

(4) 土砂濃度

浮遊砂の濃度分布を図4.14に示す。細粒分 (<0.074mm) と粗粒分 (>0.074mm) の割合を図4.15に示す。1988年の高水時に得られた濃度と流量の関係を図4.16に示す。これらのデータに対する考察は第6章に述べる。

(5) 川床砂の粒度分布

1988年に採取された河床材料 (アブルコ川とソントラコ川) の粒度分析結果をレビューした (表4.18及び図4.17参照)。又1987年に貯水池から採取した堆砂の粒度を表4.19にのせてある。1992年、1993年に採取した貯水池堆砂の粒径分布を表4.20、4.21および4.22に示す。この採取位置は図3.22に示す。

4.5 社会・経済的側面

4.5.1 メキシコの人口と経済

国連人口統計によれば1991年のメキシコの全人口は、87.8百万人となっており、1965年の42.7百万人から25年間に約2倍に増加している。1985年から1990年の5年間における年平均増加率は2.02%であるが、1975年から1980年の2.98%や1965年から1970年の3.49%と比較すると年平均増加率は近年では漸減傾向を示している。

1985年基準でのGDPの年間成長率の推移を見ると、メキシコ経済は1986年では3.6%のマイナス成長を示したものの、1987年以降では改善傾向を示している。GDPの年間成長率は1987年の1.6%から1990年では4.4%と増加基調を示している。1991年には3.6%と低減したが、近年のメキシコ経済は概ね安定した状況にあるといえる。

国土人口およびGDPの変化については表4.23にまとめてある。

4.5.2 行政区分および都市分布

今回のプロジェクト領域の大部分はメキシコ市から東北方向約190kmのプエブラ州内にある。アブルコ川の上流流域面積の一部はトラスカラ州にも及んでいる。発電所の下流域では、本流のアブルコ川はリャジャジャルパン川や他の河川と合流し、テコルトラ川を形成している。このテコルトラ川はその後ペラクルス州の北部を通りメキシコ湾に注いでいる。

貯水池の流域は、プエブラ州の10町とトラスカラ州の2町に及んでいる。表4.24には、アブルコ流域およびシュカユカン流域に含まれる関係町の行政面積および各町内における主要都市名とその標高をまとめ

である。

4.5.3 流域人口

ソレダッド・ダムの上流にあたるアブルコ川の流域には約107,000人の人々が居住しており、人口密度は平方キロメートル当たり約73人である。シュカユカン川の分流地点からの上流域には、約63,000の人口がおり、その密度は226人/平方キロメートルである。表4.25には貯水池の流域に含まれる各町の人口をまとめてある。地域には中心都市および多くの中小都市が存在している。表4.26にはアブルコ川およびシュカユカン川流域に含まれる各町の人口変化をまとめてある。比較的人口の集積している地区としてトラトラウキテベック (42,447) およびサカボアストラ (41,855) があげられる。1980年から1990年の10年間におけるプエブラ州およびトラスカラ州の人口増加率はそれぞれ19.1%および42.9%であり、全体の平均増加率は22.6%である。人口動向の特長として、トラスカラ州の人口は少ないものの近年における人口増加率が高いことがあげられる。

対象領域全体としては約394,000人の居住者が存在し、人口密度は105人/平方キロメートルとなっている。地域における比較的大きな都市（リプレス、サラゴサ、トラトラウキテベック等）は、アブルコ川流域の東部境界線近くの国道129号線沿線にあり、またテエテラア・デ・オカンボ、クエツラン・デ・プログレソオ、サカトゥラン等の都市は当該流域の北部に位置している。トラトラウキテベックとサラゴサは、シュカユカン川流域における中心都市である。

4.5.4 地域経済

表4.27は、アブルコ川流域およびシュカユカン川分流域にある各市町における全男性の雇用水準、ならびにプエブラ州における雇用水準についてまとめたものである。プエブラ州全体としては雇用数の44%が農業従事者であるが、本プロジェクト領域ではそのほとんどが農業地域であることから農業従事者がほとんどである。アブルコ川の流域では男性就業者の75%が農業に関わっている。プロジェクト領域における他の雇用活動実態についても表4.27にまとめてある。全般的に見てプロジェクト領域における他業種の雇用数は限られているが、サウトラの陶磁器工業関連の雇用や国道129号線沿いにあるサラゴサ地域の都市では工業および商業関連の雇用割合が比較的高い。

4.5.5 土地所有形態

プエブラ州の土地所有形態（1988年）を表4.28にまとめてある。この州の全面積の約80%は個人所有の土地となっている。一方、サカボアストラ、サラゴサおよびサウトラ町では、主として集団所有形態（

EJIDO) の形をとっている。

4.6 植物、土地利用および土壌流出

4.6.1 気象

表4.29は、流域内における5つの気象観測所での月平均降雨量、気温および蒸発量についてまとめたものである。下流域を含めた流域の降雨量分布は図4.19に示してある。気象観測所のうち、最少降雨量は、流域中央部に位置するサウトラ（年平均543mm）とサン・フランシスコ・イクタアカマティテウラン（年平均584mm）観測所で記録されている。サン・フランシスコ・イクタアカマティテウラン観測所では、年1,488mmの可能蒸発量があり、その月別蒸発量は各月別降雨量を上回っている。一方、サウトラでは、蒸発量を上回る平均降雨量のある月は9月だけである。他の観測所においても、一般に蒸発量を上回る平均降雨量のある月は6月から9月までの4ヵ月だけである。一方、ソレダットダム周辺では月平均降雨量はすべての月において蒸発量を上回っている。ダム周辺および山岳地域の東側斜面では降雨量が非常に多く、年3,000mmを越えている。しかしながら、流域の上流に向かって中央部から降雨量は年間600mm以下に減少するとともに、蒸発量は年間1,000mmを上回っている。より標高が高い所（カプリアケ、サン・アントニオ）では、逆に降水量はやや増加する。

4.6.2 植物

流域における植物の成長は、降雨量や土地利用および土壌環境に影響を受ける。降雨パターンは植性パターンに影響を与えるものであり、ダムや貯水池地域における植性パターンは斜面を覆う密度の高い木々や樹木にみられるように典型的な湿潤地域の様相を呈している。上流の流域では、植性は草境地帯と松やカシの樹林地帯との混在地域へと変化している。そして、これらの松やカシの木々は、徐々に乾燥状況に強い種にとって替わられる。この地帯の草木種では、カクタス（サボテン）、マグウェイあるいはより勢力を拡大しているヨッカ（イトラン）によって覆われつつある。

4.6.3 土壌

途中ジトラクワウトラ川と上流にて合流しているアブルコ川流域の土壌は、主として三つの土壌区分と地勢地域区分に分けることができる。この合流地点とオコツインゴ地区の部分、および上流域の流域側面からはほタテンバンゴ地区の部分は、カムビソルとして区分されている。これらの土壌の表面近くは砂質の土壌であり、深層部では粘土質の土壌へと変わっている。オコツインゴとサウトラから サン・フラ

ンシスコ・イクタアカマティテウランまでの河川渓谷部分、およびそこからの上流域の大部分は、ファエオゼムとなっている。これらの土壌は、表層部分の黒褐色から深層部での黄色系や赤みがかった褐色へと変化している。カムピソルのようにこれらの土壌は、表層部分では砂質の土壌の性格を持っており、より深くなると粘土質の土壌へと変質している。

サンタア・マリア・コヨルテベックの周辺やその北部および西部地帯の地質はレゴソルとなっている。これらの土壌はもろく軟質の火山凝灰岩と同系類に属するものである。その土壌の形状は、非常に細かくかつ侵食により壊れやすい性質をもっている。ジトラクワウトラ川との合流地点からの下流域でも土壌は同様にレゴソルであるが、これらの岩石は十分な凝固状態を保っている凝灰岩から出来上がっており、豊かな植物層に覆われ広範囲な侵食作用にも影響されない安定的な渓谷を形成している。

これまでの流域観察によればカムピソルの地域は適度に植物の成長に寄与しており、多くの急峻な渓谷を和らげているようである。これらの地域は同様に平均的、あるいはそれ以上の多量な降水量の地域でもある。流域上流部分のファエオゼムとレゴソル部分では植生はより乏しくなっている。多くの地域では、容易に侵食される土壌、少ない雨量および農業耕作の組み合わせが広範囲の地域での風と水による侵食を引き起こしている。その結果として、不可能ではないものの自然発生的な植物の再成長を難しくするほど土壌中の有機物が多く失われている。

4.6.4 土地利用

流域における侵食問題、特にサウトラの周辺地域における河川渓谷やサン・フランシスコの上流地域では、これまでの土地利用の活用のためより深刻な事態となっている。家畜、特に山羊による過度の牧草の消費が植物層を破壊し、風と水の双方によって侵食されやすい土地へと変質している。このように、乾燥し、容易に侵食されやすい土壌での耕作は、特に傾斜地に於ては土壌の粘着性／凝固能力を破壊することから、土壌を侵食されやすい状態にしてしまう。

表4.30はアブルコ川流域における4つの主たる市町およびシュカユカン川流域の主たる市町における土地利用形態をまとめたものである。両地域とも季節農業／天水農業が主たる活動で灌漑による耕作はほとんどない。地域における主たる耕作穀物は一期作物がほとんどで、それらはトウモロコシ、小麦や大豆である。さらに、りんご、ももあるいはアボガド等の果樹作物も栽培しており、カクタスやマグウェイの一部もその利用のために栽培されている。

しかしながら、アブルコ川流域の3分の1では半集約的牧畜あるいは自給自足農業が行なわれており、多くの場合薄い表土の急峻な傾斜地で営まれている。これらの活動は、侵食を制限するために植物成長に必要な土壌を保全しようとするのを難しくしている。主たる自給自足の作物は、トウモロコシである。

畜産活動には、牛、羊、山羊、七面鳥や鶏を含む。自給自足のための作物耕作地の確保のために、あるいは家畜のための新たな牧草確保のために、丘陵地で特に行なわれている古い草木類の草焼き活動もまた、土壌の粘着力を確保しそして荒らされた土壌の再生産性を促すもとなる有機物の破壊を促進する。

最後に、たとえば道路建設のように、サン・ミイゲール・テネエクスタザティロヤンからサウトラの道路沿いで現在行なわれているその他の諸活動もまた、丘陵地の侵食活動を早める可能性をもち、アブルコ川への土砂流入を促すようになる。

4.7 アブルコ川流域での水資源利用

アブルコ川の上流域においては、特に大量に川の水を利用するものは見られないが、アブルコ付近で右岸の支流の水を利用しているの養魚場がある。灌漑水のための取水や淡水養魚場のための使用のどちらも上流域や中流域では認められない。船等による輸送サービスも川自体が急流であり狭域部を抱えていることから、貯水池以外では行なわれていない。

一方、アブルコ川の下流域は重要な農業地域であるが、限られた範囲内での河川水利用が認められるだけである。これらの地域では年間降雨量は1,500mmを越えており、灌漑用水は必要とされていない。直接水を利用している施設には、エル・レモリイノにある油井地域のための掘水ポンプがあるのみである。その他の河川からの水利用は少量であり、一日あたり1,700から5,300立方メートルの水が町や工場、あるいは農業用に使われている。

下流域におけるその他の資源利用として、漁業活動と河床の砂と砂利の採取がある。漁業活動はテェコルトウラとグウティエレエツ・サモオラの地域に限定されている。これらの地域の河川本流部やその感潮支流そして河口部分から湾の右岸、左岸域において約1,000人の漁師が生業を営んでいる。漁業資源は主として海域や河口にある。有益な漁業資源は河口の上流には見受けられない。さらに上流においては、河川は比較的浅くなり、岩や砂洲により釣り舟の移動が妨げられている。テェコルトウラ地域での漁業資源としては、モジャラ、オスション、サバロ、ロバロ、ジャイバ（カニ）そしてカマロン（エビ）等の多種多様な魚類資源の存在があげられる。

河川、あるいはその周辺での主な資源利用は砂と砂利の採取があげられる。河川の所々で採取活動が見られたが、流量の多い時期にはそれらの地域は氾濫、水没するので、それらの活動は季節的なものである。

第 5 章

貯水容量と発生電力量との関係 および排砂のための流量

第5章 貯水容量と発生電力量との関係および排砂のための流量

5.1 概要

ソレグッド貯水池は徐々に堆砂が進行しており、このまま放置すればいずれは流量調節能力を失い寿命を終えることになる。通常、貯水容量の減少に伴う流量調節効果の低下は発生電力量の減少につながるの
で、まず第一に貯水容量が発電にどのように影響するかが一大関心事となる。従ってリハビリ対策計画を
策定する前に、貯水池堆砂の影響を定量的に調査することが必要である。そこで貯水容量と貯水池運転水
位の影響度を調べるためシミュレーションを実施した。

また、隣接流域へ土砂を流送排出する方法や貯水池の堆砂を流水によって排出する方法に対し、使用可
能となる流量を調べることも必要である。これらの目的のために水を使用することは発電量を減少させる
ことになる。

これらの基本的な分析を通じ、貯水池堆砂に対するより実効性の高い代替案が選定できることになる。

5.2 貯水池容量と発生電力量

5.2.1 概要

貯水池堆砂による容量の減少とその対策が発電にどのような影響を及ぼすかについて検討を行なった。
検討内容は以下の4項目である。

- 1) 有効貯水容量の減少による発生電力量への影響
- 2) 利用水深の変更による発生電力量への影響
- 3) 転流排砂トンネル案による発生電力量への影響
- 4) 上流砂防ダム案による発生電力量への影響

検討は水文資料及び貯水池および発電設備の諸元に基づいて貯水池水収支/発生電力量計算のシミュレ
ーションモデルを用いて行なった。この計算のフローを図5.1に示す。以下にシミュレーションモデルの
概要を述べる。

(1) 基礎資料

1) ソレグッド貯水池流入量

ブエノスアイレス、ソントラコおよび水路No.1の各観測所の1963～1991年の29年間の日流量資料を用い、3つの観測所の日流量の和を貯水池への日流入量とした。

2) 蒸発量

貯水池からの蒸発量はラ・ソレグ観測所の平均月蒸発量から推定した。平均月蒸発量の70%を貯水池からの蒸発量と仮定した。

3) 貯水位－貯水池表面積－貯水容量曲線

1962、1977、1988及び1992年の調査資料を用いた。

(2) 発生電力量計算シミュレーションモデル

貯水池の水収支：貯水池の水収支は以下の式で求められる。

$$S_i = S_{i-1} + I_i - O_i - EV_i$$

ここに、
 S_i : 貯水量
 I_i : 流入量
 O_i : 放流量
 EV_i : 蒸発量

発電使用水量：発電使用水量は以下の式で求められる。

$$Q_p = Q_{max} \quad (O_i \geq Q_{max})$$

$$Q_p = O_i \quad (O_i < Q_{max})$$

ここに、 Q_{max} : 最大発電使用水量 = $P / (9.8 \times H_e \times \eta)$ (m³/sec)

Q_p : 発電水量 (m³/sec)

P : 発電所の最大出力 (220,000 kW)

H_e : 有効落差 (m)

η : 発電機と水車の合成効率

(発電機の効率0.97、水車の効率0.88と仮定)

発生電力量の計算：日発生電力量は以下の式で求められる。

$$E = P \times 24 \quad (O_i \geq Q_{max})$$

$$E = Q_p \times (9.8 \times H_e \times \eta) \times 24 \quad (O_i < Q_{max})$$

ここに、 E : 日発生電力量 (GWh)

5.2.2 有効貯水容量と発生電力量の関係

(1) 有効貯水容量の減少による発生電力量への影響

利用水深をマサテバック発電所が運転を開始した1962年時点の常時満水位798.4m、最低水位775.0mに想定し、1962年、1977年、1988年および1992年の貯水位-貯水容量曲線を用い、それぞれについて発生電力量のシミュレーションを行なった。1963～1991年の29年間のシミュレーションで求められた各ケースの年間発電使用水量、年間無効放流量および年間発生電力量を以下に示す。またこの結果より得られた有効貯水容量-発生電力量-無効放流量の関係を図5.2に示す。

	1962年	1977年	1988年	1992年
有効貯水容量 (10 ⁶ m ³)	30.2	17.9	12.2	9.2
年間発電使用水量 (10 ⁶ m ³)	557.6	552.0	547.9	545.3
年間無効放流量 (10 ⁶ m ³)	16.4	22.4	26.6	29.2
年間発生電力量 (GWh)	615.9	610.6	606.8	604.3

有効貯水容量の減少に伴い発生電力量が減少し、無効放流量が増加している。しかし1962年と1992年を比べると有効貯水容量が約3分の1に減少しているのに対し、発生電力量の減少は2%程度である。これは上記の範囲で有効貯水容量が変化しても発生電力量には大きな影響をおよぼさないことを示している。

(2) 利用水深の変更による発生電力量への影響。

ソレダッド貯水池の当初の利用水深は常時満水位798.4m、最低水位775.0mと設定されていた。しかし貯水池堆砂が進行するに伴って利用水深が変更になり、現在では常時満水位804.5m、最低水位797.5mで運用されている。この利用水深の変更が発生電力量にどのような影響をおよぼすかについて検討した。また、この検討は、浚渫、取水口の改良などの貯水池堆砂対策を行なう場合、適切な貯水池利用水深を設定することに参考になることをねらいとしている。

常時満水位を804.5mとし、最低水位を775m、780m、785m、790m、795m、797.5mの6ケースについてそれぞれの水位に対する貯水容量を1962年、1977年、1988年、1992年の貯水位-貯水容量曲線を適用してシミュレーションを行なった。結果を表5.1および図5.3に示す。

検討結果より以下のことが言える。

- 1) 発生電力量への影響は有効貯水容量よりも有効落差の変化による方が大きい。しかし最低水位775.0mと797.5mとの間の発生電力量の差は2～3%である。
- 2) 最低水位を795mにおいた場合が発生電力量が最も大きくなっている。

5.3 転流排砂の影響

貯水池堆砂対策代替案の1つとしてアブルコ本川上流に転流トンネルを建設し、ここから隣接流域に土砂を排除し、ソレダッド貯水池への土砂流入を緩和することが提案されている。この代替案は河川水の転流により土砂を排除しようとするため貯水池への流入量の減少を伴う。転流による排砂は洪水を利用して行なわれるが、転流に使用される流量によっては発電使用水量が減少することは明らかである。したがって転流排砂に使用される流量とその場合の発生電力量への影響について検討を行った。

(1) 転流地点の流量の推定

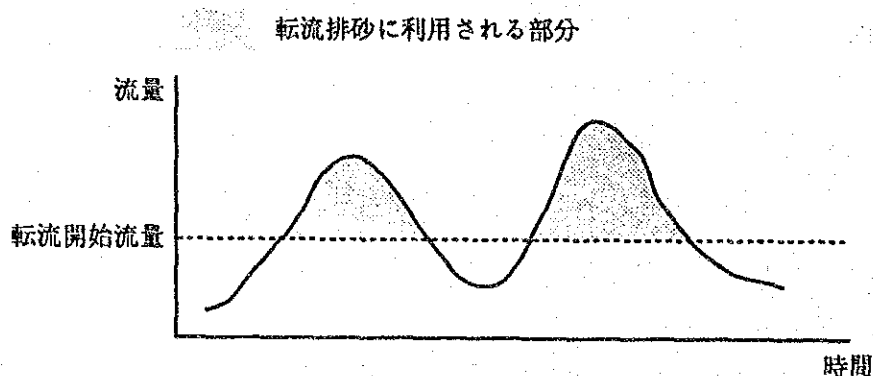
転流の候補地点は貯水池の上流約20kmのワストラ近傍のアブルコ本川である。この地点のアブルコ川の流量をブエノスアイレス観測所の流量から次のように推定した。

$$Q_d = Q_b \times (A_d / A_b) \times (R_d / R_b)$$

ここに、
 Q_d : 転流地点の流量 (m³/sec)
 Q_b : ブエノスアイレスの流量 (m³/sec)
 A_d : 転流地点の集水面積 (km²)
 A_b : ブエノスアイレスの集水面積 (km²)
 R_d : 転流地点の流域雨量 (mm)
 R_b : ブエノスアイレスの流域雨量 (mm)

(2) 転流量の設定とソレダ貯水池流入量の推定

洪水時にある設定された流量を越える部分を転流排砂に使用するものとする。概念図を以下に示す。



転流量を差し引いたソレダッド貯水池への流入量はで次式で求められる。

$$Q_i' = Q_d' + Q_r$$

ここに、
 Q_i' : 転流がある場合のソレダッド貯水池への流入量 (m³/sec)
 Q_d' : 転流地点からアブルコ川への放流量 (m³/sec)

- Q_r : 転流地点から貯水池までの残流域流量 ($Q_i - Q_d$, m^3/sec)
 Q_i : ソレダッド貯水池流入量 (m^3/sec)
 Q_d : 転流地点の流量 (m^3/sec)

(3) 発生電力量の計算

(2) で求められた Q_i' をソレダッド貯水池への流入量として発生電力量のシミュレーションを行なった。利用水深は現在の常時満水位804.5m、最低水位797.5mとした。また転流開始流量の代替案として30、40、50 m^3/sec を想定した。結果を図5.4と以下に示す。

転流開始流量 (m^3/sec)	年間発生電力量 (GWh)
30	625.8
40	627.9
50	628.7
(60)	(628.9)
(90)	(629.2)
(転流排砂なし)	629.2

この結果より上記条件下に於ける転流排砂による発電への影響は1%以下であり、90 m^3/sec 以上の転流開始流量の場合は発電に対し影響はほとんど無いと考えられる。各ケースについての転流排砂利用水量およびその頻度(年間発生日数)を表5.2および表5.3に示す。但し、ここでは上記の流量による実際の排砂効果については検討していない。

5.4 上流砂防ダムの流量調節効果

アブルコ本川に砂防ダムを建設してソレダッド貯水池への土砂流入を防止する代替案が提案された。この砂防ダムは容量規模を最大 $27 \times 10^6 m^3$ とすることも可能であるため、貯砂効果だけでなく下流のソレダッド貯水池への流入量を調節する効果、すなわち発生電力量を増加させる効果もあると考えられる。これについて以下の検討を行なった。

(1) 砂防ダムの流入量および貯水容量

砂防ダム地点はサイトBと仮定し、この地点の流量を5.3に述べた方法と同様にして推定した。この地点で高さ50m級のダムを建設した場合、予備検討から満水位は標高1,416mとなる。ダムの高さについては最適化の必要があるが、ここでは貯水容量の代替案として3ケースを考えた。これは仮に高さ50m級のダム

を設けた場合その利用水深を満水位以下5、10、15mに設定したものである。それぞれの利用水深における有効貯水容量は以下の通りである。

利用水深 (m)	有効貯水容量 (10 ⁶ m ³)
5	6.5
10	13.5
15	20.0

(2) 砂防ダムによる流量調整効果

ダムによる流量調整は次のように仮定した。概念図を図5.5に示す。

貯水池の水収支

$$S_i = S_{i-1} + I_i - O_i - EV_i$$

ここに、 S_i : 貯水量

I_i : 流入量

O_i : 放流量

EV_i : 蒸発量

放流量の計算

a) $O_i = Q_c + Q_s$ ($S = S_e$)

b) $O_i = Q_c$ ($0 < S < S_e$)

c) $O_i = I_i - EV_i$ ($S = 0$)

ここに、 Q_c : 砂防ダムによる調整放流量 (一定、m³/sec)

Q_s : 砂防ダム洪水吐からの放流量 (m³/sec)

ソレダッド貯水池への流入量は次のとおり計算される。

$$Q_i' = Q_d' + Q_r$$

ここに、 Q_i' : 砂防ダムにより調整されたソレダ貯水池流入量 (m³/sec)

Q_i : ソレダ貯水池流入量 (m³/sec)

Q_d' : 砂防ダムにより調整された放流量 (m³/sec)

Q_r : 砂防ダムからソレダッド貯水池までの残流域流量 ($Q_i - Q_d$, m³/sec)

Q_d : 砂防ダム地点の流量 (m³/sec)

(3) 発生電力量の計算

検討ケースは次のとおりとした。

有効貯水容量 : 6.5、13.5、20.0 × 10⁶m³

調整流量 : 5、10、15、20、25 m³/sec

シミュレーションの結果を図5.6に示す。

検討結果より、調整流量 $20\text{m}^3/\text{sec}$ のケースが最も発生電力量の増加が大きい。このときの発生電力量を以下に示す。

利用水深 (m)	有効貯水容量 ($\times 10^6\text{m}^3$)	年間発生電力量 (GWh)
5	6.5	634.3
10	13.5	638.5
15	20.0	641.2
砂防ダムなし	-	629.2

利用水深15mにおいては約2%の発生電力量増加が見込まれる。しかしこの場合の有効貯水容量は $20 \times 10^6\text{m}^3$ となり高さ50m級ダムの総貯水容量の74%に相当する。一方、砂防ダムでの土砂堆積量は予備検討で年間約 $1.17 \times 10^6\text{m}^3$ と推定されている。よって発生電力量増加に対する効果は長期的にはこれよりもさらに少なくなる。

5.5 洪水吐からの土砂排出

土砂流入はそのほとんどが洪水によるものであるため、貯水池堆積土砂を排出する一案として、洪水時に洪水吐からの放流とともに土砂を排出することが考えられる。一方、貯水池への流入量を土砂排出に使用することは先に述べた転流排砂案と同様、発電使用水量の損失を伴う。従ってここでは洪水吐から土砂排出を行なった場合の発生電力量への影響および土砂排出に使用する洪水吐放流量をシミュレーションによって検討した。

シミュレーションでは洪水吐から放流を開始する流量を30、40、50、 $55.2\text{m}^3/\text{sec}$ と設定した。これを越える貯水池流入量が土砂排出に利用でき、それ以下の流入量が発電に使用できるものと仮定した。貯水池の利用水深は常時満水位804.5m、最低水位797.5mとし、1992年の貯水位-貯水容量曲線を使用した。各放流開始流量についての年間発生電力量の計算結果を図5.7及び以下に示す。

また、発電所の最大出力はいずれのケースについても220MWであるが、洪水吐からの放流開始流量を最大発電使用水量 $55.2\text{m}^3/\text{sec}$ よりも大きく設定したケースについても検討した。この場合、発電に使用されない流量は、貯水池に貯留されるか、洪水吐から放流されるものと仮定した。

放流開始流量 (m ³ /sec)	年間発生電力量 (GWh)
30	560.8
40	588.9
50	604.9
55.2	610.6
(80)	625.1
(100)	628.1
(放流なし)	629.2

表5.4および5.5各放流開始流量について洪水吐放流が行われる日数およびその流量を示す。この結果より放流開始流量をマサテバック発電所の最大使用水量と同じ55.2m³/secとした場合は発生電力量の減少は約3%であるが、この流量よりも放流開始流量を小さく設定すると、発生電力量の減少率がかなり大きくなるという結果が得られた。

第 6 章

貯水池堆砂の分析

第6章 貯水池堆砂の分析

6.1 概要

6.1.1 貯水池の堆砂

貯水池の堆砂は貯水ダム固有の問題である。貯水池が築造される河川によって運搬される土砂の量や特性にもよるが、貯水池は堆砂によりいずれその寿命を失うことになる。この堆砂現象は主として、貯水池に於ける土砂流入と流出のバランスがくずれることによって引き起こされるものである。

流水が貯水池に入る時、水深が増え、その分だけ流速が減少する。これが流水の土砂運搬能力を減少させ、掃流砂又は浮遊砂として運動していた土砂を堆積させることになる。

堆砂の量や形態は、貯水池の容量及び形状、土砂の粒度特性、貯水池の運転特性によって支配される。これらの要因の中でも、貯水池形状と貯水池運転特性は、堆砂パターンに大きく影響を与える。

通常、粗粒分は早期に堆積する。この沈降特性は貯水池内で徐々に進行し、流速が十分に小さくなれば全ての粗粒分ばかりでなく細粒分も堆積することになる。シルト分と粘土分（粒径0.062mm以下）は、さらに下流まで運搬され、一部はダム近傍へ一部は放流施設を通して下流へ運ばれる。換言すれば、本来、流水によって下流側に運ばれるべき土砂が貯水池によって捕捉されることを意味する。逆に、下流域では上流域からの土砂の供給が減少するので、浸食、洗堀、河床低下が発生する。この下流域に於ける悪影響としては河川構造物（護岸、橋梁、サイフォン等）の基礎の崩壊や海岸の浸食や後退があげられる。

従って、貯水ダムを計画する際には、まず第一に土砂流入の少ないところにダムサイトを選定し、堆砂の進行を予測し、貯水池の有用年数について考慮しておくことが重要である。設計時に、有用期間中又は経済寿命期間中に貯水池機能が損なわれない様、十分な堆砂容量を確保しておくことが必要である。

マサテベックプロジェクトにおいては、貯水池堆砂によって引き起こされる悪影響として、下記事項があげられる。

- 貯水容量の減少による河川流量調整機能の低下
- 堆砂による発電取水口の閉塞
- 土砂の磨耗による水力機械の寿命の減少
- 堆砂による洪水吐通水能力の減少
- 堆砂土圧の増加によりダムの安定に影響すること

6.1.2 堆砂に関する用語

堆砂問題の理解のため、用語の定義を以下に記述する。

流送土砂：流水によって運搬、沈降する土壌、岩石、鉱物質の総称。

堆砂：堆積岩の形成に関連する5つのプロセスに関する用語。即ち、(1)風化、(2)はく離、(3)運搬、(4)沈殿、(5)続成作用で、水より重い粒子が重力方向に沈降することを意味する。

土砂濃度：単位容量当りの土砂乾燥重量（通常、mg/l）。

流送土砂量：一定時間にある地点を通過する流送土砂の総量（通常、m³/年、トン/年、mm/年）

浸食：流域の土壌又は岩石がゆるみ、分離し、移動すること。

層状浸食：地表面の薄層の流出。

リル浸食：通常の耕作では完全に整地できる程度の流水による溝浸食。

土壌損失量：浸食によって移動する土砂量。

ガリー浸食：通常の耕作では整地できない程度の流水による溝浸食。

土砂運搬比：ある地点で浸食土砂量の減少する程度。浸食土砂が全て下流まで運搬されるわけではない。

これはある地点に於いて、上流の土砂浸食量に対する通過土砂量の比で表わされる。

浸食率：土壌が浸食される程度で、通常、単位期間、単位面積当りの土砂体積、重量又は深さで表す。

地質的又は通常浸食：地質的又は通常浸食は、自然状態又は人間が乱さない状態での浸食をさす。他の流域で見られるとおり、アブルコ川流域でも、地質的又は通常浸食に加え、人間の生産活動（農耕、植栽、都市化、道路建設）が浸食を促進している。

浮遊砂：流水や乱流によって浮遊状態で運搬される土砂量。これには、浮遊状態で運ばれる河床材とウォッシュロード（洗流砂）が含まれる。

掃流砂：河床付近を回転、滑動、跳躍によって運ばれる掃流砂量。

ウォッシュロード：河床材より細かいもので、通常粒径が0.062mm以下の土砂をさす。CFEは0.074mm以下を細粒分と定義している。ウォッシュロードは流水の水理特性よりも土砂そのものの供給量によってその量が決まる。

河床材：移動床を構成する土砂混合物。

河床材量：掃流状態及びウォッシュロードと共に浮遊状態で運搬される河床材の量。

捕捉率：全流入土砂量に対し貯水池で捕捉される土砂量の比率。

土砂流出の原因は流域の表土洗掘、層状浸食、リル浸食、ガリー浸食、河岸浸食、河床洗掘等である。

ソレダッド貯水池に入る土砂は (1) 土砂の運搬機構から見れば浮遊砂と掃流砂、(2) 河床材料構成面から

見れば河床材とウォッシュロードに分けられる。

6.2 土砂生産に影響する要因

6.2.1 地形・地質

土砂の生産は土地や河川の勾配や土壌と岩の浸食されやすい程度に影響される。流域は30～50%の傾斜を有するが、アブルコ川と主要な支川の近傍や一部の山頂は10～15%と比較的ゆるやかである。

本川に比べ、支川の河川勾配は急である。図4.1に本川と支川の河川勾配を示す。既存チェックダムの置かれている支川は6～40%の勾配である。この支川にそって広がる耕作地の傾斜は5～20%程度である。一般に急峻な斜面はすべりを起こしやすいが、調査では流域内に特に大きな地すべりの発生は認められなかった。オーバーハングしている溪谷は傾斜は急であるが、一般にこれらは硬岩から成っている。リル及びガリー浸食の例はいくつか確認された。

ソレダッド貯水池での降雨記録によれば、降雨強度は30分の間に35mmにも及んでいる（表4.3）。この強度を持つ降雨が上流域でも発生しているということは確認されていないが、上流域でも短期間に集中的な降雨のあることも考えられる。アブルコ川とジトゥラルクワトラ川との合流点より上流域の斜面は、凝灰岩の様な比較的若くて軟らかい岩石から成り立っている。この斜面は降雨があれば層状浸食を受けやすい。踏査では特にジトゥラルクワルタ川流域の斜面の浸食が観察された。

溪谷や斜面の観察から表土の厚さは2～3mから6～7mと判断された。この表土は降雨によって浸食を受けやすい。アブルコ川の土砂のうちシルト、粘土の様な細粒分の源はこの表土である。細粒分は水に対し黄色を呈している。この濁度に対し、ジトゥラルクワルタ川の水は粗粒分が多いせいか比較的澄んでいる。

6.2.2 植生と土地利用

流域の植生は下流から上流にのぼるにつれて急激に減少する。しかしながら上流域の分水嶺近傍では斜面よりも幾分植生がより豊かである。ソレダッド貯水池の上流440km²は松科の樹木等によって覆われている。この地域からの土砂生産はソントラコ川で測定されている様に、年間0.2mm以下と低いものであろうと想像される。

図4.5の降雨パターン及び表4.2の降雨記録に示される様に、植生と降雨分布は合致している。上流斜面に植生が乏しいのが土砂生産の主な要因である。この地域にCFEはチェックダムを構築した。

農耕はほぼ全域にわたり実施されているが、主として河川の両岸近傍の比較的傾斜の緩い場所で盛んである。しかしこれらの土地でも傾斜は20%程度ある。これらの土地では、等高線耕作や棚段耕作を行うべ

きであろうが、耕作は流域の北西部を除き主として斜面で行われている。休閑期に降雨が発生すると、そこから年間2mmにも及ぶ浸食が発生する。中には耕作を中止しているところもいくつか見える。移動式耕作は、自然の植生を除去し、その土地を浸食しやすいものに変えてしまう。

6.3 貯水池堆砂

6.3.1 堆砂の測量

1962年以降貯水池に堆砂が進行した。堆砂の進行に伴って、貯水池の運転水位が変更されたが、現在の水位は下記の通りである。

最高水位：標高804.50m

最低水位：標高797.50m

CFEは定期的に概略又は詳細に貯水容量の減少を測定してきた。CFEによれば、1992年の測量は最も信頼性が高く、他の測量は参考程度にすべきとの判断である。1992年に行った測量線を図6.1に示す。この結果に基づき貯水池面積-容量曲線をレビューした。データは妥当と判断されたが、このデータを表3.3と図3.23に示す。貯水池の堆砂のプロセスと流域の水文特性を図3.28で比較した。表3.3に示す様に1962年から1992年までの期間に最高水位804.5m以下に堆積した土砂総量は $40.355 \times 10^6 \text{m}^3$ に及んでいる。最低水位797.5m以下の堆砂量は $37.256 \times 10^6 \text{m}^3$ である。貯水容量の減少を表3.4に示す。

1962、1977、1990及び1992年に測量した貯水池河床縦断を表3.5と図3.24に示す。又、1990年と1992年の測量によれば、表3.6と図3.26に示す通り、ダム付近の堆砂面は発電取水口の底部（標高768.76m）よりも高くなっている。底部放流施設（標高750m）も、1977年以前より堆砂の影響を受けている。これらの測定結果は一般的な現象であるが、前置層が徐々に下流方向に進んでいることも示している。

過去の発電のための取水と若干の浚渫の影響のためか取水口付近の堆砂面はダムの非越流部付近の堆砂面よりも低くなっている。これは取水口付近の貯水池断面図より明らかである（図3.26）。この断面図の位置図を図3.25に示す。これより、取水口より40m離れた堆砂面標高は約772.0mである。この40m区間内で堆砂面が取水口の呑口標高768.76mまで低下していることになる。1993年のJICA調査中、エコーサウンダーによってダム取水口付近の堆砂をチェックした。この結果を図6.2と図6.3に示す。大洪水が発生した場合、又、地震により細粒分の液状化現象が誘発された場合、堆砂が取水口を閉塞することは明らかである。

6.3.2 貯水池への土砂流入量

堆砂測量の結果は下記の通りである。

年	貯水容量 (×10 ⁶ m ³) (標高804.5m以下)	累積堆積量 (×10 ⁶ m ³)
1962	58.753	—
1977	28.828	29.925
1988	22.305	36.448
1990	21.171	37.582
1992	18.398	40.355

1992年の調査によれば、30年間に貯水池へ堆積した土砂の総量は $40.355 \times 10^6 \text{m}^3$ 、年間平均 $1.34 \times 10^6 \text{m}^3$ である。本調査では、貯水池に流入する土砂量は堆砂の測量結果に基づき、捕捉率を仮定して求めることにした。捕捉率は貯水池に流入する全土砂量に対し、貯水池に捕捉される土砂量の比と定義される。捕捉率についてはいくつかの経験的な算定式が提案されているが、年間平均流量（流入量）と貯水容量の関数として表わしているものが多い。ここでは通年の平均捕捉率としてチャーチルの曲線を用いた（図6.4）。貯水池が小規模であること、細粒分が多いことからチャーチルの曲線を用いることが適当と判断した。表6.1に示すように、捕捉率は0.73～0.61と推定した。1962年から1977年までの堆砂量は年間平均 $2.0 \times 10^6 \text{m}^3$ と大きかったが、捕捉率0.70を適用すれば、土砂流入量は年間平均 $2.9 \times 10^6 \text{m}^3$ と推定される。

1977年から1988年までは、捕捉率を0.64と仮定すれば流入土砂量は年平均 $0.93 \times 10^6 \text{m}^3$ となる。しかしこの流入量は1990年から1992年に再び上昇し、年平均 $2.24 \times 10^6 \text{m}^3$ と推定された（捕捉率0.62）。1992年の堆砂測量を正しいと考え、貯水池堆砂バランスを下記の通り想定した。

年間土砂流入量： $2.00 \times 10^6 \text{m}^3$
 年間堆砂量 ： $1.30 \times 10^6 \text{m}^3$
 年間流出量 ： $0.70 \times 10^6 \text{m}^3$
 捕捉率 ： $65\% \times 10^6 \text{m}^3$

30年間の平均捕捉率を0.65と推定したが、流域の浸食深で表わせれば年平均1.417mmとなる。これは年平均 $2.0 \times 10^6 \text{m}^3$ の土砂が流入し、このうち $1.3 \times 10^6 \text{m}^3$ が堆積することを意味するものである。

既存チェックダムに於ける堆砂測定や他の方法による土砂流入量の推定を比較したものを下記に示す。但し、精度や調査方法に差があるので単純な比較は意味がないことに留意すべきである。

CFEによれば、1992年以前の堆砂調査は精度が低いと報告している。

1962年から1977年の15年間の堆砂は顕著である（年平均2.10mm）。この値は1977年から1990年までの期間では年平均0.62mmに低下する。この期間は25ヶ所にチェックダムが築造された時期にあたる。一方、1990年から1992年の浸食深は1.46mmである。チェックダムがソレダッド貯水池へ流入する土砂を捕捉することに貢献したとも考えられるが、この期間は比較的降雨が少なかったことにも留意すべきである。

一方、貯水池堆砂測量結果と浮遊砂測定結果との間には大きな差異がある。浮遊砂測定による値は堆砂測量結果の20～25%程度の値しか得られない。この差は土砂のサンプリングの方法や手順が不適性なため

に起ったものと思われる。複雑で多様な特性を有する土砂量の計測は一般に難かしいが、注意深い取り扱いが必要である。この問題については付録Bに詳述する。

流出土砂量の算定

	方法	年平均土砂量 ($\times 10^6 \text{m}^3/\text{年}$)	流域面積 (km^2)	単位面積 当たりの土砂量 ($\text{mm}/\text{年}$)	侵食深 ($\text{mm}/\text{年}$)
(1)	1962～1992年 の30年間の 堆砂量測定	1,345,000	1,460	0.921	1.417 ¹⁾
(2)	1962～1977年 の15年間の 堆砂量測定	1,995,000	1,460	1.366	2.102 ¹⁾
(3)	1977～1990年 の13年間の 堆砂量測定	589,000	1,460	0.403	0.621 ¹⁾
(4)	1990～1992年 の2年間の 堆砂量測定	1,386,500	1,460	0.950	1.461 ¹⁾
(5)	25砂防ダム の堆砂量測定	70～35,500 (計184,000)	0.09～168.8 (計450.6)	0.08～8.33 (平均0.98)	0.14～10.2 (平均1.52) ²⁾
(6)	ヴェノスアイレス に於ける 浮遊砂測定 (1965～1990年)	450,000	1,405	—	0.32 ³⁾
(7)	ソントラコ に於ける 浮遊砂測定 (1965～1990年)	3,130	25	—	0.125 ³⁾
(8)	水路No. 1 に於ける 浮遊砂測定 (1977～1992年)	31,600	370	—	0.085 ³⁾

- 注) 1): 侵食率は捕捉率を65%と想定
2): 侵食率は捕捉率を各サイトの貯水容量-流入量の関係から0.35~0.82と想定
3): 浮遊砂量測定値のみからの推定

6.4 堆砂特性

6.4.1 粒度分布

流入する土砂は比較的細かい砂やシルト、粘土から成りたっていることが判明した。これらは水車に対し、さほど深刻な被害をもたらさない。しかし粗粒分は上流に堆積するが、堆砂前置層は徐々に下流に移動しているので、いずれは粗粒分が水車を通過することになる。

CFEは1989年に2つの河床材のサンプリングを行った。(アブルコ川とソレタラコ川、表4.18参照)。又、1987年にはボーリングにより4つの堆砂サンプリングを行った(表4.19、図4.16参照)。表4.19よれば、発電取水口付近の上層部は粒径0.062mm以下の細粒分で占められているが、若干の細砂が水車に流入していることを示すものである。このことは水車1号機からの流量で測定した土砂濃度からも推定できる(表6.2)。

JICA調査団は貯水池湖岸付近から5つのサンプリングを行い、粒度分析を行った。結果を表4.20に示す。サンプリングの場所は図3.22に示す通りである。粒径は上流から下流に向かって細くなっていることがわかる。

1985年以降、CFEはヴェノスアイレス、ソントラコ、水路No.1地点で流砂量の測定を続けてきた。この測定結果によれば、高水期(6月から10月)に貯水池へ流入するウォッシュロードの量は浮遊砂の粗粒分の2倍から7倍にも及ぶかも知れないということである。この傾向は図4.15に示す通り、アブルコ川本川に顕著である。他の低水期では、ウォッシュロードと浮遊砂の粗粒分との割合はほぼ同じである。

CFEは1993年に堆砂のサンプリング、ボーリング、室内試験を実施し、堆砂の粒径や密度を分析した。ボーリングはサンプリングのみならず、現河床を確認するために実施した。この調査の仕様を付録Cに示す。サンプリングとボーリングの位置は図3.22に示す。この調査による貯水池堆砂の地質図は図6.5に示す。又、ボーリングによる5つのサンプルと堆積層上部からの15のサンプルの粒径分布を表4.21と表4.22に示す。

6.4.2 密度

貯水池堆砂の密度は、1993年に採取したサンプルから分析したが、これらはボーリングによって乱されたサンプルである。図6.6に密度と深さの関係を示す。一般にサンプルNo.3以外は(分析の際のエラーと

思われる) 密度は深さとともに大きくなりまた密度は下流側から上流側に向かうにつれて大きくなっている。これは粗く重い粒子は上流側で沈降することを示すものである。

6.5 貯水池堆砂過程のシミュレーション

6.5.1 シミュレーションモデル

貯水池堆砂対策を立案するに先立ち、堆砂の過程を予測することが必要である。貯水池堆砂過程をシミュレーションするコンピューターモデルはいくつか開発されている。モデルには一次元のものと同次元のものがある。どのモデルを選定するかはモデルに必要な基礎データに左右されることが多い。一般に流量及び堆砂データが不十分な状況で、あまり高度な二次元モデルを適用することは推奨できない。

ソレダッド貯水池の場合、浮遊砂と掃流砂のデータが十分に入手できないので一次元モデルの適用にも疑問がある。しかし、出来る限りのデータを調査中に収集する様に努めた。データの欠落部分を推定し、新たに得られた情報をレビューした結果、本プロジェクトに対しては下記の2つの方法を用いてシミュレーションを行うことにした。

- (1) 経験的面積減少法
- (2) HEC-6モデル法

これらの手法について以下に簡単に述べる。

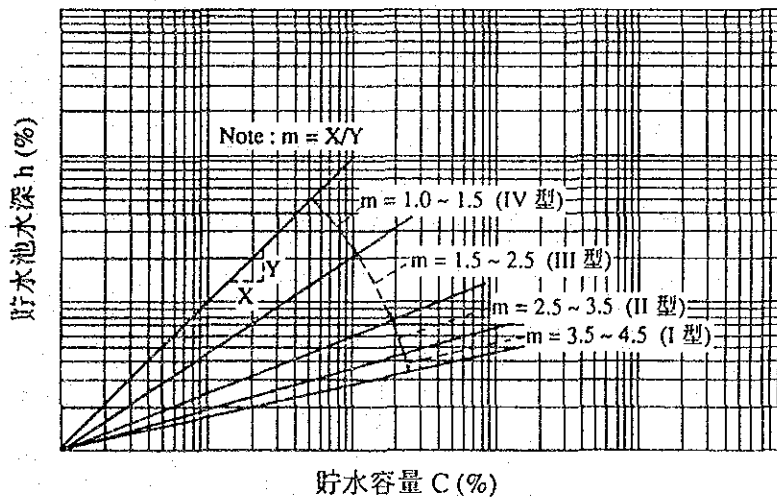
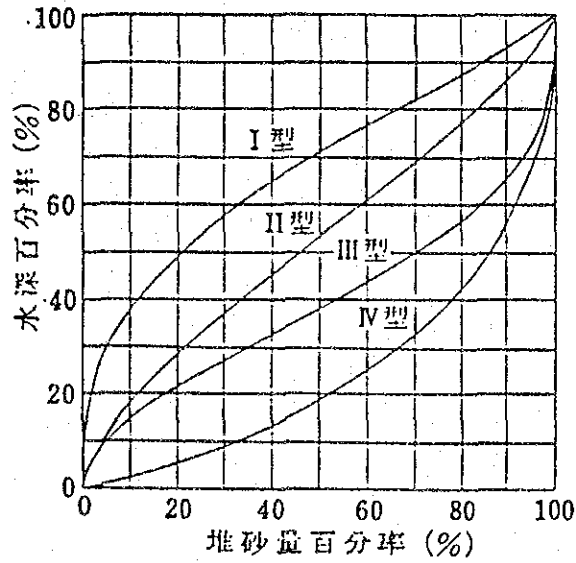
(1) 経験的面積減少法

流砂量の総量(掃流砂と浮遊砂の和)が推定されれば、本手法を用いて一定時点に於ける貯水池の堆砂分布を推定することが可能である。本手法は大規模貯水池に対し開発されたものであるが、小規模貯水池にも十分適用可能である。この手法は米国の多くの貯水池堆砂の実績データに基づいて開発されたものである。堆砂形状は下記要素によって決まる(米国開拓局、小規模ダムの設計参照)。

1. 貯水池の運転形態
2. 堆積土砂の組成及び粒径
3. 貯水池の形状
4. 堆砂量

貯水池の形態指数は堆砂分布を決める上で重要な要素である。貯水池の形状は水深-容量の関係に基づいて分類される。これは対数紙上で水深-容量曲線の勾配の逆数を m とし、この指数 m の値から貯水池タイプを決めるものである。

貯水池 タイプ	分類	"m"の値
I	湖沼型	3.5~4.5
II	沖積河谷型	2.5~3.5
III	山谷型	1.5~2.5
IV	峡谷型	-



この手法は米国開拓局発行の“小規模ダムの設計”に詳述されている。又、米国開拓局が開発したコンピュータプログラムが利用できるので本調査でもそれを利用した。

(2) HEC-6コンピュータプログラム

HEC-6モデルは米国工兵隊によって開発されたプログラムで、“HEC-6、河川と貯水池に於ける洗掘と堆積”と名付けられている。このモデルは一次元数値モデルであり、流水の水理特性と土砂流送の相互作用をシミュレーションすることにより、洗掘と堆積を計算するものである。このモデルは長期に於ける河川と貯水池の河床挙動の分析をするために開発されたものである。

一次元エネルギー方程式に対し標準ステップ法とマニング公式を利用して流水の水面追跡を行っている。計算では急拡及び急縮によるエネルギー損失も考慮される。

流送土砂は粒径64mmまで計算ができる。これより大きい粒径のものも河床には存在するが運送されないものと仮定している。

粘土やシルトで粒径が0.0625mmまでの堆積や洗掘についてはクローンの式が堆積に対し適用され、バルセナード式のアリアスライ法が洗掘に対し適用される。

掃流砂に対しては、土砂運搬関数が適用される。この関数は下記のパラメーターを含む。

- (i) トファレティ
- (ii) ローセン関数の修正マデン
- (iii) 砂に対するヤングの流水力
- (iv) ドュボイ
- (v) アッカーサーホワイト
- (vi) コルビィ
- (vii) トファレティ及びショックリッヒ
- (viii) メイヤーピーター及びミュラー
- (ix) トファレティ/メイヤーピーター及びミュラーの合成値
- (x) 粘性土砂に対するバルセナード/アリアスライ及びクローン
- (xi) 観測値に基づいた流送係数に関する特別仕様

ウォッシュロードの割合が高い場合、土砂流出ポテンシャルを調整するために上記方法は(i)を除いてす

べてコルビー式を用いる。

アーマリングやアーマーコート of 破壊はゲスラー式によってシミュレーションが可能である。堆積や洗掘を推定する場合、移動床のある地点を鉛直方向に上昇させたり下降させたりするが、堆積深さの限界は各水深である。

6.5.2 シミュレーションのインプットデータ

経験的面積減少法やHEC-6モデルに必要なインプットデータは流量、流入土砂、貯水池形状、流砂の特性である。必要なデータについて以下に述べる。

(1) 概要

経験的面積減少法についてはプログラム“DISSED”を使用した。インプットデータとしては下記を用いる。

1. 堆砂面の最高標高
2. 貯水池底部の標高
3. 貯水池タイプ
4. 貯水位-容量曲線

これらのデータは、貯水池堆砂測量やCFEから提供された種々の図面より入手した。

HEC-6モデルのインプットデータは下記の4つのカテゴリーに分けられる。

1. 水路（貯水池）形状
2. 土砂流入量及び特性、河床材料の特性
3. 水文データ
4. 計算上の特別コマンド

(2) 地形データ

地形データに必要なものは、横断面図、横断面間の距離、マンニングの粗度係数、移動床、洗掘及び堆積限界、本川に入る支流等である。

アブルコ川は本川であり、ソントラコ川と水路No. 1は支流とみなす。

1962年の貯水池測量結果から28横断面を選定した。これらの位置を図6.7に示す。又、1992年の測量に

用いた座標を表6.3に示す。

プロジェクト建設前の河川断面は1962年の河川縦断しか得られていない(図3.24参照)。シミュレーションのためには横断面図が必要である。上記28地点の1962年の横断面図は6.5.3節で述べるように試行錯誤によって求めた。

隣接する横断面の間隔はCFEによって作成された1/500地形図から推定した。マンニングの粗度係数は現場踏査結果及び堆砂サンプリングに基づいて推定した。各地点に於ける移動床部分は堆砂調査の結果から推定した。又、堆砂深は1987年に取水口近くと(図4.18)、1993年にその他5地点で実施したボーリング結果を利用して推定した(図3.22参照)。

(3) 流入土砂とその特性

プエノスアイレスでの浮遊土砂の測定によれば、貯水池に流入する土砂の約95%はアブルコ川によって運ばれるものである。従ってアブルコ川の流送土砂について再考することにする。アブルコ川の流砂量-流量曲線を1988年と1989年にCFEが測定した土砂濃度データに基づいて作成した。一定流量に対し土砂濃度は大きく変動するので、この曲線は長期流送土砂量が貯水池堆砂量にほぼ等しくなる様に試行錯誤によって求めた。この曲線を図6.8に示す。

この曲線では高水時の土砂濃度を5~10%に制限した。又、高水時の流送土砂は修正アインシュタイン法によって推定した。図6.9にこの修正アインシュタイン法を用いた計算結果を示す。

図6.10にソクタラコ川と水路No. 1の流送土砂-流量曲線を示す。これらは1988年と1989年のデータに基づいて作成されたものである。但し曲線は浮遊砂の実測値に基づいて作成したが、すべて貯水池に流入するものと仮定した。

HEC-6に必要なデータは、

- 流入量と流送土砂の関係
- 浮遊砂及び河床材の粒度分布
- 粒度曲線上に於ける各粒径の占める割合
- 土砂の単位重量に関する情報

CFEは深度加積型サンプラーを持っていないので、浮遊砂量の正しい値が入手できなかった。調査期間中、河川は低水期であり水の色も比較的澄んでいた。従って高水時の浮遊砂の粒度曲線は入手することはできなかった。

1993年1~2月にCFEが実施した貯水池堆砂サンプリングについては、付属書Bに述べてあるが、その結

果を表4.21および4.22に示す。これより概略の粒径曲線を推定しその結果を図6.11と図6.12に示す。

HEC-6では、各粒径に対する重量の割合がデータとして必要である。アブルコ川及びソントラコ川に対してこれらの値を修正アインシュタイン法によって求めたが、シミュレーションの過程で6.5.3節に述べるように若干の修正を施した。インプットデータとしては

- 定常流量
- 流水断面積、水面幅、等価水深、サンプル深さ、浮遊砂濃度、流量、水温
- 水面勾配
- 粒径の加積通過率で35%と65%に相当する掃流砂の粒径

修正アインシュタイン法及びHEC-6モデルに対する粒径は下記の通り定めた。

1.	粘土	0.002	～	0.004
2.	シルト (極細)	0.004	～	0.008
	シルト (細)	0.008	～	0.016
	シルト (中)	0.016	～	0.032
	シルト (粗)	0.032	～	0.062
3.	砂 (極細)	0.062	～	0.125
	砂 (細)	0.125	～	0.250
	砂 (中)	0.250	～	0.500
	砂 (粗)	0.50	～	1.0
	砂 (極粗)	1.0	～	2.0
4.	砂利 (極細)	2.0	～	4.0
	砂利 (細)	4.0	～	8.0
	砂利 (中)	8.0	～	16.0
	砂利 (粗)	16.0	～	32.0
	砂利 (極粗)	32.0	～	64.0

流水断面積、水面幅、等価水深等を求めるため、CFEより流量測定に関するデータを入力し流量と他のパラメーターとの関連を調べた。図6.13にアブルコ川のパエノスアイレスに於ける流量-断面積及び流量-流速の関係を示す。これらの関係を調べるためパエノスアイレス、ソントラコ及び水路No.1に於いて過去に行った河川断面の測量結果も参照した。

当プロジェクトに対し使用したHEC-6のインプットデータは下記の通りである。

- 流量一流砂量曲線（アブルコ川、ソントラコ川及び水路No. 1）
- 各流量に対する各粒径の占める割合
- 貯水池の5地点に於ける河床材の粒度分布（図6.11参照）

(4) 水文データ

1963年1月から1991年12月までの期間の日流量資料をCFEから入手しこれを一日又は数日間平均流量に転換した。この目的はコンピューターの計算時間を短縮するためである。しかし、洪水時流量は大量の土砂を流送するので高水流量と低水流量を平均化しない様配慮する必要がある。

(5) コンピューターのための特別コマンド

HEC-6にはコンピューター用の特別コマンドと特別データが必要である。本プロジェクトの場合、浮遊砂には細粒分が多いことを考え、トファラティ法を適用することにした。

6.5.3 堆砂の予測

将来の堆砂の挙動を予測するため、下記の基本的な仮定を設けた。

- 1990年と1992年の堆砂測量の結果から、堆砂進捗率を年平均 $1.4 \times 10^6 \text{m}^3$ と推定。
この値を将来の標準とする。この値は1962～77年の堆砂実績よりは小さいが1977～88年の実績よりは大きい。
- 土砂流入量は1988～89年のサンプリングに基づいた流量一流送土砂量の関係から求めた。
- 掃流砂と浮遊砂の粒径分布は第6.5.2節で述べた通りであるが、シミュレーションの過程で修正を行った。

将来の堆砂形状の予測のため経験的面積減少法とHEC-6モデルを適用した。各手法の結果については以下に述べる。

(1) 経験的面積減少法による予測

堆砂量を確定した後、貯水池タイプを決めることが基本となる。貯水池タイプは一種のキャリブレーションを用いて決めることになる。

1962年の貯水位－面積－容量曲線を初期条件とする。1962年から1992年までの総堆砂量は $40.355 \times$

10⁶m³である。この堆砂量と1962年容量を用いてコンピューターによって1992年容量を推定した。

貯水池タイプはⅠからⅢまでが考えられたが、1992年容量としてはタイプⅡが最も適応性がよかった。1992年容量の予測を図6.14に示す。

1992年に於ける水位805.0m以下の容量は19.23×10⁶m³である。タイプⅡに対し年間堆砂量を1.41×10⁶m³と仮定し堆砂を予測すると、西暦2000年には貯水池は実質的にはほぼ満砂してしまうことが判明した。ダム近くの堆砂面は1992年に標高775mであったが標高801.3mとなる。この値は若干高目に出ていると判断される。

(2) HEC-6モデルによる予測

HEC-6は一次元計算モデルであり、断面の横方向の堆砂形状をシミュレーションするものではない。又、貯水池の流量調節効果は無視している。即ち、流入量が流出量に等しいと仮定している。貯水池内の堆積と洗掘現象は流速の変化によってのみ発生すると想定している。

モデルのキャリブレーションのためのデータは不足しているが、下記を重点的にチェックした。

- 水位変動は堆積/洗掘率に関係するので下流域の境界条件の適性
- 水理パラメーターと流送土砂の仮定の適性
- 横断面の位置、縦断、区間距離の適性
- 浮遊砂と掃流砂との関係の適性

1977、1990及び1992年に測量された貯水池河床の縦断形状と1963～77、1977～90及び1990～92年の堆砂量とをレビューした。これによれば1977～90年の堆砂量は小さくなっているが、これは一部アブルコ川上流に築造された一連の砂防ダムによるものと想定される。1977年の堆砂面をシミュレーションする上で1963～77年のデータは堆砂プロセスをよく表現していると考えられる。

1977年の貯水池堆砂形状のシミュレーション

全ての流入量に対し、下流側の境界条件として貯水位をEL. 798.4mと定めた(1963～77年の貯水池最高水位)。この仮定は貯水池が小さいので妥当である。問題は1962年に於ける貯水池の断面と縦断形状を適性に定めることである。

試行錯誤と演算結果から1977年形状をシミュレーションすることは妥当でないと判断した。しかし1963～77年の期間の堆砂量と捕捉率は適用可能と判断した。結果は下記の通り

1977年の堆砂面 (水位798.4m)

	実 測	シミュレーション
流入土砂量	-	$40.9 \times 10^6 \text{m}^3$
堆砂量	$28.7 \times 10^6 \text{m}^3$	$25.0 \times 10^6 \text{m}^3$
捕捉率	0.70	0.61

シミュレーションの結果はインプットデータの信頼度を考えた場合、妥当と判断された。

将来の堆砂面の予測

1992年以降貯水容量は比較的小さく余裕はないので、2000年の堆砂予測を行った。1981～91年の8年間（1983、1986、1987年は除く）を選定した。これらの期間、アブルコ川の流量が $25 \text{m}^3/\text{s}$ を越えると大量の土砂を流送すると仮定した。下流の境界条件は貯水池水位を標高802.0m（1981～91年の支配的水位）と仮定した。貯水池断面は1992年の測量結果を採用した。2000年の河床堆砂面の予測結果を図6.15に示し、1992年のものと比較した。この図から堆砂アルタは約8年間で取水口方向に900m近づき、ダム近くの堆砂面は標高785.5mとなる。又、貯水池上流端では河床は約10m上昇する。

6.5.4 結論

将来の貯水池堆砂形状の予測に2つの方法を採用したが、2000年の河床レベルとして妥当な結果が得られた。経験的面積減少法では標高801.3mと予測したが、諸条件を単純化しているので結果はやや高めにてしていると想定される。一方HEC-6では標高785.5mとの結果が得られ、これは貯水池の流量調節効果を見逃しているため低めにてしていると想定される。これらの2つの平均値793.4mが妥当な値ではないかと判断される。予測された貯水池の堆砂形状を図6.16に示す。

いずれの方法も貯水池が8年後には実質的に堆砂で埋没してしまうという結果になった。しかしながら、予測した値は平均的な流砂量を用いて計算したものであり絶対的なものと解釈すべきではない。数ヶ月にわたる洪水、又は一回の大洪水の発生により年平均値の3～5倍の土砂が流入することはよくみられる事例である。本プロジェクトに於いてもこのことは1988年の年間合計流砂量が $1.9 \times 10^6 \text{m}^3$ であったが、同年9月1日から10日までの10日間で約 $1.3 \times 10^6 \text{m}^3$ の流砂量が観測されたことから推察できる。

第7章

貯水池堆砂対策に対する代替案

第7章 貯水池堆砂対策に対する代替案

7.1 調査の基本方針

堆砂問題の対策案を流量調節に必要な貯水容量を確保するばかりでなく、水力機械を土砂の磨耗から防ぐことも考慮して調査した。貯水池容量の減少は有効かつ信頼性のある発電ができなくなることにつながる。即ち、最大出力が制限されたり発生電力量が減少することになる。堆砂問題はその量ばかりでなく粒度や粒径分布についても調査する必要がある。堆砂対策の代替案は下記の基本方針に基づいて調査されたが、特に段階開発の可能性についても検討を行った。

- (1) 土砂生産を最小限にとどめるため上流域に土壌保全策を施すこと。
- (2) 上・中流域に於いて砂の流出を防止すること。
- (3) 土砂をダムの下流又は他の流域へ転流すること。
- (4) 貯水池の堆積土砂を放流施設又は洪水吐によって排出すること。
- (5) 貯水池堆積土砂を浚渫の様な機械的方法によって排出すること。
- (6) 発電取水口に土砂流入防止装置をつくること。
- (7) 水車及び水力機械に耐磨耗性材料を使用すること、又は磨耗の進行を減少させる様な運転をすること。

上記の施設の方策に加え、貯水池の運転水位の変更、即ち、運転水位や利用水深についてもレビューを行った。(但しCFEはすでに運転水位の変更を試みている。)

7.2 選定した代替案

1992年12月のプログレスレポートで代替案の選定を行った。これに対しCFEからさらに4つの代替案が提示し、これらを含めて検討してほしいとの要請があった。本調査で選定した代替案は下記の通りである。

(1) 底部放流施設のリハビリテーション：

- (1) 代替案A： アーチダム部の既存施設のリハビリ (図7.1)
- (2) 代替案B： アーチダム部の上部に新しい放流施設を設置 (図7.2)
- (3) 代替案C： 既存発電用取水口を放流施設に転換 (図7.3、7.4)

(II) 新しい発電取水口の設置：

- (1) 代替案D： 既存取水口に近接して設置（図7.5、7.6）
- (2) 代替案E： 既存取水口の直上流に設置（図7.7、7.8）
- (3) 代替案F： 同上（図7.9、7.10）

(III) 他の新しい施設の設置：

- (1) 代替案G： 新しい沈砂池の設置（図7.11、7.12）
- (2) 代替案H： 洪水吐上流部水路の改善（図7.13）
- (3) 代替案I： 新しい大規模砂防ダムの設置（図7.14、7.15、7.16）
- (4) 代替案J： 土砂転流トンネルの設置（図7.14）

(IV) 貯水池堆砂の排除：

- (1) 代替案K： ポンプによる浚渫と土捨場までの輸送

(V) CFEが選定した代替案：

- (1) 代替案L： 大口径放流施設の設置（さらに発電施設の併設）（図7.17）
- (2) 代替案M： 新しい放流施設をダム左岸に設置（図7.18）
- (3) 代替案N： 既存放流施設の下に新しい放流施設を設置及び発電施設を接続（図7.19）
- (4) 代替案O： 既存ダム下流に新しくダムを構築し、その間に貯水池を造り水路No.1から導水。
新しい貯水池内に新しい取水口を設置。旧ダムは貯砂ダムとして利用。（図7.20）

(VI) 水車に対する耐磨耗対策：

- (1) 代替案P： 部分負荷運転の制限と使用ノズル数の制限
- (2) 代替案O： デイジビッド调速機の導入

これらの施設の方策や非施設の方策は独立して又は組みあわせて考えることができる。各代替案の概要は次の通りである。

代替案A（既存放流施設の改善）

これは既存の放流施設と利用する案である。既存放流施設はトラッシュラック付き取水口、アーチダムに埋設された鉄管、内径1.88mのハウエルバンガーバルブから構成されている。設置標高は750mで現在の堆砂面よりも25m低く、洪水吐越流頂（工事中水位を下げられる限度）よりも40m低い位置にある。この代替案の工事は次の手順で行われる。

- －取水口付近の堆砂の除去
- －工事期間中の水位低下／排水
- －既存取水口の撤去
- －標高780mに新しい取水口を設置（天端標高は806.5m）
- －標高750mまで鉛直コンクリート暗渠を設置
- －既存バルブを耐震動型のものに変更

代替案B（放流施設の新設）：

代替案Bはアーチダムの標高780mに新しく放流施設を設置することである。この案は工事の施工性を考慮した結果、既存放流施設の使用をあきらめざるを得ないことから考えられたものである。新しい施設は既存施設より30m高く、従って現在の堆砂面よりも高く置かれることになる。

代替案C（取水口の放流施設への転換）：

代替案Cは既存発電取水口を放流施設に変えることである。これは新しいトンネルを既存トンネルの80m下流から分岐シダム下流にその出口を配置する。既存トンネルの一部は新トンネルの直下流でプラグされる。若干の改善が既存取水口に必要である（土砂及び塵芥を排出するに十分な新しいトラッシュラックの設置）。一方、既存トンネルのプラグの下流に接続する新しい発電取水口が必要になる。

放流部には2つの代替案が考えられる。ひとつはトンネルを河床部までのぼし減勢池を作ることである。もうひとつは、放水口を高い位置（標高約750m）に置き、河に直接放流することである。ここではコストの面と既存洪水吐のフリップバケットの構造を参考にして後者のタイプを選定した。

代替案D、E、F（取水口の新設）：

代替案D、E、Fは新しい取水口を標高785mに設置する案である。既存の取水口をより高い標高に移設・改造することも考えられるが現実的ではない。これらの代替案は、既存取水口の構造的問題と新しい施設を設ける場合に締め切りが難しいことを考慮して考えた案である。

代替案Dは新しい取水口を既存取水口に隣接させ既存導水路につなげるものである。代替案E、Fは新しい取水口を左岸重力式ダムの上流、既存取水口から30-40m離れたところに置くものである。この2案の差は取水口の向きが異なるだけである。

この後者2案はD案に比べ仮締め切りダムの建設や排水が容易になるので施工面で有利である。代替案Fは取水口のまわりを標高806.5mまで埋め戻しダムからのアクセスに使用すると同時にダムに添って作られた水路を塞ぐことになる。

代替案G (沈砂地) :

代替案Gは沈砂地を新しく設け、導水路に入る粒径が一定以上の有害な粒子 (0.5mm以上、但し、詳細調査による) を取り除くことである。予備検討によれば必要な沈砂地の大きさは幅25m、長さ100mとなる。これは6,500m³の容量を有するが年に少なくとも3回の排砂作業が必要と予想される。

越流部とトンネル取水口が沈砂地の下流部に設けられ、トンネルは既存導水路に接続される。排砂口の越流部は洪水吐越流部より数m高く設定される。既存取水口は放流口に使用するか既存ゲートによって閉鎖される。

沈砂地の堆砂を貯水池に排砂することは洪水吐が遠く離れた位置にあるので避けるべきである。このために排砂シャフトとトンネルが沈砂池からダム下流に設けられる。しかしながら、もし継続的に浚渫をしなければ、堆砂面は上昇しダムに作用する荷重を増大させる危険がある。

代替案H (洪水吐前面水路の掘削) :

代替案Hは洪水吐上流の水路を掘削し排砂効果を上げようとするものである。流況を改善するために洪水吐左側にある島を掘削し除去することも考えられる。

代替案I (砂防ダム) :

ソレグッド貯水池は30年間にわたり土砂を効果的に捕捉してきた。上流に大容量を有する貯砂池を設ければソレグッド貯水池への砂の流入を制限することができる。

新しい砂防ダムの候補地点を図7.14に示す。最も効率的なサイトはアブルコ川本川のジトラクワルタ川との合流点より下流である。この上、下流にも代替地点がある。

アブルコ川の支流に砂防ダムを設けることや、既存の砂防ダムを改善することは現実的ではない。その理由はこれらの砂防ダムではソレグッド貯水池へ流入する土砂を減少することはできないからである。

まず、砂防ダムサイトの選定を予備的に行ったが、サイトを下流からA、B、Cとつけた。

- ーサイトA： チュクベフアルの近く
- ーサイトB： ワウストラの近く
- ーサイトC： チュアウヒマロヤンの近く

これらのサイトの河床勾配は約1/120である。各サイトの横断面を図7.15に示す。又各サイトの貯水位ー堰水面積ー容量曲線を図7.16に示す。予備的検討では貯水容量を最大 $27 \times 10^6 \text{m}^3$ と想定した。

各サイトで想定した重力式ダムの高さは45mから97mとなる。ダム高さとその安定性を考えた場合、ローラーコンパクトコンクリートダム (RCC) の採用が推奨される。一方、ダムが小規模なら石積ダムも考えられる。ここでは高いダムにRCCダムを考え、その基礎を河床から5m下と想定した。又、ダムの天端高は満水位から9m上にとったがこれは洪水水位から1.5mの余裕高を予備的に想定したものである。

大規模砂防ダムの諸元

項 目	サイトA	サイトB	サイトC
貯水容量 ($\times 10^6 \text{m}^3$)	27.0	27.0	27.0
常時満水位 (EL. m)	1,168	1,416	1,610
ダム天端標高 (EL. m)	1,177	1,425	1,619
ダム天端長 (m)	225	278	433
河床からのダム高 (m)	97	45	69
推定河床標高 (m)	1,080	1,380	1,550
RCCダム堤体積 (m^3) ¹⁾	346,400	156,440	328,000
RCCダム堤体積 (m^3) ²⁾	-	194,000	-

- 注) 1) 基礎掘削5mを想定
2) 基礎掘削15mを想定

同じ貯水容量に対する所要ダム堤体積で見れば、サイトBは他のサイトより半分以下である。従って工事費も50%以下となろう。更に、サイトBはダムが低いこと、河谷形状がよいこと、アクセスがよいこと等の長所がある。他のサイトでは限界があるがサイトBではさらに高いダムが可能である。上記理由からサイトBが比較的有望と考えた。

このサイトはワウストラの近くにあり、良好な条件がそろっている。さらにダム高を引き上げることにより大きな容量が期待できるサイトである。ダムは土砂の貯留のみばかりでなく下流ソレグッド貯水池の堆砂で失われた容量を回復する機能も持つことになる。但し、この流量調節効果については第5章の分析

をもとに更に詳しく調べる必要がある。

一方、大規模砂防ダムの代わりに低い砂防ダムをいくつか連続してアブルコ川本川に設置することも考えられる。目的は主として粗粒子の捕捉であり、その代表的形状を図7.21に示す。この大規模ダムと低ダムの選択については捕捉率、経済性、維持管理の面を考慮してさらに比較検討する必要がある。

代替案J (土砂転流トンネル) :

この代替案は土砂を転流により他の流域へ排出する案である。アブルコ川の流域界は中流域、特にワウストラ近くで(図7.14参照)長さ数kmのトンネルにより土砂を左岸側の支流に転流することは技術的に可能である。又、この案では本川に転流堰を設ける必要がある。この代替案に関する短所は2つある。ひとつは転流することにより発電量が減少すること、もうひとつは転流される隣接流域に対する環境上の問題である。

代替案K (浚渫) :

貯水池土砂の浚渫はその計画と運転をうまく行えば確実な方法である。過去にCFEが行った浚渫工事の経験は、将来浚渫を行う場合参考になる。

過去の経験でもわかる通り、貯水池の堆積物はあらゆる種類の自然、人工廃棄物を含んでいることが多い。従って堆積物の種類と特性を知ることが重要である。特に堆積物の粒径分布、堆砂形状、厚さを調査することが浚渫工事計画をたてる上で重要である。

浚渫計画を策定する場合、下記の事項に留意すべきである。

- 一 浚渫する範囲
- 一 土砂場の位置
- 一 排砂管の平面配置、及び縦断形状
- 一 所要ポンプ最大揚程
- 一 機械及びポンプをを組み立てる位置及びスペアパーツの保管場所

浚渫を確実にかつ効果的にするためにポンプ呑み口にジェットノズル、木片破砕機、草根カッター、サクシオンブスター等を備えているものが多い。

ポンプによる浚渫は多くの貯水池で採用されているが、捨て土に関する環境上の問題に留意する必要がある。浚渫計画では注意深い実施計画の策定と所要のスペアパーツの供給を含む適切な維持管理の実施

が鍵となる。

本プロジェクトの場合、土砂の粒径が細かいこと、又建設市場に遠いことから浚渫土砂を建設資材に使うことは経済的に引き合わないと推察される。

リハビリ工事を行う場合に必要となる局所的掘削や対策等が完成するまでの期間に最小限の浚渫は必要である。

代替案L（大口径放流口）：

この案はサイズは異なるがA案と考え方は同じである。

代替案M（既存取水口とダム間に新取水口）：

この案はC案と同じく、トンネルによる排砂を想定している。

代替案N（ダム下に新放流口）：

この案はB案に似ているが位置が異なるだけである。

代替案O（新貯水池と新取水口）：

この案は既存ダムの貯留機能を放棄し新しく貯水池を作ることを想定している。

代替案P（部分負荷運転の制限／使用ノズル数の制限）：

最近まで、細かい粘性土粒子が水車を通過していた。過去30年間の運転でこの細粒分は実質的には水車に被害をもたらしてはいない。1990年のレポートによれば粒径が0.0625mmと0.1mmの間にある粒子も水車に入っている。堆砂前置層が成長し、ダムの方に接近しているのも、より大きな粒子が水車に入ってくるものと予想される。大粒径の粒子が入れば水車ランナー、ニードル、シートの磨耗を促進することになる。

H. Brekkeは11月号の水力発電とダム建設で、“ベルトン水車の設計とレイアウト”と言う論文を寄稿しているがこれによれば

一土粒子の加速度はバケットの湾曲部の半径によって決まる。高落差中規模バケットではこの値は

50,000m/sec²に及ぶ

一バケットにあたる砂の量はバケットとジェットの規模（即ち、ノズルの水理学的半径）に反比例する。

一水車ランナーの砂による磨耗の程度はある回転数のもとではジェットの数に比例する。

この考えに基づけば土砂流に影響される水車の相対的な寿命が計算できる。

4ジェットと6ジェットでの寿命の比は

$$T4/T6 = (6/4)^{0.5} \times (6/4)^{0.5} \times (6/4) = 2.25$$

又、2ジェットと6ジェットとの比較では

$$T2/T6 = (6/2)^{0.5} \times (6/2)^{0.5} \times (6/2) = 9.00$$

となる。但し、ノズルやニードルの磨耗は水理学的半径に比例する。

この議論に基づけば、土砂による磨耗が懸念される場合は、なるべく大きな容量でなるべく少ないジェット数を選べばよいということになる。

この議論は部分負荷2/3又は1/3で運転する場合に適用できる。もし6つのジェットの部分開度の代わりに4つのジェットのみを全開（デジビット调速機で制御）で運転した場合、ランナーの寿命は2.25倍長くなる。1/3部分負荷の場合、2ジェットのみを使用すればランナーの寿命は9倍長くなる。もちろん水車は部分負荷でばかりで運転されるわけではないのでこのことは6ジェットに対して、2、4ジェットを使用した場合のランナーの寿命の相対差を示唆しているにすぎない。

マサテベックの水車は10MWの様な小さい負荷で運転すべきではない。実際には最低負荷は20MW程度に制限するか、又はデジビット调速機の導入によりノズル数を制限することを考えるべきである。これは2ジェット全開に相当する負荷が約18MWであることによるものである。

代替案Q（デジビット调速機の導入）：

前述したようにデジビット调速機は磨耗を防ぐ装置として考えられるのでこのタイプの调速機を設置することを提案する。

当発電所のタービンのニードルやシートの設計は35年前のものである。銘板は1959年となっているので設計は1957年頃であろう。これ以降、水車メーカーのネールピック社は耐キャビテーションのニードルの設計を行っているはずである。この間に材質の技術も進歩している。これらの進歩はニードルやシートの寿命の延長に徐々に貢献している。ニードルとシートの改善についてネールピック社に問い合わせることを提案する。

7.3 代替案の選別

7.3.1 代替案の予備的選別

全ての代替案をレビューし、より有望な代替案を選別した。選別には、技術的側面、施工性、有効性、工事費等を考慮した。

レビューの結果下記代替案は今後の詳細検討から除外することを提案する。

一代替案A、代替案B、代替案D、代替案E、代替案H、代替案L、代替案M、代替案N、代替案O

有望代替案から除外する理由は次に述べるが代替案を考える際、工事中貯水池が標高790m（洪水吐越流天端とほぼ同じ）までしか下げることが出来ないことに留意した。水位低下のために発電施設を使うことは水車等に大量の土砂が流入し、損傷を与えるので推奨できない。この制約は代替案の工事に大きく影響を与えることになる。

(1) 代替案A：

この代替案に対しては、もし既存施設が正常に機能を回復しても取水口付近の堆砂の排出に有効かどうか問題である。既存施設の放流能力は約73m³/sである。

現在取水口近くの堆砂面は取水口天端とほぼ同じレベルにあるが、これは恐らく長期にわたる発電、即ち最大使用水量55.2m³/sを利用する取水により土砂が水路に搬入された結果であると推定される。この取水口近くの堆砂を流水によって排出する案を検討する場合、流水では限られた部分しか土砂排出ができないという危険性を常に考慮しなければならない。

更に、この放流施設のリハビリを行うためにはこの部分の締め切りが必要となる。貯水位は約40m上にある。セル型コファードラムで締め切ることも考えられるが、このタイプの高さは最高25m程度なので不可能である。又、フィルタイプコファードラムを考える場合、既存取水口をとり囲む形でアーチダムの右岸アバットから左岸の重力ダムまでに取り付けることが必要である。しかしこれは工費が高かつき、かつ発電停止時間が長くなるのが短所である。

既存施設は深さ約25mの土砂に埋まっている。工事を始める前にまずこの大量の土砂（約400,000から600,000m³）を排出する必要がある。その場合、工事期間中、又は放流施設の運転中、堆砂が取水口方向に崩壊する危険を最小限にするため取水口から十分離れた位置までを掘削の対象とする必要がある。この案ではアーチダムの上側面に鉛直方向に長い暗渠を設ける必要があるが土砂によって閉塞した場合、その修復が難しいという問題もかかえている。

(2) 代替案B：

アーチダムの厚さは新しく放流施設を設ける予定の標高782mで5m以下である。この代替案はアーチダムに大口径の開口部をつくり、かつ上下流面に放流施設を支える大規模な片持ち梁が必要となる。又、運転中の振動は大きくなると予想される。これらの荷重条件は当初のアーチダムの設計には考慮されておらず、構造上の安定問題が残る。更に、後述する様にこの新しい放流施設の他に、新しい発電取水口が既存取水口の上流に併設されることになる。しかし、この放流施設の位置は新しい取水口の位置から遠いので

堆砂の排出には有効でないと考えられる。

(3) 代替案D：

この案は施工性から見て実現性は薄い。代替案Aと同様に工事中の締め切りが難しい。最大30m以上のコフアーダムを既存及び新取水口を完全に囲む形で構築する必要があるがこれは工事期間中の発電停止を意味する。新しい取水口の位置について代替案Fはこの問題を解決しているが代替案Dは再検討に値しないと考えられる。

(4) 代替案E：

代替案EとFは基本的には同じコンセプトのもとに提案されたものであるが、構造物の向きが異なっているだけである。代替案Fの方が若干Eより向きがよいと判断される。従って代替案Eはコンセプトが重複しているので棄却することにする。

(5) 代替案H：

図7.13に示す洪水吐前面水路の掘削は流況を改善し、排砂に対し有効と考えられる。掘削量は約200,000m³と推定される。しかし、この方法でも取水口前面の堆砂を防ぐことはできないだろう。この問題を改善するために河道と洪水吐と取水口との狭さく部に防壁ダムを設置することが考えられる。防壁ダムは、ロック材で構築され、流水を取水口から遠ざけ洪水吐の方に偏向させる。この流路変更により洪水吐の排砂能力は改善されることになる。もう一つのダムも堆砂が取水口の方向にまわりこむことを防ぐ役目を持つ。しかしながら、この代替案には下記の技術的、及び管理面での問題がある。

- a) 防壁ダムの高さは20mから40mになり、土圧の作用する構造物となる。しかしダムは最近のボーリング調査で判明した通り地耐力が小さくかつ粘性のほとんどない堆砂面に置かれることになるので安定性の問題がある。
- b) この代替案による排砂を効果的にするためには、洪水吐から大量に排水する必要があるが、これは第5章で分析した通りその分多量のエネルギーを損失することになる。
- c) この代替案を採用した場合、いずれは堆砂が河道の両岸に進行し背水が上昇する。大洪水が発生した場合、流水は防壁ダムを越流する。又、洪水時に当初計画したレベルより洪水水位が上昇することは問題である。従って、水路改善と防壁ダムの構築の代替案は取り下げることにする。

(6) 代替案L:

この代替案は、代替案Aと同じく施工性に問題がある。

(7) 代替案M:

この代替案は代替案Dと同じ問題をかかえている。更に、既存取水口とアーチダムの間のスペースが限られること、アーチダムの基礎直下に新しいトンネルをつくること、又その位置に排水廊が存在するといった問題が加わる。又、もしコファードムをアーチダムの一部に取りつけた場合、ダムに荷重のアンバランスが生じ、ねじれに対する安定性の問題が生ずる。

(8) 代替案N:

この代替案も代替案Aと施工性に関し同じ問題をかかえている。構造物の設置場所がさらに低い位置になるので施工はさらに難しくなる。

(9) 代替案O:

この代替案では工事費が高くなりかつ大量のエネルギー損失が生じることになる。新たに貯水池をつくることは上流のダムに荷重をかけることになる。アーチダムの当初の設計ではこの下流側からの荷重は想定されていないので安定性に問題がある。又、上流側からの土圧も増加することになる。

新しいダムと新しい導水路を建設することは経済的ではない。又、水路No. 1のみからの水を発電に使用することはエネルギー損失となる。水路No. 1に新たに水を取り入れる場合でも水路の容量は最大 $30\text{m}^3/\text{s}$ と制限される。

これに対し、水路No. 1と発電取水口を直結する案も考えられる。しかし、工費が高くなること及びエネルギー損失につながるので推奨できる案ではない。

7.3.2 代替案の経済比較

より適切な代替案を選定するため、概算工事費による代替案比較を下記の方策について行った。

- 一代替案 C + F : 新取水口 + 既存取水口を放流施設として利用
- 一代替案 G : 沈砂池
- 一代替案 I : 大規模砂防ダム
- 一代替案 J : 土砂転流トンネル

直接工事費のみの内訳を表7.1、7.2、7.3、7.4に示すが、その合計は下記の通りである。

代 替 案	工 事 費	
	新ベン	(米ドル相当)
(1) 代替案C+F (新取水口+放流施設)	31.9	(10.6)
(2) 代替案G (沈砂池)	63.9	(21.3)
(3) 代替案I (大規模砂防ダム) ¹⁾	33.0	(11.0)
(4) 代替案J (排砂転流トンネル)	52.5	(17.5)

注1 低ダム代替案については別に検討する。

代替案C+Fは工事費から見て有望な案である。一方、代替案Gは工費も高く、早期実施についての優先順位は低いので有望案からは除外する。又このG案では継続的に浚渫も必要となる。

代替案Iは 33.0×10^6 新ベン (11.0×10^6 米ドル相当) で工費的にも妥当である。更に低ダムとの比較を行う必要がある。

代替案Jの概略工事費は約 52.5×10^6 新ベン (17.5×10^6 米ドル相当) 算定された。本案も工費の面、電力損失や環境への配慮から有力案としては推奨できない。

7.4 対策案の提案

7.4.1 代替案の組み合わせ

前述の技術的・経済的評価で代替案を個々に独立して又はその組み合わせによる比較検討が行われた。土砂の流入量が毎年平均 $2 \times 10^6 \text{m}^3$ と多量であること、又堆砂問題が複雑な側面を持つこと等を考慮すると、堆砂問題の解決のために唯一の方法のみに頼ることは適切でない判断した。この点を考慮し、下記の組み合わせ案を対策案として提案する。

- 水車に土砂が流入するのを防ぎ、貯水池堆砂を排出する目的で放流施設を設けかつ取水口を新設すること (代替案C+F)
- 貯水池へ土砂が流入するのを防ぐ目的で大規模砂防ダムを構築する (代替案I)
- 堆砂を除去するため浚渫を行うこと (代替案K)

一 磨耗を低減する運転（代替案P + Q）

以下に代替案P、Qを除く代替案について概要を述べる。予備設計は1993年5-6月に行った現地調査によって得られた情報も参照して行った。

7.4.2 新取水口と放流施設

この案は発電取水口を新たに左岸重力ダムの近くにある既存取水口から約35m離れた地点に設置し、かつ排砂のために既存発電取水口を放流施設に転用する案である。この案の一般平面図を図7.22に示す。

(1) 地質条件

ダムサイトは鮮新・更新統のイグニングライトから成る深い峡谷に位置する。周囲の山地に露出する第三紀以前の基盤岩は、アブルコ川周辺地域ではイグニンプライトを含む厚い酸性凝灰岩に覆われている。

イグニンプライトは峡谷下部で殆ど垂直な露出岩の崖を造っており、高さ90mのソレガード・ダムを支えている硬岩である。しかし、峡谷の上部にある新期のイグニンプライトまたは凝灰岩は固結度が低く軟質である。境界はあまり明確でないが、標高750m付近にある。これより上位では岩盤はやわらかいが、締まっており割目が少ない。ソレガード・アーチダムの両翼に伸びているコンクリート重力型の堰堤はこの種の凝灰岩に基礎をおいているが、この岩盤は一般的に中粒ないし粗粒または砂質で均質で、軽石片をまばらに含んでいる。

上記の他に標高780mないし790mにもう一つ別の境界があるようだが、これは下部の急傾斜部から上部の緩傾斜部へ地形が変化する標高である。この地形変化は地層の変化を反映するものと思われるが、この境界の上下の凝灰岩にははっきりした固結度の差は見られない。酸性凝灰岩のうち最も若い層が殆ど未固結で著しく浸蝕されながら、様々な位置と標高に残留しているが、これはむしろこの層の基盤の不整合面を表すものと考えられる。

排砂用の分岐トンネルは標高750m付近に配置され、やや軟質で締まった凝灰岩の中を通ることになる。既存の導水トンネルも同様な地質帯に掘削されている。この軟質凝灰岩に対してはロックボルトが有効でない部分もあるであろう。密な間隔（例えば1m）の鋼製支保工が必要となるであろう。

標高785mの新取水口地点にある岩盤は軟岩の比率が高いことにおいてトンネル掘削には更に不利である。取水トンネルがこの標高を通る区間は短いので、この部分は更に密な支保工を適用してでも通過しなければならない。施工中に滲水によってトンネル周辺がゆるむ可能性を考慮しておく必要がある。地下水の排水溝が必要となることもあり得る。

(2) 新取水口

新取水口の平面図と断面図を図7.23と7.24に、又、関連諸元を表7.5に示す。取水口は鉛直取水口、頂部に水門操置室、擁壁と既存導水路トンネルに接続するトンネルから構成される。これらの施設は既存施設と同じ設計流量である $55.2\text{m}^3/\text{s}$ に基づいて設計された。

取水口は巾12m、長さ16m、高さ22mの鉄筋コンクリート構造物である。取水口の頂部は既存ダム天端高と同じ標高806.5mに置かれる。取水口の底部は将来の堆砂面と発電のための水位を考慮し標高785mに設定した。取水口には常用ゲートとバルクヘッドゲート及びトラッシュラックが設置される。

トラッシュラックの規模は流水の最大通過流速が 1.0m/s となる様に決められた。操置室には常用ゲート操置に必要な機械・電器設備が収納される。バルクヘッドゲートの操作のための巻き上げ機は戸外に置く。

取水口は、長さ114mのトンネルによって既存トンネルに接続される。トンネルは既存トンネルと同じ内径4mを持ちコンクリートで巻き立てられる。最大流速は 4.4m/s である。代表的断面を図7.25に示す。取水口とトンネルが完成した後は既存トンネルは接続部上流でプラグされる。

図7.23に示す通り、新取水口の周辺は標高806.5mまで埋め戻され、両側をコンクリート擁壁で支持する。これによりダム天端から取水口へのアクセスが可能となる。貯水池の最低水位は空気の吸い込みを制限するためトンネル天端から5mをとり標高794.0mとする。

貯水池の座芥は現在までのところ、大きな問題とはなっていないが、詳細設計時、取水口前面に網場、又トラッシュラックに水位差計を設置することについて再検討することを推奨する。又、取水口の代替案としてトンネルの上に取水塔を設ける可能性についても比較検討すべきであろう。

(3) 新放流施設

取水口付近の排砂のための放流施設には既存取水口を利用する。このためには新たに圧力トンネルをダム下流200m地点までのばす必要がある。一般図を図7.22に、関連諸元を表7.6に示す。

既存取水口には若干の改修が必要となるが水門の修理とトラッシュラックを排砂のためより大きい開度を有するものに取り換えることである。長さ290mの新しいトンネルがアーチダムの下流部に設けられる(図7.26参照)。トンネルは内径4.0mのコンクリート覆工となる。

トンネルの下流部48m区間は土被り圧が十分でないので内圧に耐えるため内張鋼管とする。

地質調査によれば標高760mより上部は軟岩によって占められている。従ってトンネルの大部分を標高760mより下に置き、掘削中の支保工の軽減を計る。

トンネル内径は既存トンネルに実質的な損傷が見られないのでこれを考慮して決めた。しかし新しいト

ンネルはより大きい粒径の土砂とより速い流速にさらされることになる。従って最高流速を5~6m/sとすると、排砂の流量は50~70m³/sとなる。内径を4mとすれば流量70m³/sの場合の流速は5.6m/sとなるので妥当と判断される。

放流は内径2.4mのコーンバルブから約38m下のアブルコ川に向かってなされる。コーンバルブの維持管理と非常用のためバルブの直上流にはバタフライバルブが設置される。操作室には電気系統や油圧装置が収納される。

放流バルブから洪水吐末端までのアブルコ川の約300m区間には草木が繁っているので除去する必要がある。洪水吐下流の河床にある玉石も排砂のために除去する必要がある。

7.4.3 砂防ダム

(1) 砂防ダム地点の地質

砂防ダム候補地点はサカポアストラからクェツァランに至る自動車道路のアブルコ川渡河橋より上流約1.8kmに位置する。コンクリート重力ダムの右岸アバットメントは右岸側支流パプロアテノ川の上流に張り出した巾約300mの薄い尾根に載ることになるであろう。左岸アバットメントはイスタクサジョ山またはザカポアストラ―クェツァラン道路から降りる斜面ということになる。

ダム地点の地形は谷の両側の急な斜面とその下部の崖錐の緩傾斜および広さ200mないし300mの谷底平地を特色とする。急斜面の岩盤は堅いイグニンプライトであるが、この岩盤に特徴的な深く狭い河道はダム予定付近ではまだ形成されておらず、下流の橋の附近からようやく始まる。ダム候補地点は谷底の巾が100mと最も狭い場所である。サイトの地質平面図と断面図を図7.27と図7.28に示す。

基礎岩盤は全般に硬いイグニンプライトであるが、この岩は層位学的には第四紀酸性凝灰岩の基底を成すものである。イグニンプライト中にはダム頂標高附近で2~3cmの孔隙を有する厚さ数mの層と河床標高附近に見られる流紋岩質の層の挟みも含まれる。イグニンプライトは一般に硬く、剪断強度は安全を見て粘着力20kg/cm²、内部摩擦角40度程度とれると推定される。

イグニンプライトの急斜面の下にある崖錐の厚さは不明であり、将来ボーリングによって確認する必要があるが、おそらく10mかそれより多少薄い程度であろう。

河床は砂礫で覆われているが、その厚さも不明である。ダムサイトのすぐ上流の広い谷底では固結度の極めて低い第四紀（多分、洪積世）の泥岩、砂岩層が硬い岩盤を覆い、また氾濫原堆積物によって覆われている。

将来の調査においてはダム軸上で少くとも5~6箇所のコア・ボーリングを実施するよう提案する。即

ち河床1箇所、崖上で2箇所、ダム頂両端で2箇所である。屈折波法弾性波探査も行ないたい。調査の主要な目的はコンクリート重力ダムの基礎となる硬岩の深さを確かめることにある。岩盤が充分硬いので、予備設計段階での強度値としては経験的な仮定値が充分信頼性を以て使えるであろう。

(2) 大規模砂防ダム

砂防ダムのサイトはアブルコ川本川のワストラ近くにある。年間堆砂量を $1.17 \times 10^6 \text{m}^3$ と推定し貯砂容量を決定した。これは年間土砂流入量を $1.8 \times 10^6 \text{m}^3$ とし、捕捉率を65%と仮定したものである。捕捉率は粒径0.0625mm以上のものについて想定した。

ローラー・コンパクト・コンクリートダム (RCC) を立地条件、工費、段階開発の可能性を考え最も実用的なダム形式として選定した。フィルダムは、洪水吐建設のための大量掘削と仮締め切りに必要な転流トンネルの工費のため経済的でない。又、石積みダムも考えられるがその高さは基岩から最高25m程度に制限されるので長期間にわたり十分な貯砂容量を得るためには適当ではない。

プロジェクトの残存耐用年数や工事費を考えると、砂防ダムの有用年数を15年程度とすることが妥当であろう。完成後の堆砂効果を見てかさあげ等の是非について確定する方がよいと思われる。

砂防ダムの平面図と断面図を図7.29と7.30に、又、関連諸元を表7.7に示す。貯砂容量は15年間の堆砂量を想定し $17.6 \times 10^6 \text{m}^3$ と決めた。砂防ダムはRCC重力ダム、洪水吐、減勢池及び放流施設（工事中の転流を兼ねる）から構成される。

ダム天端は標高1,494mで長さ294mである。最高ダム高は河床より34mである。ダムは基岩に設けられるが基岩の深さは標高1,490m付近では約10m、それより上では3mと仮定した。

洪水吐は1,000年洪水を考え $1.206 \text{m}^3/\text{s}$ を放流できる自然越流式とした。越流部標高は1,489mに置き、巾は100mとした。放流によるダム下流の洗掘を防ぐため巾100m、長さ35mの減勢池を設ける。

工事中の河川水を流すためダム堤体に放流施設を設ける（詳細8章参照）。この放流施設は巾5.5m、高さ5.5m、長さ30mとなり、5年確率洪水の $340 \text{m}^3/\text{s}$ を流すように設計される。放流口は工事完成後バルクヘッドゲートとコンクリートによって閉鎖される。

(3) 大規模砂防ダムに関する将来の検討事項

砂防ダムの最適配置計画に対し、詳細設計時、下記の事項を調査する必要がある。

- ダムの最適高さとう有用年数
- 段階開発の可能性
- 段階開発を行う場合、第一期工事で実施しておくべき工事

本調査では河川水は2段階に分けて転流し、ダムは3段階に分けて施工することを想定している。この案が施工上からも経済性の面からも妥当と考えられるが、最終設計では他の案も比較すべきであろう。

RCCダムを効率的に施工するには連続的にコンクリートリフトを上げてゆくことである。これにより工期の短縮と工費の節約が期待できる。更に型枠の使用を最小限にとどめることもスムーズなコンクリート打設に必要である。

転流の代替案としては、上、下流に各々コファードムを設け、ダムを一段階でつくることも考えられる。転流はダム右岸の地山に設けるトンネル又はダム左岸に設けるコンクリート暗渠を通して行われる。これらの転流工事費そのものはいずれも高くなるがダム本体の工事費節約で相殺される可能性もある。RCCダムの専門業者と議論し、設計、工事技術を考慮し、工事費比較を行うべきである。但し、転流トンネル案には下記の短所がある。

- － トンネルはコンクリート暗渠よりも工費が高い。
- － ダム右岸の工事作業と工事が輻奏する。
- － 将来ダムのかさ上げを考える場合、取水口をトンネルに設けることは現在の案よりも難しくなる。
- 一方、長いコンクリート暗渠にも下記の短所がある。
- － 左岸で大量の基礎掘削が必要となる。掘削を制限するため高い位置に移せば、コファードムの高さも高くなる。
- － 上流コファードムの中に独立した取水口設備を設けることは難しく費用もかかる。

一方、この砂防ダムの貯水池水位が洪水が去った後も常に満水位（洪水吐越流天端）にとどまる必要があるのかということについては疑問がある。貯水池はいずれ土砂で埋没することになるが、適当な放流設備をつけて水位を堆砂面まで低下できることを詳細設計時に検討すべきであろう。

(4) 小規模砂防ダムと段階的開発

大規模砂防ダムに対し、複数の小規模砂防ダムを段階的に構築し、又、同一地点でダムをかさ上げする案が考えられる。

サイトBに於いて低ダムを想定し大規模ダムと比較した結果は次の通りである。

項 目	大規模ダム	小規模ダム(I)	小規模ダム(II)
(1) 河床上高さ (m)	34	24	15
(2) 越流部高さ (m)	29	19	10
(3) 貯砂容量 ($\times 10^6 m^3$)	17	5	2
(4) 年間流量 ($\times 10^6 m^3$)	233	233	233
(5) 貯砂量/流入量 (%)	7.3	2.1	0.86
(6) 捕捉率 (%)	65	57	45
(7) ダム堤体体積 (m^3)	171,100 (RCC)	90,000	33,000

注) 年間流入量はヴェノスアイレスの流量から流域面積比で求めた。

$$8.85 \text{ m}^3/\text{s} \times \frac{1,173 \text{ km}^2}{1,405 \text{ km}^2} \times 31.5 \times 10^6 = 233 \times 10^6 \text{ m}^3$$

上記大規模ダムの貯砂能力に相当する小規模ダムを捕捉率を考慮して構築しようとする場合、その必要数は次の通りである。

—小規模ダム (I)

$$\frac{17 \times 10^6 \times 0.65}{5 \times 10^6 \times 0.57} = 3.8$$

—小規模ダム (II)

$$\frac{17 \times 10^6 \times 0.65}{2 \times 10^6 \times 0.45} = 12.2$$

貯砂効率からみれば、ダムはある程度高さを必要とし、小規模ダムでは数多くのダムをつくる必要がある。即ち、小規模ダム(I)、(II)では、各々合計340,000 m^3 、400,000 m^3 程度の堤体積が必要となる。

支流に構築された既存の砂防ダムの最大級の貯砂容量は416,000 m^3 、350,000 m^3 で、その他は数万 m^3 以下のものが多い(25個のダムの合計容量1.34 $\times 10^6 m^3$)。このことから小規模ダムの貯砂効果についてはあまり期待できない。又、アブルコ本川に於いてサイトB以外に適地を見つけることは難しいと思われる。従って、多くの低い石積ダムを本川上に構築することは経済的にも疑問がある。

サイトBで段階的施工すなわちかさ上げを考えることは検討の余地がある。しかし本川では、乾期でも流量が2 m^3/s から3 m^3/s あるので工事中の排水又は転流には十分な配慮が必要となる。

7.4.4 浚渫

浚渫による堆砂の除去は多くの貯水池で行われている、しかし浚渫は土砂の物性値や量によって大きく影響されるので慎重な計画と運転が必要である。本計画にとって浚渫は下記の理由により依然必要と判断した。

- 砂防ダムや放流施設が完成するまで増加する堆砂を除去するため
- 放流施設や洪水吐では排出できないダム近傍の排砂を行うため
- 取水口付近の堆砂を放流施設と共に排出するため

本調査では、CFEの導入した浚渫機械についてレビューを行った。このシステムでは、長さ650m、内径200mmの搬送パイプがドレッジャーから洪水吐末端まで設置されている。しかし下記に示す通り摩擦ロスが大きいためポンプの容量が小さい様に思われる。

$$hf = f \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに、hf : 摩擦ロス (m)

L : パイプ長 (m)

R : 径深 (m)

V : 流速 (m/s)

f : 摩擦係数

$$f/R = \frac{124.5 \times n^2}{D^{4.75}} = \text{(円形断面)}$$

所要ポンプ容量は次式で求められる

$$S = \frac{0.163 \times Q \times H_t \times \rho}{\eta \times 60}$$

ここに、S = ポンプ容量 (kW)

Q = 流量 (m³/hr)

H_t = 全揚程 (m)

ρ = 流体の密度 (1.02)

η = ポンプ効率 (0.6)

既存のポンプ容量をチェックした結果は下記の通りである。

項目	流量	
	15.1m ³ /min (1)	7.55m ³ /min (2)
Q (m ³ /s)	0.252	0.126
" (m ³ /hr)	906	453
n	0.016	0.016
D (m)	0.20	0.20
A (m ²)	0.0314	0.0314
V (m/s)	8.02	4.01
r/R	0.272	0.272
V ² /2g (m)	3.28	0.820
L (m)	650	650
hf (m)	580	145
Ht (m)	696	174
= hf x 1.2		
S (kW)	2,912	364

注：1) ポンプの名目容量

2) 名目容量の半分を想定

上記より、電気モーターの容量が413kW (553Hp) でポンプ容量が約344kW程度と考えると、約7.55m³/minの流体しか搬送できないことになる。このことは含泥率を10%と想定すれば年間の浚渫量は約180,00m³程度であることを意味する。

$$Vs = 7.55\text{m}^3/\text{分} \times 60\text{分} \times 15\text{時間} \times 22\text{日} \times 12\text{月} \times 0.1 = 179,388\text{m}^3$$

CFEは上記の結果について再検討し、ポンプの容量を調査する必要がある。又、ウォータージェットやカッターブレードの使用の是非についても検討を加える必要がある。現在のシステムの摩擦損失を小さくするため、搬送パイプの径を250mmか300mmのものに取り替えるか、または吐き出し口を洪水吐のシュートに置き、洪水吐からの放流水を利用して排出することも考えられる。

参考のためにエクアドルの水力プロジェクトで最近実施された大規模大深度浚渫計画を述べる。計画の概要は下記の通りである。

- 計画名 : パウテ水力発電所
- 実施機関 : エクアドル電力公社 (INECEL)
- 設備容量 : 550MW (1983) + 575MW (1992)
- ダム : 重力アーチダム (高さ170m、長さ400m)
- 有効貯水容量 : $100 \times 10^6 \text{m}^3$
- 年間土砂流入砂量 : $3 \times 10^6 \text{m}^3 \sim 3.5 \times 10^6 \text{m}^3$

第一期浚渫計画は1989年に開始され、年間500,000 m^3 の土砂（粘土、シルト、細砂）をダム近傍500m区域から除去することになった。ウォータージェット付ポンブドレッジャーが導入され、排砂管は水上に700m長（内径300mm）、陸上に200m長（内径350mm）が配置された。電力設備は1,100kVAが用意されたが、ポンブは下記から構成されている。

- 水中ポンブ (750 m^3 /hr、36m揚程、190kW)
- 排水ポンブ (750 m^3 /hr、71.5m揚程、450kW)
- ウォータージェットンブ (180 m^3 /hr、150m揚程、132kW)

この計画で特徴的なことは浚渫深度が最高110mと深いことである。土砂排出能力は時間当たり150 $\text{m}^3 \sim 210 \text{m}^3$ と規定されている。実際には計画の約2倍のスピードで、即ち4.5ヶ月で650,000 m^3 を排出したと報告されている。第一期計画に引き続き、INECELはドレッジャーを更に追加して第二期計画を実施予定である。

第 8 章

工事費積算と実施計画

第8章 工事費積算と実施計画

8.1 積算

8.1.1 工事費積算

提案した対策案の工事費積算を予備設計に基づいて行った。構造物の平面図及び断面図を作成し、土木工事の数量と主要機械の規模を決定した。

直接工事費は数量に単価をかけて求めた。RCCの単価を除いては、全ての工事単価は1992年にCFEから提供されたものを採用した。いくつかの項目については、最近の同種のプロジェクトの工費を参考にしたものもある。機械の費用はメーカーの見積りや同種のプロジェクトの実績から得られたコストカーブを用いて求めた。

全工事費は直接費と間接費から構成される。間接費には予備費や技術費及び一般管理費が含まれる。予備費は全ての項目に対し不確定要素、概算に対する余裕、設計の変更などに対する余裕として20から25%を考慮した。更に15%を設計及び工事期間中に必要な技術費及実施機関のプロジェクト管理費として計上した。尚、工事費の積算に使用した外貨交換比率は1米ドルに対し3新ペソを用いた。

代替案の工事費積算の内訳を表8.1及び表8.2に示すが、その要約は下記の通りである。

代替案構造物	全工事費 (×10 ⁶)	
	新ペソ	米ドル相当
新取水口と放流施設	35.2	11.7
砂防ダム	47.0	15.7

ディジピットガーバナーの費用は約 0.4×10^6 米ドルと見積られる。

現在の浚渫システムを修理して運転を再開するために必要な費用については推定が難しい。もし全く新しく浚渫機械を購入する場合（土砂排出能力 $500\text{m}^3/\text{時間}$ ）、その初期投資費用は、ドレッジャーポンプ、排送ポンプ、ジェットポンプ、排砂管、スペアパーツを含め約 10×10^6 米ドルと推定される。このシステムのもとで年間 $500,000\text{m}^3$ 程度の浚渫を計画する場合、その単位量当りの費用については、詳細な分析が必要だが、排出土砂 m^3 当たり6から9米ドル程度がかかるものと見積られる。

リハビリ計画の初期投資総額は下記の通りである。（ダム解析費用と調査費は含まず）

ー 新取水口、底部放流施設、砂防ダム	:	27.4×10 ⁶ 米ドル
ー ディジビットゲート	:	0.4×10 ⁶ 米ドル
ー 新ドレジャー	:	10.0×10 ⁶ 米ドル

(既存ドレジャーの修理による)

合計 (新ドレジャー含む)	:	37.8×10 ⁶ 米ドル
合計 (新ドレジャー含まず)	:	27.8×10 ⁶ 米ドル

8.1.2 現地調査費及び技術費

リハビリ計画の工事をする前に、提案された構造物の実施設計を行い設計と工事費を確定する必要がある。この場合、地形、地質、建設材料についての詳細情報とデータが必要となる。

この現地調査とは別に第9章で述べる様に進行する堆砂によってその安定性が脅かされている既存アーチダムの解析を行う必要がある。この解析はリハビリ計画実施の時期やその内容の修正にかかわらずなるべく早期に実施することが推奨される。

現地調査費と上記解析に必要な費用は下記の通りである。

ー 現地調査費	265,000米ドル
地形測量	(130,000米ドル)
地質調査	(125,000米ドル)
材料調査	(10,000米ドル)
ー アーチダムの解析費用	200,000米ドル

詳細設計と工事整理に必要な技術費は直接工事費の12%を想定し2.9×10⁶米ドルと算定した。この費用は前に算定した全工事費の中に含まれている。

8.2 実施計画

8.2.1 全体計画

リハビリ計画の全体図を図8.1に示す。資金手当を終えた後、ただちに、資格のあるコンサルタントにダムの安定解析を委ねるべきである。この解析では予測される堆砂面上昇に対し、地震荷重、温度荷重を考慮してダム及び地山の変形や応力の分布について調査をするものである。この解析と同時に現地調査(地形、地質、材料)がCFEの機関又は業者によって行われる。

現地調査結果を基に設計を確定した後、競争入札によって選定された業者によって工事を開始する。

8.2.2 現地調査

下記の現地調査が必要となる。

(1) 新取水口と底部放流施設

- － 新取水口、排砂トンネル、放流施設から洪水吐地点の地形図作成
- － 新取水口、トンネルルートでのボーリング実施

(2) 砂防ダム

- － 貯砂予定地：ダムサイトの地形図作成
- － ダム地点でのボーリング実施
- － 建設材料調査（原石山の選定）

現地調査のスケジュールと主要調査項目を図8.2に示す。ボーリングや地震探査の位置については添付構造物の配置図や縦横断面に示してある。

8.2.3 工事計画とスケジュール

(1) 新取水口と底部放流施設

取水口と底部放流施設は2段階に分けて施工することもできるが、ここでは工期短縮のために同時に施工される。全工事期間は2年を要する（図8.1, 図8.3）。

仮締め切りとしてコファードラムが取水口を囲む形で建設される（図7.23）。コファードラムが完成した後、盛土を行いダムからのアクセスを図る。コファードラムと盛土の工事には5ヶ月が必要である。

トンネルの掘削は上流側から進められるが既存トンネルの近くまで進んだ後に中断し取水口やその関連工事に移る。コンクリート覆工は取水口の工事と併行して行う。コンクリート擁壁や盛土はトンネルの覆工や取水口の一部が完了した後に行う。これらの工事を完了する頃に取水ゲートとバクルヘッドゲートが設置される。

取水ゲートが設置された後はコファードラムが撤去される。この間にアクセス立坑が図7.23に示すトンネルの位置に設けられる。この立坑は既存トンネルへの接続とコンクリートプラグ工の工事用に設けられるものである。既存トンネルのプラグ工に約2ヶ月を要する。この期間は取水ゲートを閉鎖するので発電は停止せざるを得ないがプラグの完成後発電を再開する。新しい放流施設を工事する期間は既存取水ゲートは閉鎖することになる。

新しいトンネルは別の立坑を使用して上流側から工事を開始する。トンネルの掘削と覆工に約10ヶ月を要する。放流施設はトンネル工事の完了する時期、即ち既存取水口の閉鎖にあわせて設置される。トラッ

シュラックの取り替え工事や洪水吐下流の河床の清掃作業等は適宜実施することができる。既存取水ゲートの修繕はこれらの工事が完了した後でも可能である。

(2) 砂防ダム

ダムと洪水吐は3段階に分けて施工される。全工事期間は18ヶ月である。河川の転流工事を図7.29、又、工事工程を図8.3に示す。この工事計画は初期湛水開始時期を既存の発電トンネルをプラグし2ヶ月の発電停止が行われる時期に一致させるべく作成された。

第一段階では、乾季の初めに右岸側半分を囲む形で小規模なコファードムを作り、アブルコ川を左岸側に寄せて転流させる。この第一段階で下記の工事を実施する。

- 一基礎掘削及び処理
- 一河川転流施設/放流口設置及び取水塔の一部
- 一減勢池右半分の工事
- 一標高1468mまでのRCC打設

第一段階工事は、機械等の搬入を含む初期の2ヶ月の乗り込み、及び準備工事と2ヶ月のコファードム工事を含めて全8ヶ月を予定している。

第二段階では二次コファードムを設け一次コファードムを撤去するが、河川水は河川転流放流口を通して流下させる。第二段階工事に含まれるものは下記の通りである。

- 一基礎掘削及び処理
- 一減勢池左半分の工事
- 一標高1468mまでのRCC打設

第二段階工事は約4ヶ月を要する。この第二段階の最終時点にはダムの天端は左右岸とも標高1468mに達している。

第三段階（最終段階）では2次コファードムは撤去されRCCが天端まで打設される。この段階ではRCCはダム全長にわたって打設される。コンクリート打設が完了したら、ストップ・ログを放流口上流スロットに下ろし湛水を開始する。モビールクレーンがストップ・ログの据え付けに必要となる。放流口のストップ・ログはグラウトされコンクリートプラグが設けられる。ダムからの放流は取水塔上部の開口部からなされる。

(3) 浚渫

現在のCFEの浚渫システムを修理し、運転の再開ができる様にすることを推奨する。もし新しいシステムを調達する場合、機械の製作には約1年を必要とする。調達契約が完了した後、実際の本格的浚渫運転が開始できるまでには、製作、輸送、組み立て、試験運転を行う必要があるが、これらに必要な全期間は約2年と見積られる。

第9章

リハビリテーション計画の評価

第9章 リハビリテーション計画の評価

9.1 貯水容量の確保と堆砂レベル

貯水池堆砂のリハビリテーション計画を策定する場合、第一の問題は今後発電を続けてゆく上で、どの程度有効貯水容量を確保してゆけばよいのかということである。しかしながら所要貯水容量に関する詳細なシミュレーションの結果、もし貯水容量を当初の計画通りに回復しても発生電力量の大幅な増加は期待できないという結果になった。その結果を下記に示す。

	有効貯水容量		年間発生電力量	
	($\times 10^6 \text{m}^3$)	(%)	(GWH)	(%)
当初：	30.2	(100)	615.9	(100)
	17.9	(59)	610.6	(99.1)
	12.2	(40)	608.8	(98.8)
現在：	9.2	(30)	604.3	(98.1)

上記からわかる通り全体として2%の電力量を回収する目的で毎年継続的に流入する土砂はもとよりすでに堆積している $21 \times 10^6 \text{m}^3$ に及ぶ土砂を貯水池から除去する試みは、技術的にも経済的にもみても妥当ではない。運転上かつ経済的観点から貯水容量の回復は必要最小限にとどめるべきであろう。

従って貯水容量は日流量又は週間流量を調整するために十分な容量にすべきと考える。本発電所を典型的な流れ込み式水力と規定した場合、所要貯水容量は次式で与えられる。

$$V_r = (Q_{\max} - Q_m) \times T_p \times 3,600 \times \alpha$$

ここに V_r : 所要容量 (m^3)

Q_{\max} : 発電最大使用水量 (m^3/s)

Q_m : 平均流入量 (m^3/s)

T_p : ピーク発電運転時間 (hr)

α : 余裕

ここに、一日のピーク運転時間を5時間、又、流入量を0と想定した場合、貯水容量は $(55.2 - 0) \times 5 \times 3600 = 993,600 \text{m}^3$ (約100万 m^3) となる。もし、10時間を想定しても200万 m^3 である。

現在の有効貯水容量は水位804.5mと775.0m間の利用水深では $18.4 \times 10^6 \text{m}^3$ 、水位804.5mと797.5mの利用水深では $10.2 \times 10^6 \text{m}^3$ を確保できるので日流量調節機能としては十分であり、かつ週5～6日分の調整能力は保持している。

従ってこの現在の容量を維持できればピーク発電所としての機能を続けてゆくことができる。

一方、ダム周辺の堆砂面が徐々に上昇し、ダムに作用する土圧が増加することになる。この土圧がどの程度当初の設計に考慮されていたかについては明らかではないが当然土圧は考慮されていたはずである。もし当初の設計値が堆砂面の標高を750m（放流施設標高）程度に想定していたとすると現在の土圧は約3倍に増加している。土圧は下記の式で与えられる。

$$Pe = 1/2 \cdot C \cdot W \cdot H^2$$

ここに Pe : 土圧 (t/m)

C : 静止土圧係数 (約0.5)

W : 水中の土砂の単位体積重量 (t/m³) = $W_s - (1 - \lambda) W_o$

W_s : 土砂の空中単位体積重量

λ : 空隙率

W_o : 水の単位体積重量

H : 土砂堆積深さ (m)

当初 H = 750 - 715 = 35m

現在 H = 775 - 715 = 60m

又、ダムに作用する荷重のうち土圧の占める比率がどの程度かを知る必要がある。下記に示す通り現在作用している土圧は全水圧の28%に相当する。

$$\begin{aligned} \text{水圧} : P_w &= 1/2 \cdot W_o \cdot H^2 \\ &= 0.5 \times 1.0 \times (804.5 - 715)^2 = 4,005 \text{t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧} : P_e &= 1/2 \cdot C \cdot W \cdot H^2 \\ &= 0.5 \times 0.5 \times 1.25 \times (775 - 715)^2 = 1,125 \text{t/m} \end{aligned}$$

一方、地震時（地震係数 $K=0.25$ を想定）に於ける全荷重に占める上記土圧の割合は下記に示す通り約17%となる。

静水圧	: P_w	=		=	4,005t/m
動水圧	: P_{wd}	=	$7/12 \cdot W_o \cdot K \cdot H^2$	=	1,168t/m
慣性力	: P_i	=	$W_c \cdot B \cdot L \cdot K$		
			= $2.3 \times 7.5 \times 91.5 \times 0.25$	=	395t/m
土圧	: P_e	=		=	1,125t/m
			合計		6,693t/m

上記の評価はアーチダムの実際の応力分布を無視した議論であり、参考程度にとどめるべきである。

CFEは、当初の設計に関係したエンジニアリングコンサルタントに問い合わせをする等により、設計上の許容土圧力について確認しておくことを推奨する。さらになるべく早い時期にダムに関する解析を実施すべきである。いずれにしてもアーチダムの安定の面からは現在の堆砂面を上昇させない様、又は下げる様にすることが必要である。

9.2 選定したリハビリテーション計画

リハビリテーション計画として、異なった機能を持つ代替案の組み合わせを適正なものとして選定した。このリハビリテーション計画の土砂収支の概要を図9.1に示す。

砂防ダムの年間総流入土砂量 $1.8 \times 10^6 \text{m}^3$ のうち $1.17 \times 10^6 \text{m}^3$ を捕捉することになる。この総流入量はソレダッド貯水池に流入する量の90%は上流域から来ることを想定したものである。

砂防ダムの完成後は、砂防ダムからの流出量 $0.83 \times 10^6 \text{m}^3$ と砂防ダムとソレダッド貯水池間の残留域からの流出量 $0.20 \times 10^6 \text{m}^3$ の合計がソレダッド貯水池に流入することになる。この流入量のうちソレダッド貯水池では、捕捉率を65%と仮定すれば $0.29 \times 10^6 \text{m}^3$ が主として発電を通して下流へ排出され、残り $0.54 \times 10^6 \text{m}^3$ が貯水池に残留することになるのでこの分を既存取水口を改造した底部放流施設で排出することを計画する。もし現在の浚渫システムが修理された場合、この排砂量の一部を浚渫で行うことも考えられる。土砂排出のための流量の含泥率は土砂流量曲線から判断して数%と想定される。ここでは3%を想定すれば排出に必要な流量は約 $18 \times 10^6 \text{m}^3$ /年となるがこの量は年間の貯水池総流入量の約3.1%に相当する。

排砂運転は土砂濃度が高い洪水期に時間を限定して行うことになろう。又、排砂のためには水位をなる

べく下げていることが有効である。

いくつかの運転モードを下記に例示する。

最大使用水量 (m^3/s)	排砂所要日数 (日、12時間/日)	使用水量合計 ($\times 10^6 m^3$)
41.6	10	18
21.8	20	18
13.8	30	18
10.4	40	18

9.3 経済評価

対策案の組み合わせに対し、“with and without project概念”の基に経済評価を行った。

もし対策を施さない場合には、貯水池堆砂は進行し、堆砂前置層は発電取水口に接近し、いずれは取水口を閉塞し発電の停止をせざるを得ない事態に陥ることが予想される。徐々に上昇してゆく堆砂面はダムそれ自体の安定にも大きく影響する。

堆砂予測のシミュレーション結果によれば、マサテバック発電所は西暦2000年頃には発電不能に陥ることが予想される。しかし早急に対策を施せば従来行ってきた発電を継続することができる。但し、排砂のために水を使用するので、ある程度の発電量の減少はやむを得ない。

リハビリテーション計画によってもたらされる便益はもしリハビリ対策を行わなかった場合に失われる電力と発電量を考えた。更に控え目の経済評価として、石炭火力発電所をマサテバック水力の代替発電所と想定した。表9.1にCFEの推定した種々のタイプの発電所のコストに関するデータを示す（コストは1991年現在のもの）。この値を1993年レベルで考える時は、最近の経済指標を考慮し15%割増を行った。

計算の便宜上、石炭火力の初期設備投資額と運転・燃料費を便益とみなし、一連のリハビリ計画の費用と比較し、表9.2、表9.3のキャッシュフローにのせた。このキャッシュフローの中の基本数値は下記の通りである。

(1) 費用

- リハビリ総工事費 : 28.25×10^6 米ドル (除く浚渫)
- 年O&M費 : 2.55×10^6 米ドル
- (既存 2.0×10^6 米ドル
- +追加 0.55×10^6 米ドル)

- 工事期間中の発電停止 : 2.40×10^6 米ドル

(2) 便益

- 火力の初期投資 : 222.97×10^6 米ドル

$1,339$ 米ドル/kW $\times 1.15 \times 144,800$ kW

- O&M費 : 1.13×10^6 米ドル

0.00176 米ドル/kWh $\times 1.15 \times 621 \times 10^6$

kWh $\times 0.9$

- 燃料費

0.0202 米ドル/kWh $\times 1.15 \times 621 \times 10^6$: 12.98×10^6 米ドル

kWh $\times 0.9$

注)

(1) 全投資額は 28.252×10^6 米ドルで内訳は

- 現地調査 0.265×10^6 米ドル

- アーチダム解析 0.200×10^6 米ドル

- 工事費 (浚渫は除く) 27.787×10^6 米ドル

(2) マサテバック水力のO&M費は既存 2.0×10^6 米ドル (除税金) と新規投資額の2%を想定した。

(3) 工事期間中の2ヶ月分の発電ロス (トンネルプラグ)

621×10^6 kWh $\times 2/12 \times 0.0202$ 米ドル/kWh $\times 1.15 = 2.40 \times 10^6$ 米ドル

(4) $144,800$ kWは90%保証流入量 (7.57 m³/s) をもとに5時間ピークを考えた場合の保証出力

(5) マサテバック水力の過去の年平均発生電力量は 621 GWhでこの内10%は排砂運転のために発電できないものと仮定した。

キャッシュフローでは、リハビリ工事は1996年に開始し1997年に完了するがこの費用に相当する便益は2000年以降に発生すると考えた。評価期間は砂防ダムの有用期間を考慮し、リハビリ工事終了後15年間とした。

表9.2はリハビリ計画が石炭火力の燃料費節約のみに貢献すると考えた場合で、経済的内部収益率 (EIRR) は18.3%と算定された。又表9.3はリハビリ計画が新規火力発電の設置と運転に相当すると考えた

場合で、このEIRRは177%と高い。

上記評価には浚渫の費用が含まれていない。もし新しいドレッジャーを導入した場合のEIRRは燃料費節約ベースで10.9%又、新規更新ベースで137%となる。もし既存ドレッジャーが新規ドレッジャーの費用の25%で修理可能となればEIRRの各々の値は16.2%及び165%となる。これらの指標はいずれも提案したリハビリ計画が経済的に十分フィージビリティを持っていることを表すものである。上記経済評価の結果を下記に要約する。

項目	ドレッシング なし	既存ドレッジャー の修理*1	新しいドレッジャー の購入
1. 追加費用	-	2.5×10 ⁶ 米ドル	10.0×10 ⁶ 米ドル
2. 追加年経費	-	0.5×10 ⁶ 米ドル	2.0×10 ⁶ 米ドル
3. 全初期投資額	28.25×10 ⁶ 米ドル	30.75×10 ⁶ 米ドル	38.25×10 ⁶ 米ドル
4. EIRR (燃料節約)	18.3%	16.2%	10.9%
5. EIRR (新規更新)	177%	165%	137%

注) *1 修理費は新規購入費の25%と想定

9.4 財務評価

リハビリ計画の財務的フィージビリティについては財務的内部収益率 (FIRR) とローンの返済能力に対して評価を行った。但し、ローンの条件や実施体制については何も決まっていない。

ここでは、リハビリ計画として既存のドレッジャーを修理する案を想定した。収益は発生電力量から所内電源、送配電損失、排砂のためのエネルギー損失を引いた売電可能電力量に現行料金をかけて求めた。その結果、年間の収益は下記に示す通り25.15×10⁶米ドルと算定された。

$$621 \times 10^6 \text{ kWh} \times (1 - 0.1) \times (1 - 0.1) \times 0.050 \text{ 米ドル/kWh} = 25.15 \times 10^6 \text{ 米ドル/年}$$

但し

年間平均発生電力量	: 621×10 ⁶ kWh
平均電力料金	: 0.150新ペソ/kWh (0.050米ドル/kWh)
所内電源及び送配電損失	: 10%
排砂用消費	: 10%

上記、全収益は発電側のみならず送配電側の費用に対し正当に配分する必要があるが、その割合を正確

に求めることは難しい。そこで、収益の半分が発電側に配分されるものと仮定し、FIRRを求めると表9.4に示す通り14.05%となった。これは十分妥当な値である。

財務的フィージビリティは初期投資に対するローンの返済能力の面からも検討を行った。ローンの条件として下記を暫定的に定めた。

- 金利 : 年5%
- 返済期間 : 15年 (5年の支払猶予期間を含む)

更に元金を支払猶予期間後10年間に均等に返済するものを仮定した。表9.5のキャッシュフローに示す通りリハビリ計画は累積収支がローン借入開始後7年で黒字となるので財務的にも健全である。

第10章

リハビリテーション計画の環境的側面

第10章 リハビリテーション計画の環境的側面

10.1 上流域の流域管理計画の評価

10.1.1 過去にCFEが実施した土壌保全策

当該流域ではこれまでにいくつかの土壌保全策が実施されてきたが、それぞれの効果の程度については差がある。棚段耕作農業は随所で行なわれており、又、一部では斜面での雨水流出の影響を和らげるためマゲイや他の乾燥地に強い植種を10m～20mの間隔で植えている。1976年から1988年の期間にCFEは流域の中央部で流域管理プログラムを実施した。この計画の中には侵食面での植林、棚段や流水を捉える排水路の造成、流水や土砂を止めるロックウォールおよびアブルコ川支流の25ヶ所の砂防ダムの構築といった様々なものが含まれている。

これらの流域管理対策は、主としてオコチングとトラハルムコのやや西側にかこまれた地域で行なわれており、トラハルムコの上流域ではほとんど実施されていない。

10.1.2 土壌保全プログラムの評価

アブルコ川流域の広範囲に流域管理と土壌保全プログラムを導入することは可能である。しかしこれらのプログラムは流域を部分的に改善することはできるが、ソレダット貯水池へ流入する土砂の量を根本的に減少することができるかということについては疑問である。砂防ダムを除く過去の流域管理の費用は約515,000米ドルと算定されている。しかし、CFEは1980～87年に実施したこれらの対策は効果の割に費用が高いと考えてそれ以降中断している。

アブルコ川流域の侵食はCFEがその対策を実施した通り、主として土壌がファエオゼムとレゴソルからなる中流域と上流域で発生している。この上流地域で流域管理プログラムが以前からCFEによって実施されてきた。この地域は乾燥地で土壌は侵食され易く、植生が極めて乏しく、そのほとんどが耕作又は放牧に利用されている。この条件のもとで可能な土壌保全策を導入しても、貯水池へ流入する土砂を軽減する効果はほとんどないものと判断される。

(1) 植生による土壌の被覆

CFEは侵食の激しい地域、特にサウトラ周辺地域に対し植生による被覆対策を行なってきた。これらの

事業の効果には差がある様に見える。この対策により安定した斜面もあるが、山羊や蟻による被覆の荒廃や乾燥条件が問題となった。同様に、個々の木々の間にある地表面に対する植生被覆対策が行なわれなかったため、侵食が更に進行する結果となった。結局、この目的のために作られた植林培養センターはその費用に対して効果が小さいということで中止された。これらの理由から数百ヘクタールに及ぶ広大な地域に植林を行なうことは、最も必要性が高い上流の乾燥地帯においてさえ中期的にみた場合でもその効果は期待できないと言われている。

地域をみれば明らかであるが、この地域を妥当な投資額で再被覆し生産性のある土地に戻すことは難しい。限られた地域に植生を施し、その地域に便益をもたらすとしても貯水池に流入する土砂の量を飛躍的に減少させることは期待できない。

(2) 効果的植生の棚段耕作（等高線耕作）

流域の地域農民と協同し、棚段式耕作を実施していくことや、マゲエイやその他の植物を等高線状に植えていくことは土壌保全と貯水池への流入土砂を軽減させる一つの方法である。しかし、この方法は耕作が比較的緩い斜面で行なわれ、土壌を引き締め、流水を妨げるマゲエイやその他の植物を生育させるのに十分な水が得られることが条件となる。この方法を効果的にするためには、農民自身がこの方法から便益を受けることができ、かつ積極的に参加することへの理解がなければならない。植生の間隔は斜面にもよるが10m~20m程度が適当であろう。可能ならそれらの植生から何らかの経済的な便益が得られることが重要である。マゲエイは現在この耕作地で広く利用されている植種である。

(3) 社会経済の問題

自給農業のための耕作（特に急斜面）、季節的に行なう下草の焼却、および家畜による草地の消失が土壌侵食を促す三大要因となっている。この問題は世界のどこでも共通で、人口や社会経済問題に直接関係しているので短期に解決できるものではない。この解決策を見いだすことは本調査の対象ではないが、この地域の既存の土地所有制度や土地利用形態に関わる政策や対策に基本的変更がない限り難しいように思われる。

(4) 土壌保全策

植林と同様に、過去に斜面保護工がなされた。これにより斜面を安定させ植生をよみがえらせることに成功したところもある。しかしながら、植生被覆と同様、表層侵食の激しい上流域でこの方法が有効とは考えられない。例外としてサウトラ近隣に新たに建設中の道路があるが、これに侵食安定工を取り入れる

べきである。

一方、現地での観察から判断して、河岸侵食に対する対策が必要であるとは考えられない。アブルコ川は硬岩を深く切り込んでいるが、これは土砂生産にとってはさほど大きくは影響はしない。しかし河道全域にわたり大量の土砂堆積が見られ、これらが貯水池に継続的に流入する。この土砂の供給源は過去に発生した斜面台地の侵食である。

(5) 砂防ダム

25ヶ所の砂防ダムが支流に建設されてきた。このうちサウトラの下流に造られたものは、いまだその貯砂機能を保有しているものがいくつかある。サウトラ上流のものは土砂で満杯になっているものが多く、中には築造後5年未満で満砂したものもある。高さ5~10m規模のダムを追加することは短期的な解決策であるが、土砂供給源に関するより詳細な基礎情報を入手しその有効期間につき調査する必要がある。土砂で埋まったダムは、何の利益も生みださないし、もしこれが崩壊した場合には下流域に対して大きな被害が発生するという問題を内在している。

(6) 貯砂施設の建設

ソレダットダムはこの30年間、川の土砂の移動を阻止してきた。現在のダム上流に新たに大規模貯砂施設を建設することは、ソレダット貯水池に土砂が堆積することを防止するであろう。しかし、そのような計画の費用と便益効果を詳細に検討する必要がある。30年から50年の短、中期の計画ではこのような施設はマサテベック発電所の寿命を維持するための経済的な方法のひとつである。

10.1.3 流域管理への提言

もし将来、ソレダット貯水池のアブルコ川上流域に於て流域管理が問題になる時、その計画実施については流域の環境維持と改善に責任のあるプエブラ州の関連機関と協力して実施すべきである。例えば、現在進行中のサウトラ周辺における道路工事においても、土壌の安定の問題について関係機関が協力して対処すべきである。

又、その計画は流域の村落や住民個人単位でも参加できることが必要である。又地域住民と発電事業者双方にとって便益をもたらす経済的な流域管理対策を実施する事が重要である。長期にわたって流域管理計画を実行可能にするためには地域住民の参加が大きな鍵となる。

これまでに多くの場所で実施されている土壌保全対策を図10.1と10.2に示した。

河川への土砂供給に重大な影響を与えている地域に関しては、出来る限り詳細な該当ヶ所の把握とその侵食度を分析することが重要である。この情報は、土砂発生が激しい地帯に焦点をあてて効果的な防止対策を実施すること役立つであろう。このような情報を活用し分析するために2つの有効な手法をこれまでの調査で提案してきた。まず第一に、より広域の堆砂サンプリング計画が実施されるべきであり、これにより様々な地区における土砂生産の相対的な定量化を進めることができる。この観測で土壌が川へ大量に流出している地域が特定されることとなり、集中的な防止対策を実施することができる。第二に、1972年以降に利用可能となった衛星画像の活用がある。この画像を入手すれば植生の乏しい地域を特定し、定期的にそのような地域の面積とその植生の変化を分析することができる。

10.2 代替案の予備的環境評価

10.2.1 環境評価のための代替案

代替案の技術的側面について前章において検討を行なった。本章ではこれらの代替案に対し環境的側面から検討を加える。

下記の代替案検討は、最終的なりハビリテーション計画を作り上げるために取り上げたものである。これらの代替案の中にはすでに技術的検討で除外されたものも含まれているが、環境的側面からも問題があることを確認するために再提示してある。

- 代替案C+F：既存発電用取水口を底部放流施設に変更、並びに既存取水口の直上流に新しい発電取水口を設置
- 代替案 G：沈砂地及び排砂トンネルの設置
- 代替案 I：サイトB（ワストラ近く）に新たな大規模砂防ダムを構築
- 代替案 J：土砂転流トンネルと転流ダムの設置
- 代替案 K：ポンプによる浚渫

(1) 代替案C+F：既存発電用取水口を底部放流施設に変更、並びに既存取水口の直上流に新しい発電取水口を設置

これらの2つの代替案は、互いに機能面で関連していることから同時に考慮する必要がある。

この2つの代替案の組み合わせによる環境的な問題として、既存の取水施設に隣接した区域とダム下流

地域への影響が考えられる。又、ダム下流の旧河川へ土砂（大部分はシルト、砂及び約32mm以下の砂利）を定期的に放流することによる環境への影響がある。

しかし、これらの土砂は大量の水とともに放出されることから、ダム直下の周辺に堆積するよりもむしろ下流に押し流されるであろう。

第4章で検討したように、ダムから発電所放水口の区間およびその下流のネカスカ川との合流地点までの区間では、農業灌漑用水や養魚場等での河川水の利用がないことから、土砂の放流がこの区間において重大な環境問題をもたらすとは考えられない。もしそのような（河川の水利用）の状況が起こり、堆砂を含んだ水の放流を制限しなければならない場合には、ダムと発電所の区間に連続的に低い砂防ダムを建設することも考えられよう。

現在ほとんど土砂を含まない水を放流しているという状況は、ソレダットダムの建設に起因した人為的な現象と言える。ダムを建設する35年前はアブルコ川で発生した全ての土砂は、ダムサイトをそのまま通り抜けていた。

調査期間中、JICAから提供された濁度計を使用して貯水池と河川の水の濁度を計測した。結果を表10.1、表10.2に、又、測定場所を図10.3に示してある。しかしながら、これらの値（ppmで表示）は、土砂濃度を光学を利用して間接的に測定したものであるから、あくまでも参考値とみるべきである。

1992年10月6日（雨期）の貯水池浅部の濁度は50-60 ppmで、水車（4台全面運転時）からの放流水は約60ppmを示した。又、1993年9月23日の貯水池の水の濁度は約70ppmで放流水は約80ppmであった。

一方、下流の河川では、発電所下流40km地点（ネカスカ川合流点）では170ppm、テコルトラ川では220-360 ppmであった。この結果から貯水池からの放流は下流河川水の濁度にさほど大きく影響はしていないことを示唆するものである。

(2) 代替案G：沈砂池及び排砂トンネルの設置

この代替案は、発電用トンネルに流入する土砂から、ある一定粒径以上の土砂（約0.5mm以上）を取り除くため新たに沈砂池を建設しようとするものである。沈砂池で捕捉された土砂は、立坑とトンネルを利用してアーチダム下流に定期的に排出される。沈砂池に大きな砂粒子が堆積してしまう場合には、他の機械的な方法でそれらを取り除く必要もある。

この代替案の環境上の問題は、前述の代替案C+Fの場合とほぼ同様であり、新しい建築物による影響やダム下流への堆砂排出による影響もほとんどないと考えられる。環境への影響上で唯一の相違点は、ある一定以上の大きさの土砂が発電用水から取り除かれ河川に排出されるということである。

(3) 代替案 I: 新たな砂防ダムの設置 (ワストラの付近)

この代替案は、ソレダット貯水池で堆砂の進行を防止するため、貯水池上流に大規模砂防ダムを建造するものである。

予備的なダムサイトの選定により、ワストラ近辺に提案された砂防ダム (B) が技術的な評価と費用の面から最も有利であるということがわかった。環境上の面から見てもこのサイト (B) は他の候補地に比べそのアクセスの点でも優位であり、また森林地帯への影響もほとんどない。

サイト (B) として提案された砂防ダムは、ザカポアストラークエザラン (Zacapoaxtla - Cuetzalan) ハイウェイブリッジの約1.5m上流にあり、ワストラ町の近くに位置する。貯水池予定地域には、植林地帯とトウモロコシや大豆等の自給農業地帯が含まれている。プエブラ州が経営しているマス養魚場はダム建設予定地の下流に位置しているが、この養魚場の水源は他の支流から得ているので、このダムが建設されたとしても何ら影響を及ぼす可能性はない。支流沿いにある公園と滝についてもこの砂防ダム計画が実現しても影響はないと考えられる。

しかしながら、マス養魚場と公園地域及びダムと貯水池地域を通過しているアブルコ川沿いの砂利道は、人口2,500人のアザラン (Atzalan) 町の唯一の出入り口となっている。従って、この居住地域のために新たなアクセス道路がこの計画とともに建設する必要がある。又、ここで提案されている貯水池はワストラ町のある丘陵地の下方にあり、この町から一望される位置に出現する。町の標高は1,500mから1,600m以上である。

想定される砂防ダムの天端標高は最高1,494mが想定されており、その結果、予定貯水池が周辺の村や町の一部地域、あるいは既存構造物に対して水没被害を及ぼすとは考えられない。又、集団移住の必要性も全くない。しかしながら、もしこの施設計画が今後とも継続して検討される場合には、最確認が必要となる。現在のプロジェクト計画の段階では、この堆砂施設計画により発生する重大な環境上の影響は認められない。しかし、その地域の正確な地形や最終的な計画内容と運転条件については町や周辺地域への影響を踏まえて考える必要がある。計画にも述べてあるように、この新しい砂防ダムは既存のソレダット貯水池が過去30年間に堆積してきたと同程度の土砂を捕捉するものと予想される。

(4) 代替案 J: 排砂転流トンネルと転流堰

この代替案は、アブルコ川の土砂を隣接した河川へと転流し北方に流すため転流堰とトンネルを建設するものである。さらにこの考えを明確にするためには、転流ダム、トンネル取水口、隣接地域への排出経路等につき最適位置を選定する必要がある。この案に対しては2つの短所が指摘されている。その一つはアブルコ川流域から水を転流することにより発電量が減少すること、もう一つは転流される隣接流域へ

の環境上の問題である。これらの問題はこの代替案が詳細に検討される段階において注意深く再検討する必要がある。

(4) 浚渫による貯水池からの堆砂除去

CFEは貯水池から浚渫により堆砂の一部を排出し、洪水吐の下流部に土砂を流出させようと試みてきた。その努力は残念ながら種々の機械的問題で十分な成功をおさめなかった。

たとえ堆砂が下流に流出されるとしても、どこにそれを排出するかという問題があり、下流域における水資源の利用や水生生物環境等への影響は充分検討される必要がある。ヘリコプターによる河川の下流域の予備的観察によれば何ら重大な問題は観察されなかったが、水利用や水生動物に関するさらなる情報を集める必要があると思われる。

10.2.2 今後の環境調査への提言

現在利用可能な情報に基づいて代替案に関わる環境上の問題につき予備検討を計ってきた。上空から、あるいは地上からの下流域に対する観察によると、提案されたプロジェクトの実施は、マサテバック発電所の下流域、特にネカサ(Necaxa)川との合流地点に至るまではその環境や水資源利用に関して重大な影響を与えないであろうとの結論に至っている。アブルコ川で見られるように他の支流も多量の土砂を供給している。さらに、土砂や砂利の採取行為は同様に河川へのシルトの負荷を増加させている。リハビリ計画が、特に漁業資源として重要な河口20km地域に対してその流量や水質の双方に於いても決定な影響を与えとは予想されない。その他の水資源利用についても提案されたリハビリテーション計画が影響するとは思われない。アブルコ川のマサテバック水力発電所とネカサ(Necaxa)川の合流地点までの区間においても重要な水資源利用のケースは観察されなかった。しかし各々の代替案の与える影響は、計画が完全に策定されたときに更に詳細に検討し、評価する必要がある。

ワフストラと新たな貯砂用施設(代替案I、サイトB)に関するより詳細な地形図やダム最終的な計画条件、貯水池最高標高、及び運転管理等に関する情報を、周辺地域及びマサテバック計画の運転に対する影響という面から再評価する必要がある。

代替案J(流域外への土砂の流送)を評価するためには、転流堰、取水口、トンネルそして隣接流域での排水経路に関するより詳細な位置を明らかにする必要がある。

ソレダットダム下流への土砂排出の量とその時期に関する情報を確定し、これらの土砂がどこに堆積し、

それによって起こり得る影響はどのようなものかについて調査を行う必要がある。

第 1 1 章

結論と提言

第11章 結論と提言

11.1 結論

マサテバック発電所は1962年に運開した後30年間運転を続けてきたが今後もこの運転を続けるべきである。しかしながら今後貯水池の堆砂がさらに進行し発電ができなくなることが危惧される。貯水池への総流入土砂量は年間平均 $2.0 \times 10^6 \text{ m}^3$ であるが、このうち $1.3 \times 10^6 \text{ m}^3$ が貯水池に堆砂し、残りが主として水車を通じて排出されてきた。将来、粒子の粗い土砂が取水口に進入し水車の磨耗が以前にもまして進行することも予想される。貯水池堆砂のシミュレーションによれば貯水池の堆砂面は2,000年頃には標高792mまで上昇し実質的に砂で溝杯になることが予想される。

上記の状況に対し、現地調査を行い堆砂対策のための代替案を選定し比較検討を行ったが、技術的及び経済的観点から下記の代替案の組み合わせが最適と判断した。

- 新取水口の設置と既存取水口を底部放流施設に変更
- アブルコ本川に砂防ダムを建設
- 既存浚渫システムの修理・利用（又は新しいドレッジャーの導入）
- 水車に対する耐磨耗運転の導入

これらの対策案は技術的かつ経済的に妥当と判断された。

環境に関しては、貯水池からの排砂（放流口又は、浚渫）が下流域に対し、重大な悪影響を及ぼすとは考えられない。砂防ダムに関しては、貯砂ダムの中に植林による森林があり、トウモロコシ及び豆等の耕作が行われているが、家屋の水没・移転の問題が生ずるとは予想されない。しかし、アトザランにつながる砂利敷道路が貯砂池内にあるので、この道路の付け替えが必要となる。

11.2 提言

マサテバック発電所の機能と役割を維持し、かつ施設の有用期間を延長するために下記の事項を提言する

- (1) 貯水池の堆砂測量を注意深くかつ定期的に実施すること。この場合、測量線を常に固定しておくことも重要である。測量線の両端にポストを設置し、その間の距離を測定しておくことが重要である。

- (2) 現在3観測所で行っている流砂量測定方法では、貯水池への土砂流入量を正しく推定することはできない。測定には深度一加積サンプラーの使用を推奨する。
- (3) CFEは原設計の設計基準、特にアーチダムに作用する許容土圧力について明らかにしておくことを提言する。データが入手できない場合、原設計に参加したコンサルタントに打診することを提言する。又、なるべく早い時期に専門家によってアーチダムの安定解析が実施されることを提言する。
- (4) CFEは、水車の磨耗の低減のため部分負荷時にノズルジェットの数制限できるディジビット調速機の採用が可能かどうか水車メーカーに問い合わせをすることを提言する。
- (5) CFEは既存浚渫設備の修理を含むリハビリテーション計画実施のために必要な行動を直ちにとることを提言する。又、資金調達や工事实施方式（通常の設計、請負の契約工事か又はターンキー方式）についても早期に決定する必要がある。
- (6) 貯水池からの排砂は、洪水期の土砂濃度が高い時に行うべきである。又、エネルギーの損失につながるが、排砂放流をする場合には貯水位をできる限り下げることが提言する。
- (7) 土砂排出や浚渫時の下流河川水の濁度を制限するため適当な監視システムと通信システムをCFEの水文部の協力を得て発電所と下流域の間に設けるべきである。
- (8) 現在の発電施設は既存のガイドラインやマニュアルによって良好に維持管理が行われている。この維持管理を今後も続けてゆくべきである。維持管理に関し、下記の提言する。
 - ー トンネルNo.1の放流側開水路に対する安全柵の設置すること。
 - ー 導水路を放水した時に水圧鉄管の管厚を測定すること。
 - ー トランス用オイルタンクのまわりに防火用壁を設けること。

付 表

表 1.1 調査団 (JICA) 及びCFEメンバーリスト

Name	Position
1. JICA Study Team	
K. Miyake	Team Leader (Nippon Koei)
S. Hatao	Hydropower Planner (Nippon Koei)
K. Kawai	Power System Planner (Nippon Koei)
George C. Antonopoulos	Civil Engineer (I) (Harza*)
David Sulkowski	Civil Engineer (II) (Harza*)
P. Bam	Hydro-Mechanical Engineer (Harza*)
M. Ogino	Hydrologist (Nippon Koei)
Khalid Jawed	Sedimentation Analyst (Harza*)
S. Nishioka	Geologist (Nippon Koei)
E. Dudley	Environmentalist (Harza*)
M. Tanifuji	Socio-Economist (Nippon Koei)
Note: * Experts furnished by Harza Engineering Company, USA under agreement with Nippon Koei. (日本工営の補強メンバー)	
2. CFE's Counterparts	
Ing. Juan Jose Vazquez Garcia	Subgerente de Ingenieria Civil Gerencia de Generacion Y Transmision
Ing. Mariano Cabrera Villa	Subgerente Regional Gen. Hidro. Papaloapan
Ing. Ramon M. Castillo Paramo	Jefe del Depto. de Comportamiento de Estructuras
Ing. Gregorio Aguilar Lagunes	Suptte. Reg. de Ingenieria Civil Hidro. Papaloapan
Ing. Miguel Flores Ortega	Jefe Depto. Estudios a Mediano Plazo
Ing. Carlos Bremauntz Monge	Jefe de La Disciplina de Ingenieria Basica
Ing. Hugo Toro Castro	Depto. Comp. de Estructuras
Ing. Fernando Hernandez Hernandez	Subg. Ing-Civil
Ing. Ivan Rodriguez R	Depto. Comp. de Estructuras
Ing. Lauro Guzman Granados	Suptte. Gral. C. H. Mazatepec
Ing. Jesus C. Acuna Torres	Suptte Electromecanico C. H. Mazatepec
Ing. Victor Ortega Mendez	Suptte Aux. Civil, C. H. Mazatepec
Ing. Ranulto Moreno Gonzalez	Jefe de Division Hidrometrica Golfo
Ing. Leopoldo Espinosa Graham	Jefe Departamento de Geotecnia
Ing. Felipe Caneino Lopez	Gerencia de Ing. Exp. Control
Ing. Jose M. Fernandez Davila	Subgte. Gen. Hidroelectrica

表 2.1 発電方式別の設備容量

YEAR	Hydro	(Unit: MW)							Total
		Oil Fired	Combined Cycle	Gas-turbine	Internal Comb.	Geo-thermal	Carbon Fired	Nuclear	
1974	3,521	3,378	130	971	259	75	37		8,371
1975	4,044	3,785	610	1,028	251	75	37		9,830
1976	4,541	5,012	610	948	274	75			11,460
1977	4,723	5,061	720	1,266	247	75			12,092
1978	5,225	6,456	720	1,267	249	75			13,992
1979	5,219	6,716	720	1,259	234	150			14,298
1980	5,992	6,616	540	1,190	137	150			14,625
1981	6,550	7,486	1,223	1,539	118	180	300		17,396
1982	6,550	8,325	1,223	1,686	101	205	300		18,390
1983	6,532	8,655	1,223	1,698	91	205	600		19,004
1984	6,532	8,929	1,227	1,760	107	205	600		19,360
1985	6,532	9,599	1,450	1,789	112	425	900		20,807
1986	6,532	9,949	1,450	1,789	111	535	900		21,266
1987	7,546	10,299	1,550	1,789	111	650	1,200		23,145
1988	7,749	10,800	1,624	1,792	89	700	1,200		23,954
1989	7,761	11,301	1,618	1,770	89	700	1,200		24,439
1990 *1	7,805	11,367	1,687	1,770	89	705	1,200	675	25,298

Note : *1 Preliminary numbers

Since 1980 real power is reported. Before that data are correspond to capacity of plant.

Source : INFORME ANUAL 1990, CFE

表 2.2 発電方式別の発生電力量

YEAR	Hydro	(Unit: GWh)							Total *2
		Oil Fired	Combined Cycle	Gas-turbine	Internal Comb.	Geo-thermal	Carbon	Nuclear	
1974	16,602	17,915	198	2,068	762	463			38,008
1975	15,016	19,562	1,646	3,403	734	518			40,879
1976	17,087	22,128	1,932	2,366	540	579			44,632
1977	19,035	25,280	2,045	1,537	456	592			48,945
1978	16,066	30,322	2,488	3,027	476	598			52,977
1979	17,839	33,098	2,317	3,343	454	1,019			58,070
1980	16,740	37,012	3,267	3,623	311	915			61,868
1981	24,446	35,527	3,456	3,202	251	964	33		67,879
1982	22,729	40,025	5,272	2,438	187	1,296	1,278		73,225
1983	20,583	44,822	4,281	1,261	107	1,353	2,424		74,831
1984	23,448	46,342	4,122	939	100	1,424	3,132		79,507
1985	26,087	48,322	4,554	853	43	1,641	3,852		85,352
1986	19,876	53,247	5,866	600	63	3,394	6,337		89,383
1987	18,200	58,298	7,440	602	63	4,418	7,289		96,310
1988	20,777	60,838	7,047	474	73	4,661	8,035		101,905
1989	24,199	65,087	7,150	629	98	4,675	7,890	372	110,100
1990 *1	23,333	66,915	7,487	669	77	5,124	7,774	2,938	114,317

Note : *1 Preliminary numbers

*2 Including total generation, import and interchanges

Source : INFORME ANUAL 1990, CFE