空調つきの部屋の中に収容するよう勧告する。

励磁、自動同期、主要変圧器とユニット付属設備への供給のためのセットは、発電機のフロアに置かれる。

すべてのユニットと高圧開閉装置、あるいは発電所のa，cおよびd，cの付属供給の保護、測定、指示および警報諸装置と火災報知機は制御室の中にある。

発電機の保護は、最近の型式である差動、逆相および平行巻線保護である。ステーターとローターの接地不良、軸電流、動的ブレーキ、過電流および励磁の保護もまた仕様される。変圧器の保護は、差動および残留電圧保護を含む。

通信室は、通信設備に関する作業室と倉庫に接しているが、組立室の上流側の作業場の上にある。港湾地区、あるいは国家電力系統の運転制御センターとの通信のためのマイクロウェーブ用アンテナは、屋上に設けることができる。通信設備の支給と統合管理は、パプアニューギニア政府によって行われるだろうが、限られた範囲の設備は、制御装置とともに備えるような見積りがされるだろう。通信室の寸法の想定では、電話、マイクロウェーブ通信設備、データ記録装置、パイプライン保護設備、その他港湾地区、あるいは制御センターへの警報装置に対して余裕が見込まれた。発電所には常に人が居ると考えられるので、発電ユニットの遠隔装置

は考慮しなかった。

7.8 環境的な特徴

プロジェクトに必要な環境調査は、パプアニューギニア政府により行われている。水力開発に関連して行われた広範囲なこれら調査の目的と予備答申は11章に、概括されている。

水力発電事業に起因する影響としては、ダムの建設と貯水が主たるものである。これらを緩和するために、特別な技術的設備を必要とする項目は、

- 工作物下流河川における水質水温の変化
- 水中沈積物と浮遊木材の貯水池による捕捉
- 航路の閉鎖とPurari河下流の魚類の遡上の閉止
- 貯水池における余水吐、取水口の近く、あるいは主ダム下流放水口及び余水吐吐口付近の危険箇所のカヌー遊びの可能性

予備的調査の結果、パプアニューギニア政府（Office of Minerals and Energy,1976）は次のような助言をした。すなわち、「入手できる情報は限られているけれども、下流の水質、温度および濁度の変化は不利な影響をもたらすおそれがあり、これらの変化を緩和する方法についての評価がなされなくてはならない。」

Waboダムを越える航行の必要性はなく、魚の遡上はそれ程重要でないことを示す充分な情報がある。他に供給の設備があれば、下流で使用するために木材を通過させる必要はない。

導水路における浮提防材を含む通常の安全設備と余水吐発電所区域における適切なフェンス、その他の安全設備によってカヌーの事故を防ぐことができるだろう。Waboクリークから副ダムに向う取付道路によって、カヌーを発電所操業区域を避けて安全に運搬することができる。地域住民がWaboクリークの上流から放水口や余水吐吐口に立ち入ることのないような警告が必要である。

水温と酸素の含有

下流流況の変化は、貯水による不可避的な結果である。極端な変化をもたらす多くのプロジェクトでは、貯水の選択取水ができるように、多段取水設備が設けられている（American Society of Civil Engineers，1970）。これらの設備は、一般に高額であるが、次のような場合に必要である。

- MOLとFSLの間の利用水深範囲が大きい。
- 利用水深範囲内における成層構造が顕著である。
- 工作物の直ぐ下流で自然の河川水温と酸素量を保持することが重要である。

Wabo では利用水深範囲は比較的小さく、２５ｍに過ぎない。この範囲での深さ方向の温度変化も既存の大きく深い熱帯湖沼から得られた証拠データと比らべて小さいであろう。インドネシアのスマトラにあるToba 湖は、その全水深にわたり温度範囲は３℃以下であり（Ruttner １９３１）、その他のインドネシアにおける成層湖の温度範囲は、上部１０ｍで１℃にすぎない。Tanganyka 湖においては、温度勾配の範囲は約３℃にすぎない（Beauchamp，１９６４）。温度が高いこと、強い風が無いこと、表面積が大きいことによって、Wabo には水温成層が発生するように思えるが、温度躍層はおそらくＭＯＬ以下であろう（Golterman １９７５，Hutchinson １９５７）。

温度躍層は取水範囲に生じ易い。通常は取水口高さ（この場合には８ｍ）の約３倍の所である。取水口中心はＥＬ９６であるが、取水範囲はおそらく導水路のインバート高ＥＬ８５からＥＬ１１１のＭＯＬ付近までであろう。しかしながら、流入に際し水は良く混合されるだろう。その上に水が利用水深の範囲内に貯溜されるのは極めて短い間である。最大滞流期間は、余水吐ゲートを全閉の状態で発電所をフル運転すると仮定しても、約４週間である。したがって、導水路に入る水の温度範囲は、熱帯湖沼における通常の状態よりも小さく、温度調節のための選択取水は不要である。特に、余水吐放流が頻繁となるのは、固定水位ＥＬ１１７からであると考えられるからである。

下流河川水温に対するWabo 貯水池湛水の影響を予測することは困難である。自然河川水温は１９７５年９月と１９７６年１月の現場実測によると、２３℃から２６℃まで変化する。多くのインドネシア湖沼の表面水温は２１℃から３１℃の範囲にあり、スマトラのToba 湖は約２４℃である。ナイジェリアのKaimji 湖の表面水温は、成層を形成した時は３７℃まで上昇する。その場合、上流河川水温は一年のうちの大半が２９℃から３０℃と安定している。ガーナのVolta 湖においては、表面水温が約３１℃であるのに対し、深さ２０ｍから２５ｍで約２８℃まで低下する。Tanganyka 湖はこれより数度冷たい。これらの数字が示すところによれば、Wabo 貯水池からの放流水温は現存の河川環境水温よりいく分高いが、ダム下流の短い距離の間で周辺の温度条件に順応してしまうであろうことが示唆される。

ある熱帯地方の貯水池では、深さ１７ｍから２０ｍの所で多量の貯溜有機物質の分解によって酸素欠乏状態になることが示されている（Office of Environment and Conservation １９７５）。しかしながら、滞溜時間が短いために、利用水深の範囲内における溶存酸素量は高い状態のままあることが期待される。

以上の理由によって、取水口における多段取水設備を採用しないこととした。

貯水池周辺の崩壊

パプアニューギニア政府による予備調査によれば、Purari 河デルタの生態系の安定性は、

上流からの土砂供給に依存しているといわれる。今後生態系の研究を行うことは未定であるが、Wabo の設備が土砂流送に及ぼす影響、およびこの影響を緩和することが可能であるかを評価する試みがなされた。

適当な状態のもとでは、流入土砂を下流に排出するため土砂吐きゲートが設置されるが、それは次の何れかの方法からなる。

- 貯水池上流に堰と水路とを設け、細粒粗粒の固形物を抽出し、開水路あるいはトンネルによって材料をダム下流へ流下させる。
- ダムサイトに低部排出口を設ける。すなわち、Wabo では仮排水が終了した後に、そのトンネルを転換して排出する。

インドのかんがい用貯水池で広く用いられる抽出方法を、Wabo で使用することは考えられない。一時的な河流変更に伴なう工事の困難さは別としても、この方法によると法外な工事費のかかる長さ４０㎞のトンネルを掘るか、あるいは貯水池を縁取って運河をつくるかしなければならないが、これも地形急峻の箇所では地すべりによって寸断されがちとなる。

水車を保護するために、土砂を排除する必要はない。粗粒な材料は高い取水口位置に到達せず、細粒の沈積物は水車に甚だしい摩耗を与えずに通過するような水車設計となっている。

仮排水トンネル上流呑口に、低部排出口を設け、制御ゲートを備え付けるのは一見魅力的である。なぜならば、閉そく後は非常時にしか使用しないトンネル（７.３節参照）が永久的に使用されるからである。しかしながら、底部排出口は、小さく、しかもシルトが急速にたまる貯水池においてのみ有効であるという、充分な証拠が示されている（Rao １９５１，Mikhalev １９７１）。アルジェリアの Iril Emda 貯水池は、この方法によって定期的に土砂を排出させることに成功した例であるが、貯水池長さは４㎞にすぎず、貯水容量はWabo の１％である（Raud １９５８）。年間土砂流入量は貯水容量の約３％である。

タイにおける Bhumibol 貯水池は、一般形状、長さ、貯水容量およびダム高さがWabo と似ている。狭い河道が貯水池の上流部を形成するが、それもWabo に類似している（Electricity Generating Authority of Thailand，１９７１）。Bhumibol で１９７１ 年に実施された詳細な沈積物の調査によると、貯水後８年間に流入した沈積物の９０％以上は利用水深内に堆積してあり、有効貯水容量を１.７％減少せしめている。年間沈積物に流入量２,２００万㎥は、流域の侵食が０.５㎜／年であることを示しており、当初の有効貯水容量は５０年間で１０％減少するものと推定される。しかしながら、沈積によるデルタの形成は、下流の主貯水池区域、すなわちダム上流３０㎞地点まで伸びて来るのは２１世紀に入ってからである。Wabo の堆砂は、１００年以上の間取水口まで到達しないと推定されている。

成層貯水池内に密度流が存在することは良く知れているが、（Bell，１９４２；Buttling，

1971；Kulesh，1971)、極めて細粒の沈積物が大量にダムに向って流れて来ることには疑問がある(Hathaway，1951)。Bhumibolの体積計算の誤差が±50％であると述べられてはいるが、Waboで低部排出口から多量の土砂を排出するまでには長年月を要するだろう。

Wabo計画が進行した場合に、Purariデルタへの土砂供給を維持する実施可能な方法は無いと思われる。大量の懸濁沈積物は、滞溜期間が短いので、貯水池から水車あるいは余水吐を経て、下流に排出されることは疑う余地がない。コロイド物質の化学物質により凝結が促進されなければ、同様に流下するであろう。河床掃流物質は、すべて主ダムに捕捉されるだろう。

Waboにおける底部排出口は、有効でないばかりか逆効果をもたらすだろう。類似の緯度にあるアフリカの湖沼の深さ方向のデータによると(Beauchamp，1964)、測定された河川水温23℃から26℃に比らべて、底部の温度は22℃以下であるので放水は環境水温以下となるだろう。これらの排出口は死水領域から取水することになるが、この範囲には強濃度の硫化水素とメタンガスが発生するであろう。これらの濃度は、下流側かなりの距離にわたり河流中に持続するだろう。Wabo周辺の清浄な空気は、不快に汚染され、また可燃性のメタンが害をもたらすだろう。

Purari河のWaboの下流の掃流砂の移動については、何も知られていない。しかしながら、Waboの河床の浅い部分とGleeson島の周辺には径80㎜から300㎜程度の礫が散在して、深い砂礫あるいはシルト層を覆っていて、安定した流況であることを示している。事実がそうであるならば、河道は近年記録された洪水に際しても、多分安定していたものと思われる。

最大の洪水記録は、10,450㎥/Sである。貯水池内の100年に1度の洪水は、下流流量で13,300㎥/Sとなり、記録洪水と同程度である。推定される10,000年に1度の洪水は16,570㎥/Sである。洪水流量の変化の範囲は非常に狭いので、既存の下流側の粗粒河床堆積物はWaboダムが建設されても大きく変化しないことを示唆している。

第８章　送電線計画

8.1　概　　要

Ｗａｂｏ計画における送電線計画の基本概念はＧｕｌｆ　Ｐｒｏｖｉｎｃｅあるいは Ｃｅｎｔｒａｌ Ｐｒｏｖｉｎｃｅのパプア湾岸に造成される港湾および臨海工場地帯の大規模工業電力需要に対応するため、その専用送電線を建設することにある。したがって、今回の調査でその立案、検討を行なうに当り、将来、本送電系統がパプア、ニューギニア全土をカバーする送電網にリンクし、組入れられるというような可能性については考慮しなかった。

パプア湾岸の港湾、工業開発地点としては、Ｇｕｌｆ　ＰｒｏｖｉｎｃｅのＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ、Ｖａｉｌａ、Ｂｌｕｆｆ、Ｃｅｎｔｒａｌ　ＰｒｏｖｉｎｃｅのＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄの合計四地点が選ばれている。送電線計画に関しては、Ｇｕｌｆ　Ｐｒｏｖｉｎｃｅの三地点のうちＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ地点を選んだ。Ｇｕｌｆ　Ｐｒｏｖｉｎｃｅの三地点のうちいずれを選んでも、そのコストの差異は僅かであるから、Ｗａｂｏ計画全体に及ぼす影響はさほどのことはないが、一方、Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄを受電端とした場合は、送電距離が長くコスト面で大きなひらきが生まれ、Ｗａｂｏ計画全体に及ぼす影響もかなりちがってくる。したがって、この両地点にしぼって調査を進めることにした。

Ｏｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ地点を選んだ場合、Ｗａｂｏ発電所とＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ受電端を結ぶ全線にわたる工事用道路の建設が必要になるが、Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ地点を選んだ場合は、Ｋｅｒｅｍａからの東の区間ではＨｉｒｉｔａｎｏ　Ｈｉｇｈｗａｙが利用可能なので、この区間の送電線ルートは、Ｈｉｒｉｔａｎｏ　Ｈｉｇｈｗａｙ沿いに建設されることになるだろう。

送電容量については、下記の想定に基づいて決定する。すなわち、第一期送電計画の段階では、Ｗａｂｏ発電所単独運転による常時電力（1,３５０ＭＷ＝1,５００ＭＷ×ロード・ファクター９０％）を１００％の信頼度で送電し、これよりやや信頼度は落ちるが二次電力（最大1,６２０ＭＷ＝３６０ＭＷ×５基、ロード・ファクター９０％）の送電が可能であること、第二期送電計画の段階では、ガス・タービン発電所との並行運転が行なわれるとの前提で、Ｗａｂｏ発電所の全出力（1,８００ＭＷ）を常時電力として供給するものとする。送電の信頼度に関しては、アルミニューム精錬工場に対する送電を基本的な設計条件とする。

二つの送電線計画に関する経済比較の結果、Ｏｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ系統の場合、送電圧は３３０ＫＶあるいは５００ＫＶのいずれでもよいが、Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ地点に対する送電の場合、３３０ＫＶでは不適当との結論を得た。

8.2 ルート選定

送電線のルート選定に関する検討結果については、第4巻に詳細に記述したが、作業上、考慮した諸点は下記のとおりである。

- 工事用道路、送電線、工事用支道の工事費の和を最小のものとする。
- Aure計画実施の可能性を想定し、Aure送電線とWabo幹線とのリンクを考慮に入れる。
- 工事用道路のルート選定に当り、パプア・ニューギニア政府の道路政策（国道建設計画）意図に沿うようにする。

比較検討の対象となった各種ルートは図35に示したとおりである。

8.2.1 Orokolo Bay送電系統の工事費

Orokolo Bayを受電端とした場合の送電ルート案の工事費比較を表29に示す。

表29 Wabo／Orokolo Bay送電線計画に関する工事費比較表

ルート案	送電線		工事用道路		総工事費（百万米ドル）
	距離（km）	工事費（百万米ドル）	距離（km）	工事費（百万米ドル）	
A+C	106	40.94	120	19.56	60.56
A+D	110	42.54	126	20.82	63.52
A+E	129	49.89	145	26.54	76.43
B+C	108	51.08	119	19.97	71.05
B+D	112	43.28	125	21.23	64.51
B+E	131	50.66	144	26.95	77.61

注：(1) Aure計画を考慮したルート案は除外した。

(2) 各ルート案については図35を参照のこと。

(3) 同上工事費は技術費、PNG政府管理費、予備費を含んでいない。

(4) 本表の送電線距離、工事費は、最新の資料により算定したもので、第4巻に記載のものとは若干異なっている点がある。

上表に掲げたルート案のうち、ルートA＋Cが最小工事費で最も有利であるが、これは同ルート案が最短距離で、しかも最も容易な地形上にコースを取るからで、Orokolo Bay送電線に関しては、このルート案を詳細に検討することにした（送電線および工事用道路の最終工事費については、それぞれ8.6節および8.7節を参照されたい）。

8.2.2 Hall Sound送電線計画の工事費

Hall Sound送電線の場合、PawaialからKeremaまでの区間については、二つのルート案が考えられる。まず最初に考えられるルート案は、Ihu地点を経由するもので、これは建設された工事用道路がHiritano HighwayをHighlands地方に結びつけることになるので、パプア、ニューギニア政府の道路政策の意図するところにも合致することになる。しかしながら、パプア．ニューギニア政府の見解は、KeremaとHighlands地方とを直線的に結び、距離を短縮する方がより望ましいとのことであった。直線ルートを取った場合、工事用道路から分岐してIhuに向う支線道路が別途必要となる。

上述の問題点を解明する目的で、修正Bルート上をヘリコプターにより空中調査した結果、本ルートは上述の意図するところに最適であることがわかった。工事費の比較検討のため、Bevanラピッド・Namahoroi区間の代替ルート案（図35）の工事費について積算を行なった。表30は、Ihuを経由するルート案とIhuを経由しない直結ルート案（修正Bルート案）との工事費比較表である。

表30. Pawaial／Hall Sound間送電線計画に関する工事費比較表

項目	Ihu経由ルート		修正Bルート	
	距離 (km)	工事費 (百万米ドル)	距離 (km)	工事費 (百万米ドル)
送電線	107	42.13	83	32.68
工事用道路	75(1)	11.88	98(2)	18.18
パイリング基礎工事	40	5.70	10	1.43
支道		1.71		1.92
合計		61.42		54.21

注：(1) 上表の工事用道路の距離は、Aルート（65km）およびNamahoroi付近でHiritano Highwayから分岐する支線道路（Kerema．Ihu間、10km）を含む。

(2) 修正Bルートの総延長距離は、BevanラピッドからNamahoroiまでの区間のものである。

(3) 二つの比較案のルートは、図35を参照のこと。

(4) 上表の工事費は、技術費、PNG政府管理費、予備費を含んでいない。

直線ルート（修正Bルート案）の場合、約1,000万米ドルの工事費の圧縮が可能となるので、Hall Sound送電ルートに関しては、このルートを取ることにした。この場合のWabo/Hall Sound間ルート延長は300kmとなる。

8.2.3 Wabo発電所からの支線工事用道路

Wabo発電所とその工事区域内の資材陸揚場およびWabo飛行場とを連絡する工事用支線道路について、検討した結果、ダム堤頂を通ってPurari河を横断し右岸を走る案が、左岸沿いに走る案よりも6km短縮が可能なので前者を採用することにした。

8.3 送電線設計に関する基本条件

8.3.1 概　要

Wabo発電所は、発電開始後数か年間、単一の電力供給源であり、一方、工業地帯における主たる電力消費者は、アルミニューム精錬工場で、これは1,000MWの常時電力を必要とする関係上、Wabo送電線には、きわめて高度の信頼性をもった送電が要求されることになる。

Wabo送電線設計上の基本的条件は、インドネシアにおけるAsahanアルミニューム精錬計画と同様、下記の二点に集約することができる。

- 停電時間の最大許容限度は30分間とする。
- 電圧低下（10%）の最大許容限度は2時間とする。

上述の基本的条件が万一損われるような場合、アルミ電解炉の熱バランスがくずれ、深刻な操業停止の状態が続くことになる。

高度の信頼度をもった送電線の設計上、計画路線個有の気象条件についても十二分に留意する必要がある。ちなみに、日本における送電事故の65%以上は落雷によるものである。Wabo計画路線上の落雷に関する資料は、皆無のため明確な予測をしようとしても、その方法がないが、Wabo・Ihu間は年間を通じて有数の密雲、多雨地帯であるから落雷事故多発の可能性は十分に考えられる。落雷に関する記録資料収集のためKerema地区に落雷計測器を是非とも設置するように勧告する。

計画路線上の地質状況も、送電信頼度に影響するところ大である。ことに山岳地帯における地すべりの危険を、十分に考慮しておかなければならない。

8.3.2 送電施設の設計条件

送電の信頼度

(a) Orokolo Bay送電系統の場合、Wabo発電所からHeperi河（Ihuから25kmの地点）までの山岳地帯は、送電鉄塔をそれぞれ独立した2つのルートの鉄塔ラインにすべきである。それ以降Orokolo Bay受電端までの区間の鉄塔ラインは一本とする。

(b) Hall Soundへの送電線は、WaboからKoremaの近くの中継スイッチングステーションまでは二つの分離した路線とし（図３５参照）、残りの区間は単一路線とすべきである。

(c) ６００KV２回線の空中送電線については、「不平衡絶縁方式」が採用されるであろう。

送電線容量

送電線容量の決定に際し満されるべき条件は次のようなものである。

- 系統の最大電圧が定格電圧の1.０５倍である。
- 位相角が４０°である。
- 例外的条件を除き、送電端において、平常運転条件での電圧降下が１０％以内、系統最大電圧保持に際しては１５％以内である。
- コンデンサ容量は最大電力容量の７０％を超えない。

各開発段階において満されるべき条件は次のようなものである。

- Waboだけが運転されるファーストステージでは、少なくとも1,５００MWが送電線容量の半分を使用することなく送電でき、全系統を用いて少なくとも1,８００MW（５ユニットの利用可能電力）が送電できなくてはならない。
- 常時化のためのガスタービンが準備されるセコンドステージにおいては、少なくとも、1,８００MWが同じ条件、すなわち半分を使用することなく無効補償を増し、同じ導線によって送電できなくてはならない。

気象条件

導線のたるみをチエックし、送電設備を設計するため、次の気象条件が仮定された。

- 周辺温度　最大　４０℃、　最小　１５℃、　平均２０℃
- 平均相対湿度　８０％以上
- 風　速　２５m／s

この風速に基づき、設計風圧は次のとおりとされた。

- 導線と地上線　0.４KPa
- 鉄　塔　1.３KPa
- 絶　縁　0.８KPa

8.4 Orokolo Bayへの送電

8.4.1 電圧と導線寸法の最適化

最適送電電圧と導線（コンダクター）寸法を決定するため、同一の信頼度を有する二つのケースが比較検討された。３３０ＫＶの４回線と５００ＫＶの２回線である。提案された導線は鋼心アルミより線である（ＡＣＳＲ）。

ある範囲の割引率に対して経済比較が行なわれた。この場合に、適切な年間経費、Waboに対し第６章で求められた電力料金および表３１に示される等価火力発電所電力費用が用いられた。

系統を、４回線の半分だけを使って1,８００MWを送電できる第２段階に、追加の静電コンデンサー、開閉器および変圧器を用いて昇格させる件については、Wabo発電所が系統に載ってからガスタービンが設置されるまでに四つのケースが考慮された。それぞれ０年、５年、１０年、および１５年である。

比較は、年間の建設費と運用費の組合わせと年間の送電損失によって行なわれた。これらの結果は表３２に概括され、より詳細には付録Ｄに示されている。

表３２によると、５００ｋｖ２回線と２束導線ＡＣＳＲ２×９５０㎟の組合わせが、Wabo単独のケースに対して全割引率における最小の年経費を示した。これに対し、Waboがガスタービンとともに運用される場合には、５００ｋｖとTwo-Bundled ACSR２×1,１６０㎟の組合わせが最適である。しかし年間経費の差は極めて小さい。

表３１　経済比較に使用されたデータ
Orocolo Bay線

割引率 %	年経費 (1) O＋M %	償却 %	合計 %	割引かれた電力量費 (米ドル／GWH) (2)	割引かれたkW費 (米ドル) (3)
7	1.7	7.8	9.5	7,５００	２９
１０	1.7	１０.３	１２.０	１０,５００	３８
１５	1.7	１５.３	１７.０	１８,０００	５４

注：(1) 年間経費は送電線と変電所の建設費の百分率で表現した。
(2) 割引かれた電力量費はプロジェクトの最適化の検討（第６章）の初期の段階で求められた数字である（Energy Value）。
(3) 電力の損失を償うための等価火力発電所費用である（Capacity Value）。

これら二つの比較案は、Waboの運転開始後5年、１０年および１５年目のガスタービン設置

による、常時電力の増加を行った場合についても、比較された。上記の傾向についてはほとんどど影響がなかった（付録Dの表A－3参照）。

今回の工事費見積りの目的のため、５００KV２回線と２束導線ＡＣＳＲ２×1,１６０㎟の組合わせが提案された。

8.4.2 送電線の設計

導線（コンダクター）

8.4.1節に提案されているように２束のＡＣＳＲ２×1,１６０㎟からなる導線による５００KV送電線がＯｒｏｋｏｌｏ湾線の最適案として選定された。１本の導線の仕様は、

より線	アルミニウム	８４／4.2㎜
	鉄	７／4.2㎜
断面積	アルミニウム	1,１６３㎟
	鉄	９６.９５㎟
	合　計	1,２５９.９５㎟
外　径		４６.２㎜
２０℃での抵抗		0.０２５０ ohm/Km
極限引張り強度		２７.８３ t min.
重　量		3,９９６Kg/Km

表３２　年経費と年間送電損失の組合わせ価値による比較

－Ｏｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ線－

単位：百万米ドル

電　圧 KV	ＡＣＳＲ 導線寸法 ㎟	Ｗａｂｏのみ (1) 割引率 (%) 7	10	15	Ｗａｂｏとガスタービン(2) 割引率 (%) 7	10	15
５００	２×９５０	9.８８	１２.６０	１８.１７	１１.０１	１４.０９	２０.４１
	２×1,１６０	9.９３	１２.６５	１８.１８	１０.９５	１３.９８	２０.１９
	４×４１０	１０.００	１２.７８	１８.４６	—	—	—
	４×５２０	9.９７	１２.７１	１８.２９	１１.００	１４.０６	２０.３３
	４×６１０	１０.０５	１２.７８	１８.３６	１０.９７	１４.００	２０.１８
	４×８１０	１０.２２	１２.９８	１６.５８	１１.０２	１４.０３	２０.１７
３３０	２×６１０	１０.０６	１２.９２	１８.８６	１１.５５	１４.９０	２１.９０
	２×８１０	9.９２	１２.６９	１８.３９	１１.１７	１４.３４	２０.９２
	２×９５０	9.９９	１２.７５	１８.４２	１１.１１	１４.２４	２０.６８
	２×1,１６０	１０.１７	１２.９６	１８.６５	１１.１９	１４.２９	２０.６７

注：(1) 容量は、利用できる回線数の半分を用いた場合、少なくとも1,５００MWが送電可能であり、全回線を用いた場合、少なくとも1,８００MWが送電可能である。

(2) 容量は、回線数の半分を用いた場合、少なくとも1,８００MWである（最初のWabo電力より）。

(3) 詳細と特性については、付録の表D－１とD－２参照。

充分な無効電力補償と変圧器容量が給端変電所に準備されるならば、これらの導線の究極容量は、２回線、2,７００MWであり、１回線で2,０００MWである。

２束導線のコロナ放電電圧は、晴天時に約6１０KV、また雨天時に約５４０KVである。この送電線は、ラジオ干渉問題を引き起こす有害なコロナ放電は許されない。

平常最大負荷条件（1,８００MW）での、単一専線内最大電流は1,１４０Aであり、導線最大温度は７０°C位である。

導線の最大たるみと最大張力は、下記の条件で各々約１２mと6,８５０Kgと見積られる。

支　　間	３５０m
導線の最大温度	７０°C
導線の最小温度	１５°C
導線への風荷重	0,４kpa

導線は各タワーで、ダンパーによって振動から保護され、懸垂鉄塔ではアーマーロッドにより補強される。

碍　子

懸垂碍子盤は直径２８０mmのもので間隔が、１７０mmである。懸垂線に対しては強度２１トンの碍子の単連V配置が用いられ、張力線に対しては同じ碍子の２連配置が用いられる。送電線１回線塔区間用碍子　は、標準絶縁レベルに対して設計され、提案された碍子用円数（ディスク）は２８である。

送電線の２回線鉄塔区間への、落雷による２回線の同時事故を避けるために、フラッシュオーバーを１回線だけに限る不平衡絶縁が採用されたが、こうすることにより、残り１回線は、全負荷に対する連続送電に充分な容量を保持する。高い絶縁側と低い絶縁側の一連当り碍子数は、同一で２９である。高い絶縁回線の絶縁レベルは、フラッシュオーバー事故が低い絶縁回線に限られるように決定される。このために低いレベルと高いレベルの回線間に、約８９０KVの不平衡が必要とされる。このレベル差はHornギャップにより調整される。

送電線には塩害は考慮されなかった。理由は、この地域では大きな風速が記録されず、路線は海岸線から比較的離れているからである。パイロット碍子を設置することにより塩害を記録し、詳細設計が始まる前に情報を収集すべきである。

雷に対する防護

導線を落雷から遮へいするため、鉄塔頂部に１００㎜のＡｌｕｍｏｗｅｌｄからなる架空地線が準備される。１回線鉄塔と２回線鉄塔の両方用に、遮へい角０°の架空地線が提案されている。接地線は導線と同じようにダンパーで振動から守られる。塔のフラッシュオーバーを避けるため、落雷による塔頂のポテンシャルは、角度を遮へいし、必要ならばカウンターポイズで塔の接地抵抗を１５Ｏｈｍ未満に押えることにより減じられる。

送電鉄塔

自立式の高張力亜鉛メッキ鉄塔が送電線支持に計画されている。山岳地帯あるいは丘陵地帯には、１回線鉄塔が提案され、残りの部分には２回線鉄塔が提案された。

鉄塔は次の５型式に分類される。

Ｔｙｐｅ Ａ　直線区間に設ける懸垂鉄塔と水平偏位３°まで。
ＴｙｐｅＬＡ　上記と同一であるが長径間用。
Ｔｙｐｅ Ｂ　耐張型鉄塔で水平偏位１５°までの区間用。
Ｔｙｐｅ Ｃ　上記と同一であって、水平偏位３０°まで。
Ｔｙｐｅ Ｄ　上記と同一であって、水平偏位６０°まで、あるいは送電線の絡端用。

既存の方式によれば、塔の標準間隔は３５０ｍとなろう。塔は、側面の傾斜に対して本体で3ｍ、脚で1ｍの拡張が可能なものとされるだろう。

断線条件は次のように仮定された。

・懸垂式鉄塔　－　２束導線の１導線または地線。
・耐張型鉄塔　－　２束導線のうちの２導線または地線。

１回線用および２回線用、懸垂式あるいは耐張型鉄塔の概要が図３６に示されている。地盤条件が良ければ、鉄塔基礎として通常のコンクリートフーチングが用いられる。地耐力が低い所では、抗基礎が必要とされるだろう。

この段階では、支線つき送電線鉄塔は考慮の対象とされなかった。

8.4.3　受電端変電所

概　　要

Ｏｒｏｋｏｌｏ Ｂａｙにおける受電端変電所は、電圧５００KVを産業用の供給電圧として暫定的に選定された、６６KVに降圧するものである。単線結線図は図３７に示され、変電所の平面図は図３８に示されている。

主要変圧器

２８０MVAの主要変圧器７個が、ガスタービン設置前の第１段階に対して提案された。これらのうち一つは、永久的に接続されるが予備である。この７番目の変圧器は、二次電力販売が

充分な段階に達した際に、パートタイム運転用に用いられる。ガスタービンによる常時化が実施された際には、８番目の変圧器が設置される。

これら三相変圧器は、送油、送気冷却（ＯＦＡＦ）で、星型三角結線（Ｙｄ－１）であり、５００ＫＶ巻線の中性点は効果的に接地される。電圧比は５００／６６ＫＶであり、変圧器は二次電圧調整のため、静電コンデンサーとともに、＋５％から１０％まで1.２５％刻みの負荷時タップ切替装置を備える。

開閉器と母線

５００ＫＶ　ＳＦ６ガス封入型開閉器が、運転の信頼性と保守の容易さのために提案された。二重母線と二重回路遮断器の組合わせが図３７に示されている。

標準電圧と５００ＫＶ設備の絶縁レベルは、

平常運転電圧	５００ＫＶ
最大運転電圧	５２５ＫＶ
基本絶縁レベル	1,５５０ＫＶがそれ以上

５００ＫＶ開閉器の定格電流は、入力送電線フィダ用に4,０００Ａ、変圧器回路用に2,０００Ａである。５００ＫＶ、ＳＦ６ガス封入の母線は、Ｗａｂｏの全出力６×３６０ＭＷ（変電所で約2,１３０ＭＷ）を伝えるように設計される。

アルミニウム精錬所用６６ＫＶ電力は、４個の主変圧器から直接給電され、変電所の６６ＫＶ母線を通らない。他産業への給電は、この母線を通る。将来設定されるガスタービン発電機は、６６ＫＶ母線に接続され、６６ＫＶ系統に直接入るか、５００ＫＶ母線に戻される。

静電コンデンサー（Ｓｔａｔｉｃ　Ｃｏｎｄｅｎｓｅｒｓ）

産業消費者の定格電圧を保持するため、主変圧器に設置される、負荷時タップ切替装置と組合わせて静電コンデンサー設置される。コンデンサーは、アルミニウム精錬所用主変圧器の６６ＫＶ側へ個々に接続され、他産業用は６６ＫＶの母線に接続される。設置されれば、ガスタービンは同期調相機としても働き、付加的な無効電力補償を行う。

各種無効補償静電コンデンサーと送電線容量は、次のとおりである。

送電線容量		無効電力補償
1,５００ＭＷ	１回線	６１０ＭＶＡｒ
1,８００ＭＷ	２回線	７９０ＭＶＡｒ
1,８００ＭＷ	１回線	９５０ＭＶＡｒ
2,０００ＭＷ	１回線	
	極限容量	（計算されなかった）
2,１６０ＭＷ	２回線	1,１８０ＭＶＡｒ
2,７００ＭＷ	２回線	

極限容量　　（計算されなかった）

初期に７９０ＭＶＡｒの静電コンデンサーを設置する案は、２回線容量1,８００ＭＷと1,５００ＭＷを超える１回線容量になる。

電力線搬送継電方式

送電線保護のために、電力線搬送継電方式が採用される。この設備は発電所と変電所に設けられる。

送電線には高速度遮断保護方式が用いられる。２回線が運用されている平常の条件では、三相再閉路が用いられ、１回線が運用されている場合には、単相再閉路が用いられる。

上述の保護方式に加えて、変電所には自動故障発見装置が設けられる。送電線に故障が生じた時には、探知継電器と選択スイッチを使用することにより、故障発見信号が故障伝相に送られる。

通　信

通信系統は、電力線搬送による電話装置からなる。また電話による通信は、負荷指令と管理および発電所と受電変電所間通信に不可欠である。マイクロウェーブ回線も準備されるだろう（7.7.8節参照）

発電所と変電所間には、信頼性の高い通信が不可欠であるから、二つの分離した通話路を有する電話系統が準備される。一つは負荷指令用であり、いま一つは管理用である。それぞれ、送電線の各回線に接続されている。

これら設備内従業員あるいはその他の加入者相互の通信用として自動交換機が設けられるだろう。

8.5　Hall Soundへの送電

8.5.1　電圧と導線寸法の最適化

WaboからHall Soundまでの３００kmの区間の1,８００ＭＷの送電のため、５００ＫＶ送電についてのみ導線寸法の経済検討が行なわれた。この程度の距離の送電には、もっと高い電圧による送電が適切であるが、現時点ではさらに高い電圧には技術上の問題があり、それらは必ずしも克服されていない。

５００ＫＶ２回線によるHall Soundへの送電用には、Orokolo Bay用と同じデータを用い（8.4.1節参照）、最適導線寸法は４束ＡＣＳＲ４×６１０㎟であることが確認された。比較結果を表３３に示す。

表３３　年間経費と送電損失の組合わせ価値の比較

Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ　５００ＫＶ線

単位：百万米ドル

ＡＣＳＲ	ＷＡＢＯのみ (1)			ＷＡＢＯとガスタービン(2)		
導線寸法	割引率 %			割引率 %		
mm²	7	10	15	7	10	15
4×610	19.05	24.26	34.89	20.81	26.59	38.46
4×810	19.75	25.10	35.96	21.37	27.23	39.21
4×950	20.50	26.04	37.27	21.74	27.67	39.74

注：(1)　容量は１回線だけで少なくとも1,500MW。両回線を用いて少なくとも1,800MW。

(2)　１回線だけで少なくとも1,800MW（Waboの最初の電力）。

(3)　詳細と特性については、付録Ｄの表Ｄ－４参照。

8.5.2　送電線設計

導　線

8.5.1節に述べたごとく、ＡＣＳＲ４×６１０mm²のより導線が、Ｈａｌｌ　Ｓｏｕｎｄへの最適な５００ＫＶ送電線として採用された。

１本の導線の仕様は、

より線	アルミニウム	５４／3.8mm
	鉄	７／3.8mm
断面積	アルミニウム	６１2.4mm²
	鉄	７９.３８mm²
	合　計	６９１.７８mm²
外　径		３４.2mm
２０°Ｃでの抵抗		0.0474 ohm／km
極限引張り強度		１8.１５t min
重　量		2,320Kg／km

これら導線の極限容量は、２回線運転の場合で約2,１５０ＭＷ、１回線運転の場合で1,８００ＫＷである。ただし、変電所に充分な無効電力補償容量と変圧器容量があり、かつ8.5.3節に説明する中間開閉所がある場合に限られる。

雨天時の４本より導線のコロナ放電電圧は、約６００ＫＶであり、晴天時で６７５KVである。

平常最大負荷条件（1,８００ＭＷ）で、１本の導線に流れる最大電流は６３３Ａであり、そ

の導線用最大温度は約６５°Ｃである。

導線の最大たるみと各導線の最大張力は、Ｏｒｏｋｏｌｏ線に用いたと同じ支間、最低温度および風圧に対して、それぞれ１１ｍと4,６５０Kgと算定される。（8,4,2節）。

振動に対する減衰と補強は、Ｏｒｏｋｏｌｏ線と同じようになされる。

碍　子

基本設計は、Ｏｒｏｋｏｌｏ線と同じであるが、次の点で異なる。

- 懸垂型の碍子帯は３０ｔ強度の円板(ディスク)であり、直径は１９５㎜、間隔で３２０㎜となるだろう。
- 一本の線当り碍子の数は、１回線鉄塔用で２５、２回線鉄塔用で２６である。

送電鉄塔と雷に対する保護

これらの設計はＯｒｋｏｌｏ　Ｂａｙ線の場合と同一である。

8.5.3　開閉所と受電端変電所

所要電力を５００ＫＶ単一回線でＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄへ送電する場合には高いラインインピーダンスのために問題が伴う。したがって、送電線の中間付近、すなわちＫｅｒｅｍａ付近に調整用中間開閉所が必要となる。ある区間の１回線に故障が生じた場合、送電線の半分にわたって２回線が用いられ、故障の生じた部分については、１回線だけが用いられる。

開閉所には４組の５００ＫＶ、ＳＦ６の開閉器が準備される。二つは入ってくるＷａｂｏ線用であり、二つは出てゆくＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ線用である。二重母線と回路遮断器を閉じる結線は図３７に示されている。

開閉所には降圧変圧器が備えられないので、開閉所の保守運転用電力を供給するために、適正容量のディーゼル発電機を備える必要がある。

受電端変電所

変電所はＯｒｏｋｏｌｏ　Ｂａｙ用と同一であるが、所要無効電力補償の高い点だけが異なる。1,８００ＭＷの２回線容量と1,５００ＭＷ以上の１回線容量を与える当初の設置では、９４０ＭＶＡｒである。

種々の無効電力補償を有するＨａｌｌ　Ｓｏｕｎｄ線容量は次のとおりである。

送電線容量		無効電力補償（Reactive -Compensation）
1,５００ＭＷ	１回線	６７０ＭＶＡｒ
1,８００ＭＷ	２回線	９４０ＭＶＡｒ
1,８００ＭＷ	１回線	
	（極限容量）	1,２３０ＭＶＡｒ

2,160MW　　2回線

（極限容量）　　1,570MVAr

8.6 送電線の建設費

Orokolo Bayまで、あるいはHall Soundまでの送電線建設費は表34に示されている。第9章の総プロジェクトコストの算定は、ガスタービン設置前の第一段階開発に基づくものである。

全長にわたり、2ルート1回線鉄塔を設置するための追加費用は、Orokolo Bayまでが約200万米ドル、Hall Soundまでが2,000万米ドルである。将来の詳細設計の段階では、選定されたルートに沿った詳細な地質の検討と雷の発生に関する検討を行い、全ルートを2ルートにするか否かの再検討を行うことが望まれる。

表34　Orokolo Bay と Hall Sound 送電線の建設費

	Orokolo Bay		Hall Sound	
	数　量	百万米ドル	数　量	百万米ドル
A　第1段階Waboのみ				
(1)　送電線				
(a)　1回線鉄塔 2路線	2×81 km	30.33	2×150 km	59.06
(b)　2回線鉄塔 1路線	25 km	7.55	150 km	47.63
(c)　杭基礎		1.55		8.33
(d)　支　道		1.51		3.43
合　計		40.94		118.45
(2)　開閉所	—	—	—	10.00
(3)　変電所				
(a)　変電所	7×280MVA	37.95	7×280MVA	37.95
(b)　静電コンデンサー	790MVAr	11.85	940MVAr	14.15
合　計		49.80		52.10
(4)　第1段階合計		90.74		180.55
B　第2段階　ガスタービン				
(a)　追加の変圧器と開閉器	1×280MVA	3.88	1×280MVA	3.88
(b)　追加の静電コンデンサー	160MVAr	2.40	290MVAr	4.35

合計追加費用	6.28	8.23

注：(1) 進入路と送電線用の用地取得費は含まれていない。

(2) 予備費と技術管理費は含まれていない。

(3) 電力搬送設備と電話設備は変電所の費用に含まれる。

(4) ガスタービンの設置後は、それらが無効電力保障の作用をするので、静電コンデンサーの費用は減じられるだろう。

第９章　施工計画と総工事費

9.1 概　要

Wabo 水力発電計画の施工計画の立案と工事費の積算に関しては、第６章に詳述したごとき計画の最適規模についての検討結果に基づいて関係作業を行った。計画の最適規模とは、Wabo 貯水池をF.S.L、M.O.Lそれぞれ EL．135、EL．110 にて運用し、発電設備容量を 360MW×6基＝2,160 MW とするものである。

今度の調査において立案した施工計画は、Wabo 計画の着手決定の時点から発電所の営業運転開始の時点まで、きわめて長期にわたる工事期間内のあらゆる必要工事工程をカバーするものである。そのフロー・チャート・ダイアグラムを図３９に示したので参照されたい。他方、最終詳細調査および実施設計、土木工事、資機材の調達をふくむ計画の総工事費を積算し、投下事業費の年次別支出計画を作成した。望ましい工事契約およびそのスコープ、調達すべき工事用施設、機器についても検討し、必要と思われる事項についての勧告を行った。

Wabo サイトは辺隔の地であり、甚しい多雨地帯でもある。しかも、本水力開発計画は、世界の標準からみてきわめて大規模な開発事業である。これらが本計画を特色づけるものである。

Wabo 計画の主要諸元は、次のとおりである。

主ダム ―（セントラル・コアグラベル・フィル）

基礎最低部からの堤高	160 m
堤体積	15,900,000 m³

仮排水トンネル ―（直径 14.5 m、コンクリート巻立てトンネル３本）

全　長	2,470 m
ポータル掘削	1,740,000 m³
トンネル掘削	530,000 m³
トンネルコンクリート巻立て	154,000 m³

取水構造物と水圧鉄管路 ―（左岸アバットメント）

掘　削	5,500,000 m³
取口ダムおよび取水構造物のコンクリート打設	210,000 m³
その他のコンクリート打設	52,000 m³

発電所 ―（左岸アバットメント）

発電機：360MW/基×6基	2,160MW
コンクリート打設	138,000 m^3

余水吐 ―（右岸アバットメント）

掘　削	7,000,000 m^3
コンクリート打設	242,000 m^3
ラジアル・ゲート（6門）	幅14.6 m ×高さ19.0 m

副ダム ―（セントラル・コア　ロック・フィル）

掘　削	3,000,000 m^3
堤体積	7,800,000 m^3

9.2　施工計画と工事請負契約

9.2.1　施工計画

建設工事に関するワーク・チャート（図39）はサイト・コンディション施工方法および機器の製作期間等を検討し、作成した。工事は単一土木工事請負契約を柱とし、これと発電所その他関連機器の製作、供給、据付工事契約を組合せた形で行われる。ワーク・チャートに示した工期は、ネット工事期間であって、タイム・コンティンジェンシーは含んでいない。

詳細現地調査、実施設計および入札書類の作成に18か月を要するとすると、国際入札と工事請負付託が行われるのは、計画着手決定後の25か月目となる。

上述期間内にWabo サイトでは工事用施設、作業員用宿舎等が、建設されることになる。また、建設現場への機材の船舶輸送を容易ならしめるため、Pai-a Inlet に積み替え桟橋の設置を想定している。Pawaia 1地点の中間積み替え施設と、Pawaia 1からWabo サイトまでの工事用道路が必要である。工期短縮の見地から、締切ダムの早期着工を可能ならしめるため、3台のサクション・カッター浚せつ機を調達し、請負付託と同時に請負業者に引渡す必要がある。これは工期を最短のものとするために、PNG政府の責務として行うことが望ましい。地元請負業者も多くの工事に投入され、Gulf 地方の住民に雇用の機会を与え、同時に土木請負業者の求める一次労働力を保証することになろう。

大口径仮排水トンネル（3本）の建設、締切ダムの基礎掘削（水面下40 m）、河床レベルまでの締切ダムの堤体材料による置換等は、河川の仮締切りと転流開始前に完了すべき重要作業である。河川転流は請負付託後30か月目に開始する。主ダムは、主仮締切堤の完成後に建設を開始するが、取水ダム、発電所、余水吐および副ダムの工事は主ダムの建設と同時に着手

されることになる。

これらの工事の完成は開発着手決定後、足掛け８年目の４月１日、すなわち請負付託後６２か月目と予定され、この時点で仮排水トンネルを閉そくし貯水を開始する。Wabo 発電所での発電開始は同じく８年目の１０月１日、すなわち請負付託後６８か月目、プロジェクト実施決定後９３か月目となる。

9.2.2 工事請負契約

本計画が工事着手とともに直面する多くの困難さの中には、サイト・ロケーションの問題がある。すなわち、Wabo サイトの問題点は次のようなものである。

- 遠隔僻地である。
- アクセスおよび運搬は非常に困難である。
- 現地労働者の調達、訓練および住宅供給が容易ではない。
- トンネル、ダム、余水吐等の作業場、ワーク・ショップおよび材料置場用地が狭い。
- プラント機器設備に対する現地の整備体制が整っていない。
- 工事は複雑多岐にわたり、したがって施工管理上、その総合、調整は容易ではない。

単一あるいは複数の請負契約方式にかかわる問題点を整理検討の結果、建設工事は単一の土木請負契約をメインとし、これに発電所Wabo サイトと臨海工業地帯を結ぶ送電線および工業地帯の受電端変電所等の関係機器の製作、供給、据付に関する工事契約を組合せて実施することとした。

上述の工事契約の請負付託は、国際競争入札方式をとり、契約文書は国際請負契約約款に基づいて作成される。

四個の主要請負契約によってカバーされる主要施設は、下記のとおりである。

土木工事関係

- 仮排水トンネル
- 仮締切ダムとメイン・ダム
- 取水ダムと取水構造物
- 余水吐
- 発電所建屋（組立て室、開閉所等を含む）
- 水圧鉄管の製作、据付
- 副ダム

上記の請負契約は関連機器（ラジアル・ゲート、取水ゲート、取水口スクリーン、隔壁等）の製作、供給、据付をふくむ。

発電所関係（関係機器の製作、供給、据付）

- 水　車
- ドラフトチューブ、ゲートおよび巻揚機
- 調速機とポンプ設備
- 発電所クレーンおよびガントリー・クレーン
- 換気および空気調節設備
- 排水ポンプ設備
- 冷却水ポンプ設備
- エア・コンプレッサー設備
- ワーク・ショップ
- 消火設備
- 発電機
- 変圧器
- ＥＨＶスイッチ・ギアー、コネクター
- 発電機／変圧器接続機器
- 発電機と予備開閉装置とリアクター
- コントロール表示盤と警報装置
- 所内変圧器
- ＡＣ／ＤＣ予備供給設備
- 予備発電機（所内電力）
- 通信設備

送電線関係

- Pawala 1と臨海工業地帯を結ぶ工事用道路（送電線建設および保守）
- Wabo サイトと臨海工業地帯を結ぶ送電線の設計、資材、供給および組立て、据付

受電端変電所関係

- 変電所の建物、スイッチ・ヤード土木工事（設計、施工）
- 変電所およびスイッチ・ヤード関係機器の設計、製作、据付

9.3 輸送問題

9.3.1 アクセス

計画地域内あるいはPart MoresbyからGulf Provinceに入る道路がないので、Waboサイトへのアクセスは、軽飛行機に頼ることになる。今回の調査において、重量のかさむ調査用機材はPort MoresbyからBaimuru（390Km）まで海上輸送し、BaimuruからWame河Varoi河を通ってPurari河を遡り、Waboサイトまで運搬した。Lae北部の港からのアクセスも検討したが、これはフィージブルではないように思われる。LaeからKainantuまで道路が通じており、さらにKainantuからMisapiの間にもアクセスがあるにはあるが、Misapiから先にWabo（約80Km）までは道路が無い。将来、このルートを工事用のアクセスとする場合、新たな道路建設を要するものの、困難な地形をLaeから約320Kmも搬送するのは問題である。

9.3.2 空中輸送

今回の調査の際、ダム地点下流に長さ800mの軽飛行機あるいはCaribouのような短距離離着陸航空機用滑走路を建設した。水上輸送に頼らずに空輸のみで済ませそうということになれば、大型機用に滑走路を1,000mまで延長しなければならなくなる。人員あるいは優先度の高い機材は、この方法により直接、Port Moresbyから、あるいはIhu空港経由で輸送可能である。

9.3.3 河川輸送

Purari河は、年間を通じて喫水2m前後のボートあるいはバージの航行が可能のため、河川輸送が海岸からWaboへ資材を運搬する最善の方法と考えられる。Orokolo湾に注ぐプラリ・デルタの河道のうち、Alele水道とAlevi水道には、航行を妨げる砂洲があるので、プラリ河上流部への進入はWame河とVaroi河を迂回することになる。河口部からPawaia 1地点まではあまり問題はないが、Pawaia 1地点より上流は、川幅が狭くなり、Bevan Rapidsなどいくつかの岩礁や砂洲があり、これらは低水時の航行を阻害する。このため、事前にこれらの岩礁等を除去すれば、アクセスは飛躍的に改善されることになる。

プラリ河では、喫水1.5mから2mで積載量200t以下のバージならば、後押タグと組合せて使用可能である。初期には、建設プラントおよび設備を大量に運搬しなければならないが、その後は日々の材料の運搬が主体となるだろう。

たとえば、各月約7,000tのセメントを必要とするので、毎日200トンから250トンの船舶輸送を要する。工事期間中は、約4隻のタグとバージがフル稼動することになるだろう。後押タグの航行速度は毎時15ノットだが、河道距離250Km、流速毎時10Kmとした場合、バー

ジの上流遡航速度は、毎時約１７㎞となり、航行に約１５時間を要する。

バージ輸送の場合、毎年年間を通じて、直接、工事区域内の積み替え場までの輸送と荷降が可能である。低水時には積荷の一部をPawaia 1で降せば、そのままWaboへの遡上は可能なので、Pawaia 1地点に積み替え桟橋を設けなければならない。

異常渇水時に日常不可欠の資材をPawaia 1からWaboサイトまで陸送するために、WaboとPawaia 1間に建設される送電線用アクセス道路は、通常の道路基準に合せて設計することになる。

発電所機器中の最も重い部品の重量は、約２００tであり、プラリ河の水位が中程度以上ならば、Waboまで直接、水上輸送することができる。Waboサイトでの重量物は、レール式ガントリー・クレーンを使用して荷降し後、隣接集積所まで運搬処理することになる。

9.3.4 海上輸送

計画着手直後の動員段階では、大量の重量プラント、設備、資材の輸送を要し、引続き工事期間中の補給資材の輸送需要も大きいので、Papua湾の直接海上輸送が最善策と考えられる。しかしながら、沿岸には良好の泊地が乏しい。Orokolo湾は浅く、Romilly港への入口は喫水深度４～５mにすぎず、利用可能船舶は約5,000tまでに制限されることになる。

上述のサイトより西方のPai-aインレットは、水深10mで、10,000d.w.tクラスの船舶の停泊が可能である。さらに都合のよいことには喫水２m以下のバージをPai-aインレットから直接、Purari河本流に入ることが可能である。

このため、Pai-aインレット地域に積み替え港と資材置場を建設すべきであると考える。材料プラントおよび設備機材は、Pai-aインレットに輸送して荷降しし、はしけによってWaboまで運搬することができる。

Pai-aインレットが港湾立地上有利であることは、１９７１年１１月に出されたPublic Warks Departmentの報告書によって同様の裏打ちがなされている。Pai-aインレット地点は、Wabo計画の建設工事上の便宜だけからではなく、将来、Highlands地方南部への連絡道路が建設された場合、当該地域の開発に長期的な便益を与えることになる。港湾地点としてはTovei部落の下流部がよいであろう。

9.4 Waboの建設施設

9.4.1 概　要

市街地、キャンプ地、その他の設備として考えられるものを下記する。

- 荷降し専用埠頭
- 現場作業員住宅用地の整備

- 各種道路
- 宿舎、厚生施設
- 上下水道、給電設備
- 飛行場（既設滑走路の延長）
- 通信設備
- 主ダム地点と副ダム地点の再伐開
- 副ダムへのアクセスの伐開と建設

上述施設の配置図は図４を参照されたい。

9.4.2 洪水対策

ダム地点の下流で、作業場と資材置場として利用できると考えられる土地のある部分は、洪水の際に浸水を受ける。

既存の流量記録によると、これまでに大きな洪水が二回発生している。両方とも１0,５００m^3／秒のオーダーであって、河川水位はEL．２９．５であった。擬似合成した洪水流量に対する自然河川水位は下記のようになる。

１／ １００ 年洪水の場合	EL．３１．８
１／ ５００ 年洪水の場合	EL．３３．６
１／1,０００ 年洪水の場合	EL．３４．５

仮排水トンネルによる転流中の1,０００年洪水に対する下流水位はEL．２９ である。完工後の予想最大余水吐放水量に対する下流水位は、EL．３５のため、道路、現場施設、建屋などの永久施設は、EL．３５以上に設けなければならない。

9.4.3 資機材積み降し埠頭

Wabo における市街施設の建設を行なうために、積み降し埠頭を、第一に建設しなければならない。埠頭サイトの整地は木杭パイリング、土止め工法、あるいは鋼材シートパイルにより行なう。積荷はモービル・クレーンにより処理する。

ブルドーザー、トラックおよびポータブル・コンプレッサー等の自走機械類は前開きの上陸用舟艇で輸送し、河岸の傾斜路に降される。

9.4.4 市街地区とキャンプ

Wabo プロジェクトの建設には、2,０００人から2,５００人の現場労務員が従事すると予想されるので、まず、その収容施設を準備する必要がある。

当該施設は、現存の現場宿舎に隣接して建設されるようになっており、生活物資を取扱う商人、オペレーターおよび労務者を収容することになる。妻帯者には一戸建て住宅、独身者には１０人用あるいは２０人用の簡易宿舎を割当てるものとする。付帯施設には、食堂、浴場、酒保、店舗、郵便局、診療所および小学校等が考えられている。リクレエーション・センターは宿舎とブラリ河の間の平地に設けられる。

飛行場の南側の地域が、現場職員の住宅地域としては最適地と考えられる。この区域を住宅区域とした場合、次のような人々が入居することになる。

- P.N.G 政府行政官と工事監督職員
- 技術コンサルタント会社のスタッフ
- 土木請負業者のスタッフ
- 発電所建設請負業者のスタッフ

３００戸の一戸建て家屋と２５０人の独身者用宿舎にクラブ、ストアー、郵便局、小学校、町役場等のサービス施設が設けられる。

パプア・ニューギニア政府が、上述の住宅、付帯施設を供与することになる。ただし、請負業者の場合、必要施設は自己供与するものとする。

パプア・ニューギニア政府の供与範囲は、概略下記のようになると思われる。

- 市街地区の中に６０戸の家と６０人用の宿舎
- キャンプ地区に５０戸の家。ここでは、既設現場宿舎は、５０人の独身者と６０人の労務者を収容できる。

一戸建て住宅および宿舎は、それぞれ住宅局および公共事務局の標準タイプのものとするのが適当であろう。高級職員用住宅および宿舎の一部は、将来、発電所運転保守人員の宿舎となる。

家と宿舎の建設は、土木工事請負付託前の２年間の期間中に完成することを要する。請負付託後、たとえば６か月以内に請負業者の一部施設利用が可能のようなら、厳しい「動員と現場乗り込み」時期の乗り切りに大いに資するものと思われる。

パプア・ニューギニア政府は、住宅区域の全般的管理、すなわち上下水道、電力、消防、通信および安全と秩序の維持についての責務を負うものとする。以上の責務は現場施設の工事着手と同時に始まることになる。

9.4.5 伐　開

現場住宅区域のレイアウトと道路建設のため、該当区域の伐開を速かに行い、地上測量を

実施する。

メイン・ダムとサドル・ダム地点は、今回の調査の際に伐開してはいるが、草木が再繁茂するであろうから、将来の詳細調査の実施に先立ちタイミングよく伐開を行なうことが重要である。これは請負業者の入札に先立って行なわれる現場説明の観点からも大切である。

9.4.6 道　路

上述のごとき居住区域を走る恒久道路は、当初、工事用道路として建設され、当該区域内の現場工事に使用されることになる。（図－4参照）

詳細設計段階での詳細現地調査および工事入札者の工事費見積りの便宜を考慮し、仮排水トンネル呑口、余水吐、取水口区域および副ダム地点等すべての工事区域を互いに結ぶ工事用道路は全天候道路でなければならない。

全長約２０Kmの道路が必要となるが、これは工事着手決定後おそくとも１２か月以内に建設されることが望ましい。

主ダム工事区域の運搬道路、Wabo 地域と副ダムサイト間の工事用道路、副ダム工事区域の運搬道路等は、土木工事請負業者の責任で建設されることになる。これらの道路の一部は、引続き、恒久道路として利用されることになる。

9.4.7 上 水 道

家屋およびトラックの屋根からの雨水を水槽に集め、これを生活用水として充当することになる。余った水は付近の小さなクリークに池を作り、ポンプ揚水し予備給水用とするが、使用前の塩素消毒だけは是非行う必要がある。

コンクリート生産、ワーク・ショップ、その他の目的に請負業者が必要とする工事用水は、Purari 河あるいはWabo クリークから取水することになる。Purari 河の水は懸濁物の含有が多いので、使用前にろ過が必要である。Wabo クリークの水は澄んでおり、おそらくろ過なしで使用できるであろう。

9.4.8 下 水 道

居住区域内の下水道施設は、浄化槽とろ過層を備えた水洗式下水設備となる。

9.4.9 工事用電力

Wabo サイトにある既設のディーゼル発電機は、調査段階と設計段階での居住地の使用には充分であるが、工事開始までにさらに大きな発電設備が必要となる。

P.N.G の Electricity Commission（ELCOM）は、船上に設けたガスタービン発電機

（15～20MW）による給電を考えている。この程度の設備容量があれば、工事用ならびに居住用電力需要を充分賄いうるはずである。

電力局が居住区域内の配電線工事を引受けてくれるようなら、ガスタービンユニットの運転についても、引続きELCOMの支援を仰ぎうるものと思われる。

工事区域、ワーク・ショップ、ペンストック組立て工場等への工事用電力の配電施設は、請負業者が建設するが、料金はKWH当りの単価支払いか、月間定額制のいずれかを採用することになる。

9.5 その他の工事施設

上記以外にWabo サイトで必要となる工事施設は次のようなものである。

- Pai-aインレットにおける積み替え桟橋と資材置場
- Purari 河のPawaia 1における積み替え桟橋と資材置場
- Pawaia 1からWabo サイトまで55Kmの送電線

これら施設の工事は、二年後に始まる請負工事に支障のないよう、工事着手決定と同時に着手しなければならない。

さらに主ダムサイトでの河床掘削に必要な三台のカッターサクション浚渫機を工事開始時期に間に合うよう発注することも、非常に大事なアレンジである。

これらの施設や機器は、工事開始と同時に工事業者に引渡され、5か年の工事期間中使用され、完工とともにパプア・ニューギニア政府に返納される。

9.6 請負工事要員と資機材の動員

9.6.1 概　要

請負工事の開始と同時に、工事業者による現場要員、工事用プラント、機器および資材調達、現場搬入と現場宿舎、作業場、サービス施設、仮排水トンネル呑口および土捨場に通ずる運搬道路等の建設が始められる。

他方、Port Moresby では、資材購入と人員募集のための事務所が設置され、Pai-a インレットとPawaia 1 陸揚げ場向け資機材の船舶輸送と運搬体制が整えられることになる。

9.4節と9.5節に概括した工事用施設が、請負工事開始までに完成するものと仮定して、上記の初期動員期間は、6か月間とする。

9.6.2 請負業者の工事用施設

土木工事請負業者が設置することになる現場施設の指定箇所を図5に示す。これらに含まれるのは、

- 現場宿舎および付帯施設
- ワーク・ショップ、修理工場
- 倉庫、資材置場
- 骨材、砕石およびふるい分けプラント
- コンクリート・バッチャー・プラント
- 鉄管組立工場
- 配電設備
- 給水設備
- 排油置場と貯油所
- 上陸用舟艇揚陸場
- 骨材運搬船用荷降し場
- 人道橋

ダム・サイト右岸地域はスペースが広く出入りが容易なので、主要施設のセンターとして望ましいが、ダム・サイト左岸側および副ダムサイトでもかなりの作業量がある。この工事区域で稼動する重機類の日常の整備、修理のためのワーク・ショップ、修理工場が、左岸側にも必要である。

人員、資材、重プラントおよび設備は、河を挟んで両岸に運搬しなければならないので、請負業者は上陸用舟艇を使用することになる。加えて、Purari河を渡る歩道用吊橋は、両岸への人員の進入を常に可能なものとする貴重な補助設備となるだろう。橋脚なしのシングル・スパンの車輌用橋梁も考えられるが、ピアの基礎に問題があり、コスト面から実施不可能と思われる。上述の架橋には、少なくとも１２か月間の工期を必要とする。

請負業者は、おそらく工事用機器の日常整備と保守のワーク・ショップと作業シフトに従って労務者がワボ・サイトと副ダム・サイトの間を往復する煩雑さを避けるための宿舎を副ダムサイトにも設けることになるだろう。しかしながら、工事用機器に関する大がかりな修理は、すべてWaboのワーク・ショップで行われる。

請負業者が設置する骨材製造用プラントとコンクリート・プラントは９．７節に述べた。

発電機等の重量物プラントの荷降し場は、発電所工事の請負業者だけに必要なのであって、工事が後期の段階に入れば必要ではなくなる。当該プラントの荷降し場、資材置場およびクレーン軌道等は、土木工事業者に対する支払い項目という形で工事が行われることになる。したがって、発電所工事の請負業者はガントリー・クレーンの製作据付のみに責任を負うものとする。

9.7 施工方法と仮り施設

9.7.1 仮排水トンネル

トンネル工事は、右岸側の№2トンネルの両方の坑口掘削から開始されることになる。左岸側の№1トンネルの坑口掘削がこれに続き、次いで№3トンネルの掘削が開始されることになる。洪水時に坑口を防護するためコンクリート締切ウォールが必要である。

トンネルはOrubadi泥岩とEra砂岩層の中を掘進する。泥岩は大気にふれて劣化するので何らかの保護工が必要である。硬い砂岩の圧縮強度は一般に20MPa以下である。

全線支保工が必要である。トンネル作業は、一日三交替、週六日制で、両坑口から中央に向って、トップ・ヘッド/ボトムベンチ工法により堀進する作業は、1週6日、1日3交代とするよう考えられた。

この工法ではroad header型の掘削機械、たとえば、Demag H 41 が使用されよう。この機械は、アーチと鋼製支保工のためのハンチをかなりスムーズに掘削し、削孔、発破を必要としないので、周辺岩盤のゆるみを最小とする。掘削ズリは、直接、ダンプ・トラックで土捨場に搬出される。

スプリングのハンチの上のフーチングに、鋼製アーチ支保工が建込まれる。荷重を分散させ以後の下半ベンチ掘削の際の移動を防止するために、ハンチ沿いのアーチ支保工の脚部にコンクリートを打設する。

下半ベンチの掘削は、twin-tyneのリッパーを備えたD－6級ブルドーザーによって行う。ズリはtraxcavatorによって、直接、リアー・ダンプトラックに積込まれ土捨場に搬出される。最終的なインバート断面の掘削は、road headerによってなされる。

トンネル掘削の予想進行速度は

上半先進	3 m／日
下半ベンチカット	4 m／日

これらの速度の算出根拠は、本巻付録E－1に説明した。

№1トンネルでは、工期を短縮するために、コンクリート打設を下半ベンチカットと並行して行うようにしたい。トンネルのコンクリート巻立てはインバート、アーチの順で中心から坑口に向って施工するものとする。インバート清掃に引続いて、鉄筋が組立てられ10m毎にコンクリート打設が行なわれる。インバート巻立てに続いてアーチ巻立てはインバートコンクリートの上を走行する型枠支持機に支えられた10mのアーチ型スチール・フォームを用いて行なわれる。コンクリートは型わく背後からポンプ圧送され、スプリングからアーチ、クラウンの順で打設される。アーチ打設に続いて、填充グラウトが行われる。

予想される巻立て速度は、

インバート	4 m／日
アーチ巻立て	3 m／日

これらの速度の根拠についても、付録E－1に述べた。

9.7.2 締切ダムの建設

上，下流締切ダムの建設は仮排水トンネル工事と並行して開始され、次の二段階で施工されることになろう。

- 第一次施工段階：河床砂礫を浚渫し、ロックフィル材料を基礎岩盤から現在の河床高のすぐ上まで（約EL．11m）盛り立てる。
- 第二次施工段階：3本のトンネルによって河流を転流し、仮締切ダムを1,000年洪水を防禦できる高さまで盛り立てる。
  上流仮締切ダムについてはEL．66まで、下流締切ダムはEL．29までとする。

第一次施工段階での所要作業

二台のカッター・サクション浚渫機を用いて砂礫を掘削し、その掘削土砂から三台目の浚渫機を使用して盛立て用グラベル・フィル材、上流仮締切ダムの上流面と下流締切ダムの下流面を砂、シルトおよび粘土でシールする。

締切ダム下流側断面のロック材料は、ダム地点から約3.7Km上流のUraruに設けられる石灰岩の採石場で掘削する。

ロック材料は300tのボトム・ダンプバージに積込み、河沿いに下流のダム地点へと運搬される。

水面下40mまでの浚渫作業は、8～12Km/hrの河川流速と締切ダム盛立てのためにロック材料や砂礫材料を運搬する船に航路を開けなければならず、かなり阻害されることになるだろう。

定格浚渫容量300m³/hr、最大浚渫深度45mの500mmカッター浚渫機二台が必要となる。その予想平均処理場を2,500m³/日とすると浚渫期間は21か月となる。

当初、二台の浚渫機は上流締切ダム区域で作業するが、うち一台は下流締切ダム区域へ移動することになる。当初、掘削砂礫は船で骨材処理プラントへ送られるが、仮締切ダムの建設が開始されたならば、堤体にダンプされる。河床堆積物の粘土、シルト部分はダム地点下流の河川に放棄される。

締切ダムの盛り立て工事は、基礎掘削を追いかけるような形で行われる。1mまでのロック材料は、バージを使って仮締切ダムの下流部断面の盛り立てのため投込まれる。上流部の砂礫断面は、ロック・フィル断面より少し低く保たれる。

締切ダムの第一施工段階では、上述のごとく、3台目の500mmカッター・サクション浚渫機をダム上流側に配置し、骨材プラントとして使用し、仮締切ダム用のグラベル・フィル材、

仮締切ダム・ブランケット用の砂、シルト、粘土材を生産する。この作業に使用する浚渫機は、少くとも最大浚渫深度２５ｍ、定格浚渫容量２００m^3/hr の能力を有するものでなければならない。第一次施工段階の完成の後は、Gleeson 島下流に移動し、コンクリート骨材と堤体のフィルター用砂礫を採取することになる。

第二次施工段階の所要作業

この段階では、堤体の盛立て方法を変えることが必要となる。Uraru 採石山から採取したロック材料と河床から浚渫採取した礫はダム地点上流の地点に降され、ダンプトラックで仮締切ダムまで運搬される。

河川の締切作業は大きなロック材料をアバットメントから河川横断方向にエンドダンプすることによって仮締切ダムを立ちあがらせ、河流を仮排水トンネルへと転流する。締切作業の間あるいは浚渫と堤体材料の水上運搬作業中、作業員を上流に配置し、浮遊木材やごみを捕捉処理することが重要な作業となる。河床礫はロックフィルの上流に盛立てられる。締切ダムをシールするために、アバットメントの所要掘削から得られた泥岩を、上流仮締切ダムの上流面と下流締切ダムの下流面に積み上げ、ブルドーザーでならす。

仮締切ダムの基礎を浚渫するために使用した二台の浚渫機は、上流のPide 堆積砂礫へと移動させ、仮締切ダムと主ダム用砂礫フィル材料の採取に当たらせる。

主仮締切ダムがEL．46まで立ち上った地点で、これは既往洪水を仮排水トンネルが処理できる最大貯水位であるが、上、下流の仮締切ダム間の水を揚水し、その部分の河床砂礫を基盤岩まで掘削し、主ダムの盛立てを開始する。

仮締切ダムがそれぞれEL．66と EL．29 になった時点で、Uraru 採石山の作業は、主ダム盛立ての最終段階まですべての作業を中断する。その段階が来たらロック山の採取作業をリップラップ材を得るため再開する。

転流工事の詳細

ブラリ河での低水位は、例年6月から9月に起こる。河川転流はこの時期に予定され、最終締切作業は河川流量が2,500m^3/s 以下のときに行われることになろう。しかしながら、この時期には偶発的に大きな洪水が発生するおそれもないではない。

仮排水トンネルは、主仮締切ダム地点の上下流水位差4ｍ以下で、すなわち、転流が可能な上限（７．３．２節参照）以下で、2,500m^3/s の流入量を流下させることになる。図27(f)は、初期締切堤端の開口部の水位差、流速とロック材料の粒径の関係をエンドダンピング作業の進行とともに示したものである。関連計算は付録Ｅ－２に記述してある。これらの計算は、流入水がロックフィル中を浸透通過し、水位差を下げているにもかかわらず、この量を無視しているので安全側の数字となっている。

ロックの粒径は、きわめて重要な要素である。Uraru 石灰岩採石山から採取したすべての

ロック材料は、ダンプ・トラックでバージ積み込み場まで運搬され、ここからバージでダム地点に運ばれる。ダム地点では、ロック材料は、ボトム・ダンピングにより盛り立てられるか、クラブ・バケットによりダンプ・トラックに積み込まれエンド・ダンプされる。粒径2m以上のロック材料は、取扱上問題がある。一方、粒径0.5mから1mのロック材料は、処理に便利であり、2.5m/s から3.0m/s 以下の流速では流失しない。この粒径範囲の材料は、閉鎖時の開口幅が50m以下になるまで使用することができる。その後のダンピング作業は、次第に大きなロック材料によって行われることになるが、粒径2mの材料であっても開口幅が20m以下で、流速が4.5m/s を超える場合は不安定であろう。

最終締切に時々用いられる方法として、いくつかのロック材料をワイヤー・ロープで結ぶ方法があるが、これは同一の重さの単純にダンプされたロックに比べて一段と安定していることが知られている(Macgregor 1967)。コンクリート・スラブを用いて成功したところもある(Palta 他 1970)。Wabo 主仮締切ダム地点の水位差が4mで、締切時の流速が8.5m/s に近づいた場合は、たとえロープで結び合わせたとしても、さらに巨大なロック材料が必要とされよう。

巨大な岩塊を不要とするためには、

- 主仮締切ダムの開口幅が50mまで狭まったときに、粒径1mのロック材のエンド・ダンピングを中止する。
- 同時に、仮締切ダムの基礎にもエンド・ダンピングし、主仮締切ダムに生ずる水位差を減ずる(付録E－2参照)。
- 主仮締切ダムの開口部に、格子システムを取り付けたケーソンを設置し、その背後に通常の粒径のロック材を投下、保持し、締切りの効果を高める。

上述の方法を用いることが望ましいと考えられるが、河川締切方法の詳細は図29に示した。河川締切は、主仮締切ダムに関する限り、次の8段階の作業を含む。

(1) 流量が1,400m³/s を超えるときは、主仮締切ダム・ベースの中央部分をバージからのボトム・ダンプにより幅約90mにわたり、EL.16まで盛り立て、ケーソンを定着させるスラスト・ブロックを形成する。

(2) 3基のコンクリート・ケーソンは、幅30m×長さ20m×深さ4mで、重い鋼製格子がその上に取り付けられており、所定の位置まで浮いた状態で運ばれ、仮締切ダムのベースがEL.11となったために水位の盛り上っている河川中央部の直上流に沈められる。
各格子は、開口500mm、高さ12mである。重複する格子の上の滑動バーにより、定位置に据えつけ組合せを行う。

(3) エンド・ダンピングによって、両アバットメントから河川中央に向い、主仮締切ダムを

EL．28まで盛り立てる。この場合に、幅50mの水路をEL．16で残す。

アンカーを確保するためにケーソン№1と№3の上にロックをダンプする。

(4) 河川流量が2,500m³/s 以下で、流域に降雨の予報がないときに、河川の締切を開始するが、作業は約20,000m³のロック材料をケーソンの格子の上流に投下することによって始められる。

(5) 上流の河流部分をEL．28まで約60,000m³の材料によって完全に盛立てる。

(6) 約150,000m³の材料によって、仮締切ダムの上流部をEL．46まで盛立てる。

(7) 不透水性材料を仮締切ダム上流面のEL．11まで投下し、仮締切ダムを浸透通過する一切の漏水を防止する。

(8) 締切ダム下流部に盛土材料を盛立て、締切ダムをEL．66まで完成させる。

上記の(6)と(7)の作業が完了間近の時期に、流れの少ない状態を見はからって、下流仮締切ダムの河流部の閉鎖が行なわれ、堤体はEL．29まで高められる。

9.7.3 建設材料の入手と処理

図30のフロー・チャートは工事上必要な材料を供給するための、各採取場における所要採取量の想定を示したものである。

主ダムの砂礫盛立て材料

仮締切ダムの第一次施工段階において、グラベル・フィル材料は、締切ダムの基礎掘削のための浚渫と、上流UG18地区のPide堆積部での第3号浚渫機による掘削から得られる。運搬と盛立ては、ボトム・ダンプ・バージによって行なわれるものと考えられる。

河川の締切り後、二台の浚渫機は上流のPide堆積部で作業するよう移動する。採取した砂礫は、ボトム・ダンプ・バージによって運搬され、ダム地点の上流約1Kmの左岸側に建設される積みおろし場に降される。積み降し場から、砂礫は積み込みピンに移され、ダンプ・トラックによって堤体まで運搬される。流入量が仮排水トンネルを流れて放水されているときは、ダム上流の河川水位の変動が大きいので、浚渫あるいは運搬作業はこれに合うように計画されなければならない。

コンクリート骨材とフィルター材料

工事開始当初これらの材料は、ダム上流部での砂礫浚渫と仮締切ダム下流部での砂礫掘削から得られる。河流の締切りに先立って、一台の浚渫機は、Gleeson 湯の下流へ移動し、Purari 河の下流10Kmにわたり延びているHou堆積部から砂礫を採取する。

材料はバージで滑走路に接する河岸に建設される積み降し場まで運搬され仮置きされるか、あるいは直接、クラッシングないしはふるい分けプラントに移動される。このプラントは、コンクリート・ミキシングに必要なすべての骨材の加工を行なうとともに、ダムのフィルター材

料に使用する混合材を作る。処理済骨材は、埋め込んだトンネルの上に貯蔵され、必要の都度、コンクリート・バッチャー・プラントに送られる。コンクリート・プラントは、右岸アバットメント、仮排水トンネル、発電所および余水吐の工事に必要なコンクリートを製造する。2基目のコンクリート・プラントは、取水ダムのアバットメントに接して建設され、一方、一時的なコンクリート・プラントが左岸側の仮排水トンネルの差立てと発電所サイトでの最初のコンクリート打設に使用される。上述の臨時コンクリート・プラントは副ダム工事区域に移され、緊急余水吐のコンクリート生産に使用することになる。

主ダムと副ダムに使用する混合フィルター材料は、クラッシングおよびふるい分けプラントの隣接箇所に必要となるまで貯蔵されることとなる。

主ダムのゾーン1.(コア材料)

主ダムのコア材料は、ダム右岸アバットメント下流約1.5Km、Uru Creek 付近にあるUG11地区採石場から入手する。

工事用道路の建設と伐開後表土をブルドーザーで除去し雑草の中に押し込む。表土下には、若干ないしはかなりの程度風化した泥岩が、2mから4.5mの厚さで存在しており、これはアバットメントの接触面材料として利用できると思われるが、いく分、最適含水比より湿潤であるので、使用前に含水比を低下させるための排水と事前処理が必要であろう。主要コア部分には最適のものよりも若干乾燥した、下部の新鮮な泥岩を使用することになる。

泥岩はfront end loaderでダンプ・トラックに積み込まれ、ダム・サイトまで運搬される。この方法により採石場での選択積み込みが可能であり、ダム工事の必要性に応じて乾燥材料あるいは湿潤材料を得ることができる。

Volvoのような4輪駆動のダンプ・トラックを導入すれば、豪雨後に採石場内あるいは運搬道路で生ずる運搬の問題を最小限にとどめることが可能となるはずである。

採石場の掘削跡には、ブルドーザーで表土を押戻して地区の表面を回復する。

主ダムのゾーン5. ランダムフィル材料

主ダムのランダムフィル材料は、左岸の取水口と導水路、右岸の余水吐での所要掘削から出てくるEra砂岩とシルト岩から入手する。砂岩材料は導水路の直上流からも得られる見込である。

取水構造物と水圧鉄管路ベンチの掘削は、メイン・ダム工事に先立って完了する予定なので、ランダム・フィル材料として適当な材料は、ダム・サイト上流の左岸アバットメントに一時期ストックしておき、必要となった時点で取出しダム・サイトに運搬する。導水路と余水吐の掘削作業は、掘削土をそのままダム・サイトに直送して盛立てに使用するように工程が組まれている。

Era砂岩の掘削には、最終掘削面にプレ・スプリッティングを施し、軽発破法を用いるもの

と想定した。

削孔はエア・トラック・ドリルおよびポータブル・コンプレッサーによって行なわれる。爆薬はA.N.60とANFOを使用し、雷管と導火線により点火する。砂岩はショベルで積込み、ダンプ・トラックで運搬し、一時ストックしておくか、あるいはダム・サイトに直送する。

副ダムのゾーン1．コア材料

この材料としては、副ダム№1に隣接する上流側のUpuクリーク付近のUG13サイトの泥岩を使用することとなる。上述採石場における泥岩の採取には、前述した主ダム用泥岩コア材料の採取方法と同様の方法が採られることになろう。新鮮な材料としての条件を整えるのに必要な水は、Upuクリークをせきとめて作ったダムからとる。この採石場には、厚さが1mないし6mの水分を含んだ風化泥岩、あるいは斜面押し出し土があるが、ここからアバットメントの岩盤接触材料を得るためには、請負業者は最深部分を避けて最小の掘削で、乾燥した新鮮な泥岩を入手しうるよう工夫するはずである。

副ダムのフィルター材料

Wabo工事区域内のクラッシャーおよびふるい分けプラントで、河床砂礫から処理したフィルター材料を副ダムに運搬することになる。この運搬距離は、11Kmないし17Kmである。

副ダムのロックフィル材料

ロックフィル材料は、Wor Mountainの砂岩層から入手する。この採石場は、最北の副ダム№4の北西約2Kmの地点にあり、運搬距離は、3Kmないし9Kmとなる。採石場への工事用道路を建設した後、現地の伐開と表土はぎが行なわれる。ロック材料はエア・トラック・ドリルで削孔、爆破し、ショベルによってリア・ダンプ・トラックに積み込みダム・サイトまで運搬する。

9.7.4 盛立て作業に対する降雨の影響

Wabo ダム地点は、非常な多雨地域で、年間降雨量は8,630mmにも達する。月間平均降雨量の少ない月は、11月であるが、それでも500mmもあり、その大部分が午後から夕方にかけて降る。

雨量計記録の詳細な解析は、第6巻に記載したが、以下にその概略を述べる。

雨天日は年間160日から300日であり、この地域では実質的な意味での乾期は存在しない。7月、8月および9月は平均して他の月よりも降雨量が多く、少なくとも各月の半分の日数に亘り10mm以上の降雨がある。日雨量が25mmを超える日数は、月間平均で少なくとも8日間、多い場合には13日間にもなる。年間を通して数日間は、日雨量が100mmを超える。時間雨量が25mmを超える降雨もこの地域では珍らしいことではない。

このような条件のもとでの盛立ての方法は、普通の降雨地域で、通常採用されているような

方法とは自ら異なったものとなるはずである。多雨地域での工事において採用された施工方法については、Villegas計画（１９７６）とMorpurgo計画（１９７６）の完工報告書に詳述されている。

泥岩コアの盛立ては、１日１０時間の１シフト操業に限定せざるを得ず、操業時間は第６巻に述べたように、理想的には午前５時から午後３時までであるが、払暁前の霧をさけるために多分午前６時から午後４時までとなるだろう。５月から９月にかけては月のうち４日間位は、シフトの始めか終り、あるいはその双方に５㎜を超える降雨がある。その他の月には夕方までシフトを１～２時間ずらすことも可能であろうが、その可能性は工事計画上では無視されている。強い雨はシフトの始めよりもシフトの終り頃に起り易い。

しばしば、泥岩を最適含水比よりもかなり高い含水比で盛立てる必要が生ずる。この場合には、土取場でのより深い掘削から得られるより乾いた材料を濡れた材料にはさんで互層にする。深い箇所にある新鮮な泥岩は、最適含水比に対して約６％乾燥しており、たまたま晴天が続く場合には、Purari河からくみ上げた水を散水設備により、加水することが必要となるだろう。第５巻に述べたように転圧試験の結果から類推されることは、ストック・パイルによって泥岩の含水比がさらに高くなった状態での転圧はより十分な締固めができそうだということである。材料処理に関する最良の方法を見出すためには、詳細設計段階での盛立て試験が必要であるが、これは工事上、さほど大きな問題にはならないと思われる。

採石場の排水については、コア部分の平らで十分に締め固められた傾斜表面を維持するのと同様に、通常払われている以上の注意が必要である。通常、コアの締固めにはシープ・フート・ローラを使用するが、これに続いて軽量のドラム・ローラーを使用してコア表面を水密にし雨水の浸透を少なくすることが肝要である。

ランダム・フィルゾーンは透水性とは考えられず、雨期に施工する場合、コア部分ほどの困難さは伴わない。

第５巻の第２部に記載したごとく転圧試験から判断すると、この材料は、湿潤な天候のもとでも満足のゆく結果を収めるものと考えられる。

9.7.5　主ダムの盛立て工事

仮締切ダムの建設が、EL.11以上の高さに達したところで、ブルドーザーとリッパーにより、ダムアバットメントの掘削を開始することになる。掘り起こした土石は進入ベンチに落とし、トラックスカベーターとショベルでダンプ・トラックに積み込む。この捨土材料を利用して上流仮締切ダムの上流面および下流仮締切ダムの下流面の水密膜を形成する。上述の作業は、仮締切ダムの盛立てと平行して進行する。

主仮締切ダムと下流仮締切ダムの高さが、それぞれEL.46とEL.29に達した時点で、両

仮締切堤間の排水をポンツーンに載せたディーゼル・ポンプにより開始する。これに引続いてトラクスカベーターとダンプ・トラックを使って河床堆積部の掘削を開始する。掘削砂礫は、締切ダムの盛立てに使用され、シルトと粘土はダム下流にある土捨場まで搬出する。

コア・ゾーンの下の河床に、基礎ボーリングとグラウチングを行っている間に、砂礫の盛立てを開始する。ボーリング、グラウチング作業が河床部で完了し、アバットメントに向って進行するとともに、コア、フィルター、砂礫およびランダムフィル材料の本格的な盛立てが始まる。

コア材料はブルドーザーによりまき出し、必要に応じて散水車により加水し、ディスクハローで混合し、１５０㎜の盛立て層毎にシープ・フート・ローラーで８回転圧し締固める。

フィルター材料は、ダム・サイト下流のWaboダム工事区内にあるクラッシングおよびふるい分けプラントから、ダンプトラックによって運搬される。この材料はブルドーザーによってまき出され、層厚0.5ｍで、最低１０トンの振動ローラーにより６回転圧し締め固められる。

上流河川から採取した砂礫フィル材料は、ダム・サイトに運搬し、投下後、層厚0.5ｍにブルドーザーでまき出した後、最低10トンの振動ローラーによって４回転圧し締め固められる。

Era砂岩とシルト岩によるランダム・フィルは、投下され、ブルドーザーにより層厚0.5ｍにまき出し、最低１０トンの振動ローラーにより４回転圧し、締め固める。

9.7.6 副ダムの建設

主ダムの下流、Purari河の左岸からWabo クリークの南の副ダム地点まで、工事用道路を建設する。この工事用道路は上流のUpuクリークの採石場ＵＧ１３および副ダムの下流部に沿ってWor Mountain まで延長される。

この間、約２０㎞の道路建設が必要であるが、この工事は仮排水トンネル工事および浚渫作業を開始してから１年後に始める予定となっている。この工程により、請負業者はその労働力と設備を、当初主ダム地点に集中することができる。

基礎掘削および盛立ての作業は、主ダムの項で概要説明したと同様の方法によって行われる。

この時期におけるフィルター材料と砂礫フィル材料は、Wabo ダム工事区のクラッシングおよびふるい分けプラントから供給するものと想定する。これを運搬するために工事用道路は、日量3,000㎥から4,000㎥の重運搬道路に格上げされる。詳細設計段階での現地調査の結果、Wor Mountain 砂岩がフィルターおよびトランジション材料として適当であることが判明すれば、Wor 採石場にポータブル・クラッシングおよびふるい分けプラントを設置することになる。この場合、Wabo と副ダム間の道路は、工事用道路としてのみ必要であり、格上げは不要である。

9.7.7 取水構造物の建設

取水構造物の基礎掘削および発電所までの水圧鉄管路ベースの掘削は、仮排水トンネルの坑口掘削が終了し、トンネル掘削を開始した時点で始められる。

材料はリッパーとブルドーザーにより掘削されるが、必要の場合には削孔、爆破する。ズリはトラクスカベーターでダンプ・トラックに積み込み、砂岩はストック・パイルに泥岩は土捨場に運搬される。

導水路部の掘削は、主ダムの盛立て開始まで遅らされるが、これによってEra砂岩材料をダムに直送することが可能になる。

取水構造物、導水路ライニング、水圧鉄管路の基礎とアンカーブロックでのコンクリート打設量が、膨大であることおよび、その他の作業条件から考えて取水構造物の工事区域内にコンクリート・プラントを設けることが必要である。Waboダム・サイトの工事区域にあるコンクリート・プラントは、工期が同じく二年の余水吐および発電所での打設コンクリートを製造することだけで手一杯であり、これに加えてミキサー・トラックで生コンクリートを上記以外のサイトに運ぶことにも問題があるので、このプラントを取水構造物工事のためのコンクリート供給にまで使用することはできないからである。

上述の取水口構造物工事専用のコンクリート・プラントは、ダム下流部左岸のアバットメントの高い位置に設置されることになる。砂と粗骨材はWaboダム工事区域のクラッシングおよびふるい分けプラントから運搬し、EL．140以上の所にストック・パイルされプラントの貯蔵ビンに運びこまれる。コンクリート・プラントから取水構造物の下流部に沿って、ほぼEL．102の高度のところにコンクリート・バケット用ロープ軌道が張られる。生コンクリートは、運搬車にのった容量4 m^3か8 m^3のバケットでコンクリート・プラントから供給される。運搬車は、ロープ軌道上を走行し、トレッスル・クレーンがバケットを持ち上げ、コンクリート打設のための所定の位置に運ぶ。クレーンは型枠および材料の取扱いにも使用される。

基礎掘削、グラウト作業およびベース・コンクリート打設に続いて、水圧鉄管路の付設とコンクリート打設作業が行われる。取水構造物サイトにおけるコンクリート打設は、1.5 mリフトで行われる。工事の最終段階で坑道からボーリングおよびカーテン・グラウチングが実施され、取水口ゲートと巻揚機、スクリーンその他の付属設備が据付けられる。

導水路巻立て用のコンクリートは、トレッスル・クレーンで取水構造物の上流側に運搬され、モービル・クレーンおよびバケット、軌道式スキップおよびシュートの組合せにより打設されることとなる。

水圧鉄管路のアンカー・ブロック、支台およびベンチのコンクリートは、コンクリートプラントから供給され、上流卒担部ではトランシット・トラック、傾斜部では軌道式コンクリート・スキップとウインチにより運搬される。打設作業はモービル・クレーンとバケット、シュートおよびコンクリートポンプにより実施することになる。

9.7.8 発電所の建設

水圧鉄管路ベンチの掘削が、発電所工事区域内の河川水位でEL.20のところまで進行したところで、堤頂高がEL.29となる仮締切ダムを建設し、その完工を待ってさらに河川水位以下への掘削を進める。この締切ダムの下流端は、スペースに余裕があるので、アース・フィルとし、スペースが限られている上流端はコンクリート・ウォールとする。発電所建屋、放水庭および水車インレット・パイプ部の掘削は、すべて河川水面下へと進行する。

発電所サイトでの打設用コンクリートは、当初、仮排水トンネルのライニングに使用した、左岸アバットメントの臨時コンクリート・プラントから供給することとなる。下流締切ダムが工事用道路として使用可能になった時点で、コンクリートは右岸側のプラントからも供給されることになる。

ドラフト・チューブ・ライナー、スパイラル・ケーシング、ゲート・フレーム等の埋設金物類を発電所下部構造物内に組みこむためには、早期の納入が必要となる。作業は№1ないし№4ベイおよびアセンブリー・ベイに集中することになる。上述の部分に屋根がかかり、発電所クレーンが稼動可能となったところで、最初の2基の水車発電機ユニットの組み立て工事が開始されることとなる。

発電所背後の水車インレット・パイプの据付と埋設工事も優先度が高い。この区域は、発電所背後のスイッチ・ヤードへの立入りを確保するために埋戻しておく。スイッチ・ヤードの工事は開閉器、制御装置の設置の前に完成しておかなければならない。

放水庭のコンクリート・ライニング打設、ドラフト・チューブ・ゲートとバルク・ヘッドの据付、これに続く放水庭締切堤の撤去は、最初の水車発電機ユニットの試運転開始前に完成しなければならない。

9.7.9 水圧鉄管路の据付工事

ペンストック・パイプ製作工場は河川の左岸側に設けるものとした。これによって組立てたペンストック・パイプを取水構造物の下流ＥＬ８８の平担な作業区域まで道路運搬することが可能となる。

最初に現場搬入を必要とする水圧鉄管部品は、取水口構造物の中に埋設される内張管と水車入口の曲管であろう。曲管は発電所背後の水圧鉄管路ベンチ上の所定位置まで搬入され、おろされる。

搬入用のレールは、各ペンストック・ライン沿いに敷設する。型枠、鉄筋、支台およびアンカーブロックのコンクリートは、このレールにより運搬され、引続いてペンストック・パイプが降されて定位置に据付けられる。取水構造物に接して設けられたウインチとケーブル・クレーンを上記のレールと併用して据付工事を行なう。

発電所背後の約ＥＬ３５.５の接続ポイントで、水車取入口とペンストック・パイプとを接続据付後、この区域は埋戻される。ペンストック・パイプの据付けは、下方から上方に向い、発電所工事とは無関係に進められる。

ペンストック・パイプが取水口に埋め込んだ内張管と接続したところで作業はすべて完了することになる。

9.7.10 余水吐の建設

余水吐工事区の掘削は、発電所工事区の掘削に引続き開始するものと予定されている。余水吐の接近水路とクレスト部分の位置を現存のＥｒａ砂岩内に求めなければならないため、所定位置までの掘削が必要になる。シュート部の掘削は大半が泥岩である。掘削作業は当初、シュート部の泥岩に限られる。この段階では、主ダムのランダム・フィル材料としての砂岩は、導水路部の掘削から十分に得られる。

主ダムの盛立てが進み、ランダム・フィル材料がもっと必要になった段階で、余水吐クレスト部の掘削を進め、その後、接近水路を掘削することとなる。

通常の材料は、ブルトーザーで山にして、ｆｒｏｎｔ－ｅｎｄ ｌｏａｄｅｒでダンプ・トラックに積込み、土捨場に運搬されるだろう。泥岩も同様に処理されるが、必要があればブルドーザーに取り付けたツインタインリッパーで剝ぎ取ることもある。

砂岩の掘削には、軽装薬による発破が必要となるだろう。ポータブル・コンプレッサー駆動のエア・トラック・ドリルで削孔、発破し、トラスカベーターかショベルでダンプ・トラックに積込み、ダム・サイトに直送する。

余水吐工事区におけるコンクリート打設作業は、本工事区での掘削作業が充分進行してコンクリート打設が可能となり次第、工期２か年の予定で開始される。コンクリート打設は２年で終了する

予定である。コンクリートはWabo工事区内のコンクリートプラントからトラックミキサーで、運搬し、バケットとクレーンにより打設する。型枠の建て込み、解体には、モービル・クレーンも使用する。

余水吐工事区におけるすべてのコンクリート打設工事は、仮排水トンネル閉そくの時点で完了する予定であり、この段階で、必要があれば余水吐からの放流は可能であろう。余水吐クレスト部でのラジアル・ゲートの据付けも、この段階でほとんど終了しており、仮排水トンネルの閉そくから2か月以内に稼動可能の予定である。ゲートの検査引渡しは、貯水池の湛水を待たなければならない。

9.7.11 仮排水トンネルの閉そく

貯水を開始するために、仮排水トンネルを閉そくするが、閉そくに先立って次の作業を完了しておかなければならない。

- 主ダムの盛立てを完了しておくこと。
- 取水構造物を完成して、ゲートが開閉可能であること。
- 余水吐構造物を使用可能の状態とし、ラジアル・ゲートの据付けがかなり進行していること。
- 副ダムの盛立てを完了していること。
- 発電所の水車インレットが水密の状態になっており、ドラフト・チューブ・ゲートは閉そくしていること。

仮排水路入口部の隔壁ゲートを閉鎖し、仮の支柱を設置した後（7.3.6節）、コンクリート・プラグ用の型枠を組立てる。コンクリートはミキサー・トラックでトンネルの内に運搬し、隔壁間にスリックラインにより圧入打設し、次にクラウン部における空げきを埋めるための填充グラウチングを行なう。

プラグのクーリングは、プラグの中に埋込んだクーリング・パイプに冷却水を循環させて行なう。このあと、トンネルのコンクリート・ライニングとプラグとの間のすき間あるいはプラグとプラグとの間のすき間に高圧グラウチングを施して閉そく作業は完了することになる。

9.7.12 発電機ー製作、搬入ならびに据付け工事

Wabo発電所の発電機ならびに関連機器は、別個の二つの工事契約に基づき製作、搬入、据付けを行うことが望ましい。出来高払い方式による仕様書によって国際入札を実施し、落札者は発電機ならびに全関連機器の設計、製作および工場試験を自己の責任により行うものとする。上述の作業は、自らの工場あるいは指名下請けの工場のいずれかで行う。落札者はまた発電所工事区内への搬入、保管、据付け、現場試験、引渡し試験および保証期間内の保守にも

責任を負うものである。

重量プラント部品の輸送には、Pai—a Inletでバージのデッキに直接、本船のデリック・クレーンを使って降せるよう、重起重機付きの船が必要である。Waboサイトにおいては、請負業者自らが搬入据付けた、重ガントリー・クレーンを使用して、上述のプラント部品を保管倉庫に運搬し、次いで特別のトレーラーに積み込まれ、発電所内のアセンブリー・ベイまで搬入することになる。発電所内での組立て、据付けは所内のオーバーヘッド・クレーンにより行なう。

発電所工事区では、土木工事業者とプラント据付業者の両者が、作業することになるので、相互間の緊密な協力と協調が必要となる。自己の作業が他の作業進行に支障とならないよう、またそのような支障が起きても最小限に止めるよう十分に配慮すべきであり、このような観点から発電機器の据付けに先立って、アセンブリー・ベイは完成しておくべきであり、発電所建屋の建設もかなり進行していなくてはならない。

基礎と上部構造物の工事はスパイラルケーシングの据付開始までに、完了しておくべきである。これにより、発電機業者は発電所建屋クレーンを使用してスパイラル・ケーシングの組立てを行うことが可能となり、これに引き続く発電機の据付けも、順調に進めることができる。この目的のために、発電所建物の各部分の完工期日を契約書に明記しておくべきである。

関連機器のうちのあるものはコンクリートの中に埋設するので、土木工事業者とプラント据付業者双方の作業を調整、一体化する必要があり、発電機各ユニット毎の工事の引き渡し、および引き取り期日を明示する必要がある。

- 第一次施工段階での基礎工事が完工した時点でドラフト・チューブおよびこれに関連した金物類据付のために、プラント据付業者に引渡す。
- 再び土木工事業者に戻して、ドラフト・チューブの埋設とスパイラル・ケーシングのサポート・ピアの施工を行なう。
- プラント据付業者に引渡して、水車のスパイラルケーシングとそれに関連した金物類の据付け工事を行なう。
- 土木業者に戻し、スパイラル・ケーシングの埋め込み、発電機サポートと囲いを施工し、ステーター底板その他の金物類を埋設し、水車、発電機、上部機械室のフロアーを完成する。
- 最終的にプラント据付業者に引渡し、発電機その他プラント部品の据付け工事を行なう。

プラント据付業者は、自己の据付け作業員と据付け用機材とを準備し、必要に応じて地元の労務者を雇い入れるものとする。また、現場作業員を収容する家屋と合宿所を準備する。

先発作業班はプラント置場（図５）を設置し、プラント部品がPai—a Inletから上流の

サイトに発送を開始する以前にガントリー・クレーンを据付ける。先発作業班は、さらにワーク・ショップ、アセンブリー・ベイのオーバーヘッド・クレーンの据付け、最初の二基の発電機にかかわるドラフト・チューブの組立て等を行ない、本隊の現場乗り込みと同時に本格的な据付工事に入れるよう一切の準備を整える。発電機の据付工事は、第1号および第2号機、次いで第3号機という順で進められる。据付作業の輻輳を緩和するために、アセンブリー・ベイとともに予備発電機の据付ベイも、常時組立て作業に使用できるようにしておくべきである。

湿気から生ずる諸問題の対策、ほこり、昆虫、その他外界からの異物の侵入防除に対して特別の留意が必要である。

水車の据付け工事

ドラフト・チューブを据付け、コンクリートに埋め込んだ後、水車ピットの中でスパイラル・ケーシングの組立てを開始する。

関係部品のハンドリングは、発電所内のクレーンにより処理する。ケーシングの組立て中すべての溶接箇所は、X一線によって検査し、組立てを終ったケーシングはコンクリート中に埋め込み、施工前に水圧試験をする。このためスパイラルの入口に隔壁を溶接する必要があり、ステイリングの孔に試験用カバーをかける必要がある。ドラフトチューブ管、スパイラル・ケーシングともに、コンクリート埋め込みの際移動しないようしっかりとアンカーする。浮力が大きいので常に監視をする必要がある。

水圧鉄管と埋設済スパイラル・ケーシングの最終的な接続施工は、土木工事業者の責任分担に属する。

土木工事業者が発電機の囲い、上部機械室のフロアーおよびその他特別室の部分の工事を行っている間に、プラント据付業者はアセンブリー・ベイで水車の組み立てを始めることになる。発電機の各部品が、プラント据付け業者に引き渡されたあと、これらの部品は発電機の囲みの中を通って水車ピットまで降される。

水車の組み立てと平行して、水車室および下部水車室においては、調速機、調速機ポンプ関係および水冷設備の据付けが行なわれる。上述の機器は発電所内クレーンを使って、発電機囲いの上流側の水車室フロアー の高さまで降される。これらの機器を発電室フロアー 下の所定の位置に収めるには、特別の据付機器が必要である。

発電機の据付け工事

水車ピットと水車室で、水車の部分と付属装置の組立てが進行している間に、その上部の発電機囲いの中では発電機ローター・リムの積み重ねを開始することができる。発電機のオイル・クーラーの組み立ても水車室内で進行する。

ステーター、下部ブラケット、軸受けおよびローター・スパイダーの組み立ても組み立て室で行われる。

乾燥および高圧試験終了後、ボーリングの完了とともに組立てられたスターターは、発電所内クレーンでローター上の所定の位置まで持ち上げられる。発電機の据付け工事は、引続き、ステーター・エアー・クーラーの取付け、冷却パイプの配管、ローター接続、及び上部ブラケットとスリップリング・ハウジングの組み立て等に進む。発電機の高圧試験は、その囲いの中で運転開始前に行われる。

各発電機の運転開始に先だって、水車および発電機軸の調整と接続が行われ、ガイド軸受が取り付けられる。試験運転の際には、エレクトロニック・バランス調整と配置の最終の調整が行われる。

主変圧器の組み立て

まず現地で組立のSealed-Winding変圧器の準備を組立室で行う。次にタンクとコアを機械室の組み立て台上に移動してSealed Winding Capsuleをコアの上に載せる。多湿な現地の自然条件を考慮し、変圧器の乾燥と油処理には湿気の進入防止にとくに留意する必要がある。清浄さを確保し、ダストを防ぐためにタンクを囲み込むテントが必要である。

組み立てられた各変圧器は、持ち上げられて再びアセンブリー・ベイに戻し、関連機器、車輪を取り付け、移動レールに載せて発電所内の変圧器室に運搬される。最終装備、すなわち、電気部品の取付け、クーリング・パイプの接続および油の充填は、この室で行われる。

E.H.V(500KV)開閉装置と結線

開閉装置の据付け開始までに開閉所内の土木工事はすべて完了しておかなければならない。SF．6 E.H.V変圧器／開閉所の結線は、送電端構造物およびその付近での土木工事が完了するのを待って行われる。開閉器を設置する間、開閉室建屋は汚染防止のため乾燥、ろ過した空気を圧入する。開閉所におけるすべての開閉装置の設置、すべての送電線との接続は第1ユニットの発電開始前に完了していなくてはならない。

その他の電気機械設備

発電機／変圧器の接続、その関連設備、ケーブル、制御指示と警報装置、その他水車／発電機の各ユニットの付属設備の据付けは、発電機の試験運転開始前に完了していなければならない。

バッテリー整流器、所内変圧器を含むACおよびDC供給設備、エアー・コンプレッサーおよび排水ポンプ等の所内設備も試験運転の開始時までに使用可能の状態にしておく必要がある。

9.8 工事費の積算

9.8.1 概　要

フィージビリティ・スタディのための予備設計とプロジェクトのレイアウトの完了に続いて主要工事項目に関する工事数量書を作成した。

工事用プラント機器、資材および労務費等の単価は、１９７６年９月現在の価格を適用することとし、その単価を工事数量書の各項目に乗ずることによりWabo水力発電計画に関する土木工事費を算出した。積算に当り適用した通貨のレートは、Kina 1.00＝US$1.36＝374円＝A$1.048である。

上述の土木工事費に対して、発電所、送電線等の発送電機器、工事用施設、技術費、その他の見積りコストを加算して、１９７６年９月時点での総工事費を算定した。

今回の積算作業では、工事費を外貨分および現地貨分に区分する作業は行なっていないが、現地貨分について考えられる費用要素は、現地労務費、現地調達の工事用資材（たとえば木材）、工事用施設の建設に関する地元発注分および行政機関の管理費等で、総工事費に占める割合は、１０％前後と思われる。

工事費の内訳は次のとおりである。

	Orokolo地点開発の場合	Hall Sound地点開発の場合
		（単位：百万米ドル）
1. 土木工事費	423.9	423.9
2. 発電所工事費	155.3	155.3
3. 送電線および受電端変電所工事費	101.2	198.8
4. 工事用施設建設費	30.0	30.0
5. 用地補償および移転費（Wabo地点のみ）	1.3	1.3
小　計	711.7	809.3
6. 技術費（1＋2＋3＋4）×0.1	71.0	80.8
7. PNG政府管理費（1＋2＋3＋4＋5）×0.05	35.6	40.5
小　計	818.3	930.6
8. 予備費（10％）	81.9	93.1
合　計	900.1	1,023.7
概算工事費	900×10⁶米ドル	1,020×10⁶米ドル

上掲の工事費には、下記のごとき費用要素はふくまれていない。

- プラント機器設備資材等に対する輸入関税（完工後ＰＮＧ領内で処分される輸入品目のみが課税対象品目となる）
- 送電線用地補償費
- 工事期間中の物価の上昇分

9.8.2 土木請負工事費

工事工程（図３９）と土木工事関係の単価に関しては、下記の諸点を考慮に入れた。

- 施行方法（本章に述べた方法による）
- 稼動工事用プラントおよび設備等の能力（予測）
- 計画地域の地形、気象条件等地点特性
- 次のような要素、すなわち、トンネル掘削とコンクリート巻立てにおける稼動シフトおよび作業員構成、ダム盛立てにおける採石場、土取場の位置、工事用道路、舟航をふくむアクセス、および輸送方法、ダム工事における稼動シフトおよび締固め工事用機器の能力。

余水吐ラジアル・ゲートと巻揚機、取水口ゲートと巻揚機、水圧鉄管のような構造物の単価については、同種の標準価格を採用することとした。

今回の調査においては、主要工事項目についてのみ、工事数量を算出した上で見積りコストの積算を行なったが、その他の小項目ないし雑項目については、一つ一つ工事数量を出す手間を省き、適当と思われるアローアンスを決め、これを割り掛けすることにより算出した。

工事費積算作業の詳細は本巻の付録Ｅ－３に記載した。

9.8.3 発電機器の請負工事費

発電所機器、工事費については、ヨーロッパおよび日本の主要電機メーカーから同種機種の価格を入手し、これと最近の国際入札価格とを照合の上、単価を決め、積算作業を進めた。

発電機をふくむ発電所機器の見積りコストは、１９７６年９月現在の価格で１億5,５３０万米ドルとなる。その詳細内訳は本巻の付録Ｅ－４のとおりである。

本見積りコストには、発電所機器に対する輸入関税は含まれていない。

9.8.4 送電線の請負工事費

Wabo発電所からIhu（Orokolo）あるいはHall Sound工業地帯までの送電線関係

の見積り工事費については、本巻第8章に詳細に記述した。積算工事費には、Pawaia 1地点から上記の工業地帯までの送電線工事用道路のコストも含んでおり、これを加算した総工事費は、それぞれ概算1億30万米ドル（Orokolo地点開発の場合）および1億9,480万米ドル（Hall Sound地点開発の場合）となる。（本巻付録E－5参照）。

9.8.5 工事用施設の建設費

工事用施設については、9.4節および9.5節にその概要を説明したが、現時点での名目価格は、3,200万米ドル前後と思われる（付録E－6）。

9.8.6 土地取得と再定住に要する費用

Wabo工事区域、湛水地域の用地買収および送電線と工事用道路の用地借用の交渉は、本計画着手の決定と同時にパプア・ニューギニア政府が行なうことになる。

湛水区域に関しては、満水位標高、すなわち、F.S.L. EL.135以下のところに住んでいる村民は移転を強いられることになる。EL.66以下の地域に住んでいる住民は、Purari河が仮排水トンネルから転流される前、すなわち計画着手決定後4.5年以内に立ちのかなければならなくなる。それ以外の住民は仮排水トンネルの閉そく後から貯水開始までの期間、すなわち計画着手決定後、7年以内に立退きを求められることになる。

移転村民の数、補償対象となる建物、農園その他の資産についての調査は、まだ行なわれていないが、用地買収の対象となる土地は、約3万ヘクタールである。用地補償と移転費は、130万米ドルである。

9.8.7 技術費

エンジニアリング・コンサルタントが指名され、詳細調査と実施設計、工事監督および管理を担当することになる。

コンサルタントは現地労働力を最大限に活用し、オン・ザ・ジョブ・トレーニングを行ない、開発事業に対する経験を積ませることが要請される。技術費については請負工事費合計額の10％とした。

9.8.8 PNG政府管理費

PNG政府は、発注者として計画を実施する観点から、連絡調整および行政管理等多くのことをしなければならない。

PNG政府の管理費は、用地補償費をふくむ請負工事費総額の5％とした。

9.8.9 計画予備費

工事費の積算は、今回のフィージビリティ調査作業の実施中に入手した情報に基づいて行なったものであり、したがって、次のような不確定要素に対して余裕を見込んでおく必要がある。

- 現地調査の確度－水文調査、航空写真図化、採石場における建設材料の入手可能数量等
- 予備レイアウト、工事数量および工事費積算作業上仮定した事項の妥当性
- 詳細設計段階において発生すると思われる工事数量変化
- 工事中に直面するかも知れない地質上の問題と現在調査に基づく想定との差異
- 国際入札実施時点の国際経済環境

今回のフィージビリティ調査段階においては見積り工事費の１０％を予備費として計上した。

9.9 計画の所要資金

Waboプロジェクトの建設は、図３９の工事工程に従って実施され、発電所の営業運転が請負工事開始後８年目の終りから行なわれることになると仮定した場合の年次別所要資金（１９７６年９月現在のコストは表３５のようになる。）

表３５　年次別所要資金（単位：百万米ドル）

項目	年次 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
土木工事	12	25	50	90	90	100	120	25	8	－	－
電機工事	－	－	－	15	30	118	120	70	15	10	2
合計	12	25	50	105	120	218	240	95	23	10	2

（注）(1) 上記の金額は、Orokolo Bay地点へ送電する場合のものであり、工事費総額は概算９００万米ドルである。

(2) Hall Sound地点へ送電する場合は、追加工事費3,０００万米ドルを５年目から８年目にかけて必要とし、工事費総額は概算1,２００万米ドルとなる。