

第 4 部
揚水式水カプロジェクトの
フィジビリティ調査

目 次

第 17 章	電力系統における揚水式水力の位置付け	17-1
17.1	揚水発電の特徴.....	17-1
17.1.1	夜間の余剰電力を有効活用する供給力.....	17-1
17.1.2	負荷変動に対する追従性.....	17-1
17.1.3	他セクターの水資源利用を考慮した電力供給.....	17-2
17.2	系統全体の経費に対する揚水式水力の役割.....	17-2
第 18 章	揚水式水力の発電計画の策定	18-1
18.1	一般.....	18-1
18.1.1	揚水発電方式の種類.....	18-1
18.1.2	計画の策定に当たって考慮すべき事項.....	18-2
18.1.3	計画策定の方法論.....	18-4
18.2	発電計画の策定.....	18-5
18.2.1	揚水発電所の運用計画.....	18-5
18.2.2	最大出力および調整池容量の最適化検討.....	18-8
18.3	開発時期および開発方式の検討.....	18-9
18.3.1	開発時期に関する制約条件.....	18-9
18.3.2	制約条件を考慮した開発の例.....	18-9
第 19 章	土木構造物および電気機器の設計	
19.1	土木設備.....	19-1
19.2	電気設備.....	19-4
19.2.1	ポンプ水車.....	19-4
19.2.2	発電電動機.....	19-13
19.2.3	変圧器.....	19-17
19.2.4	主回路接続方法および電気設備.....	19-17
19.2.5	揚水発電所の電気設備.....	19-21
19.2.6	揚水の始動方式.....	19-22
19.2.7	可変速揚水発電システム.....	19-22

表リスト

表 17-1	各電源の運用特性.....	17-2
表 18-1	開発方式の例.....	18-9
表 19-1	設計例諸元.....	19-9
表 19-2	設計結果.....	19-12
表 19-3	揚水発電所のポンプ・電動機始動方式.....	19-22

表 19-4	可変速揚水発電所と従来の揚水発電所の比較	19-23
表 19-5	可変速システムと従来の揚水システムの比較	19-27
表 19-6	INV-CON 方式とサイクロコンバータ方式の比較	19-31
表 19-7	可変速揚水発電所一覧	19-33

図リスト

図 17-1	揚水式水力の仕組み	17-1
図 17-2	運転時間と年経費の関係	17-3
図 18-1	揚水発電方式の種類	18-1
図 18-2	揚水遮断の過程の例	18-3
図 18-3	日間調整用の調整池の運用模式図	18-6
図 18-4	平日および日曜日の負荷の変化例	18-6
図 18-5	週間調整用の調整池の運用模式図	18-8
図 18-6	規模の検討例	18-9
図 18-7	開発方式の例	18-11
図 19-1	掘り込み式ダムの例・平面図 (N ダム)	19-1
図 19-2	掘り込み式ダムの例・標準断面図 (N ダム)	19-2
図 19-3	揚水発電所の水平取水口の例	19-2
図 19-4	揚水発電所のモーニンググローリ型取水口の例	19-3
図 19-5	揚水発電の方式	19-5
図 19-6	立軸単段フランシス形ポンプ水車	19-6
図 19-7	立軸単段斜流形ポンプ水車	19-6
図 19-8	横軸円筒プロペラ形ポンプ水車	19-6
図 19-9	ポンプ水車選定図	19-7
図 19-10	フランシス形ポンプ水車製作実績	19-8
図 19-11	高落差フランシス形ポンプ水車実績	19-8
図 19-12	ポンプ水車の水車流量－効率曲線	19-11
図 19-13	ポンプ水車のポンプ揚程－効率曲線	19-11
図 19-14	発電電動機組立構造図	19-14
図 19-15	発電電動機の通風冷却方式	19-15
図 19-16	高圧同期方式の揚水発電所の主回路結線 (同期始動、始動用電動機方式)	19-18
図 19-17	低圧同期方式の揚水発電所の主回路結線 (同期始動、始動用電動機方式)	19-19
図 19-18	低圧同期方式の揚水発電所の主回路結線 (同期始動、サイリスタ始動方式) ...	19-20
図 19-19	GMCS (Generator Main Circuit Switchgears)	19-21
図 19-20	可変速揚水発電プラントのガバナフリー運転例	19-24
図 19-21	可変速揚水発電プラント (沖縄海水揚水) の揚水始動時の入力変化	19-24
図 19-22	可変速揚水発電プラント (沖縄海水揚水) の揚水停止時の入力変化	19-25

図 19-23	電力系統との連系運転 -6%可変時 (423min-1)	19-26
図 19-24	従来機と可変速機の発電電動機の構造比較	19-28
図 19-25	サイクロコンバータ可変速システム	19-32
図 19-26	INV-CON (GTO 素子) 可変速システム.....	19-32

第 17 章

電力系統における揚水式水力の位置付け

第17章 電力系統における揚水式水力の位置付け

17.1 揚水発電の特徴

17.1.1 夜間の余剰電力を有効活用する供給力

図17-1は一日の需要（負荷）を大きい順に並べた、日負荷持続曲線である。この図に見られるように揚水発電は、夜間の余剰電力を使用し、下部調整池の水を上部調整池に揚水し、電力需要の高い昼間に発電するシステムである。発電エネルギーの価値の観点では、夜間の低廉な電気を貯蔵し、価値の高いピーク時間帯に使用する発電所であるともいえる。しかしながら、揚水に使用される電力エネルギー100%のうち、約70%は発電エネルギーとして利用されるが、約30%は損失となる。

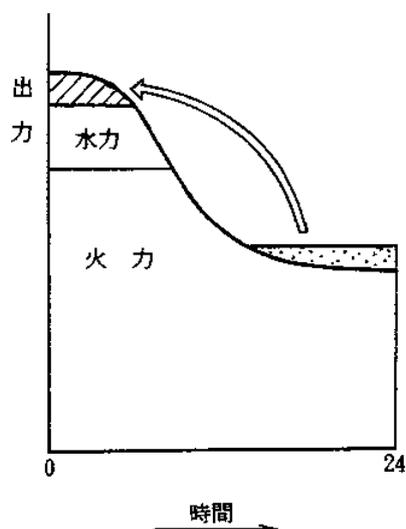


図 17-1 揚水式水力の仕組み

17.1.2 負荷変動に対する追従性

表17-1は水力、石炭火力、LNG火力および原子力の起動時間と負荷変化率を表したものである。水力は数分間で起動し、1分間の負荷変化率は最大設備出力の50%以上である。一方、火力、原子力については、起動時間は長く、負荷変化率は低いという特徴がある。したがって、揚水式水力および貯水池水力は電力需要の変動に関し、最も高い追従性を有しているので、ピーク需要対応の電源として利用される。揚水発電所は、この高い負荷追従性の特徴を利用し、電力系統の周波数を一定に保つAFC（automatic frequency control）運転の機能を有している。

表 17-1 各電源の運用特性

分 類	起動時間	負荷変化率(%/分)
揚水式水力	数分	50～60
石油火力	数時間	1～3
LNG 火力	10 分～数時間	1～5
石炭火力	数時間～十数時間	1～3
原子力	数日	出力一定

17.1.3 他セクターの水資源利用を考慮した電力供給

開発途上国では、水力発電用の貯水池は灌漑用としても使用され、発電が主目的であるものの灌漑も重要な位置づけにある例が一般的である。

年間において農業部門の水の需要期と電力部門の水の需要期が一致すれば、電力供給上の問題は無い。しかしながら、農業部門の需要期が夏季であり、電力セクターの水の需要期が冬季（暖房需要）のような場合は、両方の水需要が一致しなく、安定した電力供給の観点で問題が生じる場合がある。また、一日の中でも、電力の必要としない夜間の時間でも、灌漑用に放流せざるを得ない状況が起こり、安定した電力供給に支障をきたすことが起こりうる。

このような状況に対し、一般水力発電の貯水池に揚水発電機と下部調整池を付加することで、灌漑用水の使用に大きな影響を受けずに、安定した電力の供給が可能となる。

17.2 系統全体の経費に対する揚水式水力の役割

発電設備を運転する場合、1年間に必要となる経費は次のように表される。

年経費 = 固定費 + 可変費

固定費 : 設備の償却費や金利など建設にかかわる費用

可変費 : 揚水運転にかかわる費用

図17-2は、主な電源設備の運転時間に対する年経費を表したものである。運転時間が短い範囲では、揚水の年経費が最も低く、経済的に最も優れている。その経済面での適性は運転時間が長くなるに従い、ミドル火力、ベース火力に移行する。これから、各電源は以下の特徴を有する。

- 運転時間が短いピーク需要対応の電源として、揚水式水力、一般水力（貯水池式、調整池式）が経済的である。
- 運転時間が長いベース需要対応の電源として、石炭火力などのベース火力が経済的である。
- その中間に位置するミドル需要対応の電源としてミドル火力が経済的である

従って、揚水発電はピーク需要に対応する電源と位置付けることにより、電力系統全体の最経済的な電源構成に寄与できる。

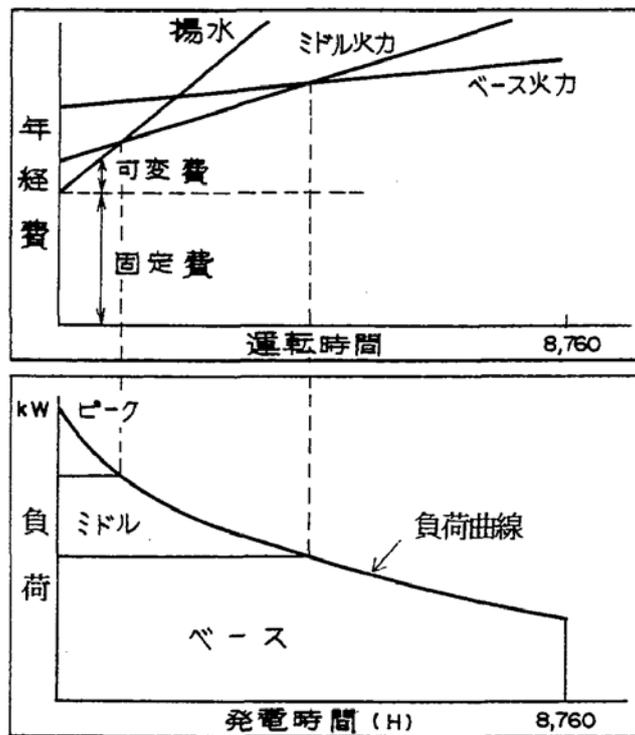


図 17-2 運転時間と年経費の関係

第17章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年
- [2] Lam Ta Khong Pumped Storage Development Project, JICA, 1991

第 18 章

揚水式水力の発電計画の策定

第18章 揚水式水力の発電計画の策定

18.1 一般

18.1.1 揚水発電方式の種類

揚水発電所は以下の通り、純揚水式と混合揚水式に区分される。

(1) 純揚水式

図 18-1 上図に示すとおり、上部調整池（上池）と下部調整池（下池）の間の落差を利用し、夜間の余剰電力で下部調整池の水を揚水し、昼間に発電する発電形式である。いったん貯留した水を循環使用することで発電ができるので、河川流量に影響されずに、落差と発電使用水量を自由に設定できる特徴がある。

(2) 混合揚水式

図 18-1 下図に示すとおり、上部調整池（あるいは貯水池）に河川流入量が期待でき、河川流量と揚水運転による水量とを使用し発電できる形式である。貯水池式水力発電へ揚水発電機を付加したものや当初から可逆ポンプ水車のみを有する発電所がある。混合揚水式は純揚水式に比較し、上部調整池の河川流量相当の水量を発電に利用できるため、揚水エネルギーを節減できる長所がある。また、17.1.3 に述べたとおり、貯水池が他セクターとの供用となっている場合には、発電が優先的に貯水池運用を行えない場合がある。この場合、揚水発電機能を付加することにより、電力需要に対応した安定的な発電ができる長所がある。

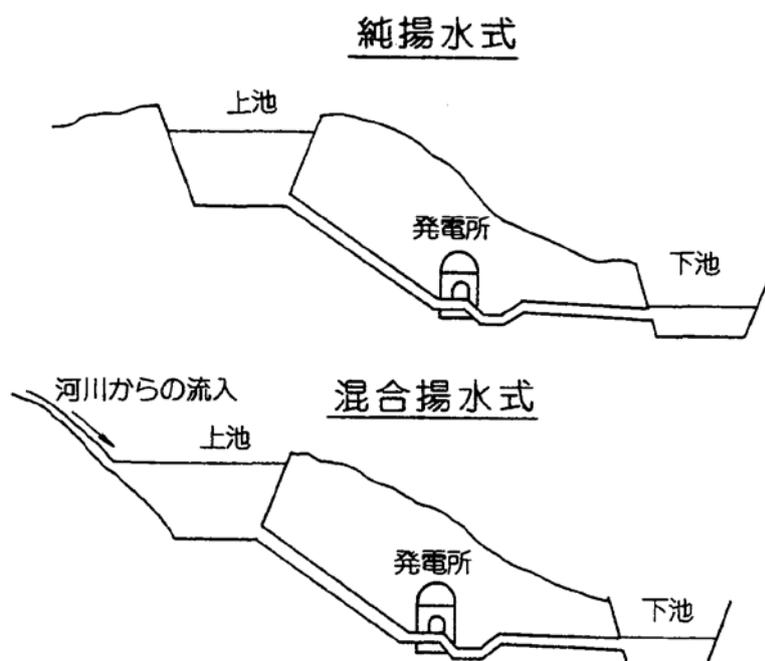


図 18-1 揚水発電方式の種類

18.1.2 計画の策定に当たって考慮すべき事項

(1) マスタープラン

7.2.2 に述べたとおり、電力需要地、揚水動力および送電線の観点から開発可能プロジェクトを抽出する。

(2) 揚水動力

揚水式水力は、一般水力とは異なり、自らがエネルギーを生むものではなく、火力や原子力エネルギーの一時加工場である。したがって、揚水用の電力が得られることが、揚水発電計画の成立の第1条件である。

揚水電力量（入力エネルギー）に対する発電電力量（出力エネルギー）の比率を揚水総合効率と定義する。揚水総合効率は揚水発電所を構成する水路の延長などによって決まるが、一般的には70%程度である。揚水動力は、電力需要が落ちた夜間の火力・原子力発電所から供給される電力である。揚水用の電力の費用が低廉であれば、30%のエネルギーが損失となっても、揚水発電所は経済性を得ることができる。

火力発電所は夜間に出力を大幅に低下させることにより、発電効率が低下し kWh あたりの発電原価が増大する。一方、揚水用の発電を行いフル出力で発電できれば、高い発電効率が期待でき、kWh あたりの発電原価が低下する。

(3) 送電容量

現状の送電線の容量および将来の送電線の計画を考慮し、揚水発電プロジェクトが投入された場合の電力システムの安定性を検討する。この検討をもとに、開発が可能な揚水発電所の出力規模の限界点を確認する。将来の送電線の計画が不確定な場合は、現状および将来の計画を考慮した場合の両ケースについて検討する。

(4) 単機容量

1) 電力系統面からの単機容量の検討の必要性

一般に発電所では単機出力を大きくするほど、kW 当たりの建設費（土木工事費と電気機械費が主）が低下し、プロジェクトは経済的となる傾向にある。したがって単機出力は設備の信頼度、製作技術および輸送方法などを考慮した上でなるべく大容量にすることが望まれる。しかしながら、大容量機の採用は、スケールメリットによる経済性の向上が図れる反面、当該ユニットの事故時には電力系統に大きな周波数変動を惹起させることになり、またユニットの脱落に備えて必要な供給予備力が大きくなるなどの問題が生じる。

このため、以下に配慮して、単機容量が決定される。

- (a) 火力の最大の単機容量を超えない。
- (b) 揚水動力は、発電出力の約10%増になる。
- (c) 発電運用時（ピーク時間帯）における同ユニット事故時の系統錯乱。
- (d) 揚水起動および停止時の周波数変動について、以下を考慮し検討する。

- 系統にもよるが、一般には軽負荷時間帯（夜間）には系統容量がピーク時間帯の約半分になること
- 揚水機による周波数変動は、ユニットの事故時に発生するばかりでなく通常の起動停止で必ず発生すること

2) 揚水運転と周波数変動

(a) 揚水遮断の過程とその影響

通常の運用で揚水機が電力系統に最も過酷な周波数変動を惹起させるのは揚水遮断である。揚水遮断による周波数変動の大きさは揚水起動によるものよりも若干大きい。揚水遮断は概略、図18-2のような過程をたどって行われる。

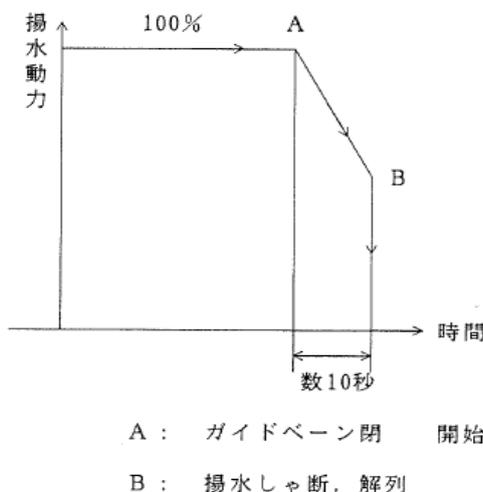


図 18-2 揚水遮断の過程の例

揚水遮断すなわち電力系統から負荷の急激な脱落が発生すると供給力と需要の平衡状態が破れ、一時的に供給力が過剰となる。この不平衡状態は系統の周波数上昇という形で現れる。負荷脱落の程度が大きく、また変化が急激であればある程、電源の周波数調整が追いつかないため、電力系統の周波数変動は大きく現れる。系統周波数の規定値からの偏差は電力供給側および需要家側のあらゆる電力系統設備に種々の悪影響を及ぼすが、なかでも系統周波数変動に基づく火力発電所のタービン発車の共振は機械に致命的な損傷をもたらすもので、機器保全の面から特に注意する必要がある。単機容量の検討に当たっては、この観点でも検討されるべきである。

(b) 揚水遮断時の周波数変動

負荷変化時の周波数変動の大きさは以下の計算式で推定できる。

$$\frac{\Delta P}{P} = K \times \Delta F$$

ただし、

- ΔP : 需要の不均衡量
- P : 系統容量

- ΔF : 周波数変化量
K : 系統特性定数 (MW/0.1Hz)

系統特性定数Kは系統内の負荷の周波数特性、系統内の電源の種類、ガバナフリー発電機の状態などによって時々刻々変化するが、系統ごとにほぼ一定とみなすことが出来る。これらの値を用いて単機容量の揚水起動時および揚水遮断時の周波数変動の大きさ ΔF を揚水発電所の系統併入が予想される年の電力系統で推定する。単機容量を変えてこの計算を行い、系統が容認できる単機出力を設定する。

18.1.3 計画策定の方法論

(1) 計画策定の流れ

計画の策定の流れは、第8章一般水力で示した図8-1と同じであるが、揚水発電については以下の配慮が必要である。

- 1) 開発の可能性に関し、「地点の有する揚水発電資源の有効利用の観点」から検討される（7.3参照）。
- 2) 構造物のレイアウトが、地形、地質、環境規制および経済性の観点から比較検討され、最適レイアウトが選定される（5.4参照）。
- 3) 開発規模（設備出力）が、需給バランス、単機容量、送電容量、系統の安定の観点から検討され、決定される。
- 4) 決定された開発規模に対し、現在および将来の開発の制約条件を考慮した検討が行われ、全設備出力の同時期の運転開始あるいは部分運転開始かについて開発方式が検討され、決定される。

(2) 発電規模の設定

1) 調整池の計画

以下の方法で計画案を策定する。なお、一般水力のF/Sと同様な手順を踏む内容については、取り扱った節を記載してある。

- (a) 貯水容量曲線の作成、堆砂量の推定及び堆砂標高の設定（10.2.3 (2) 2) 参照）、低水位の設定（10.2.3 (2) 4) 参照）
- (b) 最大出力および調整池容量の検討
- (c) 上部調整池および下部調整池のそれぞれに対し、低水位から調整池有効貯水容量（ V_e ）に対応する水位を満水位に設定する。
 - 上部調整池および下部調整池の満水位と低水位は、揚水時のポンプ水車への悪影響がないような水位を設定する。
 - 発電時に最大出力で運転すると上部調整池の水位は急低下する。一般的には調整池の斜面は水位の急低下に対し崩落の危険性を内在していることを考慮する。

2) ポンプ中心の位置

揚水発電所のポンプはキャビテーションを発生させないように、図 5-37 (5.4) に示す放水水位より下がった位置にポンプ中心が来るよう吸出し高さが必要となる。

18.2 発電計画の策定

18.2.1 揚水発電所の運用計画

(1) 調整池有効貯水容量と等価ピーク継続時間の関係

揚水発電所の調整池は、一般には等価ピーク継続時間 (T) が 4~6 時間の「日間調整用」と 8 時間程度以上の「週間調整用」に区分される。なお、等価ピーク継続時間については、5.1.3 に記載してある。

揚水発電所の調整池有効貯水容量は、次式に示すように最大出力相当で連続して発電できる能力「連続発電時間 T (等価ピーク継続時間)」で表すことができる。

$$T = V_e / (Q_{\max} \times 3,600)$$

ここに、

T : 連続発電能力 (調整池容量 ; 時間)

V_e : 調整池有効貯水容量 (m^3)

Q_{\max} : 最大使用水量 (m^3/sec)

(2) 日間調整用の調整池を有する発電所

日間調整池の運用の概念図を図 18-3 に示す。上部調整池の水位は日間で発電時 (ピーク時) に満水位から低水位まで変動し、深夜 (オフピーク) 時に低水位から満水位に変動する。日間調整用の調整池を有する揚水発電所の 1 日当りの発電電力量は 1 日当りの揚水電力量から次式によって求められる。

$$E_0 = \alpha E_{pl}$$

ここに、

E_0 : 1 日当りの発電電力量 (kWh)

E_{pl} : 1 日当りの揚水電力量 (kWh)

A : 揚水総合効率 (出力エネルギー/入力エネルギー、一般的に 0.7 程度)

1 日当りの可能発電時間は、調整池有効貯水容量から決まる連続発電時間、または 1 日当たりの揚水電力量による上部調整池への揚水量から決まる連続発電時間の何れか小さい値となる。

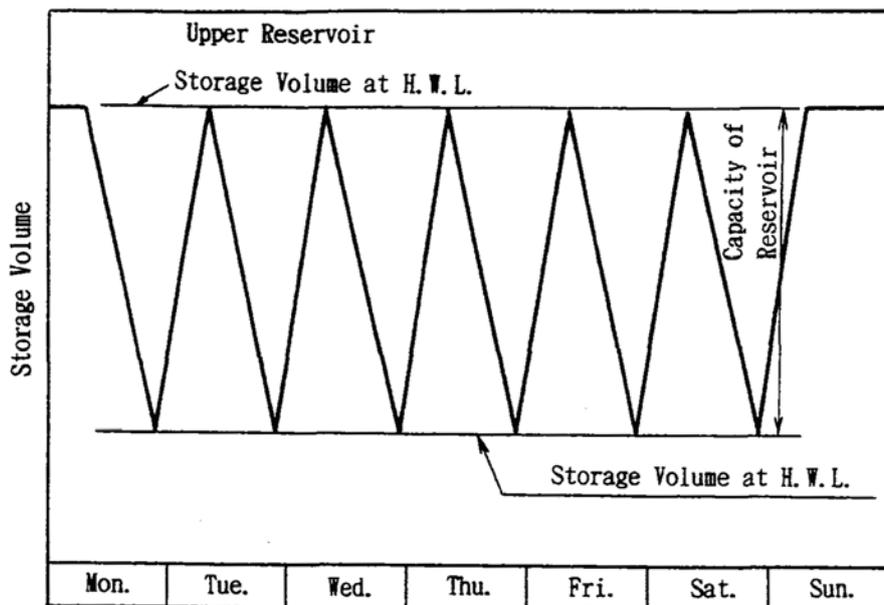


図 18-3 日間調整用の調整池の運用模式図

(3) 週間調整用の調整池を有する発電所

図 18-4 は、電力系統の平日および日曜日の日負荷を比較した例である。この例に見られるような週末の負荷の減少が顕著である場合には、週末に発電しないという条件で週間調整用の調整池容量を設定する。

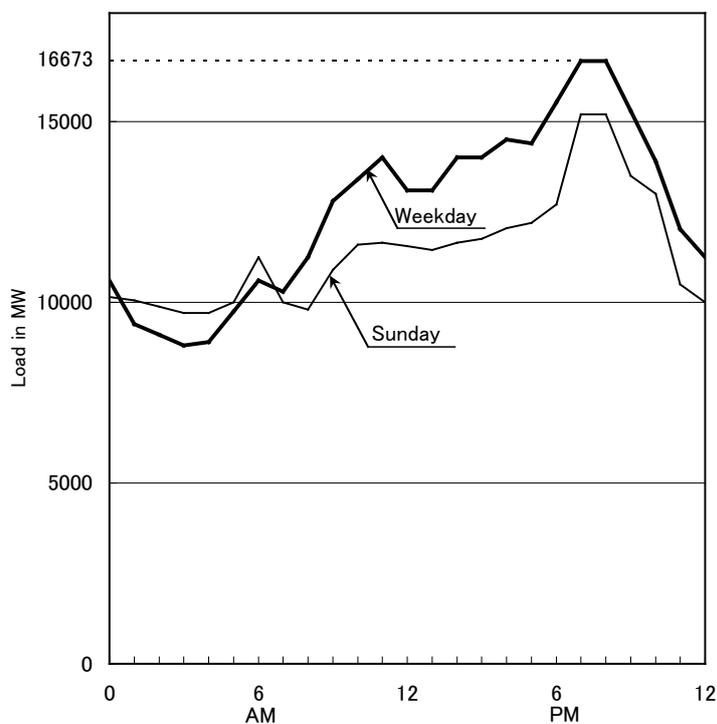


図 18-4 平日および日曜日の負荷の変化例

週間調整池の運用の一例を図 18-5 に示し、運用の主要点は以下に示すとおりである。

- ▶ 揚水発電所は系統から、月曜日から土曜日まで揚水と運転を要求される。
- ▶ 日曜日は揚水のみを行い、上池の水位を月曜日朝までに HWL に上げる。
- ▶ 日々の発電量は日々の揚水量に加え、週間分を使用する（この例では 5 日）。
- ▶ 土曜日の需要はあるものの平日ほどはないので、金曜日夜からの揚水分のみを使用する。

日発電電力量は日揚水電力量と日曜日に揚水する電力量で供給され、次式で表わされる。

$$E_0 = \alpha (E_{p1} + E_{p2} / D)$$

ここに、

- E_0 : 1 日当りの発電電力量 (kWh)
- E_{p1} : 平日 1 日の揚水電力量 (kWh)
- E_{p2} : 日曜日の揚水電力量で週間使用分 (kWh)
- D : E_{p2} を使用する週間の日数であり、この例では 5 日
- α : 揚水総合効率

発電電力量は最大出力レベルでの運転時間数で表現できる。図 18-5 に示されるように、月曜から金曜までは次式で求まる T_d の運転を行いながら、上池の水位は HWL から LWL に低下する。土曜日は J で決まる量の発電のみを行う。

$$T_d = (T - J) / D + J$$

ここに、

- T_d : 日発電可能時間（最大出力レベル；時間）
- T : 連続発電能力（調整池容量；時間）
- J : 日揚水可能時間から決まる日発電可能時間（時間）
- D : 調整池の週間調整容量分を使用する日数

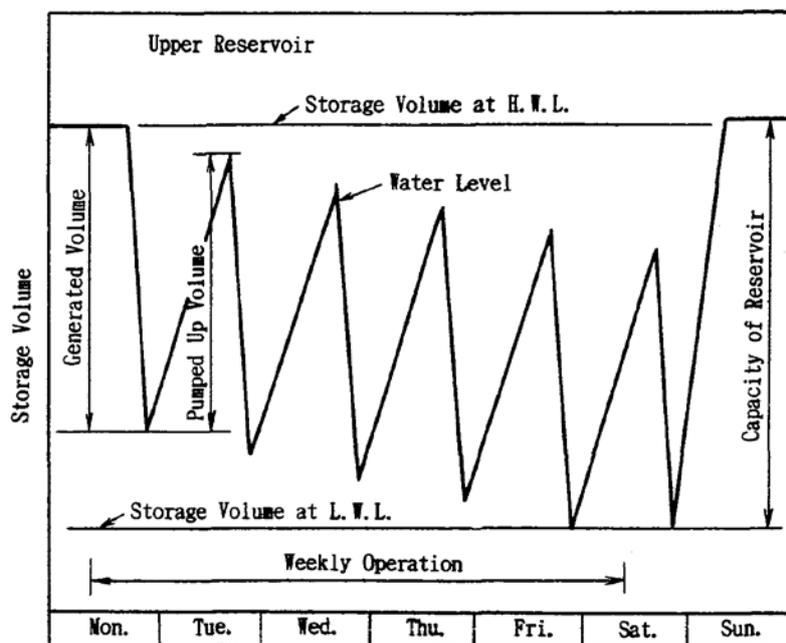


図 18-5 週間調整用の調整池の運用模式図

18.2.2 最大出力および調整池容量の最適化検討

(1) 最適化検討の方法

最大出力および調整池容量（連続発電能力）を変化させた代替案を作成し、経済比較のうえ最適案を決定する。

代替案の比較は、その水力の建設費から求まるコスト（C）と、水力と等価な能力（出力、電力量）を有する代替火力のコスト（B）とを比較し、純現在価値（NPV、 $B-C$ ）、便益費用比率（ B/C ）または内部収益率（IRR）を求め、これらが最大となる案をもって最適規模とする。詳細は第 16 章を参照されたい。

(2) 規模の最適化の検討例

出力規模を 500MW～1,200MW、池容量を 6 時間から 10 時間まで変えたケースについて経済性（ $B-C$ 、 B/C ）を試算した例を、図 18-7 に示す。検討結果は、(i) 1,000MW および 1,200MW には大きな差は見られない、(ii) 池容量 8 時間が経済的であるとし、設備規模 1,000MW、池容量 8 時間を選定している。

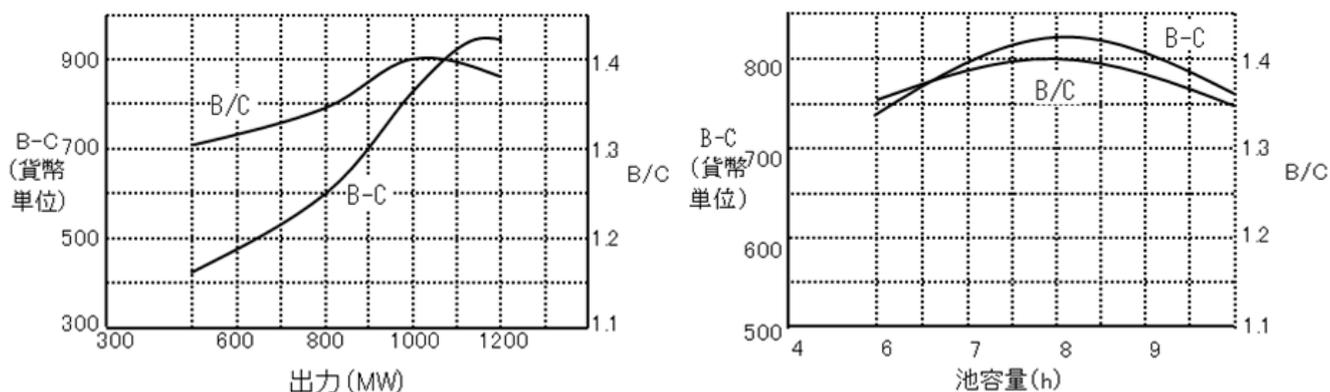


図 18-6 規模の検討例

18.3 開発時期および開発方式の検討

18.3.1 開発時期に関する制約条件

- (1) 需要が不足し開発規模が課題の場合

最適規模とされた設備規模に対し需要が十分でない場合には、全量（例えば 1,000MW）が開発されても、当面はその一部（例えば 500MW）が使われない状況が発生する。需要は年々増加するとしても、全量が有効に使用されるまでの期間が長い場合には、部分的な開発を検討する必要がある。

- (2) 送電線の容量および系統の規模

揚水時あるいは発電時において、送電線の容量が不足している場合には、送電線容量問題が解決するまで全量の運転が不可能となる。また、系統の規模が揚水発電所の単機容量に対し小さい場合には、予定した単機容量での開発が問題となることがある。

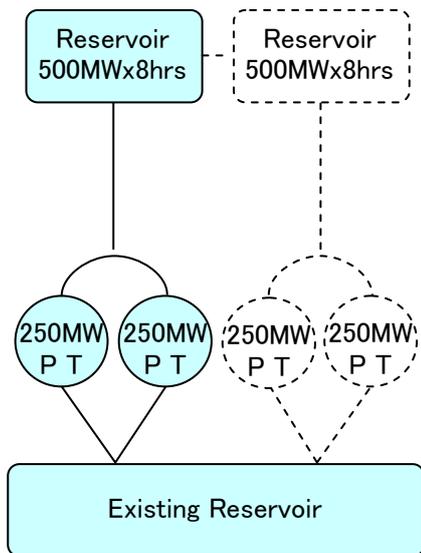
18.3.2 制約条件を考慮した開発の例

図18-8は設備規模1,000MW（8時間容量）、単機容量250MW4台の場合の開発方式の例である。この例では、下部調整池として既設の貯水池を使うものであり、新たな設備としては、上部調整池、水路系、発電所、電気機器が設備される。土木工事の全設備の開発および部分開発、機器の据え付けの方法などにより、以下の4ケースが考えられる。何れのケースを選択するかは、制約条件緩和の見通しおよび経済評価により決定する。

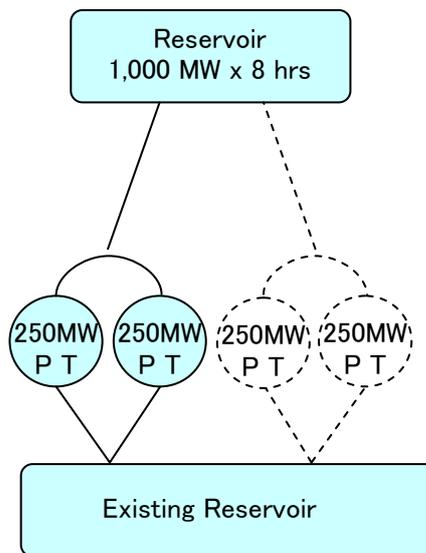
表 18-1 開発方式の例

ケース	開発方式
Case-1 2 段開発	第 1 期開発 調整池：500MW×8 時間 水路、発電所：250MW×2 台用の土木工事、および 250MW×2 台の電気機器 第 2 期開発（第 1 期開発から n 年後に開発） 調整池：500MW×8 時間 水路、発電所：250MW×2 台用の土木工事、および 250MW×2 台の電気機器
Case-2 2 段開発	第 1 期開発 調整池：1,000MW×8 時間 水路、発電所：250MW×2 台用の土木工事、および 250MW×2 台の電気機器 第 2 期開発（第 1 期開発から n 年後に開発） 水路、発電所：250MW×2 台用の土木工事、および 250MW×2 台の電気機器
Case-3 2 段開発	第 1 期開発 調整池：1,000MW×8 時間 水路、発電所：250MW×4 台用の土木工事、および 250MW×2 台の電気機器 第 2 期開発（第 1 期開発から n 年後に開発） 発電所：250MW×2 台の電気機器
Case-4 1 段開発	調整池：1,000MW×8 時間 水路、発電所：250MW×4 台用の土木工事、および 250MW×4 台の電気機器

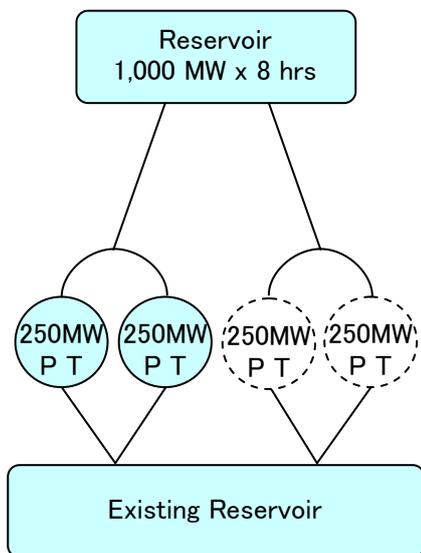
Case 1



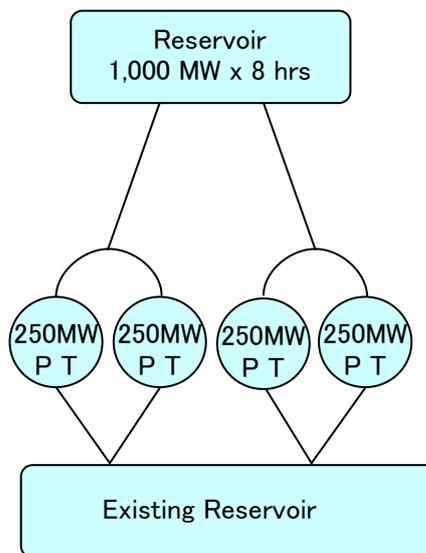
Case 2



Case 3



Case 4



(凡例) :

- PT : 水車・発電機器、実線は開発、点線は後年度に開発
- Reservoir : 上部調整池、実線は開発、点線は後年度に開発
- Existing Reservoir : 既設貯水池を下部調整池として使用する条件

図 18-7 開発方式の例

第18章の参考文献

- [1] Lam Ta Khong Pumped Storage Development Project, JICA, 1991

第 19 章

土木構造物および電気機器の設計

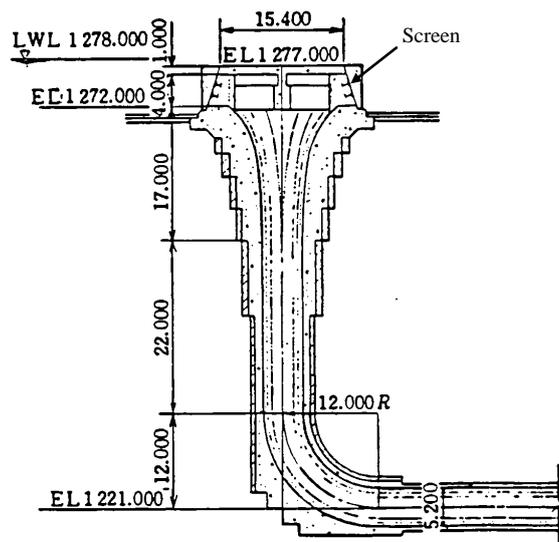


図 19-4 揚水発電所のモーニンググローリ型取水口の例

(3) 導水路

揚水発電所の導水路の設計は一般水力と同様であるが、通常は圧力水路として計画する。その設計流速は一般水力よりも大きめに設定することが多い（11.4 参照）。

(4) 水槽（サージタンク）

揚水発電所の水槽は一般水力と同様であるが、通常は圧力式のサージタンクとして計画される（11.5 参照）。

(5) 水圧管路

揚水発電所の水圧管路は一般水力と同様であるが、通常、その設計流速は一般水力よりも大きめに設定することが多い（11.6 参照）。

(6) 発電所基礎

揚水発電所では、揚水時の押し込みヘッドを確保するため、通常、地下発電所として計画される。その設計は一般水力と同様である（11.8 参照）。

(7) 放水路

揚水発電所の放水路は、通常、圧力水路として計画される。その設計は一般水力と同様である。（11.9 章参照）

放水路が長い場合（延長と流速の積が概ね $3,000\text{m}^2/\text{sec}$ 以上の場合）は放水路サージタンクの採用についての検討が必要となる。

19.2 電気設備

19.2.1 ポンプ水車

揚水発電計画地点の取水位置（最大、基準、最低）、放水位置（最大、基準、最低）、発電に使用可能な最大使用水量、上部調整池容量、ピーク継続時間、およびプラント出力（入力）が選定されたならば、これらのケースについて電気機器の概略設計が求められる。以下に、ポンプ水車、発電電動機および電気的な回路の選定について記述する。

(1) 揚水発電方式の分類

揚水発電プラントの主要機器の配置方式として、ポンプと水車をそれぞれ設置する別置式と1台の発電電動機と同軸上にポンプと水車を配置したタンデム式、および1台でポンプと水車の両方の機能を有するポンプ水車と発電電動機を組合せた可逆式がある。図19-5に各方式を図示する。

1) 別置式

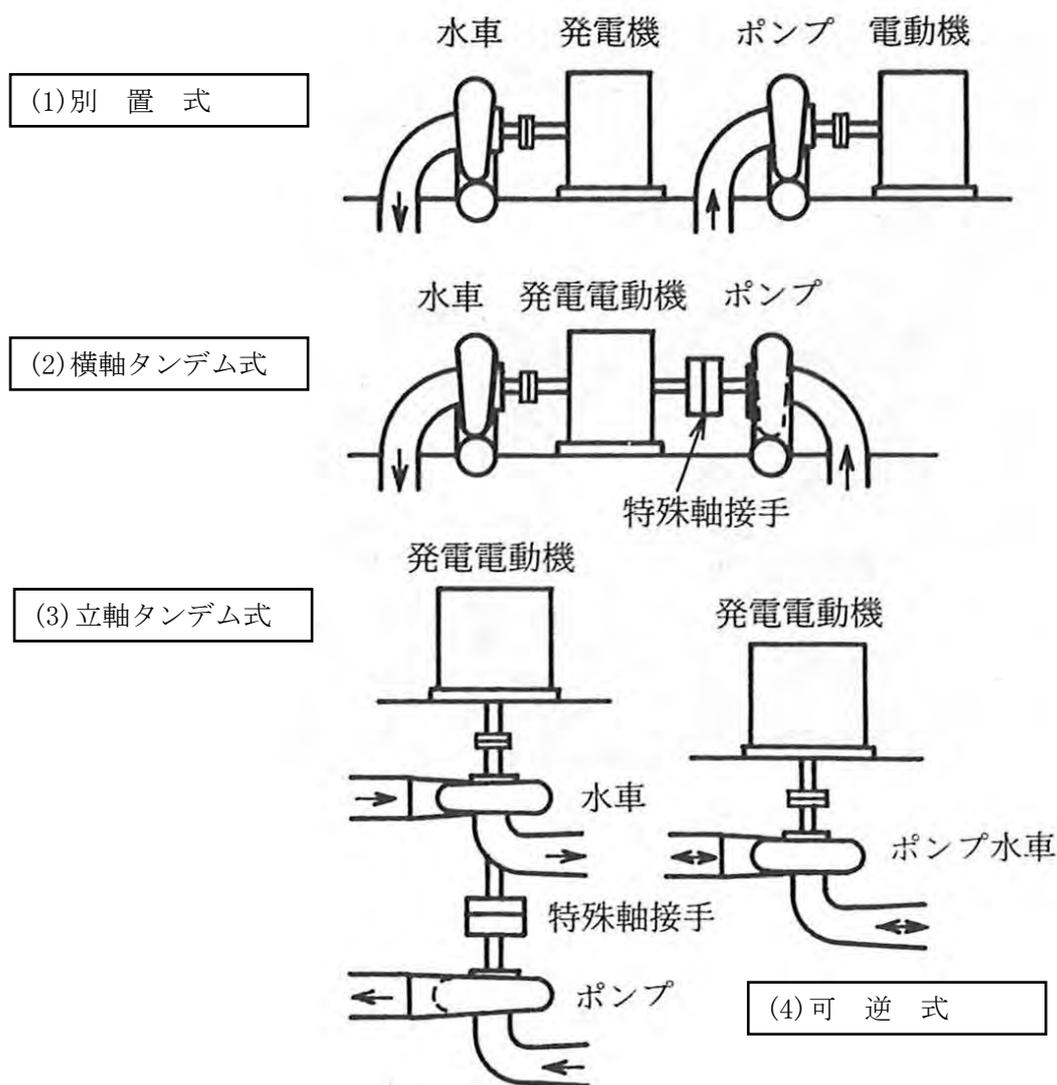
別置式は水車と発電機およびポンプと電動機をそれぞれ別に備えたものであるが、機械および発電所建屋が高価になるため、現在は採用されない。

2) タンデム式

タンデム式は、別置式に対し、電気機械のみ兼用したもので、水車とポンプの回転方向を同じにできる。このため、水車運転と揚水運転の切替が短時間にできることや、水車とポンプを別々に設計し、それぞれ最適条件で運転することができるので、運転効率が高いなどの利点があり、現在でも採用されている。特に、近年の風力発電等の再生可能エネルギーの電力系統への導入比率が大きくなった場合、これらの調整のために、急激な揚水、発電の切替、水車とポンプの同時運転による調整が出来る可能性があり、近年見直されてきている。別置式ほどではないが、機械および発電所建屋が高価なことが欠点である。

3) 可逆式

可逆式は、1台のポンプ水車、発電電動機で水力機械および電気機械として兼用されたものである。水車運転とポンプ運転では、通常回転方向が逆になるので可逆式と言われる。運転特性は、別置式、タンデム式に比べ劣るが、電気工事費および土木工事費が最も小さい方式で経済性が高く、また、保守点検が容易などの利点があり、現在の揚水発電プラントは、立軸大容量のこの方式が採用されている。



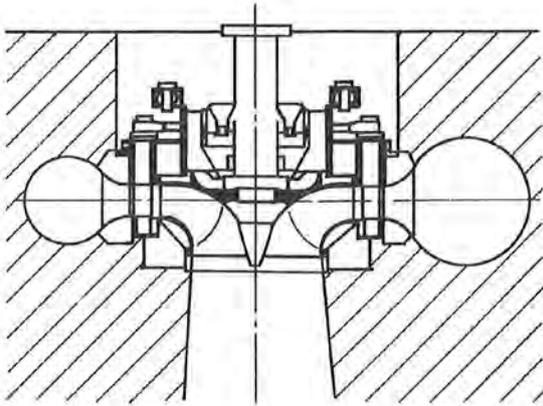
出典：ハイドロタービン

図 19-5 揚水発電の方式

(2) ポンプ水車の分類

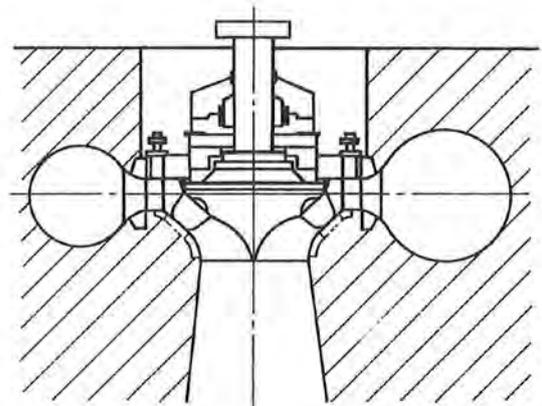
揚水発電の方式のうち、別置式、タンデム式の場合は、主機の特性および構造は、従来の水車またはポンプの延長線上にあり、ポンプ水車としての特殊性は少ない。このため、主に可逆式のポンプ水車について解説する。可逆式ポンプ水車としては、図 19-6 から図 19-8 に示すようにフランシス形、斜流形（デリア形）がある。

また、フランシス形ポンプ水車では、高落差、高揚程化を目的として多段フランシス形ポンプ水車も開発されており、単段フランシス形ポンプ水車の上限 800m 以上の揚水プロジェクトに採用されている。



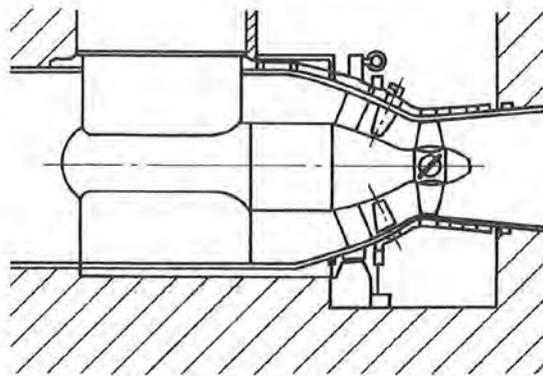
出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 19-6 立軸単段フランシス形ポンプ水車



出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 19-7 立軸単段斜流形ポンプ水車

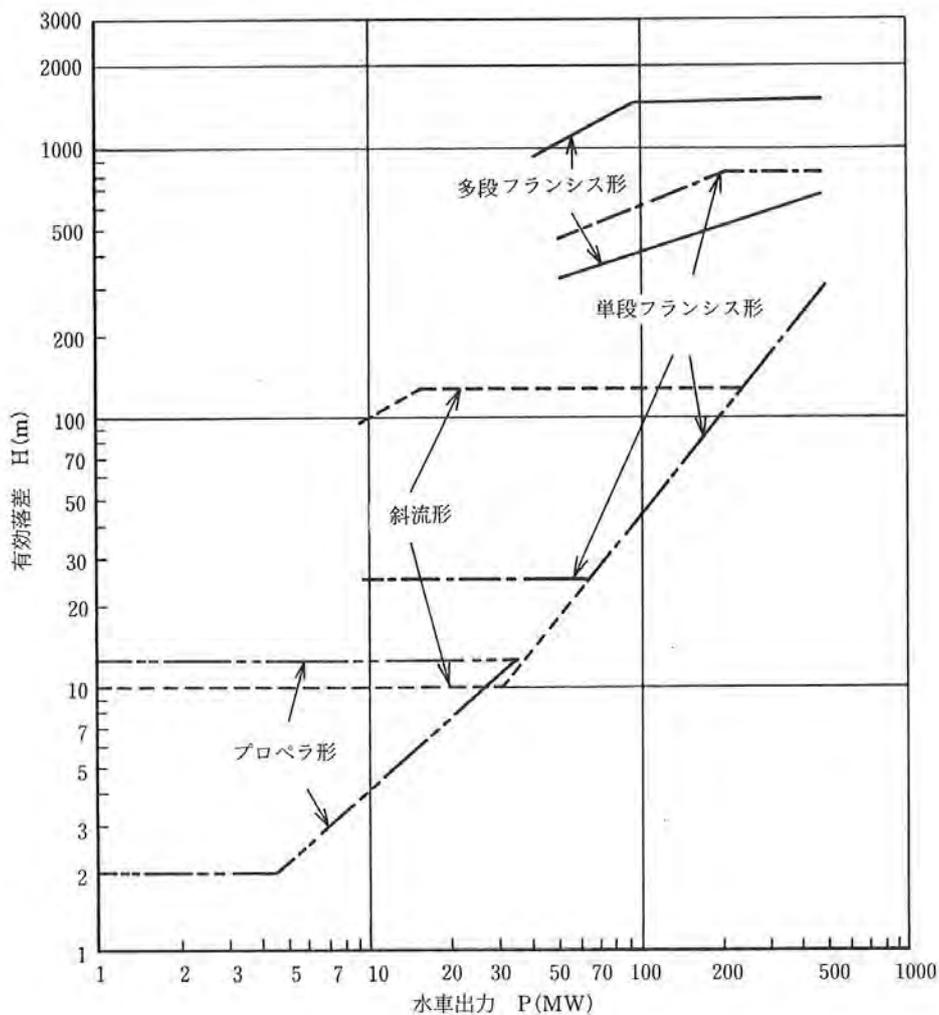


出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 19-8 横軸円筒プロペラ形ポンプ水車

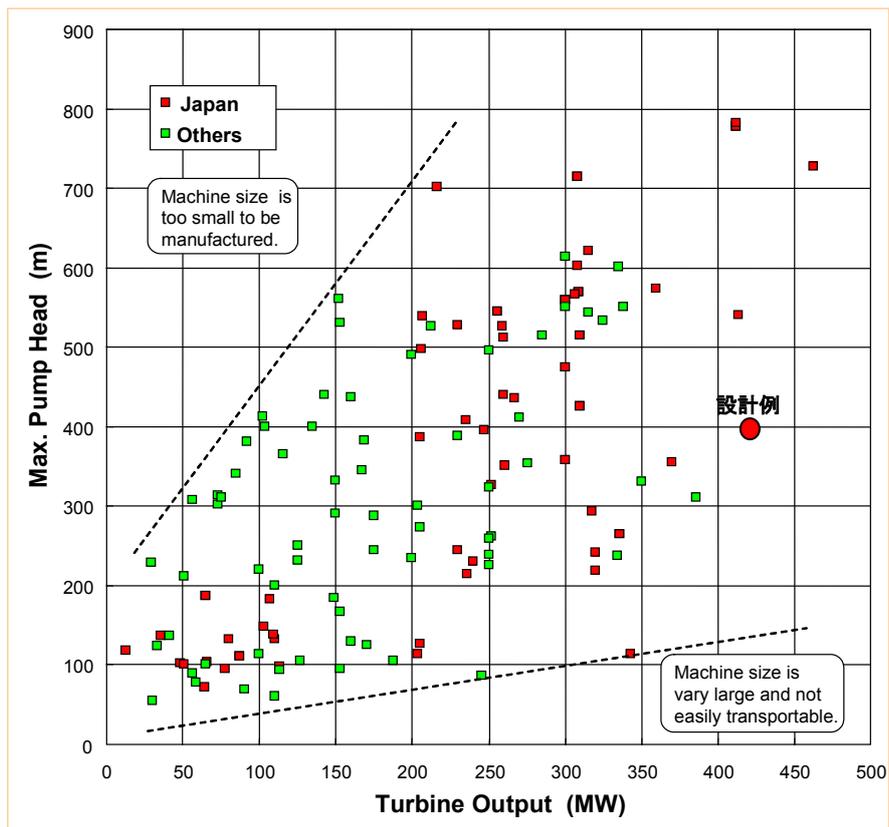
(3) ポンプ水車の選定

ポンプ水車の形式は、水車出力と有効落差から図 19-9 の選定図から選定できる。ただし、ポンプ水車は、製造実績から図 19-10 に示すとおり製造と輸送に関する限界があり、計画地点がこの内側になるように注意を要する。また図 19-11 に揚水発電の高落差化の実績を示す。



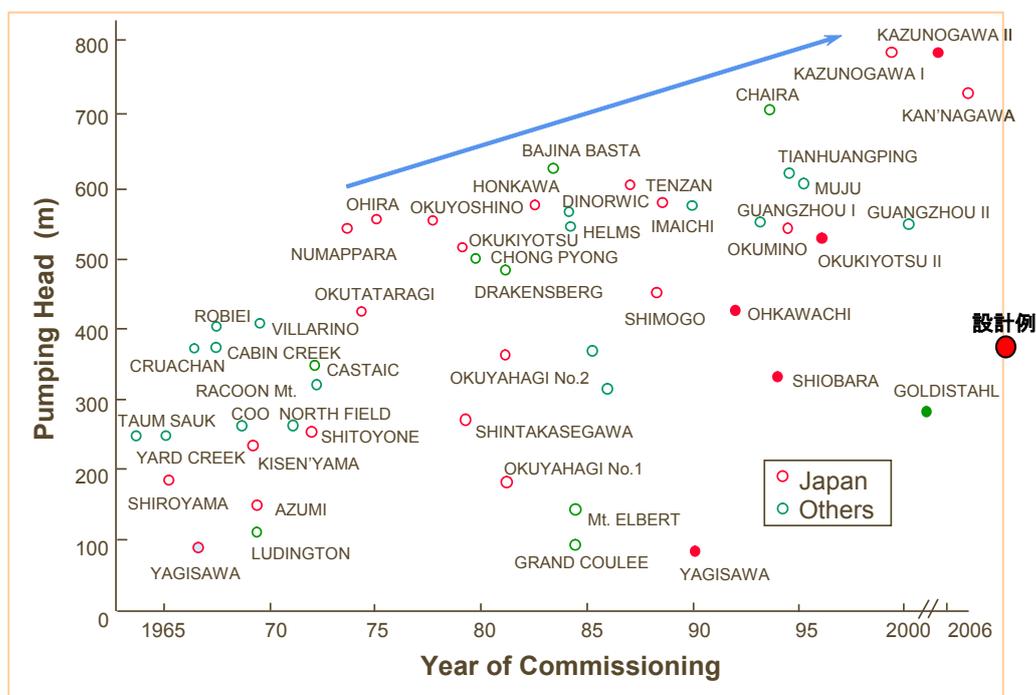
出典：ハイドロタービン

図 19-9 ポンプ水車選定図



出典：Development of Pumped Storage and Its Future Role in Japan for Hydro 2001

図 19-10 フランシス形ポンプ水車製作実績



出典：Development of Pumped Storage and Its Future Role in Japan for Hydro 2001

図 19-11 高落差フランシス形ポンプ水車実績

(4) ポンプ水車の設計

以下に 400m クラス 400MW の可逆式立軸単段フランシス形ポンプ水車の設計例を示す。

表 19-1 設計例諸元

項 目	単 位	計 画 値		
		最高落差時	基準落差時	最低落差時
最大使用水量	m ³ /sec	121		
基準有効落差	m	389.4		
主機台数		2		
周 波 数	Hz	50		
上部調整地		最高落差時	基準落差時	最低落差時
取水位（放水位）	EL. m	515	500	480
下部調整地				
放水位（取水位）	EL. m	98	100	102
水車運転				
有効落差	M	400	389.4	361.5
ポンプ運転				
揚 程	m	424	—	388
最大揚水量	m ³ /sec	—	—	92.3

1) 水車出力の算出

水車出力は、以下の式で算出できる。

$$P_t = 9.8 \times Q_t \times H_t \times \eta_t = 9.8 \times 121 \times 389.4 \times 0.880 \doteq 406,000 \text{ kW}$$

ここに、

- P_t : 定格水車出力
- Q_t : 最大水車使用水量（1台当り）=121m³/sec
- H_t : 基準有効落差=389.4m
- η_t : 水車効率（初期値を 88.0%と想定）

2) ポンプ最大入力 of 算出

ポンプ運転時の最大入力は、以下の式で算出できる。

$$P_p = 9.8 \times Q_p \times H_p \div \eta_p = 9.8 \times 92.3 \times 388 \div 0.910 \doteq 385,000 \text{ kW}$$

ここに、

- P_p : 最大ポンプ入力
- Q_p : 最大ポンプ揚水量=92.3m³/sec
- H_p : 最小全揚程=388m
- η_p : ポンプ効率（初期値を 91.0%と想定）

3) 回転速度の算定

定格回転速度は、水車と同様に限界比速度 n_{sp1lim} を下式により算出する。

$$n_{sp\lim} = \frac{12,500}{H_p + 80} + 13$$

$$N = n_{sp} \times H_p^{3/4} / Q_p^{1/2}$$

$$N = 120 \times f / P_o$$

ここに、

n_{splim} : ポンプ水車限界比速度 (m-m³/sec)

H_p : 最低揚程時=388 (m)

N : 定格回転速度 (min⁻¹)

Q_p : 最大ポンプ揚水量=91.2 (m³/sec)

f : 系統周波数=50 (Hz)

$$n_{sp\lim} = \frac{12,500}{H_p + 80} + 13 = \frac{12,500}{388 + 80} + 13 = 39.7 \text{ m} - \text{m}^3 / \text{s}$$

$$N = n_{sp\lim} \times H_p^{3/4} / Q_p^{1/2} = n_{sp\lim} \times 388^{3/4} / 91.2^{1/2} = 365$$

標準回転速度の表より、375 (min⁻¹) を選定する。

4) ポンプ水車の効率推定

プラントの出力の算定、経済性評価のために、ポンプ水車の効率を推定する必要がある。効率の算定は、工場における水車ランナのφ500mm程度の相似な模型を使用した模型試験によって IEC、JIS 等の規格に準拠して精密に測定される。計画段階では、類似の模型試験データから計画地点のポンプ水車の性能を算定する。ポンプ水車のポンプ特性は、水車と異なり流量に対する比速度で表される。ポンプの流量比速度を示す式を以下に示す。

$$nsq = \frac{n \times Q_p^{1/2}}{H_p^{3/4}} = 41.2 \text{ (m} - \text{m}^3 / \text{sec)}$$

ここに、

nsq : 流量比速度定格 (m-m³/sec)

Q_p : 揚水量 (1台当り) =91.2 (m³/sec)

H_p : 揚程=389.4 (m)

従って当該計画のポンプ水車の流量比速度は、41.2m-m³/sec であり、モデル流量比速度 41.3m-m³/sec 程度の類似の模型データを用いて推定される。推定例を図 19-12 と図 19-13 に示す。

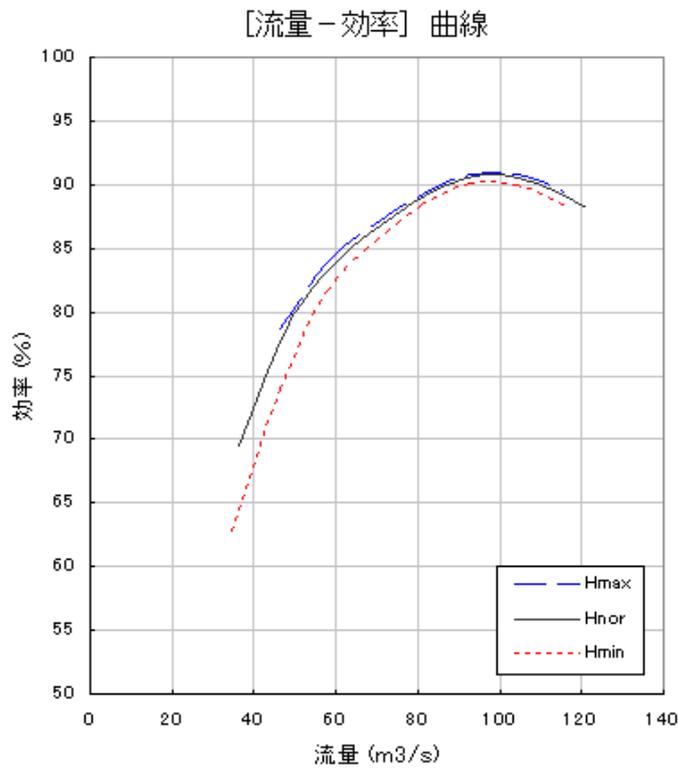


図 19-12 ポンプ水車の水車流量－効率曲線

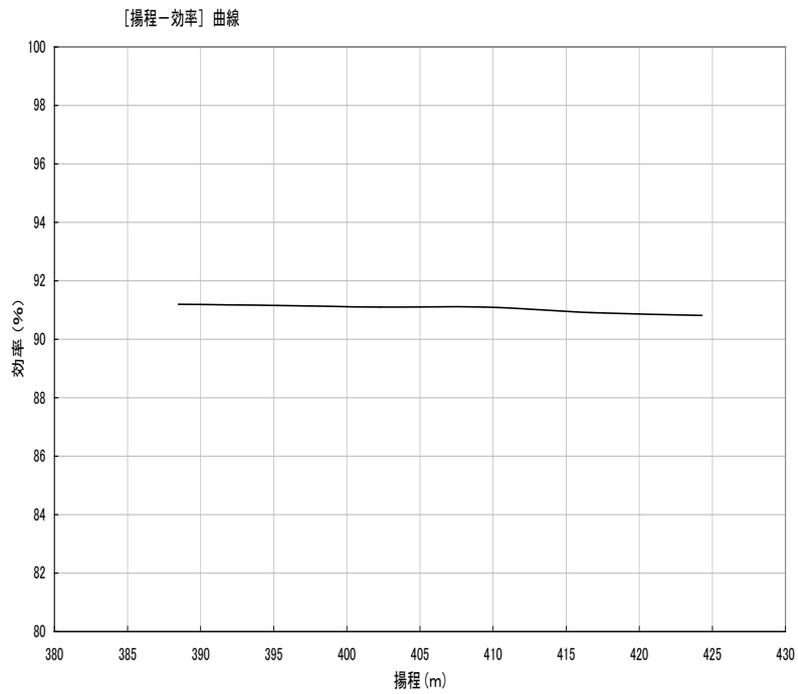


図 19-13 ポンプ水車のポンプ揚程－効率曲線

与えられた効率値で再度、水車出力とポンプ最大入力の再計算を行う。表 19-2 に設計結果を示す。

表 19-2 設計結果

項目	単位	計画値		
最大使用水量	m ³ /sec	121		
基準有効落差	m	389.4		
主機台数		2		
周波数	Hz	50		
回転速度	min ⁻¹	375		
上部調整地		最高落差時	基準落差時	最低落差時
取水位（放水位）	EL. m	515	500	480
下部調整地				
放水位（取水位）	EL. m	98	100	102
水車運転				
有効落差	M	400	389.4	361.5
出力	MW	407	407	362
効率	%	89.4	88.2	88.3
ポンプ運転				
揚程	m	424	—	388
最大揚水量	m ³ /sec	77.0	—	92.3
ポンプ入力	MW	352	—	385
ポンプ効率	%	90.8	—	91.2

5) ポンプ水車の吸出し高さ

水車と同様にポンプ水車についても吸出し高さを算定し、水車の据付け位置を求める。

吸出し高さは、ポンプのキャビテーション係数の次式により以下のとおり算出される。

$$H_s = H_a - H_v - NPSH - H_{loss} + d = 10.41 - 0.323 - 72.928 - 2 + 1.3 \div -63.541$$

ここに、

H_s : 吸出し高さ (m)

H_a : 大気圧に相当する圧力水頭 (EL. -66m) = 10.41 (m)

H_v : 水の飽和蒸気圧 (25°C) = 0.323 (m)

$NPSH$: 有効吸込みヘッド $\sigma_p \times H = 0.172 \times 424 = 72.928$ (m)

σ_p : プラントキャビテーション係数 = 0.172 (製作者経験値)

H : 最大全揚程 = 424 (m)

H_{loss} : 放水路損失水頭 = 2 (m)

d : ランナ指定位置と水車中心間寸法 = 1.3 (m)

と想定

上記より計算された必要吸出し高さ、下部調整池低水位 EL. 98m から、ポンプ水車中心の据付位置は EL. 34.459≒EL.34m となる。

(5) 入口弁およびポンプ水車関連装置

入口弁および水車関連設備は、基本的に水車と同様である。可逆式単段および2段フランシス形ポンプ水車では、始動時に水車内部に高圧の空気を供給し、水車内部の水位を下げて始動させるため、水面押下げ用のコンプレッサ、空気タンクが必要となる。ポンプが定格回転まで始動後、水車内部の高圧空気を排水ピットに排気するため、排水ピットの容量設計時には、排気時に放出される水量も考慮しなくてはならない。

可逆式のポンプ水車、発電電動機では、両方向に回転させるため、スラストの油膜を予め作成するために、スラスト軸受に高圧の油圧を供給するオイルリフタが設備される。

19.2.2 発電電動機

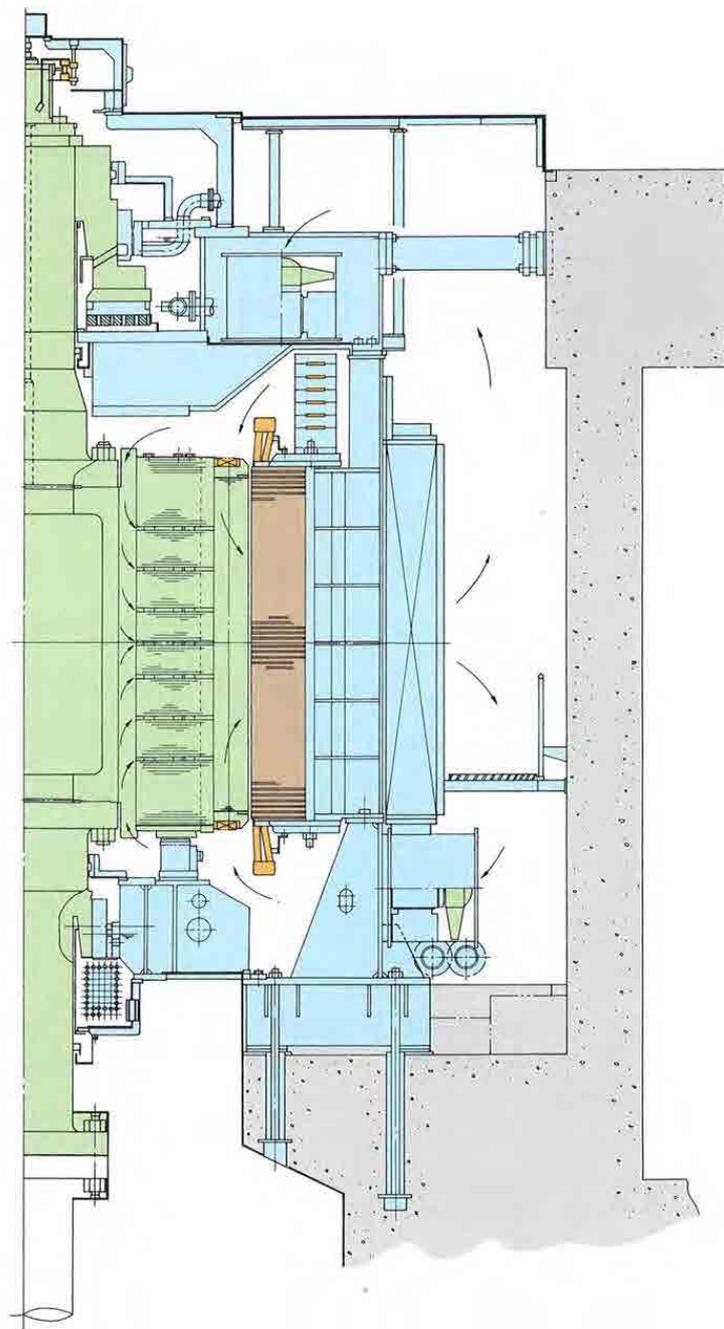
(1) 発電電動機の種類と構造

発電電動機の種類、水車の発電機の種類、分類に準じる。発電電動機は以下の点で水車用の発電機と異なる。

- 揚水発電にあたって同期電動機としての働きをする。
- 可逆回転機であるため各軸受は両方向の回転に対して同じ特性を持つ。
- 冷却方式も両方向の回転に対して同じ特性を持つ。
- ピーク負荷用の発電機より更に過酷なヒートサイクルに耐える。
- 頻繁な始動、停止およびポンプ運転時における強い振動に耐える。

構造的な特徴としては固定子を回転部の垂直荷重、磁気的外力のほかポンプ水車で発生する加振力による水平方向の力に耐えるよう十分な強度と剛性を備える、また回転子も高速大容量化によって周速も高くなるので、強固な構造とする必要がある。軸受も高速大容量化に伴い軸受荷重の増大、また逆方向回転スラスト軸受等種々の工夫がなされている。発電電動機の組立て断面図を図 19-14 に示す。

従来の大容量発電機の通風冷却方式は、回転子に取付けたファンによる自己通風方式が主流であったが、発電電動機では、両方向に回転するため、可逆回転用として無効性遠心ファンとしていた。しかし、発電電動機が大容量、高速度化を志向したため、鉄芯長が長くなり鉄心中心部まで均等な通風冷却が困難になり、別置の電動ファンによる強制通風方式やリムダクト通風方式が採用されている。発電電動機の通風冷却方式を図 19-15 に示す。



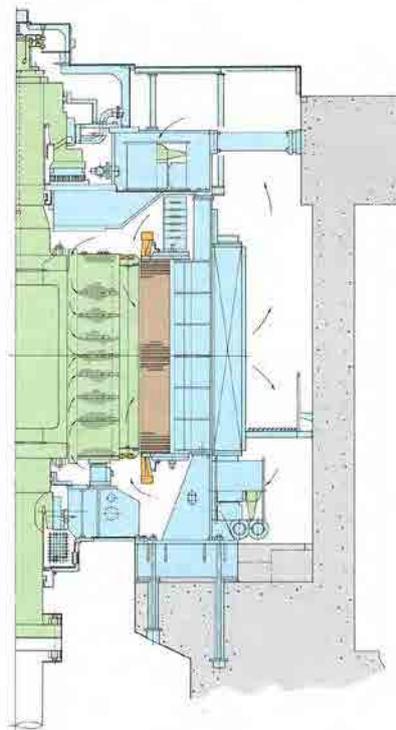
出典：東芝カタログ HYDRO GENERATORS

図 19-14 発電電動機組立構造図



自己通風方式

強制通風方式



リムダクト通風方式

出典：東芝カタログ HYDRO GENERATORS

図 19-15 発電電動機の通風冷却方式

(2) 発電電動機的设计

発電電動機と水車の発電機とは、概略設計においては大きな差異はない。電動機側の最大容量と発電機側の最大容量のどちらか大きいほうが、発電電動機の容量となる。従って、発電電動機容量と発電機容量が大きく異ならないように力率も含めて設定する。以下にポンプ水車と同様に設計例を示す。

揚水発電用の発電電動機としては、500MVA の揚水発電プラント用の発電電動機（東京電力神流川揚水発電所）の製作実績がある。また、回転速度では、現在の高比速度ポンプ水車に組合せられる、発電電動機が 600min^{-1} （九州電力小丸川揚水発電所）まで製作実績がある。

揚水発電所として、運転時の電圧調整能力も期待されるため、系統の運用幅により定格力率が設定される。設計例では、発電運転時 0.90、揚水運転時 0.95 を採用する。励磁方式は静止形（サイリスタ）励磁方式とし、その電源は発電機回路に接続された励磁用変圧器から受ける。冷却装置は水冷熱交換器型とし、固定子外周に取り付けた水冷空気冷却器により冷却される。

1) 発電機定格出力

発電機の定格出力は次の式に基づき算出される。

$$P_g = P_t \times \eta_g / P_{fg} = 407,000 \times 0.983 / 0.9 \doteq 444,000 \text{ kVA}$$

ここに、

- P_g : 定格発電機出力 (kVA)
- P_t : 定格水車出力 = 407,000 (kW)
- η_g : 発電機効率 (98.3%と想定)
- P_{fg} : 定格力率 90%遅れとする。

2) 電動機最大入力

電動機の最大入力は次の式に基づき算出される。

$$P_m = P_p / \eta_m \times P_{fm} = 385,000 / 0.985 \doteq 391,000 \text{ kW}$$

ここに、

- P_m : 最大電動機入力 (kW)
- P_p : 最大ポンプ入力 = 385,000 (kW)
- η_m : 電動機効率 (98.5%と想定)

また、電動機最大入力は以下のとおりとなる。

$$P_i = P_m / P_{fm} = 385,000 / 0.95 \doteq 412,000 \text{ kVA}$$

ここに、

- P_i : 最大電動機入力 (kVA)
- P_{fm} : 力率 95%とする。

3) 定格電圧、電流

発電電動機の定格電圧の選定、定格電流の算出は、水車用の発電機に準じ、設計例では定格電圧が16.5 (kV)、定格電流が14,416 (A) となる。

4) 励磁装置

大容量の水力発電所の励磁装置に準じる。揚水発電所の励磁装置には、高速な電圧制御が可能なサイリスタ励磁方式が採用される。一般的に発電時には、自動電圧調整器 (Automatic Voltage Regulator : AVR) 運転が行われ、揚水運転時は、自動力率調整器 (Automatic Power Factor Regulator : APFR) による一定力率運転が行われる。

19.2.3 変圧器

揚水発電所の変圧器の分類、主要変圧器の分類は、大規模水力発電所のものに準ずる。ただし、主要変圧器は、揚水発電所がポンプ水車の据付高さの関係から地下発電所となることから、送電線用のガス絶縁開閉装置とともに地下に設置される例が多い。このため主要変圧器としては、送油水冷方式が採用される例が多い。変圧器の結線も地下発電所への搬入を考慮して単相変圧器3台の組合せ、特別三相変圧器、および2台の変圧器を組合せた特別三相6分割形変圧器の採用例が多い。

揚水発電所の主要変圧器の容量は、水力発電所の接続する発電機の定格出力と同じ容量とするのではなく、発電機出力と同容量もしくは、電動機出力に所内変圧器容量を加えた容量のどちらか大きい値が採用される。

所内変圧器についても、大規模水力発電所に準ずるが、揚水発電所の系統上の重要度から、所内変圧器、所内母線、開閉機器を含めて2重化される例もある。

19.2.4 主回路接続方法および電気設備

(1) 主回路接続方法

揚水発電所の主回路結線は、発電電動機の容量および台数、送電線回線数および引出し方式、後述する揚水始動方式、発電所スペースなどの制約条件、所内電源の受電方法および配電線の有無、変圧器および開閉器の経済性と輸送条件、内部事故による停電範囲、故障修理および運転保守の安全性・容易性等について考慮し、発電所の信頼性、経済性および技術面から総合的に判断して決定する。以下に揚水発電所の主回路の結線例を示す。

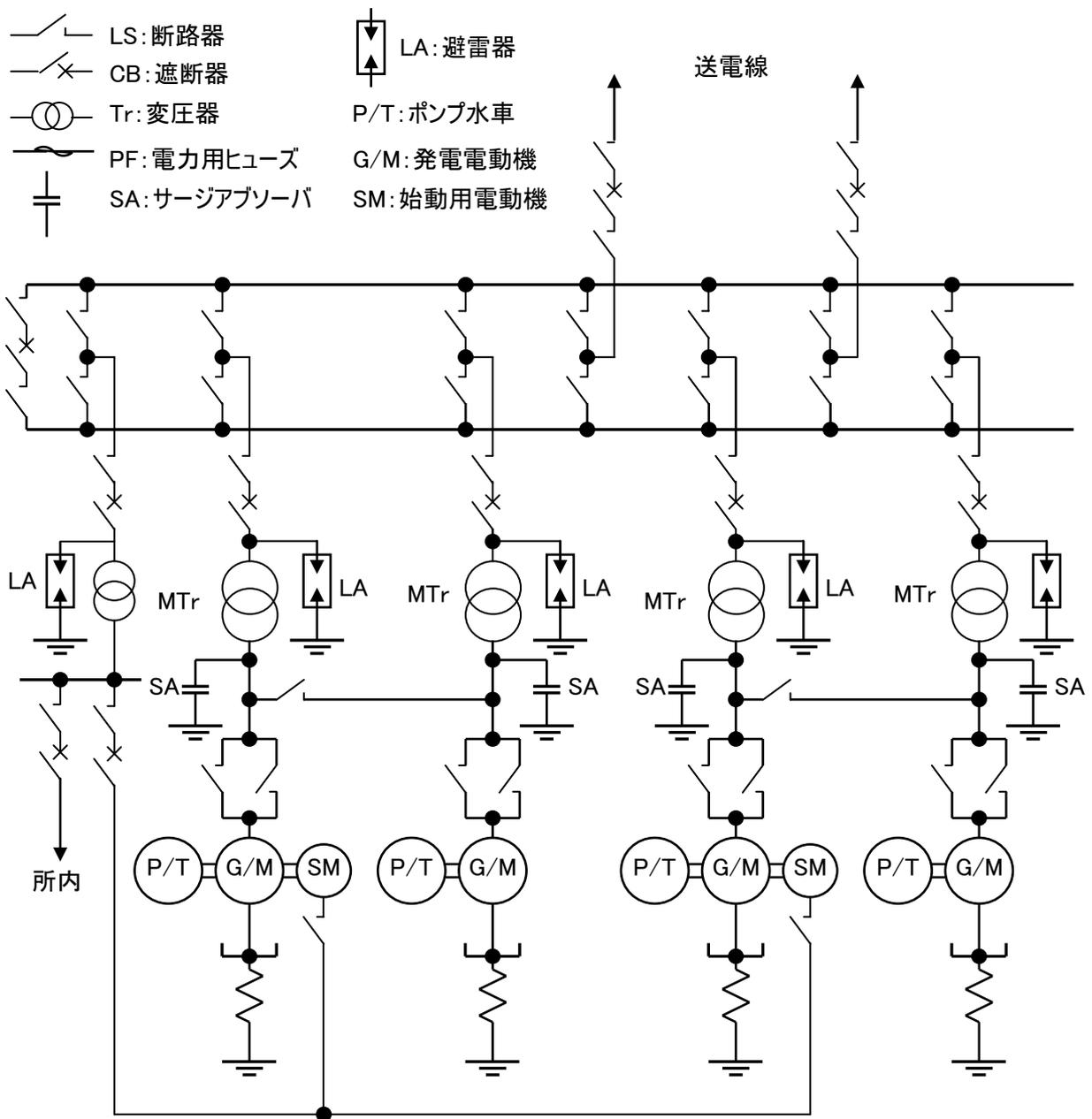


図 19-16 高圧同期方式の揚水発電所の主回路結線（同期始動、始動用電動機方式）

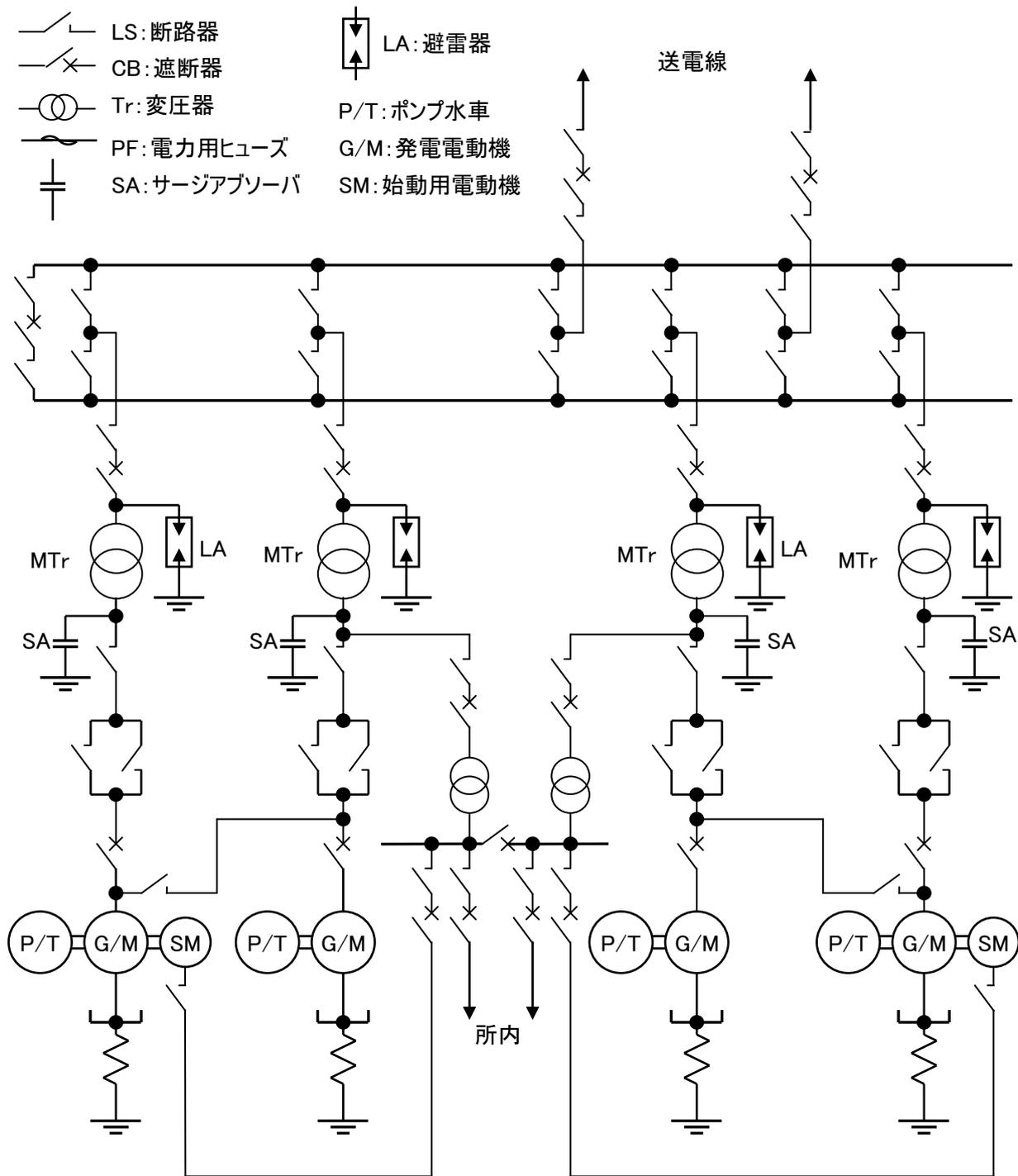


図 19-17 低圧同期方式の揚水発電所の主回路結線（同期始動、始動用電動機方式）

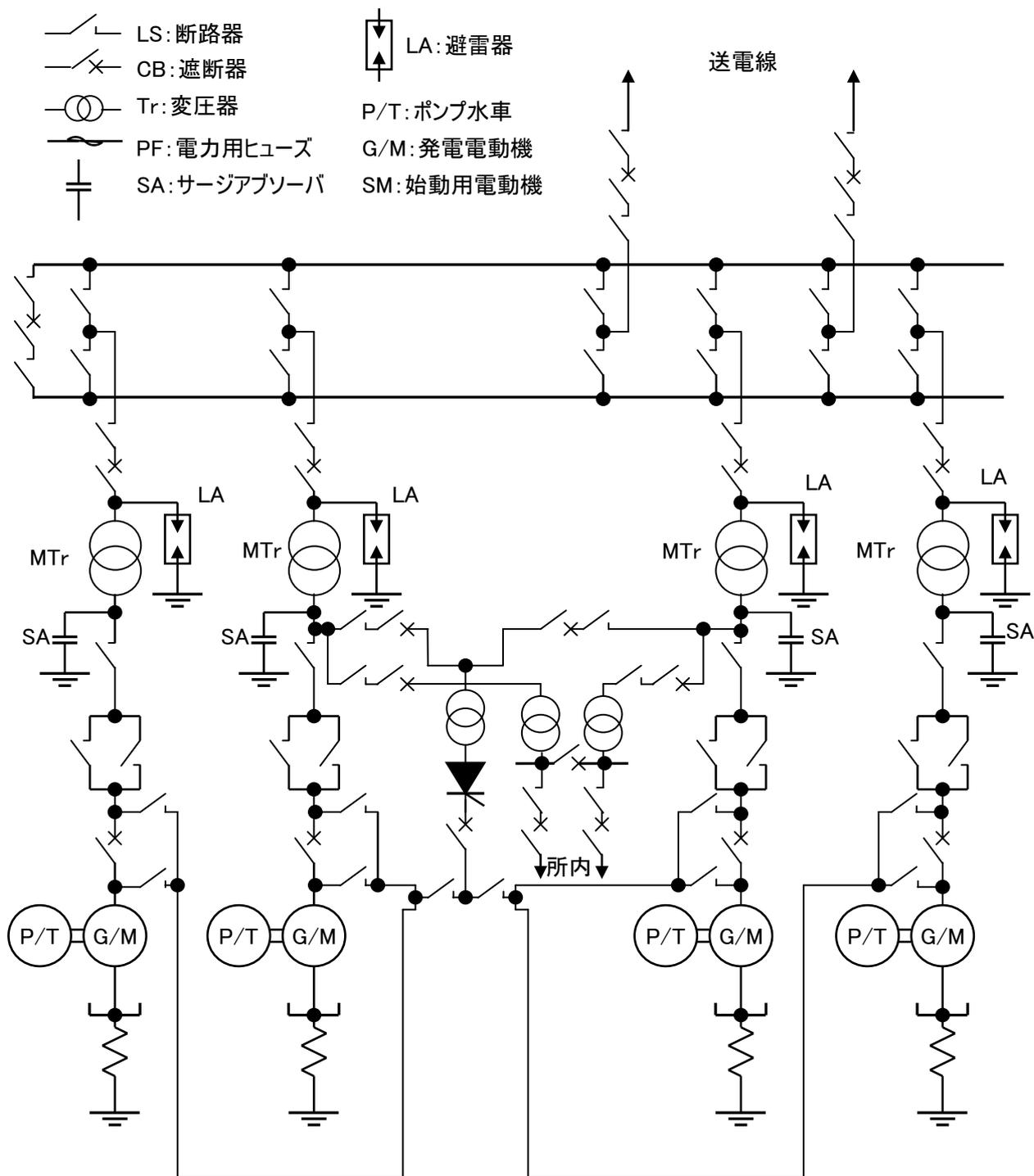


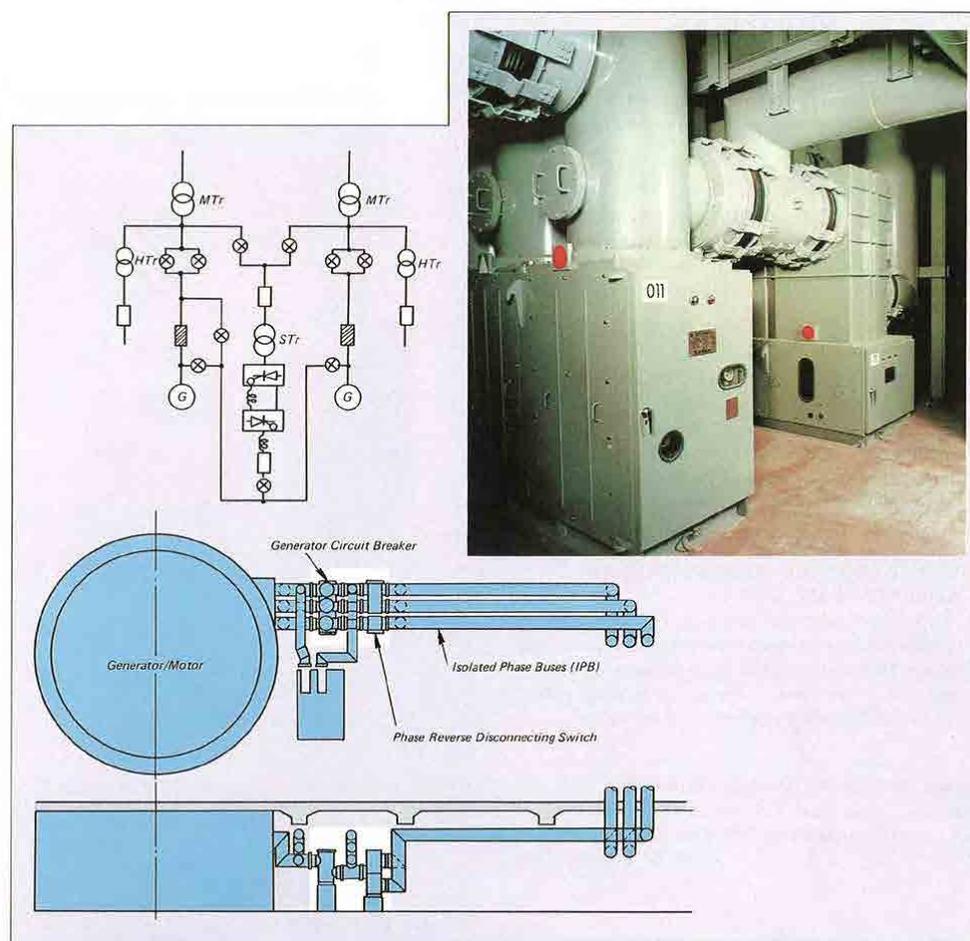
図 19-18 低圧同期方式の揚水発電所の主回路結線（同期始動、サイリスタ始動方式）

19.2.5 揚水発電所の電気設備

基本的に大容量の水力発電設備に準じる。可逆式揚水発電プラントでは、発電時と揚水時に発電電動機の相回転を切替える相反転断路器の設置が必要となる。加えて最近の揚水発電所では、発電と揚水運転切替の時間を短くするために、大容量の発電電動機には電気ブレーキが設備されている。

近年は、低圧大電流の遮断器が開発され、従来まで高電圧側で発電電動機を系統への同期並入を行う高圧同期方式が適用されていたが、低圧側での同期並入を行う低圧同期方式が主流となっている。低圧同期方式とすることで、所内変圧器および始動用変圧器を低圧側に接続でき、コストダウンと所内回路、始動回路の簡素化が可能となった。電気ブレーキ、相反転断路器、低圧用の遮断器をパッケージ化したGMCS (Generator Main Circuit Switchgears) も開発されている。GMCSの例を図19-19に示す。

揚水発電所は、系統運用上重要な発電所のため、停電時の保安電源の確保およびブラックスタートを行うための非常用発電設備が設置される例が多い。非常用発電設備としては、小水車発電機、ディーゼル発電機、小容量のガスタービンなどが採用される。



出典：日立製作所カタログ Generator Main Circuit Switching Equipment

図 19-19 GMCS (Generator Main Circuit Switchgears)

19.2.6 揚水の始動方式

揚水運転開始時には、発電電動機を電動機として始動し、系統に並列後同期電動機としてポンプを始動する。始動に要するエネルギーを小さくするために、ポンプ水車流路内部に圧縮空気を充気し、内部の水面を押下げ、ポンプ水車の羽根車を空転可能な状態とし、以下のいずれかで発電電動機を電動機として始動する。表19-3にポンプ・電動機の始動方式を示す。

表 19-3 揚水発電所のポンプ・電動機始動方式

方式	手法	特長
(a) 半電圧始動方式	発電機回転子のダンパ巻き線を利用し、かご型誘導期として始動する。	系統側に誘導機としての並列時のショックが大きく大容量の電動機の始動には適さない
(b) 同機始動方式	2 台の発電機と電動機を静止状態で直結し、片側を水車発電機として起動することで、同期力を利用して発電電動機を始動する。	最後の 1 台は自身で始動する別の装置が必要。
(c) 直結電動機方式 (ポニーモータ方式)	発電電動機と同軸上に始動用の直結誘導電動機を設備し、この電動機で発電電動機を始動する。	始動用電動機、始動用変圧器、速度制御用の液体抵抗器などの補助設備が必要となる。
(d) サイリスタ始動方式	サイリスタ始動装置（周波数変換装置）を設備し、低周波から規定周波数までを発電電動機に印加し、始動する。	複数台のポンプ水車、発電電動機が設備されている場合、順次始動することで有効に利用できる。ユニット数が少ない場合はコストアップとなる。

19.2.7 可変速揚水発電システム

(1) 可変速システムの概要

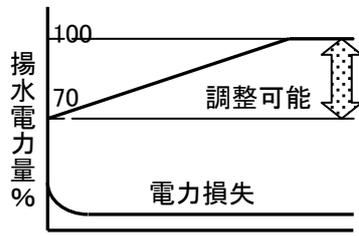
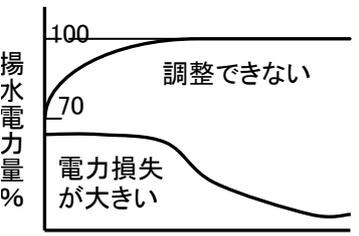
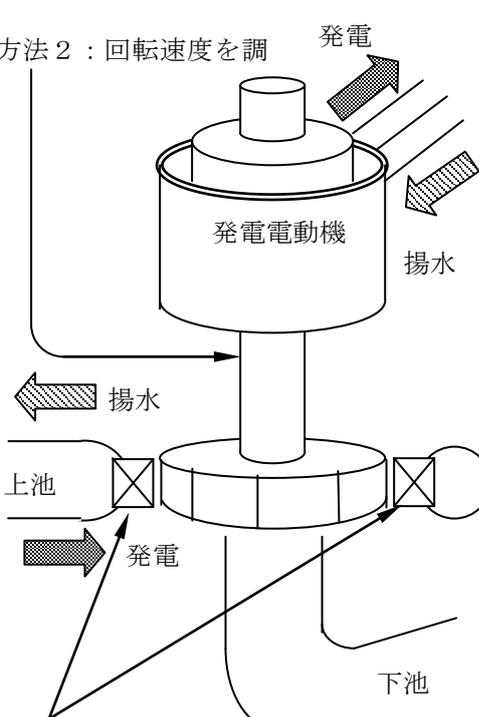
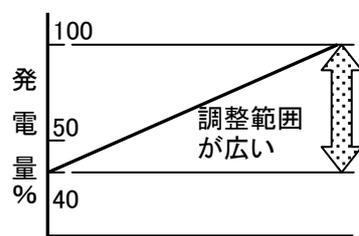
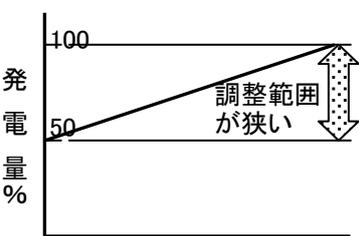
可変速揚水発電システムは、夜間の揚水入力（揚水に使用する電力）を、系統周波数の変化に合わせて変化させることを目標として計画された。揚水発電所において揚水入力を調整する方法としては、以下が考えられる。

- ポンプ水車のガイドベーンを調整（開閉）する。
- ポンプ水車の回転速度を変える。

しかし、表 19-4 に示すように、従来のポンプ水車を駆動している直流励磁方式の同期発電電動機では、回転速度は周波数と回転子の極数で決定されるため、回転速度は変化させることはできない。揚水入力を変化させるために、ガイドベーンを開閉することになるが、実際は電力損失や振動が大きく運転は継続できない。奥清津第二揚水発電所 2 号機および沖縄や

んばる海水揚水発電所では、GTO 二次励磁方式の可変速システムを採用しており、回転速度とガイドベーンの開閉を併用し、揚水電力の調整を可能としている。また、発電運転においても、回転速度を変化させて最適運転点を選ぶことが可能となり、出力の調整範囲を広げることがも可能となった。

表 19-4 可変速揚水発電所と従来の揚水発電所の比較

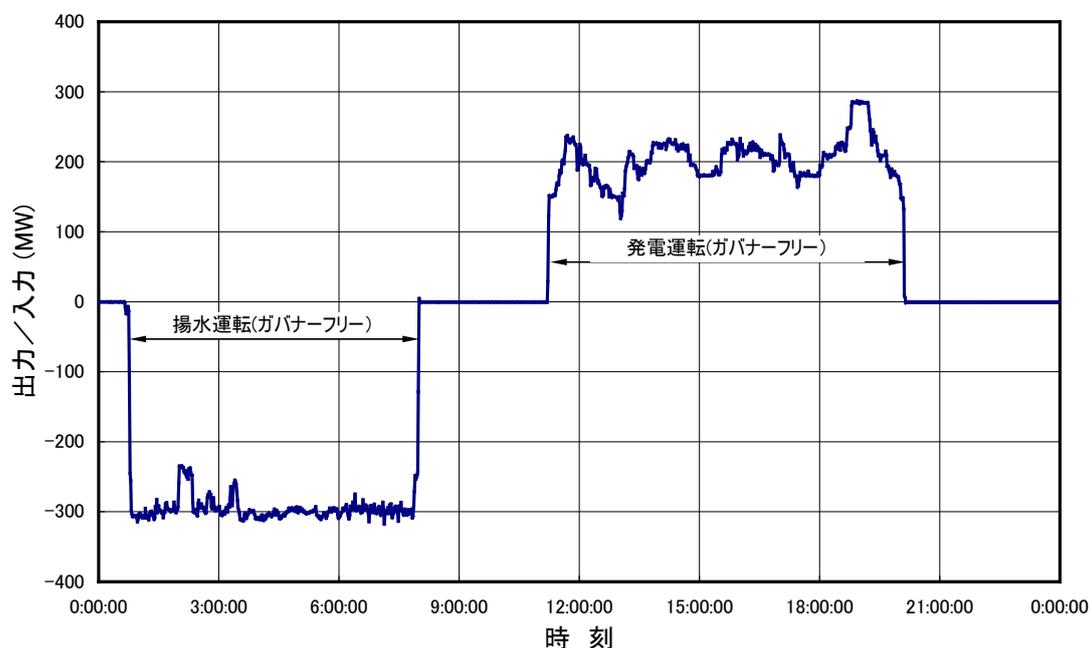
	海水揚水	従来の揚水発電所	揚水電力の調整方法
揚水	<p>回転速度を変えることにより電力損失も小さく、スムーズに調整できる。</p>  <p>調整可能</p> <p>電力損失</p> <p>閉 ← ガイドベーン → 開 小 ← 回転速度 → 大</p>	<p>ガイドベーンの開閉によるため電力損失や機械振動が大きくなり運転が続けられない。</p>  <p>調整できない</p> <p>電力損失が大きい</p> <p>閉 ← ガイドベーン → 開</p>	 <p>方法 2 : 回転速度を調</p> <p>方法 1 : ガイドベーンを開閉</p>
発電	 <p>調整範囲が広い</p> <p>閉 ← ガイドベーン → 開 小 ← 回転速度 → 大</p>	 <p>調整範囲が狭い</p> <p>閉 ← ガイドベーン → 開</p>	

揚水発電において回転速度を可変することで具体的に次のメリットを得ることが期待できる。

- 揚水運転時に入力調整ができ、ガバナフリー運転ができる。
- 揚水始動時の入力変化を緩和できる。
- 揚水停止時の遮断入力を低減できる。
- 発電運転時に高効率運転ができる。
- 部分負荷運転領域を拡大できる。
- 高速制御で発電電動機を同期させるため、系統安定度の向上に寄与できる。

揚水運転時のガバナフリーの例を図 19-20 に、揚水始動時および揚水停止時の入力変化軽減

の例を図 19-21 と図 19-22 に示す。



出典：奥清津第二発電所 2号機（2010年8月16日）

図 19-20 可変速揚水発電プラントのガバナフリー運転例

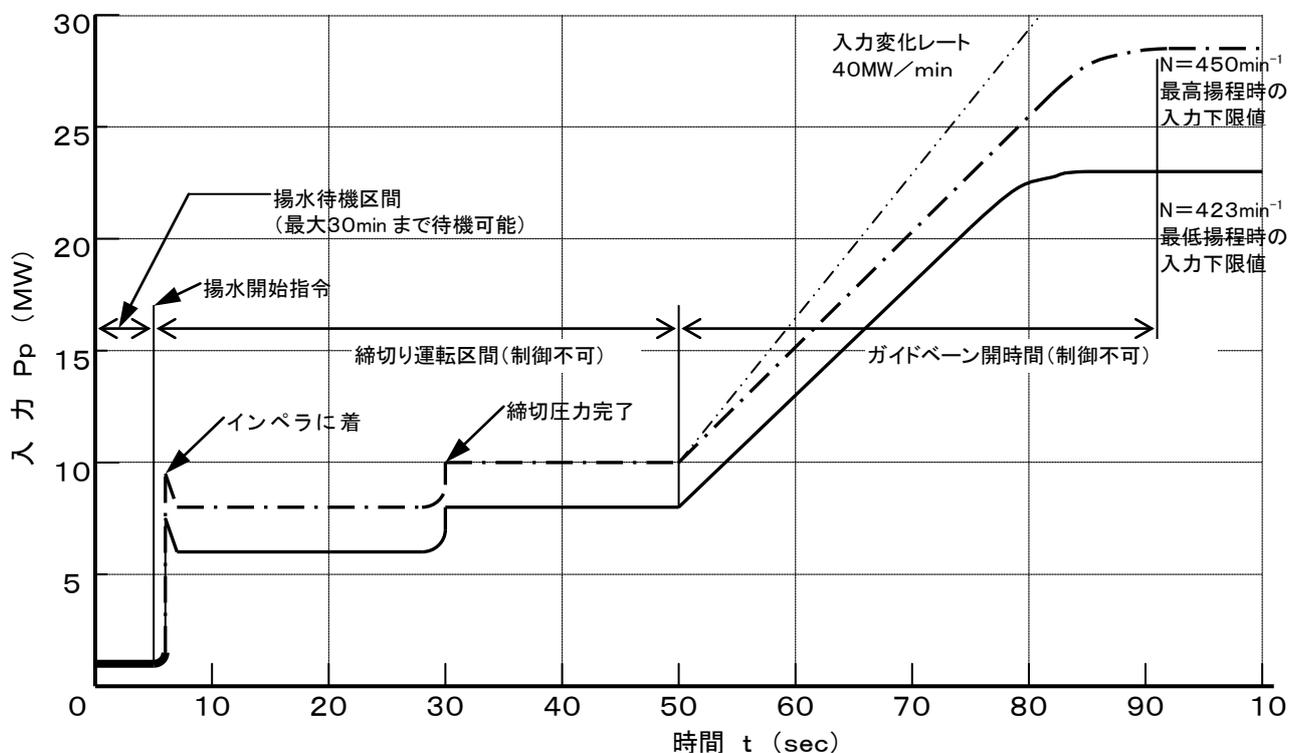


図 19-21 可変速揚水発電プラント（沖縄海水揚水）の揚水始動時の入力変化

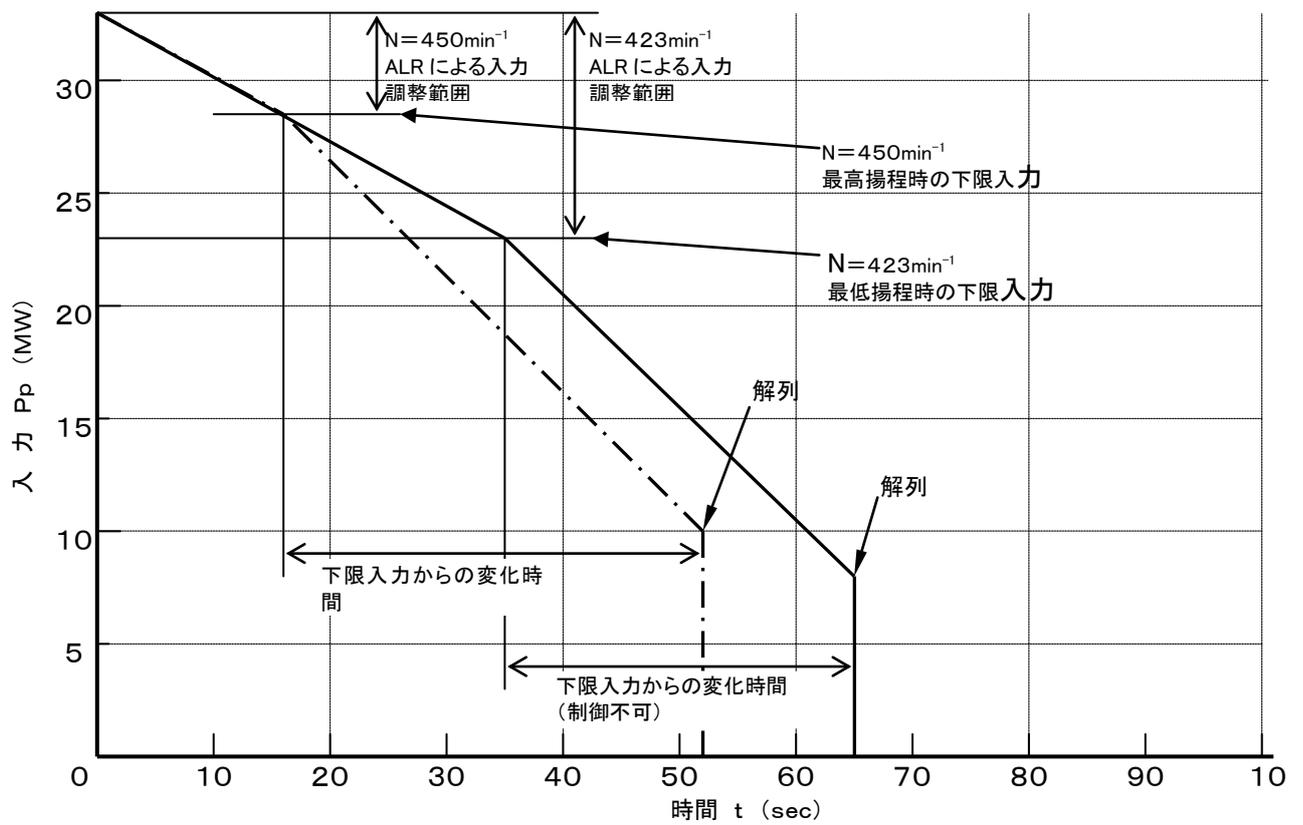
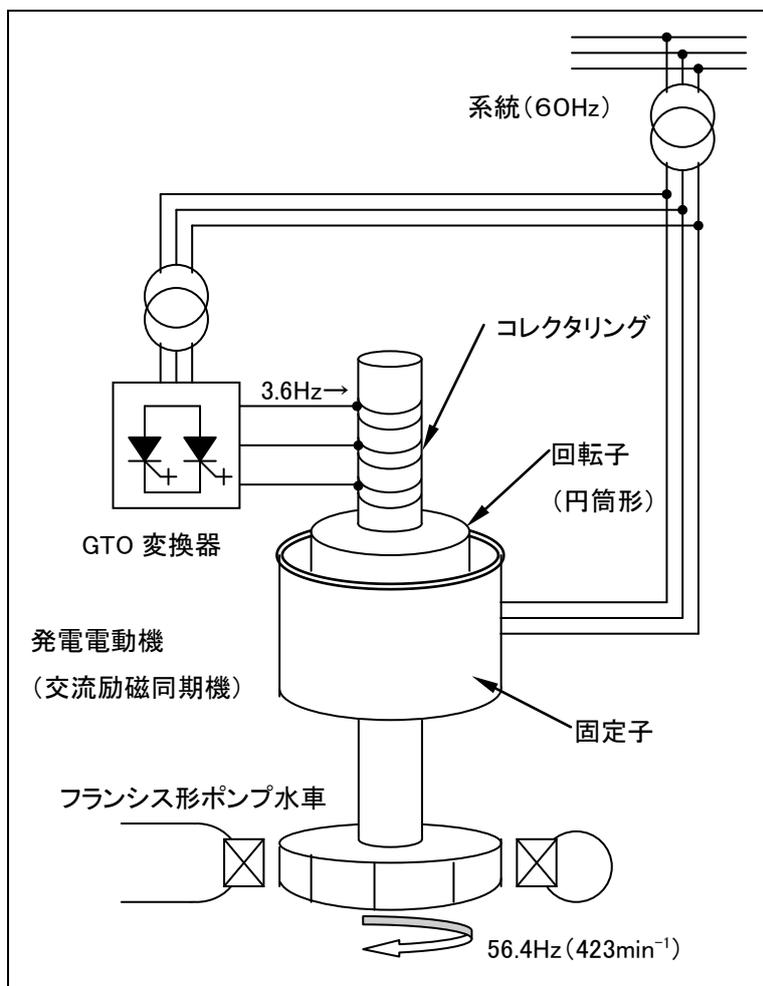


図 19-22 可変速揚水発電プラント（沖縄海水揚水）の揚水停止時の入力変化

(2) 交流二次励磁方式の可変速システムの原理

可変速システムにおいては、ポンプ水車の回転速度が変化した場合でも、発電電動機は系統の周波数に同期するように励磁する必要がある。交流二次励磁方式はこのような運転を可能にする励磁方式で、CYC（サイクロコンバータ）方式もしくは、INV-CON方式（インバータコンバータ方式）の変換器子を採用した二次励磁システムが採用されている。



系統周波数 60Hz で定格回転速度 450min⁻¹の例を示す。ポンプ水車が回転速度 n で回転しているとすると、発電電動機の極数 P の回転子を励磁周波数 $\pm f_E$ で励磁した場合、回転子上には

$$\pm n_E = \pm 2f_E \times 60 / P$$

の回転磁界が発生し、固定子から見た回転磁界速度 $N = n \pm n_E$ となる。従来までの同期発電電動機では、回転子を直流で励磁していることから $n_E = 0$ となり、水車の回転速度は系統の周波数で決定される回転速度 N_0 で運転されている。

これに対して、可変速運転においては、ポンプ水車の回転速度 n に応じて、 $n_E = N_0 - n$ に相当する低周波数で回転子を交流励磁して、系統との同期を保つことになる。

図 19-23 電力系統との連系運転 -6%可変時 (423min⁻¹)

可変速機のポンプ水車が同期速度から、6%の速度を減じた運転を実施したとすると周波数、回転速度および励磁周波数の関係は、以下のとおりとなる。

$$\text{系統と同期する周波数 } (N_0) = \text{回転速度 } (n) + \text{励磁周波数 } (n_E)$$

$$60\text{Hz} = 56.4\text{Hz} + 3.6\text{Hz}$$

$$450\text{min}^{-1} = 423\text{min}^{-1} + 27\text{min}^{-1}$$

可変速システムと従来までの揚水発電システムの比較を表 19-5 と図 19-24 に示す。

表 19-5 可変速システムと従来の揚水システムの比較

	可変速揚水プラント	従来の揚水発電所
構成	<p>コレクタリ</p> <p>-3.6 ~+3.6Hz</p> <p>二次励磁変換器</p> <p>発電電動機 (交流励磁同期機)</p> <p>固定子</p> <p>フランシス形ポンプ水</p>	<p>コレクタリング</p> <p>直流</p> <p>整流器</p> <p>発電電動機 (直流励磁同期機)</p> <p>固定子</p> <p>フランシス形ポンプ水車</p>
固定子電流	三相交流 60Hz	三相交流 60Hz
回転子電流	三相交流 -3.6~+3.6Hz	直流 (0Hz)
回転速度	$60\text{Hz} - 3.6\text{Hz} \rightarrow 423\text{min}^{-1}$ $60\text{Hz} + 3.6\text{Hz} \rightarrow 477\text{min}^{-1}$	450min^{-1} (一定)
励磁装置	CYC もしくは INV-CON	整流器
ガバナフリー	揚水運転時、発電運転時可能	発電運転時のみ
ALR 運転	〃	〃
AFC 運転	〃	〃
部分負荷	高効率運転装置により 40%程度まで拡大	50%程度まで
揚水始動	揚水最低運転入力まで急変を軽減可能 (30%) 励磁装置を始動装置として使用可能	適正運転点まで急変 サイリスタスタータ、ポニーモータ等の始動装置が必要
系統故障	<ul style="list-style-type: none"> ・系統故障時に安定度改善に寄与 ・回転子が円筒形のため、二次励磁装置に流入故障電流による過電圧保護回路が必要 	<ul style="list-style-type: none"> ・系統故障時に安定度改善は期待できない。 ・回転子が凸極形のため励磁装置は故障電流の影響を受けない。
コスト	交流励磁装置および回転子が高価	—

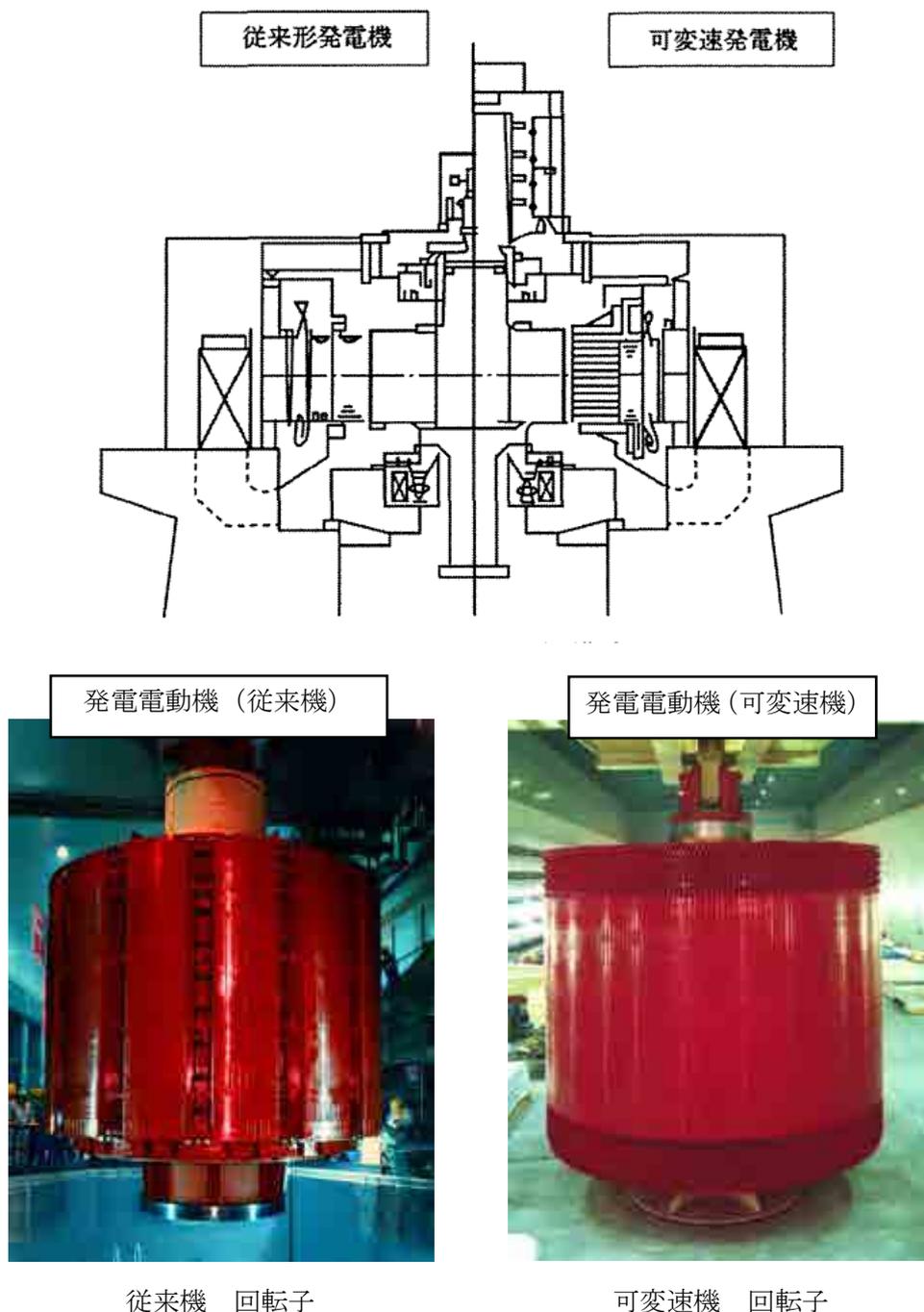


図 19-24 従来機と可変速機の発電電動機の構造比較

(3) 交流二次励磁装置の概要

現在、可変速揚水発電において実用化されている代表的な可変速システムとして、回路構成を図 19-25 および図 19-26 に示すサイクロコンバータ方式と INV-CON 方式の二つがある。以下に両方式の特質について述べる。また、運転を開始している可変速揚水発電所を表 19-7 に示す。

1) 無効電力

サイクロコンバータ方式は、出力1相分につき変換器1台が動作することから、合計3台の変換器が並列に運転するため、大きな無効電力を必要とする。無効電力は励磁出力容量の1.7～1.8倍が必要となるため、発電電動機よりこの無効電力を供給せざるを得ず、発電電動機の容量を定格以上としなくてはならない。しかし、INV-CON方式では、コンバータにおいて力率を1.0に制御することが可能なため発電電動機から無効電力を供給する必要がなく、発電電動機容量がサイクロコンバータ方式に比較して小さくできる。

2) 信頼性

サイクロコンバータの主要な部分は、サイリスタ変換器技術である。サイリスタ技術は、300MWクラスの交・直変換器が製作され20年近くの運転実績があり、信頼性の面では問題無い技術と言える。サイクロコンバータ方式による可変速揚水システムについても、八木沢揚水発電所（80MW：東京電力）、大河内揚水発電所（300MW：関西電力）、塩原揚水発電所（300MW：東京電力）、ゴルディシュタール揚水発電所（300MW：ドイツ）および小丸川揚水発電所4、1号機（300MW：九州電力）がある。

INV-CON方式については、開発当初は、GTO素子が適用されていた。GTO素子の歴史はサイリスタほど長くはないが、電車等の速度制御、製鉄所圧延機のモータ制御においては、GTO素子が採用されるのが主流であった。近年、改良された素子として、GCT素子、大容量かつ高電圧のIGBT素子も開発されており、2世代目のシステムに採用され始めている。可変速揚水においても、すでに高見揚水発電所（100MW：北海道電力）、奥清津第二揚水発電所（300MW：電源開発）、沖縄やんばる海水揚水発電所（30MW：電源開発）、アベス揚水発電所（185MW：スロベニア）および小丸川揚水発電所3号機（300MW：九州電力）が運転を開始しており、良好な運転実績を上げつつある。現時点においては両方式とも十分な信頼性を有すると考えられる。

3) 系統擾乱における運転

サイクロコンバータは、サイリスタ変換器により60Hzもしくは50Hzの交流系統電源から直接変換し、スベリに相当する数Hzの交流励磁電源を発電電動機二次巻線に供給する方式である。このため、系統故障時などの系統電圧変動とりわけ電圧低下に対しては、制御目標値を出力することが難しくなる。また、系統故障時には、故障電流が発電電動機から供給され、このため二次巻線から変換器側に過渡直流分を含んだ電流が流入しようとするが、サイクロコンバータは、故障電流を流すことができないため、電圧クリップによる抑制、OVPSによる過電圧保護、もしくは変換器による電流打ち消し制御（日立特許）が必要となる。OVPSを動作させると、リセットまでの数百msec間は変換器を停止させることになり、可変速機による系統故障時の安定度改善効果が小さくなる。

一方、INV-CON方式はコンバータ（順変換器）とインバータ（逆変換器）の間に結合コンデンサを設け、これを電源として、スベリ相当の数Hzの交流励磁電源を発電電動機二次巻線に供給する方式である。サイクロコンバータと異なり、交流系統電源を直接の電源としていないため、結合コンデンサが一種の蓄積電源と考えられるので、短時間の系統電圧変動

そのものが、インバータ動作に影響を与えることがない。また、系統故障時には、故障電流が発電電動機から供給され、このため二次巻線から変換器側に過渡直流分を含んだ電流がフライホイールダイオードを通じ直流回路に流入する。至近端故障でなければ、チョッパによる直流電圧抑制、インバータの再起動制御などの制御により、最小時間の変換器停止で制御が可能であり、系統故障時に安定度の改善に寄与できる範囲が大きい。

4) 高調波フィルタの設計

12相サイクロコンバータは、交流電源側に $12n \pm 1$ 次の高調波電流が流出し、加えてこの高調波近傍に側帯波も発生する。このため、フィルタの設定においては、この側帯波も考慮する必要があり、複設計においては複雑な検討が必要となる。

一方、INV-CON方式はPWM周波数に相当する高調波電圧しか発生しないため、フィルタ設計がサイクロコンバータに比較して容易になる。奥清津第二揚水発電所2号機のような大容量のものでは、インバータの結線をNPC方式にすることで、倍周波の高調波を発生することになり、いっそう有利であり、同プラントでは、高調波シミュレーションの結果からフィルタを省略している。沖縄やんばる海水揚水発電所では高調波シミュレーションを実施し、 $4n$ と $10n$ の高調波フィルタを主要変圧器低圧側に設置し、プラント端で総合電圧歪1%をクリアしている。

5) 装置スペース

サイクロコンバータの変換器は、概略（出力×すべり×2（力率0.5）：インバータ）の容量が必要で、従来の直流励磁装置と比べて相当大きな容量となり、設置スペースが問題となる。一方INV-CON方式においては、本プロジェクトの比率では、ほぼサイクロコンバータと同等であるが、電源変圧器を含めると設置スペースは小さくなる。

6) 沖縄やんばる海水揚水発電所での比較

沖縄やんばる海水揚水発電所で採用される30MWクラスの交流励磁システムにINV-CON方式とサイクロコンバータ方式を適用したケースについて比較すると表19-6のとおりとなる。

制御性能は両方式とも同等に優れているが、機器設置スペース、総合損失がINV-CON方式のほうが優れていること、および、変換器の力率1.0制御が可能なことから、発電電動機本体の容量が、サイクロコンバータ方式より小さくできることから、総合的に有利と判断し、沖縄やんばる海水揚水発電所では、INV-CON方式を採用した。

表 19-6 INV-CON 方式とサイクロコンバータ方式の比較

項 目	INV-CON 方式	サイクロコンバータ方式
定 格	GTO インバータ：3.96MVA-915V-2,500A GTO コンバータ：2.8MVA-860V-1,880A	7.45MVA-1,520V-2,830V
設置スペース	100（INV-CON 方式を 100 とする。）	120
二次回路損失	100（INV-CON 方式を 100 とする。）	140
発電所端電圧歪率	約 1.0%（フィルタ容量 6.5MVA）	約 0.5%（フィルタ容量 7.5MVA）
素 子 数	GTO 素子 30 個、ダイオード 30 個	サイリスタ 72 個
制 御 性	P、Q 独立制御性、高速応答性とも優れている。	P、Q 独立制御性、高速応答性とも優れている。
発電電動機容量	小さい	大きい
系統不平衡故障時の応動	GB 期間が短い	GB 期間が長い

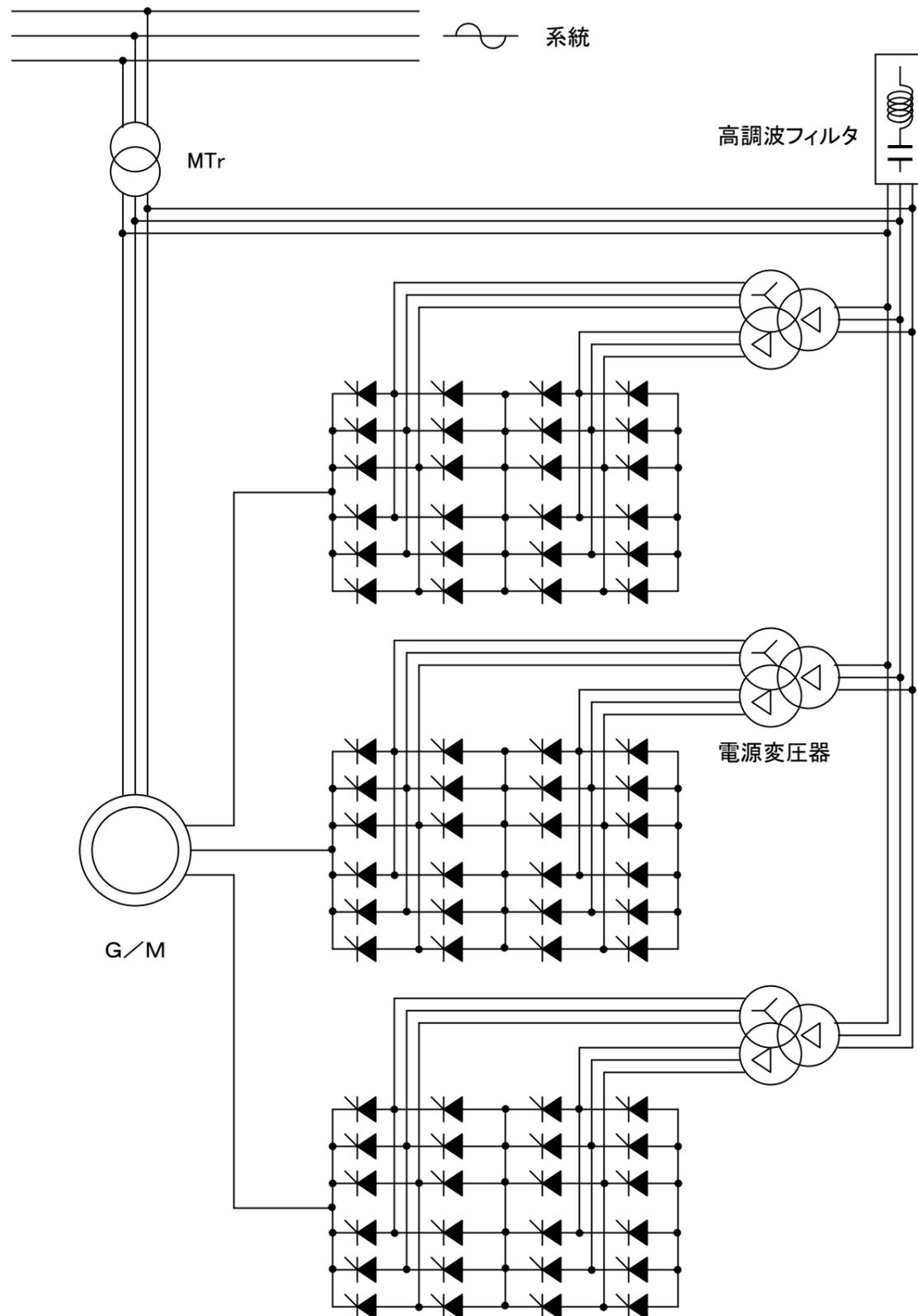


図 19-25 サイクロコンバータ可変速システム

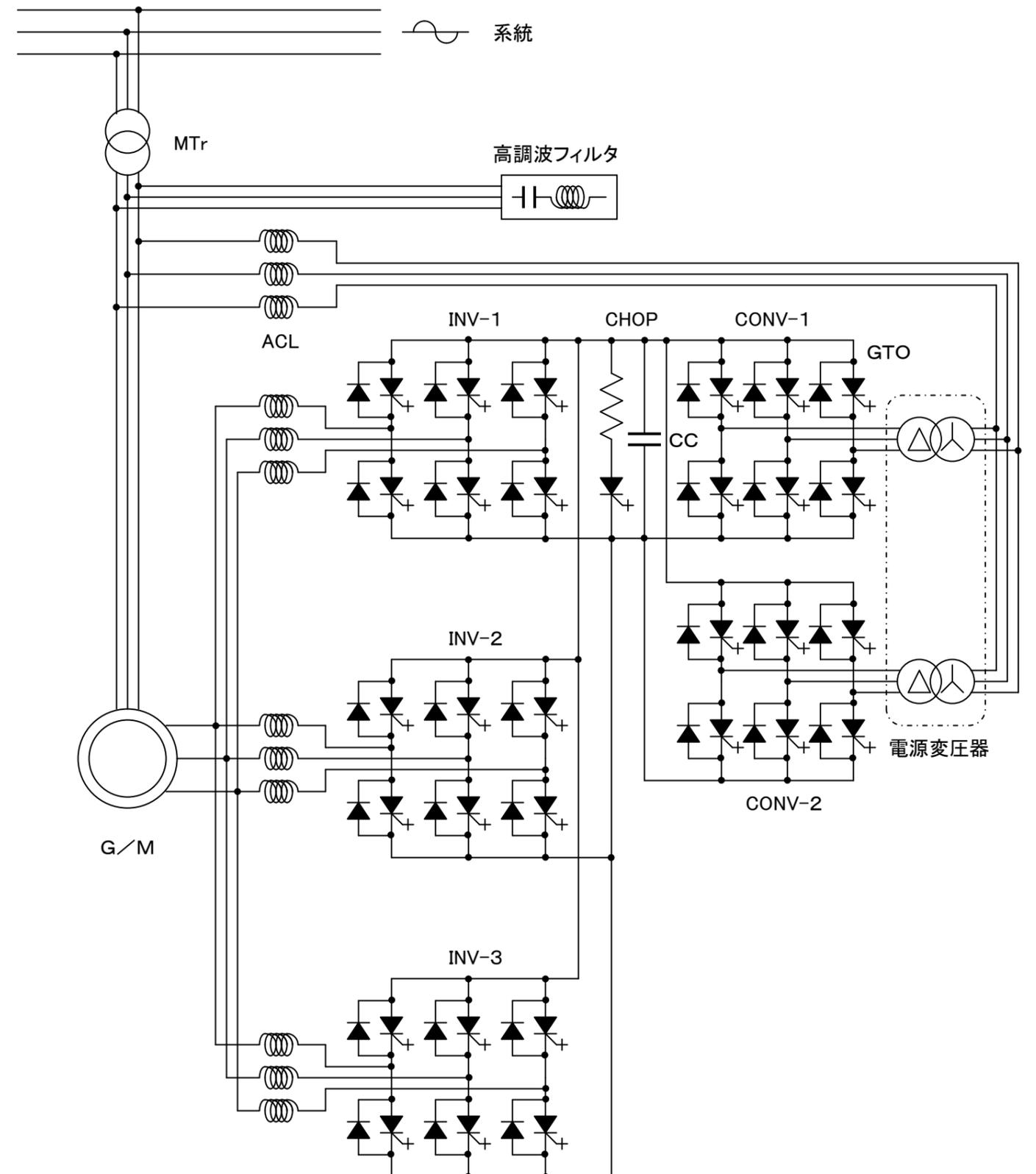


図 19-26 INV-CON (GTO 素子) 可変速システム

表 19-7 可変速揚水発電所一覧

No.	発電所名	発電機出力 MVA/MW	回転数 min ⁻¹	制御方式	所有者	製造者	運開年	国名
	既設							
1	矢木沢 2 号機	85/82	130-156	CYC	東京電力	東芝	1990	日本
2	高見 2 号機	105/140	208-254	INV-CON	北海道電力	三菱重工/三菱電機	1993	日本
3	大河内 4 号機	395/388	330-390	CYC	関西電力	日立	1993	日本
4	大河内 3 号機	395/388	330-390	CYC	関西電力	日立	1995	日本
5	塩原 3 号機	333.3/341	345-405	CYC	東京電力	日立/東芝	1995	日本
6	奥清津第二 2 号機	345/340	407-450	INV-CON	J-POWER	東芝	1996	日本
7	沖縄やんばる海水揚水	31.5/31.8	423-477	INV-CON	J-POWER	東芝	1999	日本
8	Goldisthal (2 台)	331/330	300-345	CYC	Vattenfall	VOITH/ANDRITZ	2002	ドイツ
9	小丸川 4 号機	345/330	576-624	CYC	九州電力	日立	2007	日本
10	小丸川 3 号機	340/330	576-624	INV-CON	九州電力	三菱重工/三菱電機	2008	日本
11	小丸川 1 号機	345/330	576-624	CYC	九州電力	日立	2010	日本
12	AVCE(1 台)	195/185.3	576-626	INV-CON	SENG	三菱重工/三菱電機	2010	スロベニア
	建設中							
13	小丸川 2 号機	340/330	576-624	INV-CON	九州電力	三菱重工/三菱電機	2011	日本
14	奥多々良木 2 号機	設計中	285-315	CYC	関西電力	日立	2013	日本
15	奥多々良木 1 号機	設計中	285-315	CYC	関西電力	日立	2014	日本
16	京極 1 号機	222/230	475-525	INV-CON	北海道電力	東芝	2014	日本
	計画							
17	葛野川 3 号機	475/460	480-520	INV-CON	東京電力		2017 年以降	日本
18	葛野川 4 号機	475/460	480-520	INV-CON	東京電力		2017 年以降	日本
	計画 (続き)							
19	Nant de Drance (4 台)				Alpiq, SBB, FMV	ALSTOM	2016	スイス
20	Limmern (4 台)				Linth-Limmern AG	ALSTOM	2016	スイス
21	Venda Nova 3							ポルトガル
22	Kozjak							スロベニア
23	Kühltai 2							オーストリア

第19章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年
- [2] ハイドロタービン、ターボ機会協会、1991年
- [3] 電気工学ハンドブック、電気学会
- [4] Development of Pumped Storage and Its Future Role in Japan for Hydro, 2001
- [5] HYDRO GENERATORS、東芝カタログ
- [6] Generator Main Circuit Switching Equipment、日立製作所カタログ

第5部

運轉維持管理

目 次

第 20 章	運転維持管理	20-1
20.1	一般.....	20-1
20.2	運転.....	20-1
20.2.1	運転一般.....	20-1
20.2.2	災害時の対策.....	20-2
20.2.3	その他の留意事項.....	20-3
20.3	維持管理.....	20-3
20.3.1	維持管理一般.....	20-3
20.3.2	土木設備.....	20-4
20.3.3	電気設備.....	20-4
20.3.4	予備品.....	20-8

表リスト

表 20-1	土木設備の点検内容.....	20-6
表 20-2	電気設備の点検内容.....	20-7
表 20-3	予備品一般.....	20-8

第 20 章

運轉維持管理

第20章 運転維持管理

20.1 一般

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を使用したものである。

運転維持管理は第19章までに記載した「調査」とは直接関係はしない。しかしながら既に開発された発電所でも様々な原因により期待された運転ができない状況に陥っている場合がある。本章は発電所がフィジビリティ調査で得られた当初の効用が確実に発揮できるよう維持管理の主要事項を述べた。

水力発電所の運転維持管理に当たっては、発電所の運転操作要領ならびに土木・電気設備の保守・点検等に関する基本的事項について記載した要綱をあらかじめ定め、これらに基づいて運転維持管理業務を遂行する。

一般に運転維持管理に携わる人々は、次の事項を心得ておく必要がある。

- (1) 常に諸規定を遵守し、各設備の運転保守業務を計画的かつ効率よく確実に行うとともに、設備の改善、技術の向上、高効率運転に努める。
- (2) 発電所内の土木、電気等の各設備の構造および性能について十分精通し、各種の事故を想定して、それに対する対応策を熟知しておく。
- (3) 常に各設備の状態を把握し、異常、障害、事故を発見した場合には、運転責任者に速やかに報告を行う。なお、運転上緊急処置を要する場合には、事故箇所の除去、応急処置等の適切な処置を行って早期復旧に努める。
- (4) 常に安全に関する諸規程を遵守し、人身事故の未然防止に努め、必要に応じて設備の改善を行う。

20.2 運転

20.2.1 運転一般

運転操作は、平常時の運転操作手順および異常時の対応処置などについて定めている運転操作要領に基づいて行う。

一般には次の事項を心得ておく必要がある。

- 常に発電所内外の送電系統ならびに負荷の状況を明確に把握し、事故発生の場合に敏速かつ適切な処置がとれるようにする。
- 運転操作に関する事項は必ず運転責任者の指令に従って行う。
- 機器の操作は必ず運転責任者が確認する。
- 機器の操作の前後には必ず関係計器、表示ランプおよび表示器を確認する。

(1) 通常運転時の留意事項

運転中には各種計器類の監視の他に、少なくとも1日に1回は所内巡視を行う必要がある。通常運転時に際して留意する点としては以下の項目が挙げられる。

- 機器の振動、異常音の有無
- 潤滑油、冷却水の量
- 各部の温度の状況
- 指示計器の指示値の異常の有無
- 発電機の電圧、電流、出力、力率などの負荷状況
- コンプレッサー、圧油ポンプの動作状況
- 所内外の機器その他工作物の異常の有無

(2) 起動前の留意事項

- 1) 点検補修作業などで長期間運転休止していた場合に水車発電機を再起動するに当たっては、必ず外観点検および簡便な試験測定を行って、発電機巻線の吸湿、水管の発錆、軸受面の発錆、ブラシあたり面の化学変化、異物侵入、作業中の誤結線等のチェックを行う必要がある。主な留意事項を挙げると下記のとおりである。
 - 各回路の絶縁抵抗の測定、冷却装置の点検
 - ブラシの状況点検、調整器類の正常位置の確認
 - 軸受油面および漏油の有無、圧油装置および调速機周辺の点検
- 2) 事故等で自動的に発電機が停止した場合は、その事故の原因を調査したうえ当該部分を修理し、完全に回復したことを確認した後に、運転を再開するものとする。

(3) 停止時の留意事項

停止時の留意事項は下記のとおりである。

- 解列時には電流ゼロで遮断する。
- 停止時のブレーキは定格回転速度の1/3程度でかけ、長時間の低回転速度運転は避ける。
- 冷却水を止め、発電機風道のシャッター類は閉める。
- 停止後に所内巡視を行う。
- 長期間の停止時には、結露防止等の対策を行う。

20.2.2 災害時の対策

(1) 洪水時の対策

洪水時には、水路内への土砂や流木等が流入しないよう発電機を停止し、取放水口ゲートを閉鎖する事が望ましい。

(2) 地震時の対応

地震の場合はその程度により影響が施設全般に及ぶものであり、従って全施設について点検が必要である。

- 構造物のクラックおよび破損傾斜等
- 水車および発電機軸芯の点検
- 電気機器の総合的な点検
- その他施設の点検

20.2.3 その他の留意事項

ここでは、開発途上国の水力発電所を運転するうえで留意すべき事項を記載する。これらの事項を十分認識のうえ、運転操作要領を定め、運転員に周知徹底させ、適切な運転業務を遂行するものとする。

(1) 水車の運転範囲について

運転は、流量・落差に応じた適切な運転範囲内で行なうものとし、極端な小水量または低落差時には運転を停止する等、極力ランナーを損耗させないように心掛けるものとする。

複数台の発電所では、特に小水量での運転を避けるために流入量に応じて運転台数を調整するものとする。

(2) 運転時の負荷等の調整について

開発途上国では、夕刻に最も負荷が多くなる可能性が高くかつ負荷変動も著しい。運転においては、負荷に応じて適切に運転台数を調整する等、きめ細やかな配慮が必要である。

また、当該発電所の役割（ベースあるいはピーク電源など）を十分理解したうえで、運転操作要領を定める必要がある。

(3) 単独系統の復旧について

単独系統の発電所で発電開始する場合は、負荷を切り分けて段階的に投入することが望ましい。

全負荷を一度に投入すると、発電機が瞬間的な過負荷により保護停止（トリップ）することがある。

20.3 維持管理

20.3.1 維持管理一般

水力発電所の安定した運用を図るために、土木・電気設備の管理、機能の維持、異常の早期発見に努めて、事故を未然に防止する必要がある。そのためには、土木・電気設備の巡視、点検、測定調査等を定期的実施し、定められた様式に基づいて、それらを記録、保管し、その傾向を把握すること等が大切である。

なお、定期点検のうち、水車、発電機の停止をともなうものについては、極力同時に行う等、停止期間を短縮する方策を計るものとする。

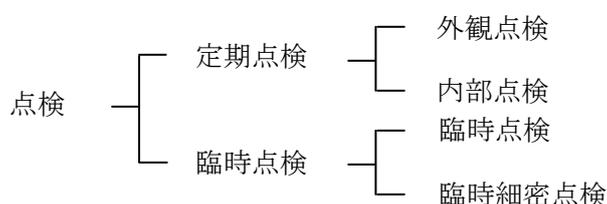
20.3.2 土木設備

(1) 巡視

巡視とは土木設備の異常の有無および周辺状況を把握するために行う見回りのことであり、あらかじめ巡視コースを定め、月に1回程度実施するのが望ましい。

(2) 点検

土木設備の点検は一般に下記のように分類され、点検内容を表 20-1 に示す。



外観点検とは、土木設備の異常の有無、機能の確認等その状況を把握するための6ヵ月～1年に1回程度の定期点検をさし、内部点検とは、抜水した状態で水路内部の異常の有無、機能の確認等を行う5年に1回程度の定期点検のことである。

臨時点検とは、地震・洪水・大雨の前後、その他必要に応じて行う点検をさし、臨時細密点検とは、巡視、外観点検、内部点検および臨時点検の結果、更に詳細な点検が必要と認められた場合に行う点検のことである。

(3) 測定調査

測定調査とは、水文・気象、土木設備等の現状を把握するために行うものである。

水文気象観測はダム又は発電所地点で行い、観測項目としては、天気、気温（最高、最低）、湿度、降水量、気圧、風向、風速等が挙げられる。

土木設備に係る測定調査としては、日本の場合水圧鉄管、余水管の管厚測定を10年に1回程度、塗膜厚測定を1年に1回程度実施している。

貯水池、調整池に係る測定調査としては、堆砂状況調査、水質調査および周辺地山の挙動調査等が挙げられる。

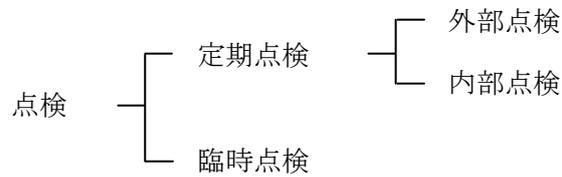
20.3.3 電気設備

(1) 巡視

巡視点検では全般的に電気機器の異常の有無および運転状態を把握することを目的とし、異音、異臭、異常振動などに注意して行う見回りのことであり、あらかじめ巡視コースを定め毎日実施する。

(2) 点検

電気設備の点検は、一般に下記のように分類される。



外部点検とは、水車、発電機を停止し異常の有無、機能の確認等を行う1～3年に1回程度の定期点検をさし、内部点検とは水車、発電機全般の分解点検、手入れを行い、機能回復をはかる5～10年に1回程度の定期点検のことである。なお、点検の周期は、点検結果および使用状態等を勘案して決めることが望ましい。

臨時点検とは、電気機器の異常・故障が生じた際に水車、発電機を停止して行う点検ことである。

電気設備の主要な定期点検項目を、表 20-2 に示す。

表 20-1 土木設備の点検内容

Facility	Installations	Inspection items
1. Intake weir	Dam Peripheral valley slope; appurtenant structures; Other facilities; Water stage recorder Staff gage Security fence Lighting facility	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, frost damage, and cracks on surface ・ Location, volume and turbidity of water leakage ・ Water leakage, cracks, collapse, landslide, scouring, etc. ・ Frost damage, abrasion, cracks, displacement, etc. ・ Damage, loss, rust, etc.
2. Waterway:		
(1) Intake		<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, deformation, cracks, frost damage, abrasion, scouring, etc. ・ Screen clogging
(2) Settling basin	Basin interior;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Conditions of basin interior ・ Abnormalities and their state
(3) Headrace	Peripheral bedrock; Headrace interior;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Collapse, landslide, spring water, etc. ・ Leakage, spring water, cracks, scouring, deformation, sedimentation, paint film deterioration, etc.
(4) Head tank	Peripheral bedrock;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, deformation, cracks, frost damage, abrasion, scouring, etc. ・ Collapse, landslide, spring water and other abnormalities, and their state
(5) Penstock and spillway	Steel penstock; Penstock and Spillway conduit;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, deformation, settlement, etc. ・ Damage, deformation, vibration, leakage, paint film deterioration, etc., on pipe shell and saddle ・ Damage, deformation, paint film deterioration and other abnormalities, and their state
(6) Powerhouse	Peripheral bedrock; Foundation and peripheral structures;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Collapse, landslide, spring water, etc. ・ Deformation, cracks, spring water, etc.
(7) Tailrace	Structure;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, deformation, cracks, frost damage, abrasion, scouring, etc.
3. Other installations	Spoil bank; Access road;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Collapse, landslide, spring water, etc ・ Surface conditions ・ Abnormalities on retaining wall, bridge and other structures, and their state
	Screen; Gate;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage, deformation, loose fixing bolts, paint film deterioration, etc. ・ Damage, deformation, etc., to gate guide ・ Damage, deformation, abrasion, greasing, paint film deterioration, and other damage to gate and hoist ・ Abnormalities and the state of switchboard terminal, wiring, electro-magnetic switch contactor relay performance, insulation resistance, etc. ・ Conditions of indicators, switches, display lamps of each component
	Trash boom and trash rake;	<ul style="list-style-type: none"> ・ Damage to rake and traveling device, abnormality to conveyer, corrosion, paint film deterioration, etc.

表 20-2 電気設備の点検内容

Component	Periodic inspection	
	External inspection	Internal inspection
1. Turbine	(Turbine internal) Inspect and measure for abrasion, cracks, erosion, and rust on the runner, guide vane and casing interior. Measure the runner gap and guide vane gap. Check the bearing lubricant quality. * Test: automatic start/stop	(Turbine overhaul) Measure abrasion loss at each part. Inspect the sliding area and packing for damage and fine cracks. (Bearing overhaul) Measure the damage and gap on the sliding surface. Calibrate the cooling water pipe pressure resistance, thermometer and oil gauge. * Replace worn parts. * Tests: load rejection, vibration measurement, stroke output, automatic start/stop
2. Speed governing device	(Mechanism) Inspect for abrasion of movable parts, loose wiring/lever, and strainer overhaul (Controller) Inspect the conditions of the printed circuit board and position transducer. Measure the insulation resistance.	(Mechanism overhaul) Overhaul movable part and PMG. Replace worn parts. * Tests: characteristics and load rejection
3. Inlet valve	(Inlet valve internal) Measure leakage. Inspect for abrasion and erosion. Measure sheet surface clearance. Inspect position indicator conditions.	(Operation mechanism overhaul) Inspect for damage to movable part and sliding area. (Valve body overhaul) Inspect for abrasion and erosion. Inspect for damage to the packing and the sealing condition. * Replace worn parts.
4. Oil pressure supply and lubrication oil system	(Performance) Measure load operation time. Test oil quality. (Oil filtration) Test oil quality.	(Oil pressure supply and lubrication oil system overhaul) Inspect for abrasion and damage to internal movable part and sliding area, and motor insulation resistance. (Performance test) Measure pump discharge and grease feed volume.
5. Water supply and drainage system	(Strainer overhaul) Inspect abrasion and erosion	(Pump overhaul) Inspect for abrasion and damage to internal movable part and sliding area, and motor insulation resistance. (Performance test) Measure water supply and drain volume.
6. Automatic turbine control system	(Performance test of all relays)	
7. Generator	(Generator internal) Inspect for loose electric circuit terminals, discolored, peeled or loose coil, abrasion and damage to slip ring, loose and rusted revolving part. Measure brush contact pressure and the insulation resistance of electric circuit. (Control system) Inspect for shoe abrasion loss and operation state. (Neutral grounding resistor) Measure resistance and insulation resistance.	(Rotor lifting) Inspect for loose rotor core and winding. Measure winding deterioration. Inspect loose wedge, flaking varnish, and rust. (Control system, bearing, and air cooler overhaul) * Measure shaft current. * Exciter characteristic test

20.3.4 予備品

異常発生時や故障発生時の早期復旧を目的として予備品を保有する。予備品は故障発生頻度、製作期間、重要度を考慮して品種、数量を決めるとともに運搬等を考慮して合理的な保有箇所を決定する。なお、ブラシ・ヒューズ等の消耗品については、別途必要数を保有する。

水力発電所の予備品の一般例を表20-3に示す。

表 20-3 予備品一般

Component	Part name	Quantity	Remarks
Turbine Main unit	Main bearing	for 1 unit	During repairs, the damaged parts are repaired and stored as auxiliary parts
	guide vane weak point pin	for unit	
	sealing packing	for 1 unit	
	runner	for 1 unit	
	guide vane	for 1 unit	
	nozzle tip	for 1 unit	
Governor	bucket	for 1 unit	Only where an auxiliary system is not installed
	printed circuit board	1 each	
	moving coil	1	
Oil pressure supply and lubrication oil system	various springs	1 each	When not included in the auxiliary equipment as a set. Not stored if available from other power plant stocks.
	Oil pressure unloader spring	1	
Compressed air generator	safety valve spring	1	When not included in the auxiliary equipment as a set. Not stored if available from other power plant stocks.
	pressure reduction valve	1	
Automatic control system	solenoid for electromagnetic valve	1	
Generator	thrust bearing metal	for 1 unit	Not stored if available from other power plant stocks.
	guide bearing metal	for 1 unit	
	stator coil	5 - 10	
Exciter	brush holder	for unit	Not stored if available from other power
	printed circuit board	1 each	
	field breaker coil	1	
	semiconductor rectifier	for 1 phase	
Transformer	Bushing	for 1 phase	Not stored if available from other power plant stocks.
	bursting board	1	
Switchgear Breaker	bushing	for 1 phase	Not stored if available from other power
	fixed/movable contact switching coil	for 1 phase	
Breaker	switching coil	1 each	Not stored if available from other power plant stocks.
	switching coil	1 each	
Others Generator main circuit	current transformer (per model)	1 each	Not stored if available from other power plant stocks.
	instrument transformer (per model)	1 each	

第20章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、財団法人新エネルギー財団、1996年

付 属 資 料

付属資料 目次

第 5 章 概略調査手法による計画策定	
A-5-1 発電計画検討	1
第 9 章 電力需要予測、地形・地質および水文調査	
A-9-1 水力発電計画に用いる流量資料の期間設定.....	31
第 11 章 土木構造物の設計	
A-11-1 ゾーン型フィルダムの事例	36
A-11-2 コンクリート表面遮水壁型ダムの事例.....	38
A-11-3 アスファルト表面遮水壁型ダムの事例.....	39
第 15 章 環境社会配慮	
A-15-1 JICA のスクリーニングフォーマット	40
A-15-2 JICA の水力発電用チェックリスト	43

付属資料 A-5-1 : 発電計画検討

1 流れ込み式

第5章、第6章に述べた検討手順に沿って、概略調査の検討の主要点を以下に述べる。以下、本文に使用した番号、図表番号（注）などは、その表記で使用してある。また、付属資料で作成した図表には「付図、付表」と記載してある。（注）図 5-14 は「5章の図番」を表す。

(1) 計画検討

1) 水路ルートのご検討

入手した地形図から A 計画地点の発電方式の検討を行い、計画サイトは調整池を築造するのに適した地形を呈していないので流れ込み式(水路式)として検討する。水路ルートは 5.3.3 (2) に従って決定した(内容は省略)。

2) 流域面積

入手した地形図から測り 55 km²である。

3) 流量曲線図の作成

計画地点の日流量データによる流況曲線図を作成する。(付図 A-5-1 参照)

4) 常時使用水量 (Q_f)

付図 A-5-1 より 90%流量 (328 日) に相当する常時使用水量 (Q_f) を求める。なお、マニュアル本文では、Q_f として 95%流量を採用しているが、この例では 90%としたものである。

$$Q_f = 2.00 \text{ m}^3/\text{sec}$$

5) 最大使用水量 (Q_{max})

付図 A-5-1 より河水利用率約 70%に対する流量を求め、これを最大使用水量とする。

$$Q_{\max} = 7.50 \text{ m}^3/\text{sec}$$

6) 水路縦断図

1) で決定した水路ルートの縦断図を示す(図 5-15)。

7) 損失水頭 (H_l) 及び有効落差 (H_{es}) の計算

$$H_g = \text{NWL} - \text{TWL} = 410 - 350 = 60\text{m}$$

$$H_l = 2,000/1,000 + 100/200 + 0.6 = 3.1$$

$$H_{es} = H_g - H_l = 56.9\text{m}$$

なお、導水路延長 L₁=2,000m、水圧管路延長 L₂=100m とする。

8) 水車型式の選定及び合成効率

最大使用水量 7.5 m³/sec、有効落差 56.9m が得られたので、第 12 章図 12-6 から水車形式をフランス水車とする。合成効率は出力 4,200kW (Q_{max}×H_{es}×9.8=4,200 kW) として表 5-2 から 0.84 とする。

9) 最大出力及び常時出力の計算

最大出力

$$P=9.8 \times Q_{\max} \times H_{es} \times \eta = 9.8 \times 7.5 \times 56.9 \times 0.84 = 3,500\text{kW}$$

常時出力

$$P_f=9.8 \times Q_f \times H_{es} \times \eta_f = 9.8 \times 2.0 \times 56.9 \times 0.63 = 700\text{kW}$$

なお、水車台数は1台とし、 η_f は図5-16からフランス水車の $Q_f/Q_{\max}=0.27$ に対する値0.67に5MWと50MWの100%負荷時の合成効率の差を考慮し求める。

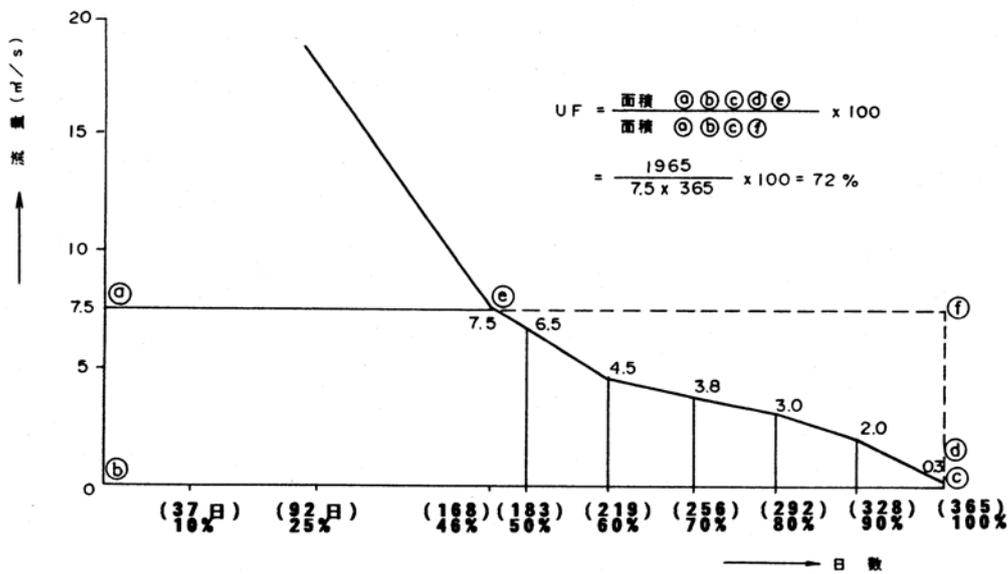
10) 年間発電電力量

付表A-5-1に電力量計算の例を示す。

$E=21.3 \times 10^6 \text{kWh}$ となり、このうち1次電力量は $1.6 \times 10^6 \text{kWh}$ である。

11) 設備利用率

$$PF = \frac{21.3 \times 10^6}{3,500 \times 8,760} \times 100 = 69\%$$



付図A-5-1 流況曲線 (流れ込み式)

付表 A-5-1 電力量計算例 (流れ込み式)

(1) 日	(2) (1)の差	(3) q (m ³ /s)	(4) (3)の平均 (m ³ /s)	(5) (4)/Q _{max} (%)	(6) ζ	(7) Q (10 ⁶ m ³)	(8) E (10 ⁶ kWh)
168	168	7.50 (2.00)	7.50 (2.00)	100 (27)	0.84 (0.18)	108.9 (29.0)	14.17 (0.81)
183	15	6.50 (2.00)	7.00 (2.00)	93 (27)	0.85 (0.18)	9.1 (2.6)	1.20 (0.07)
219	36	4.50 (2.00)	5.50 (2.00)	73 (27)	0.85 (0.18)	17.1 (6.2)	2.25 (0.17)
256	37	3.80 (2.00)	4.15 (2.00)	55 (27)	0.79 (0.18)	13.2 (6.4)	1.62 (0.18)
292	36	3.00 (2.00)	3.40 (2.00)	47 (27)	0.75 (0.18)	10.5 (6.2)	1.22 (0.17)
328	36	2.00	2.50 (2.00)	33 (27)	0.67 (0.18)	7.8 (6.2)	0.81 (0.17)
365	37	0.30	1.15 (1.15)	15 (15)	0* (0)	3.7 (3.7)	0 (0)
合計						170.3	21.2 (1.57)

(注) 水車型式：フランス水車

ζ：水車・発電機の合成効率 (図 5-16 の合成効率は表 5-2 に示す 5MW と 50MW の合成効率の差 4% を 50MW の効率から減じたもの)

(4) 欄/Q_{max} < 0.2 の場合 ζ = 0.0 とする。

ζ > 0.84 の場合 (図 5-8) ζ = 0.84 とする。

(7) = (2) × (4) × 24 × 3,600

(8) = 9.8 × (6) × He × (7) × 1/3,600

He = 56.9m

(注) 表の () 内は、1 次電力量を示す。

(2) 工事数量の算定

1) 取水ダム

・高さ (Hd) = 10m、堤頂長 (L) = 30m

・数量

$$Ve = 8.69 \times (Hd \times L)^{1.14} = 5,800 \text{ m}^3$$

$$Vc = 16.1 \times (Hd^2 \times L)^{0.695} = 4,200 \text{ m}^3$$

$$Wr = 0.0274 \times Vc^{0.830} = 28 \text{ ton}$$

$$Wg = 0.145 \times Q_f^{0.692} = 10 \text{ ton}$$

年間降雨量 1,100mm より H 地区の地域係数 a = 17

$$A = 55 \text{ km}^2, q = 8.2 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2, Q_f = 8.2 \times 55 = 450 \text{ m}^3/\text{sec}$$

2) 取水口

・無圧式

$$\cdot Q=7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

トンネルの内径 $D=2.2\text{m}$ (図 6-2 より)、半径 $R=1.1\text{m}$

・数量

$$V_e=171 \times (R \times Q)^{0.666}=700 \text{ m}^3$$

$$V_c=147 \times (R \times Q)^{0.470}=400 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.0145 \times V_c^{1.15}=14 \text{ ton}$$

$$W_g=1.27 \times (R \times Q)^{0.533}=4 \text{ ton}$$

$$W_s=0.701 \times (R \times Q)^{0.582}=2 \text{ ton}$$

3) 沈砂池

$$\cdot Q=7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

・数量

$$V_e=515 \times Q^{1.07}=4,400 \text{ m}^3$$

$$V_c=169 \times Q^{0.936}=1,100 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.120 \times V_c^{0.847}=45 \text{ ton}$$

$$W_g=0.910 \times Q^{0.613}=3 \text{ ton}$$

$$W_s=0.879 \times Q^{0.785}=4 \text{ ton}$$

4) 導水路

・無圧トンネル

・ $1=1/1,000$ 、 $Q_{\max}=7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $L=2,000 \text{ m}$ 、 $D=2.2 \text{ m}$ (図 6-2 より)

・数量

$$V_e=(0.893 \times D^2+1.07 \times D+0.321) \times L=14,000 \text{ m}^3$$

$$V_c=(1.07 \times D+0.321) \times L=5,400 \text{ m}^3$$

$$W_r=(0.00911 \times D+0.00273) \times L=46 \text{ ton}$$

5) ヘッドタンク

$$\cdot Q=7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

・数量

$$V_e=808 \times Q^{0.697}=3,300 \text{ m}^3$$

$$V_c=197 \times Q^{0.716}=830 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.051 \times V_c=42 \text{ ton}$$

6) 水圧管路及び余水路

(a) 水圧管路

$$\cdot Q=7.5 \text{ m}^3/\text{sec}、H_e=56.8 \text{ m}$$

鉄管の内径 $D_m=1.8 \text{ m}$ (図 6-3 より)

鉄管の延長 $L=100 \text{ m}$ (水路縦断図より)

設計水頭 $H=60 \text{ m}$

・数量

$$V_{e1}=10.9 \times D_m^{1.33} \times L=2,400 \text{ m}^3$$

$$V_{c1}=2.14 \times D_m^{1.68} \times L=570 \text{ m}^3$$

$$W_{r1} = 0.018 \times V_c = 10 \text{ ton}$$

$$t_m = 0.0362 \times H \times D_m + 2 = 6 \text{ mm}$$

$$W_{p1} = 7.85 \times \pi \times D_m \times t_m \times 10^{-3} \times 1.15 \times L = 31 \text{ ton}$$

(b) 余水吐

・ $Q = 7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、平均勾配 1/1 とする。

$D = 0.8 \text{ m}$ 、 $L = 100 \text{ m}$ （水压管路に並設）

・ 数量

$$V_{e2} = 9.87 \times D^{1.69} \times L = 680 \text{ m}^3$$

$$V_{c2} = 2.78 \times D^{1.70} \times L = 190 \text{ m}^3$$

$$W_{r2} = 0.029 \times V_{c2} = 6 \text{ ton}$$

$$W_{p2} = 0.165 \times D^{1.25} \times L = 12 \text{ ton}$$

(c) 合計数量

$$\cdot V_e = V_{e1} + V_{e2} = 3,100 \text{ m}^3$$

$$\cdot V_c = V_{c1} + V_{c2} = 760 \text{ m}^3$$

$$W_r = W_{r1} + W_{r2} = 16 \text{ ton}$$

$$W_p = W_{p1} + W_{p2} = 43 \text{ ton}$$

7) 発電所

・ $Q = 7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $He = 56.9 \text{ m}$ 、機器台数 $n = 1$

・ 数量

$$V_e = 97.8 \times (Q \times He^{2/3} \times n^{1/2})^{0.727} = 3,000 \text{ m}^3$$

$$V_c = 28.1 \times (Q \times He^{2/3} \times n^{1/2})^{0.795} = 1,200 \text{ m}^3$$

$$W_r = 0.046 \times V_c^{1.05} = 79 \text{ ton}$$

8) 放水口

・ 無圧式

・ $Q = 7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $R = 1.1 \text{ m}$

・ 数量

$$V_e = 395 \times (R \times Q)^{0.479} = 1,100 \text{ m}^3$$

$$V_c = 40.4 (R \times Q)^{0.684} = 170 \text{ m}^3$$

$$W_r = 0.278 \times V_c^{0.61} = 6 \text{ ton}$$

(3) 総工事費

上記数量及び A 国における工事単価を基に総工事費を算定し、 $138,000 \times 10^3$ 貨幣単位と見積られる。以下に算定の条件、付表 A-5-2 及び付表 A-5-3 に算定例の詳細を示す。

・ 電気機器は、当該国の事例を $P\sqrt{He}$ （P：出力 kW、He：有効落差 m）をパラメーターに

両対数紙にプロットし、本プロジェクトの $P\sqrt{He} = 463 \times 10^3$ に対し費用を求めた。

・ 利子率は内貨、外貨の平均利子率とした。

- ・工事単価は事例によった。
- ・建設工期は3年とした。

付表 A-5-2 工事費総括表 (流れ込み式)

(10³貨幣単位)

項 目	工事費 (×10 ³)	摘 要
1. 準備工事 (1) 取付道路 (2) 建設所設備	} 2,800	(3 土木工事) × 0.05
小 計		
2. 環境対策費	550	(3 土木工事) × 0.01
3. 土木工事 (1) 取水ダム (2) 取水口 (3) 沈砂池 (4) 導水路 (5) ヘッドタンク (6) 水圧管路 (7) 発電所 (8) 放水路 (9) 放水口 (10) 雑工事	11,960 1,330 3,840 23,330 3,510 2,440 5,380 — 640 2,670	((1)~(9)) × 0.05
小 計	55,100	
4. 水力機器 (1) ゲート及びスクリーン (2) 鉄管	1,900 2,600	
小 計	4,500	
5. 電気機器	38,000	
直接工事費	100,950	1+2+3+4+5
6. 管理費及び技術費	15,100	直接工事費 × 0.15
7. 予備費	10,150	直接工事費 × 0.1
計	126,200	i=8%, T=3年
8. 建設中利子	11,800	(以上計) × 0.4 × i × T
総工事費	138,000	

付表 A-5-3 (1) 土木工事の工事費内訳書 (流れ込み式)

(10³貨幣単位)

工 事 項 目	単位	工事単価		工事数量		工事費
1. 取水ダム						11,960
掘削	m ³	80		5,800		464
コンクリート	m ³	2,000		4,200		8,400
鉄筋	ton	12,000		28		336
その他	一式	—		30 %		2,760
2. 取水口						1,330
掘削	m ³	80		700		56
コンクリート	m ³	2,100		400		840
鉄筋	ton	12,000		14		168
その他	一式	—		25 %		266
3. 沈砂池						3,840
掘削	m ³	80		4,400		352
コンクリート	m ³	2,100		1,100		2,310
鉄筋	ton	12,000		45		540
その他	一式	—		20 %		638
4. 導水路			トンネル 開きよ	トンネル 開きよ		23,330
掘削	m ³	600	—	14,000	—	8,400
コンクリート	m ³	2,100	—	5,400	—	11,340
鉄筋	ton	12,000	—	46	—	552
その他	一式			15 %	30 %	3,038
5. ヘッドタンク						3,510
掘削	m ³	80		3,300		264
コンクリート	m ³	2,100		830		1,743
鉄筋	ton	12,000		42		504
その他	一式	—		40 %		999
6. 水圧管路及び余水路						2,440
掘削	m ³	80		3,100		248
コンクリート	m ³	2,100		760		1,596
鉄筋	ton	12,000		16		192
その他	一式	—		20 %		404
7. 発電所						5,380
掘削	m ³	80		3,000		240
コンクリート	m ³	2,000		1,200		2,400
鉄筋	ton	12,000		79		948
その他	一式	—		50 %		1,792
8. 放水路			トンネル 開きよ	トンネル 開きよ		—
掘削	m ³	—	—	—	—	—
コンクリート	m ³	—	—	—	—	—
その他	一式	—	—	15 %	30 %	—
9. 放水口						640
掘削	m ³	80		1,100		88
コンクリート	m ³	2,100		170		357
鉄筋	ton	12,000		6		72
その他	一式	—		25 %		123
10. 雑工事	一式	—		5 %		2,670
小 計						55,100

付表 A-5-3 (2) 水力機器の工事費内訳書 (流れ込み式)

(10³貨幣単位)

工 事 項 目	単位	工事単価	工事数量	工事費
1. 取水ダム				240
排砂ゲート	ton	80,000	3	240
2. 取水口				400
ゲート	ton	80,000	4	320
スクリーン	ton	40,000	2	80
3. 沈砂池				400
ゲート	ton	80,000	3	240
スクリーン	ton	40,000	4	160
4. 水圧管路及び余水路	ton	50,000	43	2,150
5. 放水口ゲート	ton	—	—	—
6. その他	一式	—	20%	610
小 計				3,800

(4) 経済評価

6.3.1 に基づいて経済性を評価する。

当該プロジェクトが系統に連結されて将来の主要電源が石炭火力と想定される場合、代替電源として石炭火力を選定する。また、水力の発電電力量の総量が有効に消費されると想定されるので1次及び2次電力量の区別はしないこととする。

(a) 水力の年間便益

$$P_H = 700 \text{ kW (有効出力)}$$

$$E = 21.3 \times 10^6 \text{ kWh (年間発電電力量)}$$

$$b_1 = C_t \times \alpha = 26,000 \times (0.11 + 0.03) = 3,640 \text{ 貨幣単位/kW}$$

C_t : 石炭火力の建設単価 26,000 (貨幣単位/kW)

A : 年経費率 (割引率 10%)

$$b_2 = 860 \div 0.38 \div 5,800 \times 1.096 = 0.428 \text{ 貨幣単位/kWh}$$

熱効率 38%、発熱量 5,800 kcal/kg、燃料単価 1.096 貨幣単位/kg

$$B = B_1 + B_2 = 700 \times 3,640 + 21.3 \times 10^6 \times 0.428 = 11.7 \times 10^6 \text{ 貨幣単位}$$

(b) 水力の年間費用

$$Ch = 138 \times 10^6 \text{ 貨幣単位}$$

$$C = Ch \times \alpha = 138 \times 10^6 \times 0.11 = 15.2 \times 10^6 \text{ 貨幣単位}$$

Ch : 水力の建設費(貨幣単位)

α : 水力の年経費率

(c) B/Cの算定

$$B/C = 11.7 \times 10^6 / (15.2 \times 10^6) = 0.77$$

上記(a)及び(b)で求めた B/C の値は 1.0 を下回っておりフィージブルとはいえない。

2 貯水池式

第5章および第6章に述べた検討手順に沿って、検討の主要点を以下に伸べる。

(1) 計画検討

1) ダム位置、水路ルートおよび発電方式の検討

入手した地形図から B 地点の発電方式の検討を行い、以下の理由により貯水池式または調整池式を選定した。

- ダムサイトの地形は、高さ 100m で堤頂長 350m の狭まった地形を呈していること。
- 高さ 100m のダムで約 $280 \times 10^6 \text{ m}^3$ の貯水容量が得られること。落差を得る方法による分類として水路延長を若干延長することにより約 50m の増分落差が得られることから、ダム水路式を選定する。

2) 流域面積

入手した地形図から測り $1,050 \text{ km}^2$ を得た。

3) ダムサイトでの平均流量及び流入量

流量観測所のデータから流域換算によりダムサイトにおける年平均流量及び年間総流入量を求めた。

$$Q_{ave}=58.48 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\Sigma Q_i=58.48 \times 86,400 \times 365=1,844 \times 10^6 \text{ m}^3$$

ここに、

$$Q_{ave} : \text{ダムサイトでの年平均流量 (m}^3/\text{sec)}$$

$$\Sigma Q_i : \text{年間総流入量 (m}^3)$$

4) 貯水容量曲線

地形図からダムサイトにおける標高毎の貯水面積を求め、これから付図 A-5-2 に示す貯水容量曲線を作成した。

5) 堆砂量及び堆砂標高

100 年間の流入土砂量は、比堆砂量 $119 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ から $12.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ と算定される。

満水位標高が 500m 程度と仮定すると、総貯水容量 (V_g) は約 $280 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。

$V_g/\Sigma Q_i=0.5$ に対する貯水池の補足効果を図 9-50 を用いて求め、その堆砂量を算定すると $10.0 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。なお、概略検討の段階であり補足効果を無視してもよい。堆砂標高は貯水容量曲線から EL. 428m である。

$$V_s=119 \times 1,050 \times 100 \times 0.8=10.0 \times 10^6 \text{ m}^3$$

6) 低水位の仮設定

低水位は堆砂標高 428m、水路トンネル内径（仮設定値）6.2m をもとに 439m に仮設定する。設定の根拠は以下のとおりである。

- 最大使用水量（仮設定値）は次式の考えに基づき $234 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。

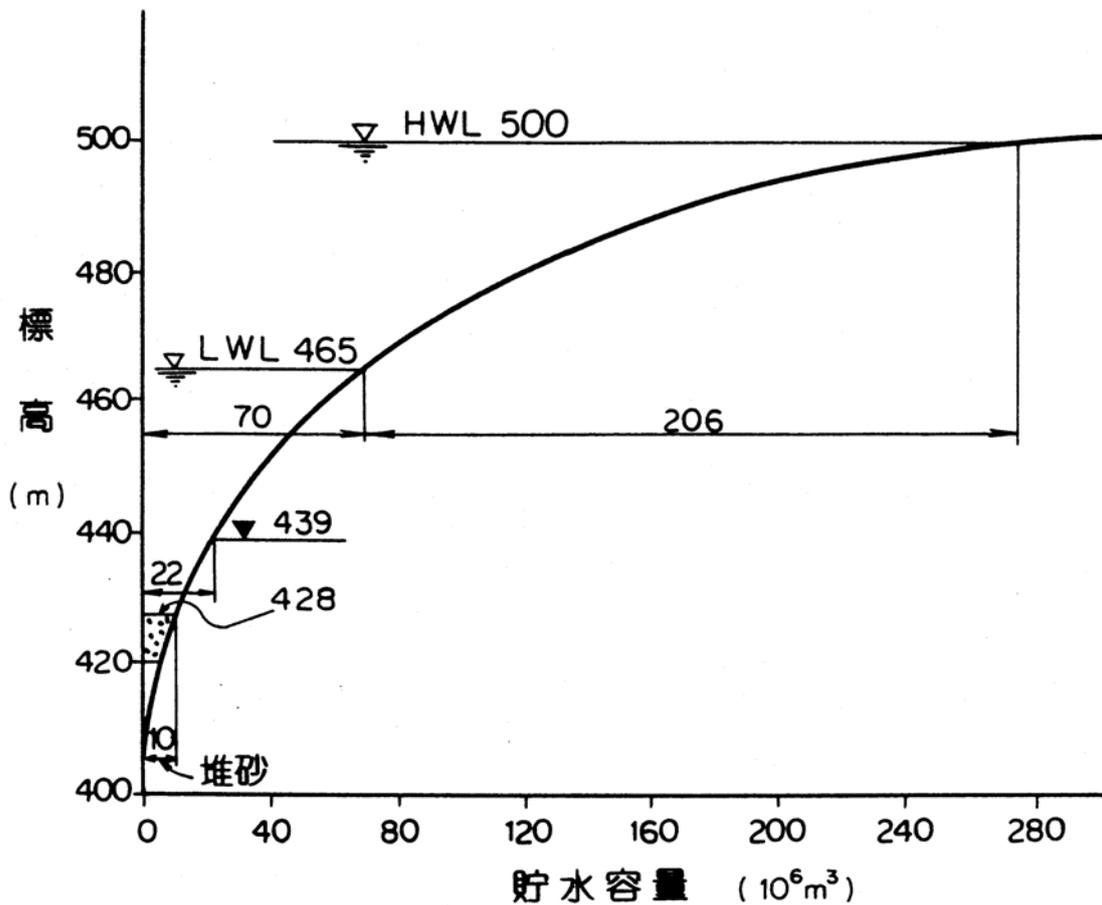
$$Q_{\max} = Q_{\text{ave}} / 0.25 = 58.42 / 0.25 = 234 \text{ m}^3/\text{sec}$$

- 水路は 2 条とし、図 5-22 より 1 条あたりの流量 $117 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する内径（D）は 6.2m である。

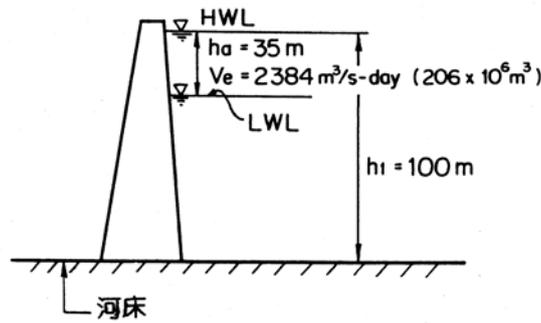
$$\text{LWL} = \text{ELc} + 1 + D \times 1.5 = 428 + 1 + 6.2 \times 1.5 \doteq 439 \text{ m}$$

7) 満水位の仮設定及び総貯水容量（Vg）

地形、地質、補償等から判断して満水位 500m に設定する。総貯水容量(Vg)は貯水容量曲線から $276 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。付図 A-5-2 に貯水池の容量の模式図を示す。



付図 A-5-2 貯水容量曲線



付図 A-5-3 貯水池の容量の模式図

8) 有効貯水容量、低水位及び満水位の決定

低水位 439m の妥当性をチェックする。

(a) 利用水深、有効貯水容量及び流量の調整率(RCF)

利用水深(ha)=500-439=61m

有効貯水容量(Ve)=272-22=256×10⁶ m³

$$RCF = \frac{Ve}{\sum Q_i} \times 100 = \frac{256 \times 10^6}{1,844 \times 10^6} \times 100 = 14\% < 75\% \text{程度}$$

RCFから、貯水池式の計画が妥当である。

(b) 落差変動率の概算

$$\text{落差変動率} = \frac{LWL - TWL}{HWL - TWL} = \frac{439 - 350}{500 - 350} = 0.59 < 0.7$$

以上から落差変動率はフランシス水車の運転可能領域の限界である0.7より小さいので低水位を再設定する。

(c) 低水位を465mに再設定する。

$$\text{落差変動率} = \frac{LWL - TWL}{HWL - TWL} = \frac{465 - 350}{500 - 350} = 0.77 > 0.7$$

フランシス水車の運転可能領域内であるのでこれを採用する。

なお、低水位を 439m に設定してカプラン水力を採用するか否かを、別途検討することもあるが、ここでは概略検討であり省略する。

(d) 以上からHWL500m、LWL465mとしVe=206×10⁶m³に決定する。

9) 発電方式の決定

$$RCF = \frac{206 \times 10^6}{1844 \times 10^6} \times 100 = 11\% > 5\%$$

以上から本計画は貯水池式として検討する。

10) マスカーブの作成

付表 A-5-4 にマスカーブの計算例、付図 A-5-4 にマスカーブの例を示す。

11) 常時使用水量の計算

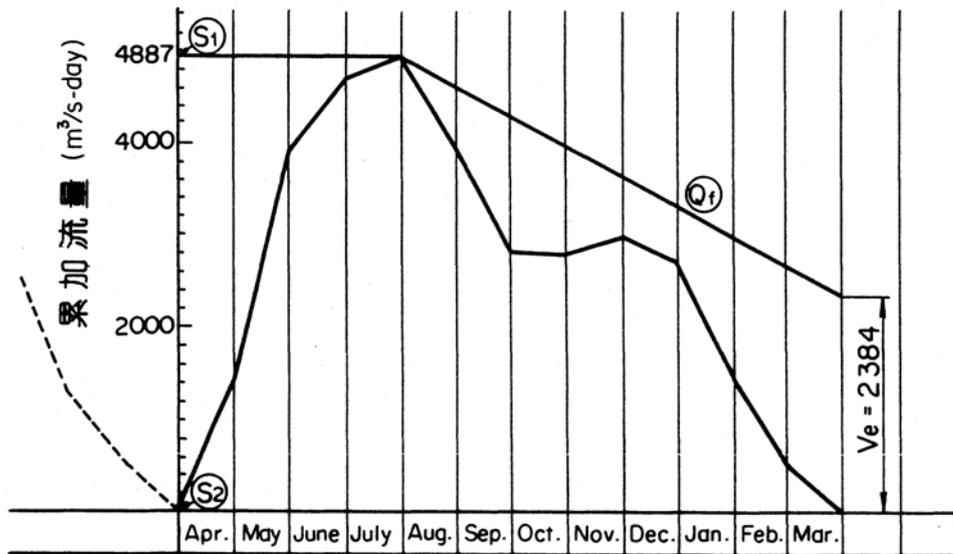
付図 A-5-4 を用いて常時使用水量を計算する。

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 4,887(\text{m}^3/\text{sec-day}) \\
 S_2 &= 0(\text{m}^3/\text{sec-day}) \\
 Ve &= 206(106 \text{ m}^3) = 2,384(\text{m}^3/\text{sec-day}) \\
 n &= 243(\text{日}) \\
 Q_{ave} &= 58.48(\text{m}^3/\text{sec}) \\
 Q_f &= \frac{S_2 + Ve - S_1}{n} + Q_{ave} \\
 &= 48.18(\text{m}^3/\text{sec})
 \end{aligned}$$

なお、上記 Q_f は検討内容が理解しやすいよう 1 年間の流量資料から得られた値であるが、実際の検討では長期の資料から得られるべきである。

付表 A-5-4 マスカーブの計算例

月	(1)日数	(2)流入量 ($\text{m}^3/\text{s-day}$)	(3) = Σ (2) ($\text{m}^3/\text{s-day}$)	(4) = $\Sigma Q_{ave} \times (1)$ ($\text{m}^3/\text{s-day}$)	(5) = (3) - (4) 累加流量 ($\text{m}^3/\text{s-day}$)
4	30	3,067.38	3,067.38	1,754.40	1,312.98
5	31	4,250.12	7,317.50	3,567.28	3,750.22
6	30	2,649.58	9,967.08	5,321.48	4,645.40
7	31	2,054.64	12,029.72	7,134.56	4,887.16
8	31	680.44	12,702.16	8,947.44	3,754.72
9	30	723.20	13,425.36	10,701.84	2,723.52
10	31	1,779.96	15,205.32	12,514.72	2,690.60
11	30	1,939.12	17,144.44	14,269.12	2,875.34
12	31	1,487.62	18,632.06	16,082.00	2,550.06
1	31	886.66	19,518.72	17,894.88	1,703.84
2	28	618.08	20,136.80	19,532.32	604.48
3	31	1,207.68	21,344.48	21,345.20	- 0.72
Total	365	21,344.48			
Average		Qave 58.48			



付図 A-5-4 マスカーブの例 (Differential Mass Curve)

12) 最大使用水量の決定

ピーク継続時間 5 時間と仮定し最大使用水量を決定する。

$$Q_{\max} = \frac{Q_f \times 24}{5} = 230 \text{ m}^3/\text{sec}$$

13) 基準取水水位及び放水水位

488m を基準取水水位(NWL)とし、放水水位は発電所位置の河床標高である 350m とする。

$$NWL = 500 - (500 - 465) / 3 = 488\text{m}$$

14) 水路縦断図

付図 A-5-5 参照。

15) 損失落差及び基準有効落差の計算

$$H_g = 500 - 35/3 - 350 = 138$$

損失落差(H_l)は 5.3.4(15)による。

$$H_l = a \times L_1 + b \times L_2 + c \times L_3 + \Delta h = 850/700 + 155/200 + 0.6 = 2.6\text{m}$$

なお放水路は設けないので L₃=0、その他損失(Δh)は 0.6m とする。

基準有効落差(H_{es})は次式による。

$$H_{es} = H_g - H_l = 138 - 2.6 = 135.4$$

16) 水車型式の選定及び水車・発電機の合成効率

図 12-16 から水車型式はフランシス水車とし、最大出力算定のための合成効率は 89%とする。(表 5-2 より算定)

17) 最大出力及び常時尖頭出力の計算

$$P_{\max} = 9.8 \times 0.89 \times 230 \times 135.4 = 270,000 \text{ kW}$$

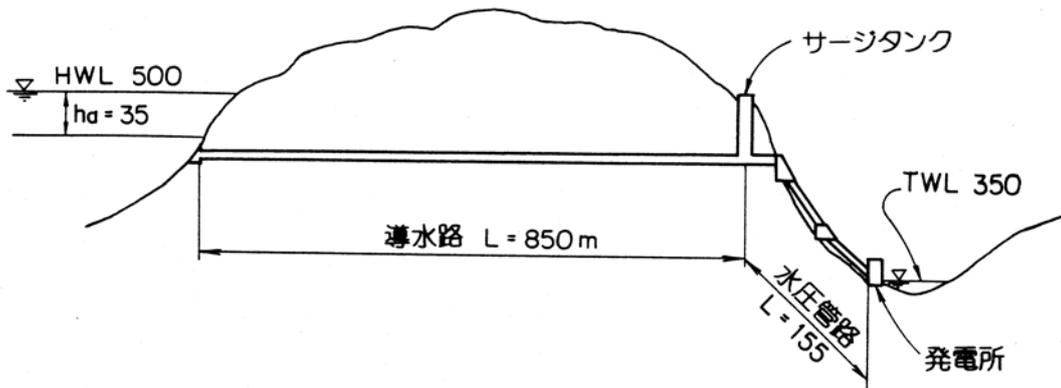
なお常時尖頭出力も同一値とする。

18) 年間発電電力量

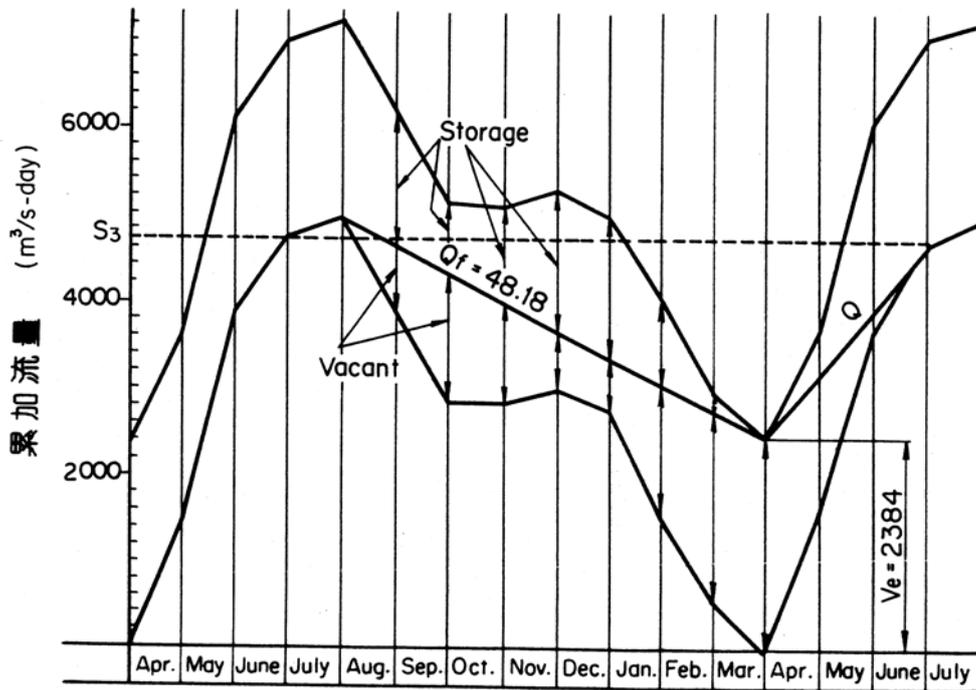
(a) 年間発電総使用水量による概算

付図A-5-4から、溢水がないことが判断されるので流入量の全量 $21,344 \text{ m}^3/\text{sec-day}$ が発電に使用可能である。年間の発電総使用水量を用いた電力量の概算は次式による。

$$E = 9.8 \times 0.89 \times 21,344 \times 135.4 \times 24 / 10^6 = 605 \times 10^6 \text{ kWh}$$



付図 A-5-5 水路縦断面図



付図 A-5-6 マスカーブを使用した貯水池運用

(b) マスカーブによる月別電力量の計算

付表A-5-5にマスカーブを使用した月別電力量の計算例を示す。

(i) 欄:月別流入量

(ii) 欄:月別発電使用水量

乾期の8月から3月は付図A-5-6に示すとおり、貯水池からの補給で常時使用水量48.18 m³/sで貯水池運用する。出水期には溢水が極力生じないように、貯水池が空の状態の4月初から満水の状態の6月末までマスカーブの接線(Q)の運用を行う。但しQが最大使用水量230 m³/s以上の場合溢水が生じるので、Qの最大値は最大使用水量230 m³/sである。

$$Q=(3,067+4,250+2,650-2,384)/91=83.33 \text{ m}^3/\text{sec} < 230 \text{ m}^3/\text{sec}$$

7月は貯水池水位が満水位の状態であり、流出量が流入量に等しくなるよう貯水池運用する。

(iii) 欄:溢水量

上記の貯水池運用を行うので溢水は生じない。

(iv) 欄:貯留量

当月末の貯留量を求める。

(v) 欄:月末貯水位

(iv)の貯留量に対する水位を付図A-5-7により求め、月末貯水位とする。なお付図A-5-7は付図A-5-2に示す低水位と満水位間の容量をm³/sec-day単位で表したものである。

(vi) 欄:平均水位

(v)の月末貯水位及び月初水位(前月の月末水位)の平均から当月の平均水位を求める。

(vii) 欄:有効落差

各月の平均水位と放水位350mの差から各月の総落差を求め、損失落差2.6mから有効落差を求める。損失落差の算定は15)に記載されている。

(viii) 欄:落差変動率

基準有効落差及び各月の有効落差から落差変動率を求める。

(ix)(x) 欄:合成効率

図5-28より落差変動率に対応する変落差効率を求め((9)欄)次式で当月の水車・発電機の効率を算出する。なお、0.89は図5-16の $Q/Q_{\max}=100\%$ の値である。

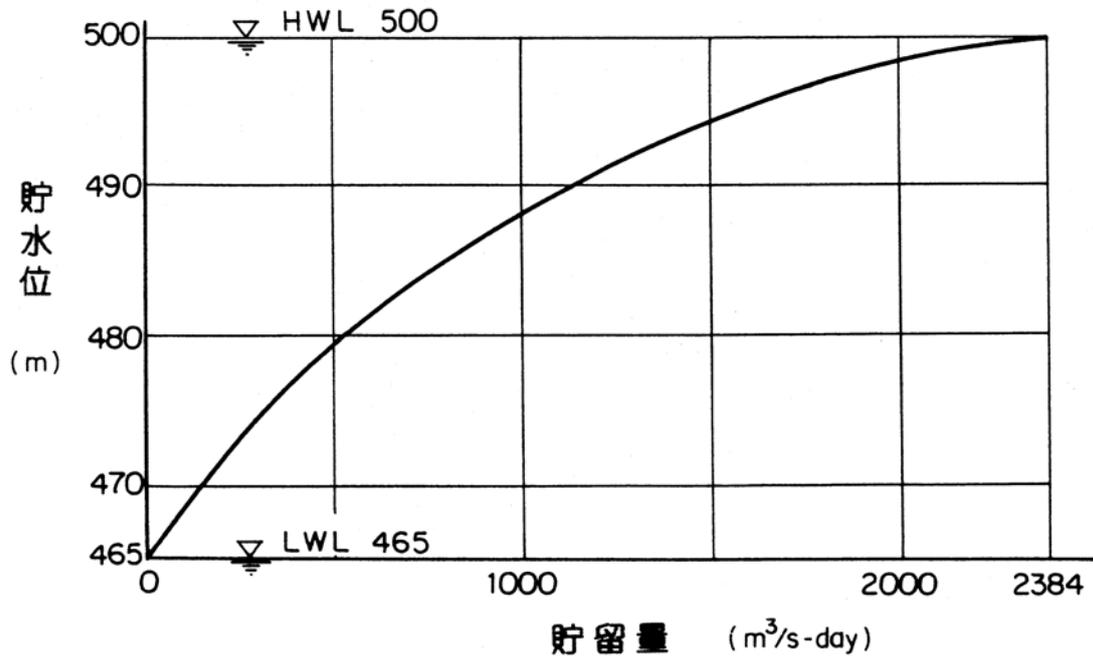
当月の合成効率=0.89×当月の変落差効率

(xi) 欄:電力量の算定

月別電力量(Ei)を次式で求める。

$$E_i=9.8 \times (10) \times (2) \times (7) \times 24 / 10^6 (10^6 \text{ kWh})$$

これより、年間の発電電力量は $609 \times 10^6 \text{kWh}$ である。



付図 A-5-7 満水位・低水位間の貯水容量曲線

(2) 工事数量の算定

1) ダム

ダム形式はコンクリート重力ダムを選定する。

堤高(Hd)=100m

堤頂長(L)=350m

河床幅(B)=70m

設計洪水量(Qf)=4,600 m³/sec

洪水量は 6.2.2(1)に示す簡便式から求める。

当地域の年間降雨量 1350mm より T 地区の地域係数 a=34 とする。

$$A=1,050 \text{ km}^2, q=4.4 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2, Q_f=4.4 \times 1,050=4,600 \text{ m}^3/\text{sec}$$

・数量

$$Hd^2 \times L=3,500 \times 10^3 > 100 \times 10^3$$

$$Ve=10.0 \times Hd \times L=350,000 \text{ m}^3$$

$$Vc=0.21 \times Hd^2 \times L=735,000 \text{ m}^3 (B/L=0.2)$$

$$Wg=0.13 \times Q_f=600 \text{ ton}$$

2) 取水口

・圧力式

・Q=230 m³/sec

トンネルは2条に設定すると、1条あたりの設計流量は $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるので、トンネルの内径は図 6-2 より $D=6.2\text{m}$ となる。

$$n=2$$

$$Q=230 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$D=6.2 \text{ m}$$

$$ha=35 \text{ m}$$

・数量

$$Ve=130 \times [\{ (ha+D) \times Q \}^{1/2} \times n^{1/3}]^{1.27} = 58,200 \text{ m}^3$$

$$Vc=56.5 \times [\{ (ha+D) \times Q \}^{1/2} \times n^{1/3}]^{1.23} = 20,900 \text{ m}^3$$

$$Wr=0.04 \times Vc=840 \text{ ton}$$

$$Wg=0.9 \times (ha+D)^{1/9} \times Q=310 \text{ ton}$$

$$Ws=0.5 \times (ha+D)^{1/9} \times Q=170 \text{ ton}$$

3) 導水路

・円形圧力トンネル

・ $D=6.2\text{m}$ より $R=3.1\text{m}$ 、 $L=850\text{m}$ 、 $n=2$

・数量

図 6-5 より $t_0=0.55\text{m}$ とする。

$$Ve=3.2 \times (R+t_0)^2 \times L \times n=72,500 \text{ m}^3$$

$$Vc=\{3.2 \times (R+t_0)^2 - \pi R^2\} \times L \times n=21,200 \text{ m}^3$$

$$Wr=0.04 \times Vc=850 \text{ ton}$$

付表 A-5-5 マスカーブによる電力量計算(貯水池式)

月	日数	(1) 流入量 (m ³ /s-day)	(2) 発電使用 水量 (m ³ /s-day)	(3) 溢水量 (m ³ /s-day)	(4) 貯水量 =(4)+(1)- (2)-(3) (m ³ /s-day)	(5) 貯水位 (月末) (m)	(6) (5)の平均 (m)	(7) 有効落差 =(6)-350- 2.6 (m)(注2)	(8) 落差変動率 =(7)/135.4 (m)	(9) 変落差 効率	(10) 合成効率 0.89×(9)	(11) 電力量 9.8×(10)×(2) ×(7)×24/10 ⁶ (10 ⁶ kWh)
(7)					2,384.00	500						
8	31	680.44	(注1) 1,493.58	0	1,571.86	495.0	497.5	144.9	1.07	1.0	0.89	45.3
9	30	723.20	1,445.40	0	849.66	485.9	490.5	137.9	1.02	1.0	0.89	41.7
10	31	1,779.96	1,493.58	0	1,136.04	490.0	488.0	135.4	1.00	1.0	0.89	42.3
11	30	1,939.12	1,445.40	0	1,629.76	495.5	492.8	140.2	1.04	1.0	0.89	42.4
12	31	1,487.62	1,493.58	0	1,623.80	495.5	495.6	143.0	1.06	1.0	0.89	44.7
1	31	886.66	1,493.58	0	1,016.88	488.4	492.0	139.4	1.03	1.0	0.89	43.6
2	28	618.08	1,349.04	0	285.92	474.1	481.3	128.7	0.95	1.0	0.89	36.3
3	31	1,207.68	1,493.58	0	0.72 (0)	465.0	469.6	117.0	0.86	0.99	0.89	36.1
4	30	3,067.38	(注1) 2,499.90	0	567.48	480.8	472.9	120.3	0.89	0.99	0.89	62.2
5	31	4,250.12	2,583.23	0	2,234.37	499.5	490.2	137.6	1.02	1.0	0.89	74.4
6	30	2,649.58	2,499.90	0	2,384.00	500.0	499.8	147.2	1.09	1.0	0.89	77.0
7	31	2,054.64	2,054.64	0	2,384.00	500.0	500.0	147.4	1.09	1.0	0.89	63.4
計		21,344.48	21,345.41	0	-	-	平均 489.2	平均 136.6	-	-	-	609.4

(注1.) $48.18 \times 31 = 1,493.58$

$83.33 \times 30 = 2,499.90$

(注2.) 放水位 = 350 m, 損失落差 2.6 m

(注3.) 基準有効落差 135.4 m

4) サージタンク

・ $Q=230 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $q=115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $ha=35 \text{ m}$ 、 $L=850 \text{ m}$ 、 $n=2$

・ 数量

$$V_e=38 \times q \times (ha+L)^{1/4} \times n=47,600 \text{ m}^3$$

$$V_c=11 \times q \times (ha+L)^{1/4} \times n=13,800 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.05 \times V_c=690 \text{ ton}$$

5) 水圧管路

・ 露出型とする

・ $q=115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $n=2$ 、 $H=500-350=150 \text{ m}$

鉄管の内径 $D_m=5.1 \text{ m}$ (図 6-3 より $q=115 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対し)

鉄管の延長 $L=155 \text{ m}$

設計水頭 $H=500-350=150 \text{ m}$

・ 数量

$$V_e=(20.3 \times D_m^2 - 49.5 \times D_m + 41.3) \times n^{1/3} \times L=61,900 \text{ m}^3$$

$$V_c=(0.5 \times D_m^2 + 2.5 \times D_m) \times n^{1/3} \times L=5,000 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.018 \times V_c=90 \text{ ton}$$

$$t_{p1}=0.0313 \times H \times D_m + 2=26$$

$$W_p=7.85 \times \pi \times 5.1 \times 26 \times 150 \times 1.15 \times 2=1,130 \text{ ton}$$

6) 発電所

・ $Q=230 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $H_e=135.4 \text{ m}$ 、 $n=4$

・ 数量

$$V_e=97.8 \times (Q \times H_e^{2/3} \times n^{1/2})^{0.727}=91,100 \text{ m}^3$$

$$V_c=28.1 \times (Q \times H_e^{2/3} \times n^{1/2})^{0.795}=49,600 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.05 \times V_c=2,480 \text{ ton}$$

7) 放水口

・ 無圧式

・ $Q=230 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $D=8.0 \text{ m}$ (図 6-2 を外挿し、 $R=4.0 \text{ m}$)

・ 数量

$$V_e=395 \times (R \times Q)^{0.479}=10,400 \text{ m}^3$$

$$V_c=40.4 \times (R \times Q)^{0.684}=4,300 \text{ m}^3$$

$$W_r=0.278 \times V_c=46 \text{ ton}$$

(3) 総工事費

上記数量及び工事単価を基に総工事費を算定し、 $4,529,000 \times 10^3$ 貨幣単位と見積られる。以下に算定の条件、付表 A-5-6 および付表 A-5-7 に算定例の詳細を示す。

・ 準備工事は土木工事の 2% として算出した。

・ 電気機器は、当該国の事例を $P/\sqrt{H_e}$ (P 出力 kW, H_e 有効落差 m) をパラメーターに両対数紙

にプロットし、本プロジェクトの $P/\sqrt{H_e}=23,200$ に対し費用を求めた。

- ・ 利率は内貨、外貨の平均利率とした。
- ・ 工事単価は事例による。
- ・ 建設工期は4年とした。

なお、この例では包蔵水力調査のため送電線工事費は算定していない。検討の結果、有望プロジェクトと認められた場合、現地踏査を行い送電線（または配電線）の工事費を算定する。この例の場合、設備出力270MW、発電所から変電所（または既設送電線）までの距離が100kmとすると、6章図6-6(b)から140kV2回線を選択する。その工事単価を調査し、距離を乗じて送電線工事費を算定する。

(3) 経済評価

1.1(3)で用いたkW単価及びkWh単価を用いて経済性を評価する。

(a) 年間便益

$$P_h = 270,000 \text{ kW}$$

$$E = 605 \times 10^6 \text{ kWh}$$

$$B = P_h \times E = 270,000 \times 3,640 + 605 \times 10^6 \times 0.428 = 1,240 \times 10^6 \text{ 貨幣単位}$$

(b) 年間費用

$$C = 4,529 \times 10^6 \times 0.11 = 498 \times 10^6 \text{ 貨幣単価}$$

(c) 経済性

$$B/C = 1,240 / 498 = 2.5$$

従って、このプロジェクトは極めて良い経済性を有している。

付表 A-5-6 工事費総括表(貯水池式)

(10³貨幣単位)

項 目	工 事 費	摘 要
1. 準備工事及び土地補償費 (1) 取付道路 (2) 補償及び移転 (3) 建設所設備	} 45,700	(3 土木工事費) × 0.02
小 計	45,700	
2. 環境対策費	68,500	(3 土木工事費) × 0.03
3. 土木工事 (1) 河川処理 (2) ダム (3) 洪水吐 (4) 取水口 (5) 導水路 (6) サージタンク (7) 水圧管路 (8) 発電所 (9) 放水路 (10) 放水口 (11) 雑工事	33,000 1,647,800 - 73,300 113,000 63,700 19,900 211,800 - 13,100 108,800	((1)~(10)) × 0.05
小 計	2,284,400	
4. 水力機器 (1) ゲート及びスクリーン (2) 鉄管	95,500 67,800	
小 計	163,300	
5. 電気機器	650,000	
直接工事費	3,211,900	1+2+3+4+5
6. 管理費及び技術費	481,800	(直接工事費) × 0.15
7. 予備費	321,200	(直接工事費) × 0.1
7' ダム分担金	-	総合開発の場合
計	4,014,900	i = 8%, T = 4年
8. 建設中利子	514,100	(以上計) × 0.4 × i × T
総工事費	4,529,000	

付表 A-5-7(1) 土木工事の工事費内訳書(貯水池式)

(10³貨幣単位)

工 事 項 目	単 位	工事単価	工事数量	工 事 費	工事費算出方法
(1) コンクリート重力ダム				1,680,800	
(1).1 河流処理	一式	—	1	33,000	ダム工事費の 2 %
(1).2 コンクリートダム				1,647,800	
① 掘削	m ³	80	350,000	28,000	
② コンクリート	m ³	2,000	735,000	1,470,000	
③ その他	一式	—	1	149,800	上記計の 10 %
(2) 取水口				73,300	
① 掘削	m ³	80	58,400	4,672	
② コンクリート	m ³	2,100	20,900	43,890	
③ 鉄筋	ton	12,000	840	10,080	
④ その他	一式	—	1	14,658	上記計の 25 %
(3) 導水路				113,000	
① 掘削	m ³	600	72,500	43,500	
② コンクリート	m ³	2,100	21,200	44,520	
③ 鉄筋	ton	12,000	850	10,200	
④ その他	一式	—	1	14,780	上記計の 15 %
(4) サージタンク				63,700	
① 掘削	m ³	80	47,600	3,808	
② コンクリート	m ³	2,100	13,800	28,980	
③ 鉄筋	ton	12,000	690	8,280	
④ その他	一式	—	1	22,630	上記計の 55 %
(5) 水圧管路				19,900	
① 掘削	m ³	80	61,900	4,952	
② コンクリート	m ³	2,100	5,000	10,500	
③ 鉄筋	ton	12,000	90	1,080	
④ その他	一式	—	1	3,368	上記計の 20 %
(6) 発電所				211,800	
① 掘削	m ³	80	91,100	7,288	
② コンクリート	m ³	2,100	49,600	104,160	
③ 鉄筋	ton	12,000	2,480	29,760	
④ その他	一式	—	1	70,592	上記計の 50 %
(7) 放水口				13,100	
① 掘削	m ³	80	10,400	832	
② コンクリート	m ³	2,100	4,300	9,030	
③ 鉄筋	ton	12,000	46	552	
④ その他	一式	—	1	2,686	上記計の 25 %
(8) 雑工事	一式	—	1	108,800	上記計の 5 %
小 計				2,284,400	

付表 A-5-7(2) 水力機器の工事費(貯水池式)

(10³貨幣単位)

工 事 項 目	単 位	工 事 単 価	工 事 数 量	工 事 費
1. ダム及び洪水吐				48,000
ゲート	ton	80,000	600	48,000
2. 取水口				31,600
ゲート	ton	80,000	310	24,800
スクリーン	ton	40,000	170	6,800
3. 水圧管路(鉄管)	ton	50,000	1,130	56,500
4. 放水口ゲート	ton	—	—	0
5. その他	一式	—	20 %	27,220
小 計				163,300

3 調整池式

5.3.5に述べた検討手順に沿って、検討の主要点を以下に述べる。なお、工事費の算定及び経済評価は付属2の貯水池式に準じるものとし、ここでは省略した。

(1) 計画検討

1) ダム位置、発電所位置及び水路ルートを選定

入手した地形図から C 地点の発電方式の検討を行った。計画サイトは貯水池又は調整池を築造するのに適した地形を呈しており、付属 2 において調整率 RCF 検討した結果 5%未満であり調整池式として検討する。また、比較的短い導水路を設けることにより落差増が得られることからダム水路式とした。ダム位置、発電所位置及び水路ルートを選定は 5.3.4(2)に従って決定した(内容は省略)。

2) 流域面積

入手した地形図から測り 860 km²である。

3) ダム地点流量の算定

ダム地点の年平均流量は 55.3m³/sec、年間総流入量は 1,744×10⁶ m³である。

4) 貯水容量曲線の作成

貯水容量曲線を付図 A-5-9 に示す。

5) 堆砂量及び堆砂標高

ダム地点の流域面積 860 km²に対し堆砂量を求める。近傍のダムの堆砂実績が、比堆砂量が 30 m³/km²/年であるので、100 年堆砂量は次式で表される。

$$V_s = 30 \times 860 \times 100 = 2.58 \times 10^6 \text{ m}^3$$

堆砂標高は付図 A-5-9 から $E_s = 516 \text{ m}$ とする。

6) 流況曲線の作成及び常時使用水量の決定

計画地点の日流量データから作成した流況曲線図を付図 A-5-8 に示す。常時使用

水量(Qf)は付図 A-5-8 より 90%流量から 18.50 m³/sec とする。なお、常時使用水量はプロジ

エクトの事情により、95%流量を採用している。

7) 最大使用水量の設定

常時使用水量を5時間ピーク発電する計画で最大使用水量を設定する。

$$Q_{\max} = Q_f \times 24 / 5 = 89.0 \text{ m}^3/\text{sec}$$

8) 低水位の仮設定

図 5-23 より $Q_{\max} = 89.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する圧力トンネルの内径 $D = 5.6 \text{ m}$ である。低水位は以下に設定する。

$$LWL = Els + 1.0 + 5.6 \times 1.5 \approx 526 \text{ m}$$

9) 有効貯水容量、低水位及び満水位の決定

常時使用水量を日間調整し、最大使用水量で5時間ピーク運転ができる調整容量を計算する。

$$Ve = (Q_{\max} - Q_f) \times 5 \times 3,600 = (89.0 - 18.5) \times 5 \times 3,600 = 1.3 \times 10^6 \text{ m}^3$$

LWL 526 m に対し上記の有効容量を確保する満水位標高は 534 m である。

低水位の妥当性を水車の運用領域の観点からチェックする。

落差変動率(k)の計算

$$NWL = HWL - ha/3 = 534 - (534 - 526)/3 = 531 \text{ m}$$

$$Hg = NWL - TWL = 531 - 400 = 131 \text{ m}$$

$$k = \frac{LWL - TWL}{Hg} = \frac{526 - 400}{131} = 0.96 > 0.7$$

以上から落差変動率はフランシス水車の運転可能領域の限界である 0.7 より大であり、低水位 526m、満水位 534m で検討を進める。

10) 水路縦断面図

付図 A-5-10 で決定した水路ルート縦断面図を示す。

11) 損失落差及び有効落差

発電方式がダム水路式であるので、有効落差は下記で求める。

$$NWL = HWL - ha/3 = 534 - 8/3 = 531.3$$

$$Hg = NWL - TWL = 531.3 - 400 = 131.3$$

$Q = 89.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、導水路 $L = 700 \text{ m}$ 、 $D = 5.6 \text{ m}$ (図 6-2 より)、

水圧管路 $L = 185 \text{ m}$ 、 $D = 4.7 \text{ m}$ (図 6.3)

$$Hl = 700/700 + 185/200 + 0.6 = 2.5 \text{ m}$$

$$Hes = Hg - Hl = 131.3 - 2.5 = 128.8 \text{ m}$$

12) 水車型式の選定及び合成効率

最大使用水量 $89.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、有効落差 128.8 m が得られ、この場合の出力は約 100MW となるので第 12 章 図 12-16 から水車型式を立軸フランシス水車とする。水車・発電機の合成効率は 5 章表 5-2 から 0.89 とする。

13) 最大出力及び常時尖頭出力

最大出力

$$P=9.8 \times Q_{\max} \times H_{\text{es}} \times \eta = 9.8 \times 89.0 \times 128.8 \times 0.89 = 100,000 \text{ kW}$$

常時尖頭出力(Pf)は常時使用水量を 5 時間でピーク化しているため、最大出力と同じ値である。

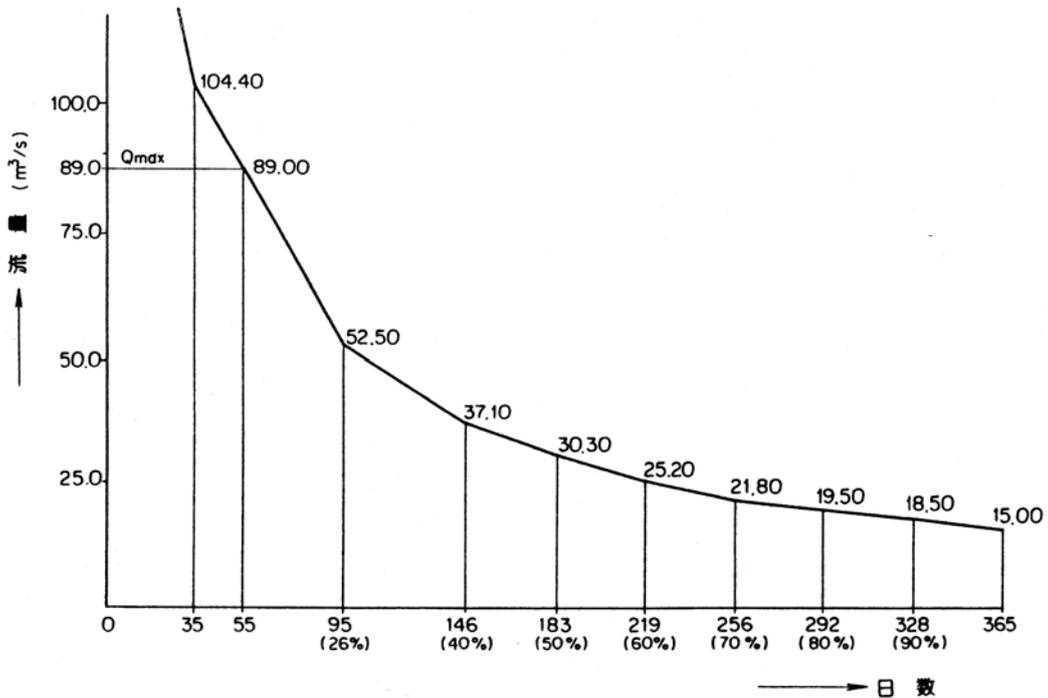
14) 年間発電電力量

付表 A-5-8 に計算過程を示す。

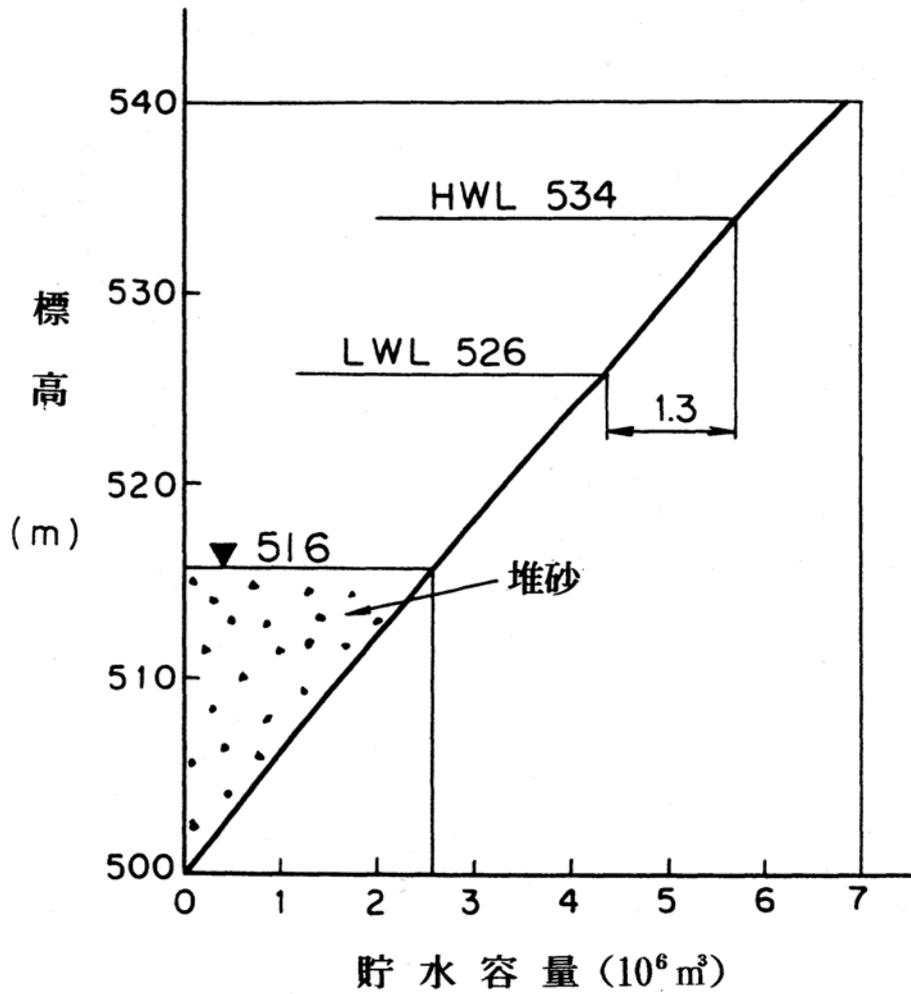
$$E=409 \times 10^6 \text{ kWh}$$

15) 設備利用率

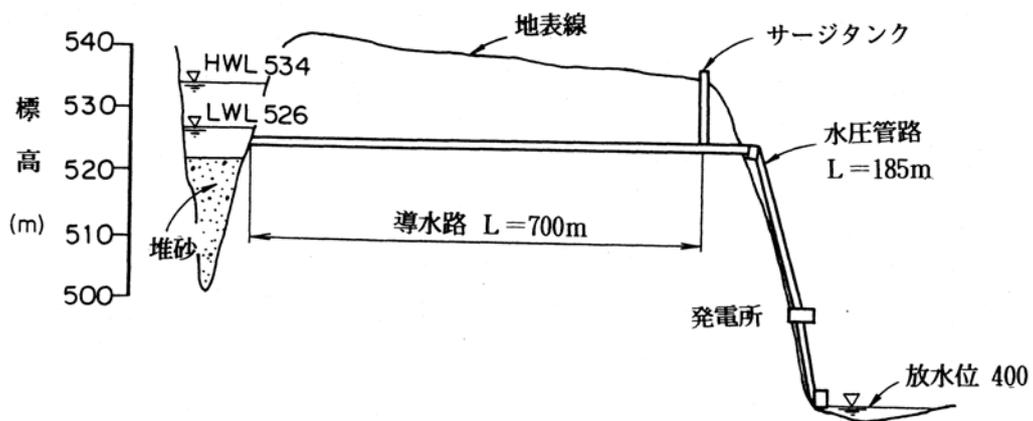
$$PF = \frac{409 \times 10^6}{100,000 \times 8,760} \times 100 = 47\%$$



付図 A-5-8 流況曲線(調整池式)



付図 A-5-9 貯水容量曲線



付図 A-5-10 水路縦断

付表 A-5-8 電力量計算例(調整池式)

(1) 日	(2) (1)の差	(3) q (m ³ /s)	(4) (3)の平均 (m ³ /s)	(5) ζ	(6) Q (10 ⁶ m ³)	(7) E (10 ⁶ kWh)
0		89.00				
55	55	89.00	89.00	0.89	422.9	132.0
95	40	52.50	70.75	0.89	244.5	76.3
146	51	37.10	44.80	0.89	197.4	61.6
183	37	30.30	33.70	0.89	107.7	33.6
219	36	25.20	27.75	0.89	86.3	26.9
256	37	21.80	23.50	0.89	75.1	23.4
292	36	19.50	20.65	0.89	64.2	20.0
328	36	18.50	19.00	0.89	59.1	18.4
365	37	15.00	16.75	0.89	53.6	16.7
合 計					1,310.8	408.9

(注)水車型式:フランス水車

ζ:水車・発電機の合成効率(表 5-2 参照)

ピーク発電運用であり ζ=0.89 とする。

$$(6)=(2) \times (4) \times 24 \times 3,600$$

$$(7)=9.8 \times (5) \times He \times (6)/3,600$$

$$He=128.8\text{m}$$

4 揚水式

揚水式の検討は、5.4に基づき行う。なお、工事費の算定、経済評価は付属2 貯水池式に準じるものとし、ここでは省略した。

(1) 計画の検討

1) ダムサイトの選択

1/50,000 地形図を用い、高落差が得られる上部及び下部ダムのサイトを選定する。付図 A-5-11 に示すように水路の水平長(L)と両ダムサイトの河床標高の差(H)の比(L/H)の値を指標にダムサイトを選定する。

$$L=1,800 \text{ m}$$

$$H=840-350=490 \text{ m}$$

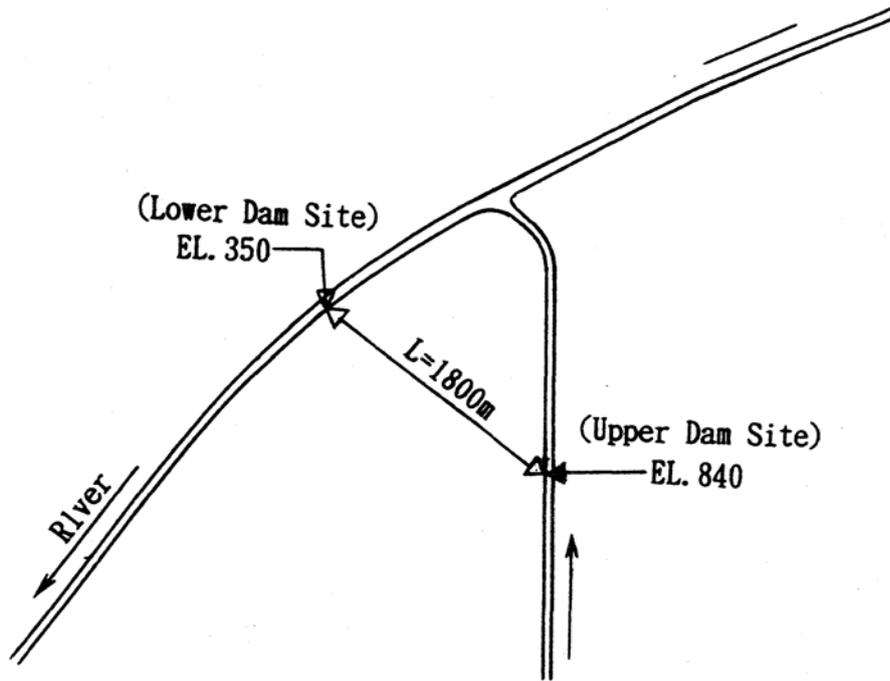
$$L/H=3.7$$

ここに、

L:両ダムサイトの水平長(m)

H:両ダムサイトの河床標高差(m)

L/Hは4に近い値であり、以下の検討を進める。



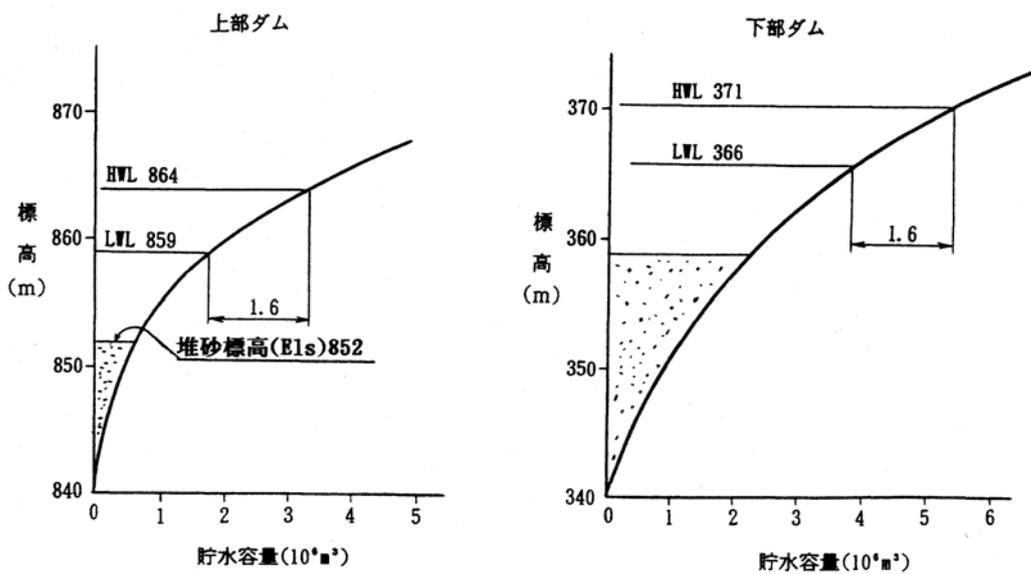
付図 A-5-11 計画地域の平面図

2) 流域面積

上部ダム及び下部ダムの流域面積を求め、上部ダム 31 km²、下部ダム 113 km² が得られた。

3) 貯水容量曲線

地形図をもとに両ダムサイトの貯水容量曲線を作成する。



付図 A-5-12 貯水容量曲線

4) 最大使用水量及び有効貯水容量の仮設定

需要から要求される出力を設定し、最大使用水量を求める。この例では最大出力を 300MW に設定し、1)で求めた両ダムの標高差 490 m から最大使用水量を求める。

$$Q_{\max} = \frac{300,000}{8.5 \times 490} = 72 \text{ m}^3/\text{sec}$$

有効貯水容量(V_e)は、 $Q_{\max}=72 \text{ m}^3/\text{sec}$ 及びピーク継続時間 6 時間として $1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。

$$V_e = 72 \times 6 \times 3,600 = 1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$$

5) 堆砂量

比堆砂量を近傍のダムの実績値を参考に求める。この例では比堆砂量を $200 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ と仮定し 100 年間の堆砂量を次式により求める。

$$\text{上部ダム } V_{su} = 200 \times 31 \times 100 = 0.6 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{下部ダム } V_{sd} = 200 \times 113 \times 100 = 2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$$

6) 満水位及び低水位

(a) 上部ダム

堆砂標高(Els)は付図A-5-12を用い、堆砂量 $0.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ に対し852mである。水路の内径は流速6.0 m/secに設定すると、最大使用水量 $72 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対し3.9 mである。低水位(LWL)は図5-22に記載した考えに基づき859 mとなる。

$$LWL = Els + 1 + 1.5D = 852 + 1 + 3.9 \times 1.5 = 859 \text{ m}$$

満水位(HWL)は貯水容量曲線において有効貯水容量 $1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ を見込んだ864 mである。

(b) 下部ダム

堆砂標高(Els)は付図A-5-12を用い、堆砂量 $2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ に対し359mである。水路の内径は上記(a)で求めた3.9mである。低水位(LWL)は図5.3.15(第5章)に記載した考えに基づき366 mとなる。

$$LWL = Els + 1 + 1.5D = 359 + 1 + 3.9 \times 1.5 = 366 \text{ m}$$

満水位(HWL)は貯水容量曲線において有効貯水容量 $1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ を見込んだ371 mである。

7) 基準水位及び放水水位の設定

$$\text{基準取水位 } NWL = 864 - (864 - 859)/3 = 862.3 \text{ m}$$

$$\text{基準放水水位 } TWL = 366 + (371 - 366) \times 2/3 = 369.3 \text{ m}$$

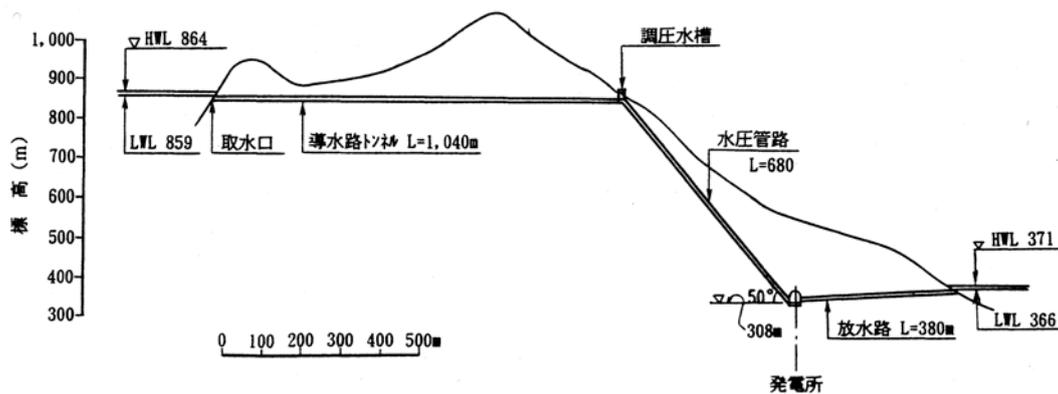
8) 水路縦断図の作成

水車中心の設定

最高揚程 = 上池 HWL - 下池 LWL + 損失水頭 = $864 - 366 = 498 \text{ m}$ (損失水頭は無視)

図 5-38 より吸出し高さは 58 m である。

水車中心標高 = 下池 LWL - 吸出し高さ = $366 - 58 = 308 \text{ m}$



付図 A-5-13 水路縦断面図

9) 損失落差及び有効落差の計算

$$H_g = \text{NWL} - \text{TWL} = 862.3 - 369.3 = 493.0 \text{ m}$$

$$H_1 = 1,040/300 + 680/100 + 380/300 + 2 = 14 \text{ m}$$

$$H_{es} = 493.0 - 14 = 479 \text{ m}$$

10) 最大使用水量の決定

$$Q_{\max} = \frac{300,000}{8.5 \times 479} = 74 \text{ m}^3/\text{sec}$$

11) 年間発電電力量

運転時間は年間 800 時間と仮定する。

$$E = P_{\max} \times T = 300,000(\text{kW}) \times 800(\text{hr}) = 24 \times 10^6 \text{ kWh}$$

12) 揚水電力量

純揚水式とし自流分の電力量はないものとする。

$$E_p = E/0.7 = 34 \times 10^6 \text{ kWh}$$

13) 計画諸元の確定

以上より計画諸元が確定した。

最大出力 300 MW

最大使用水量 74 m³/sec

有効落差 479 m

ダム

上部ダム: 満水位 864 m、低水位 859 m、有効貯水容量 1.6×10⁶ m³

下部ダム: 満水位 371 m、低水位 366 m、有効貯水容量 1.6×10⁶ m³

(2) 工事費の算定及び経済性

計画が確定したので 6.2.4 に基づき工事費を算定し、6.3 に基づき経済性を分析する。ここでは付属 2 貯水池式と同方法で算定するので省略する。

付属資料 A-9-1： 水力発電計画に用いる流量資料の期間設定

1. 概要

水力発電資源量を適正に評価するためには、水力発電資源を有効に活用する視点、発電所の投資回収の不確実性を許容範囲に抑える視点が必要である。これらは流量資料とその期間に関する課題であり、以下の観点から計画に使用する流量資料の期間設定を検討した。その結果、期間30年が妥当である結論を得た。

- ▶ 水力発電資源を有効に活用できる期間： 長期間の平均的な水文量を表現できる期間であること
- ▶ 水文による投資回収の不確実性を許容範囲に抑えうる期間： 発電計画に内在する水文の不確実性を許容範囲に抑えうる期間であること

2. 長期間の平均的な水文量を表現できる期間

(1) 周期的成分に関する分析

モンスーンの卓越した地域に位置するアジア・アフリカの 28 地点の 1901 年から 1998 年までの 98 年間の降雨量資料を用い、スペクトル解析を行い周期的成分に関する分析を行った。周期的成分が認められる地点は 4 地点のみであり、期間設定に影響する周期の傾向は認められない。

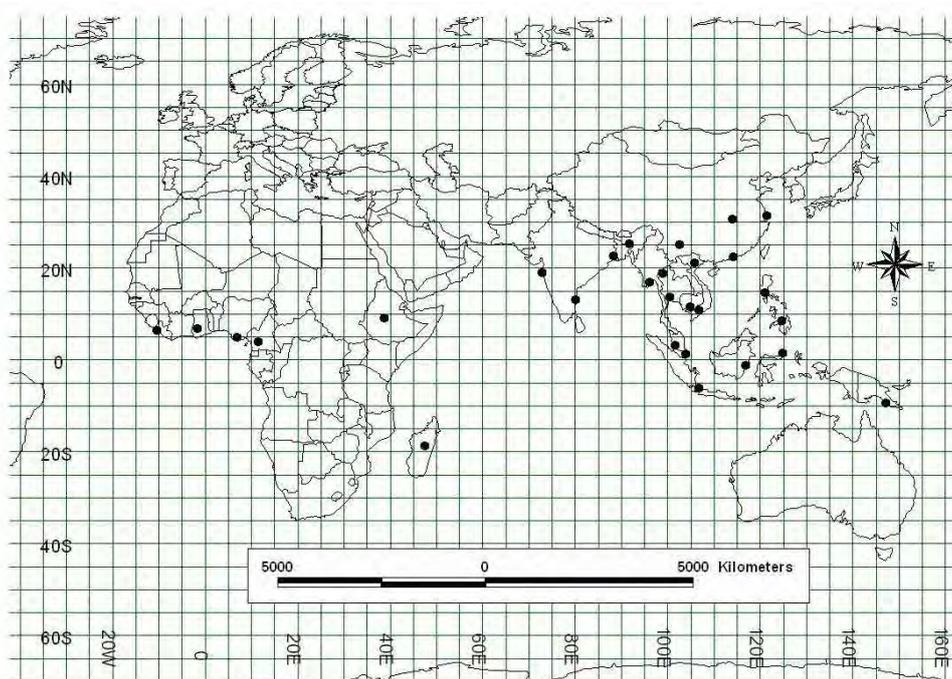


図 A-9-1 降雨量観測地点の位置図

(2) 移動平均分析

移動平均の期間が長くなるに伴い、移動平均の値は標本の平均値に近づく特徴がある。この移動平均の特徴を利用し、発電計画に必要な長期間の平均的な流量を表現できる期間について分析をする。

図 A-9-2 は、98 年間の年降雨量系列、98 年平均値、それに対応する 95%信頼区間、N 年移動平均（ここでは例として N=10 年；点線）の関係を示す模式図である。「長期間の平均的な降雨量」として、平均値 μ を中心とした区間 ($\pm \Delta$) を設定する表現方法を採用する。N 年移動平均の値が要求される確率で設定区間内に含まれれば、平均的な降雨量を表現できる期間といえる。

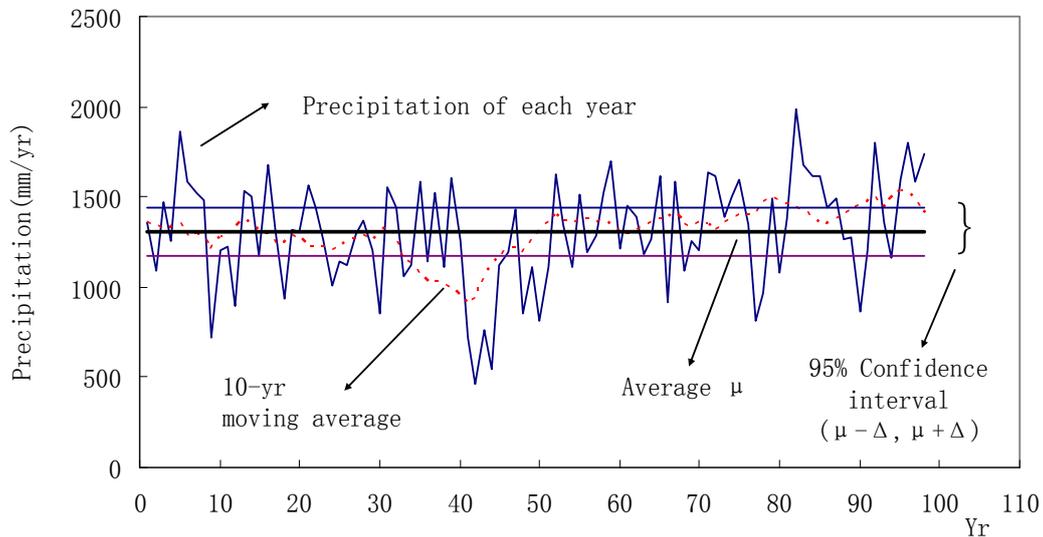


図 A 9-2 標本の平均値と 95%信頼区間及び移動平均の模式図

98 個の標本の標準偏差 (s) および設定した区間 (Δ) より期間年数 N は次式で算定できる。

$$N = \lambda^2_{\beta, t} \left(\frac{s}{\Delta} \right)^2$$

ここに、

N : 移動平均の必要な期間年数

\bar{X} : 標本の平均値 (98 年間の年降雨量系列)

s : 標本の標準偏差 (98 年間の年降雨量系列)

Δ : 平均値 \bar{X} からの設定区間

但し、 $\Delta = k \bar{X}$ 、 $k=5\%$ 及び $k=10\%$ の 2 ケース

$\lambda_{\beta, t}$: $\beta=5\%$ と標本の大きさから求める t 分布値

98年間の年降雨量の平均値の10%の範囲に入るために必要な移動平均年数を求めると、全28地点が満足する期間は20年である。

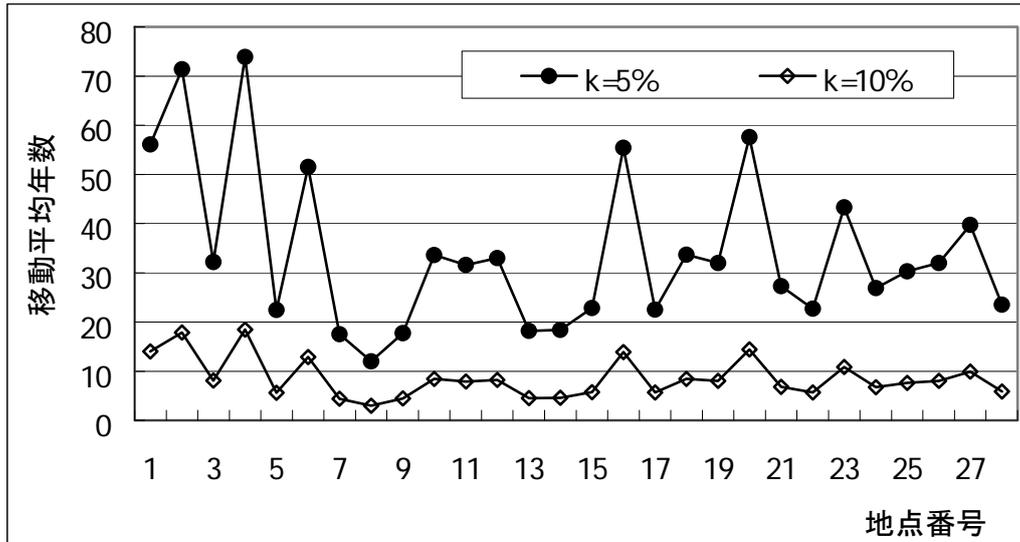


図 A-9-3 移動平均による降雨量データの特徴

3. 水文による投資回収の不確実性を許容範囲に抑えうる期間

(1) 流量による電力量減少率の分析

プロジェクトの経済評価には、出力及び電力量をもとに算定した便益が使用される。電力量は出力と時間の積で表され、出力も包含している数値であるので、水文の不確実性の評価として電力量を用いる。電力量減少率は「計画段階の電力量に対する運転段階で未達となる電力量の比率」と定義する。

水文の不確実性の数値表現として、次式で定義する「電力量減少率」を使用する。

$$\text{Risk} = (\text{ET} - \text{E50}) / \text{ET}$$

ここに、

Risk : 電力量減少率

ET : T年間の流量資料による年間電力量 (計画段階の値)

E50 : 50年間の流量資料による年間電力量 (運転段階の値)

この電力量を水量に置き換えて、50年間の流況曲線を使用し、以下で表される「電力量減少率」を算定する。

$$\text{Ri}(n, T) = \text{面積 KHCDE}(n, T) \div \text{面積 AOBDE}(n, T)$$

ここに、

流況曲線 : ①50年データ、②T年データ、③T年を50年に引き伸ばし

Qt : 最大使用水量

Ri(n, T) : 流量資料の開始がn年・期間T年の電力量減少率 (%)

面積 AOBDE(n, T) : 計画値に相当する年間の総水量(m³/s・年)

面積 KHCDE(n, T) : 計画値に対し未達の総水量(m³/s・年)

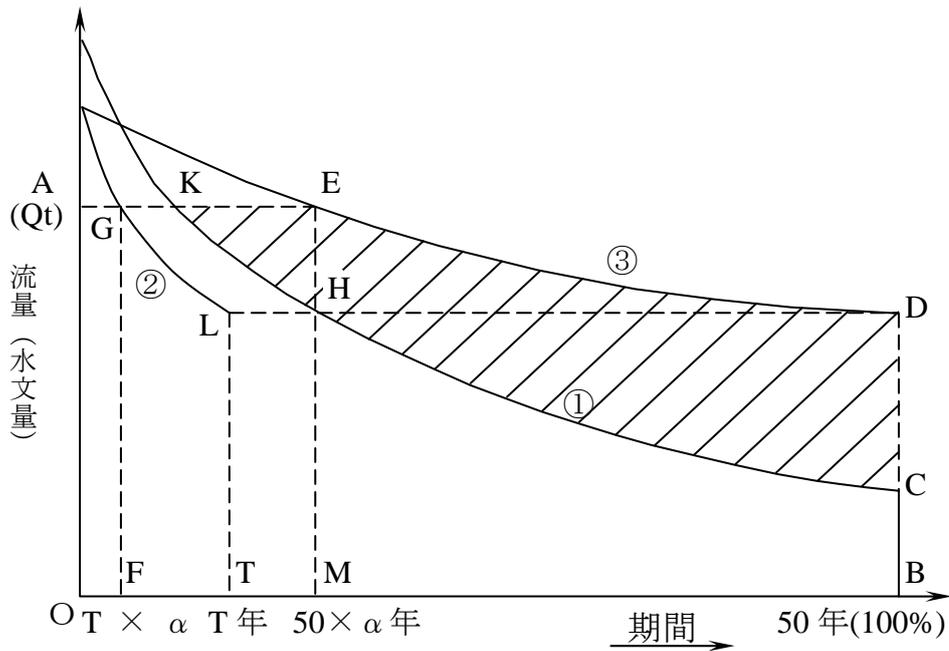


図 A 3-4 電力量減少率の算定の模式図

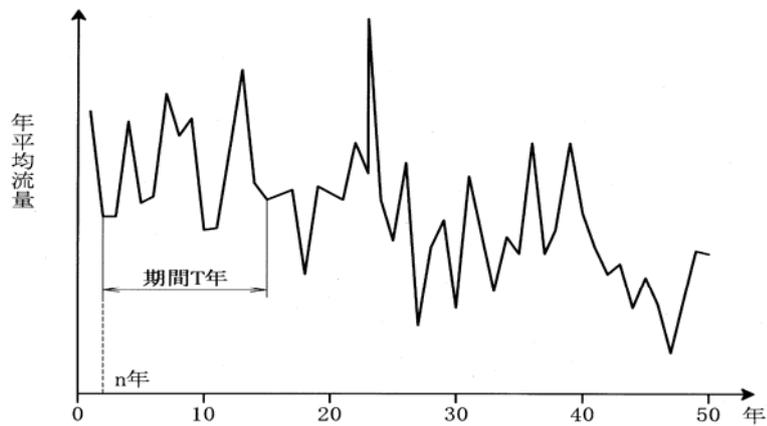


図 A-9-5 分析に用いる期間 T 年及び開始時点 n 年の模式図

(2) 最大減少率の分析

解析には 50 年間の観測データを有する 7 測水所の日流量の流況曲線を使用する。なお、50 年は水力プロジェクトの経済評価に用いられる解析期間である。

- 図 A-9-5 に示す流量資料の期間年数 (T 年) を固定し、その開始年を変化させ 50 個の電力量減少率を求める。その最大値を期間 T 年に対する「最大減少率」と定義する。
- 次に期間を変化させて同様の検討を行い、期間に対応した最大減少率を求める。
- フージビリティストアディで要求される精度 (電力量、工事費) として 10% を設定し、最大減少率の許容値を 10% とする。

解析の結果は図A-9-6（左図）に示すとおりであり、最大減少率の許容値10%を満足できる期間は30年である。50年の流量資料を有する測水所が極めて限定されるので、乱数により正の相関を有する降雨量と流量の擬似データからなる各50年（個）の5グループ作成し、上記と同様な分析を行った。その結果は図A-9-6（右図）に示すとおりであり、期間は20年である。

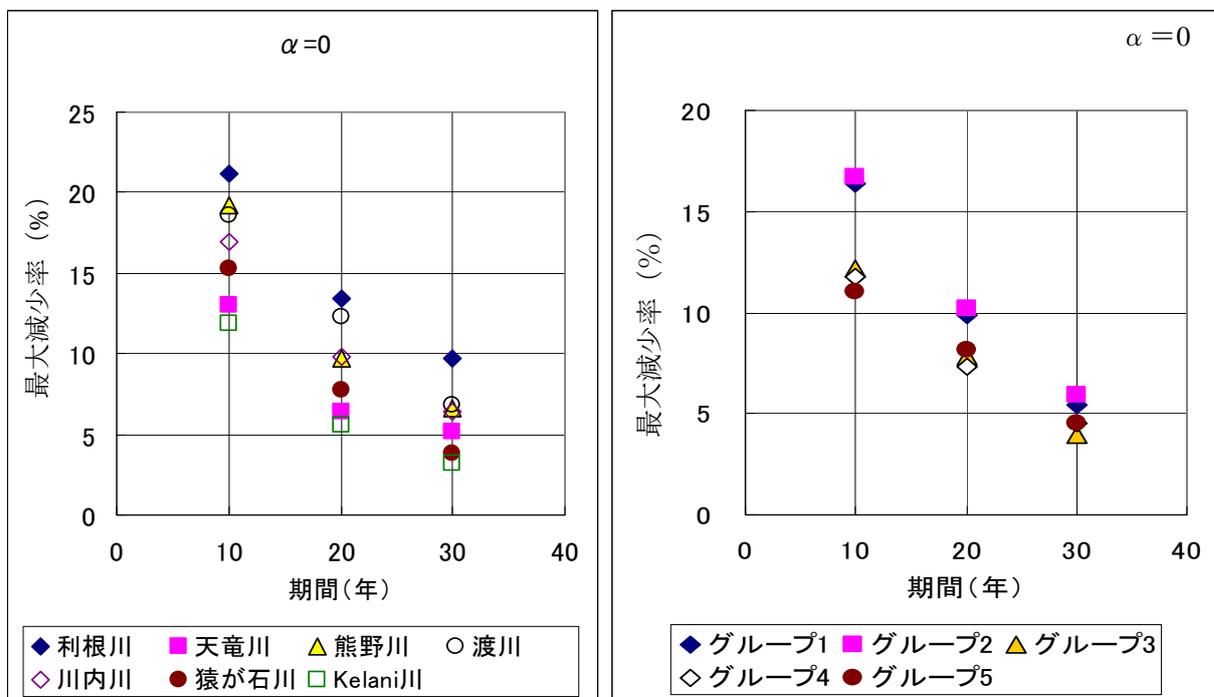


図 A-9-6 流量による最大減少率

4. 発電計画に用いる流量資料の期間設定

上記2.の移動平均分析で述べた「平均値からの範囲10%」を設定すると、全地点が満足する期間は20年である。最大減少率に対する許容値として、F/Sに期待される精度10%を設定すると、それに対応する期間は20年から30年程度である。

発電計画に用いる流量資料の期間として日本では10年以上の期間を使用しているが、発展途上国のプロジェクトでは20年から30年程度が最も望ましいといえる。

出典：「発展途上国における水力資源量の適正評価に関する研究、谷 順一、東京工業大学、2005」より抜粋

付属資料 A-11-1(1): ゾーン型フィルダムの事例

Dam	Completion year	Dam height (m)	Crest length (m)	Crest width (m)	Core width (m)		Filter min. width (m)		B/H	Extra embankment (m)	Slope gradient		Remarks
					Max.	Min.	Upstream	Downstream			Upstream	Downstream	
Miboro Dam	1960	131.0	405.0	12.0	101.05	5.0	2.00	2.00	0.77	2.7	2.5	1.75	Inclined core
Makio Dam	1961	106.0	264.0	10.0	25.0	6.0	4.00 (Equal width)	4.00 (Equal width)	0.24	2.0	3.0	2.25	Center core
Kuzuryu Dam	1968	128.0	355.0	12.0	55.0	4.0	2.00	2.00	0.43	1.15	2.6~3.0	1.8	Inclined core
Kisenyama Dam	1969	95.0	270.0	11.0	51.0	4.0	Fine 1.50 Coarse 2.00	Fine 1.50 Coarse 2.00	0.54	2.0	2.5 3.0	2.2	Center core
Shimokotori Dam	1973	119.0	289.2	11.0	49.7	3.0	Fine 1.00 Coarse 2.00	Fine 1.00 Coarse 2.00	0.42	2.0	2.3 2.4	1.83~ 1.85	"
Niikappu Dam	1973	102.8	326.0	11.0	45.12	4.0	2.00	2.00	0.44	2.0	2.3	1.9	"
Iwaya Dam	1976	127.5	366.0	10.0	42.25	4.0	10.25 (Equal width)	1.50	0.33	2.0	2.5	2.0	Inclined core
Takase Dam	1978	176.5	362.0	14.0	94.0	6.0	2.00 Transition	Fine 2.00 Coarse 2.00	0.53	3.0	2.6	2.1	Center core
Nanakura Dam	1978	125.0	340.0	12.0	62.0	6.0	Fine 3.00 Coarse 2.00	Fine 3.00 Coarse 2.00	0.50	1.5	2.7	2.0	"
Seto Dam	1978	110.5	342.8	11.0	37.15	4.0	2.00	2.00	0.34	1.0	2.5	2.0	"
Miho Dam	1978	95.0	590.0	15.0	39.25	6.0	3.00	3.00	0.41	2.0	3.4	2.8	Inclined core
Tedorigawa Dam	1978	153.0	420.0	12.0	67.5	6.0	6.00 (Equal width)	6.00 (Equal width)	0.44	4.0	2.6	1.85	Center core
Tokachi Dam	1984	84.3	443.0	12.0	46.0	6.0	6.00 (Equal width)	6.00 (Equal width)	0.55	2.0	2.6	2.0	"
Takami Dam	1983	120.0	435.0	11.0	46.6	4.0	2.00	2.00	0.39	1.2	2.65	1.95	"

付属資料 A-11-1(2): ゾーン型フィルダムの事例

Dam	Country	Completion year	Dam Height H: (m)	Crest Length (m)	Core Width (m)		Filter Min. Width (m)		B/H	Extra Embankment (m)	Slope Gradient		Remarks
					Max:B	Min	Upstream	Downstream			Upstream	Downstream	
Wadi Arab Dam	Jordan	1986	82.5	484	51.6	4.0	3.0	6.0	0.63	1.5	2.5	2.3	Center Core
Suzani Dam	Indonesia	1972	97.0	823	50.0	5.0	1.0	1.0	0.52	-	2.2	2.0	Center Core
Wonorejo Dam	Indonesia	1991	97.0	500	40.0	5.0	1.0	1.0	0.41	-	2.4	2.0	Center Core
Soyan Gang Dam	Korea	1973	123.0	530	64.6	5.0	13.0	13.0	0.52	2.0	2.3	2.0	Center Core
Imha Dam	Korea	1992	73.0	515	28.0	4.0	4.0	4.0	0.38	1.0	2.2	1.8	Center Core
Kulekhani Dam	Nepal		147.0	397	41.7	6.0	2.0	2.0	0.28	1.7	2.0	1.8	Center Core
Samanalawewa Dam	Sri Lanka		100.0	480	64.0	4.0	2.0	5.0	0.64	-	2.1	1.8	Center Core
Tsengwen Dam	Taiwan		133.0	405	124.0	4.0	5.0	8.0	0.93	-	3.0	2.5	
Sagruling Dam	Indonesia		97.5	301.4	47.0	5.0	3.0	3.0	0.48	2.0	2.6	1.9	Center Core
Srinagarind Dam	Thailand	1978	135.0	610	53.3	6.0	2.0	2.0	0.39	-	2.0	1.8	Center Core
Hasan Ugurlu Dam	Turkey	1983	175.0	405	69.0	6.0	2.5	2.5	0.39	2.0	2.5	1.8	Inlined Core
Ahinkaya Dam	Turkey	1988	195.0	619	87.8	7.0	5.0	5.0	0.45	2.0	2.2	1.9	Center Core

付属資料 A-11-2: コンクリート表面遮水壁型ダムの事例

Dam	Country	Height (m)	Crest length (m)	Thickness of concrete membrane		Slope gradient	
				Max. (cm)	Min. (cm)	Upstream	Downstream
McKay	US	48.8	822.9	32	20	1:1.75	1:2.00
Don Martin	Mexico	30.5	1,219.2	30	20	1:1.75	1:2.00
Bucks Creek	US	39	304.8	—	—	1:1.40	1:1.50
Dix River	US	83.8	310.9	46	20	1:1.2~1.0	1:1.40
Salt Springs	US	100	396.2	91	30	1:1.4~1.1	1:1.40
Lower Bear River No.1	US	74.7	292.6	91	30	1:1.30	1:1.40
Lemolo No.1	US	36.6	236.2	46	30	1:1.30	1:1.30
Paladela	Portugal	110	—	110	30	1:1.30	1:1.30
Wishong	US	90.2	1,015.0	87	30	1:1.3~1.0	1:1.40
Courtright	US	96.6	274.3	91	30	1:1.3~1.0	1:1.40
Pinzanes	Mexico	55.3	—	55	30	1:1.20	1:1.30
Ishibachi	Japan	53	345	60	30	1:1.4~1.2	1:1.50
Nozori	Japan	44	152.5	60	40	1:1.30	1:1.30
Quoich	Britain	38.4	320	38	30	1:1.30	1:1.40
Grandes-Patures	France	20	240	150	30	1:0.40	1:1.00
Greziolles	France	30	126	20	50	1:0.99~0.84	1:1.00
Sassiere	France	30	300	30	20	1:1.40	1:1.40
Bakhadda	Algeria	60	220	70	30	1:1.30	1:2.50
New Exchequer	US	149	378	—	70	1:1.30	1:1.40
Cabin Creek Upper	US	62	454	—	—	1:1.10	1:1.75
Fades	France	68	235	—	—	1:1.30	1:1.30
Rama	Yugoslavia	103	230	—	—	1:1.10	1:1.30
Kangaroo Creek	Australia	59	178	—	—	1:1.30	1:1.30
Pindari	Australia	45	487	—	—	1:1.30	1:1.30
Cethana	Australia	110	213	30	—	1:1.30	1:1.30
Alto Anchicaya	Colombia	140	240	30	30	1:1.40	1:1.40
Chuza (Golillas)	Colombia	135	106	—	30	1:1.60	1:1.60
Yacambu	Venezuela	158	107	—	—	1:1.50	1:1.50
Foz do Areia	Brazil	153	830	—	—	1:1.40	1:1.40
Khao Laem	Thailand	141	980	30	30	1:1.60	1:1.60
Machintosh	Australia	175	877	—	—	1:1.30	1:1.30
Murchison	Australia	89	210	—	—	1:1.30	1:1.30
Sugarloaf	Australia	85	1,000	—	—	1:1.50	1:1.70
Cirata	Indonesia	126	453	72	45	1:1.50	1:1.50

付属資料 A-11-3: アスファルト表面遮水壁型ダムの事例

Name	Completion year	Country	Storage capacity (10 ⁶ m ³)	Dam height (m)	Watertight facing surface area (10 ³ m ²)	Upstream slope gradient	Thickness of asphalt membrane (cm)	Middle drain layer thickness (cm)
Zoccolo	1965	Italy	33	66	42	1:2.5, 1:2	20	—
Silvergrund	1964	East Germany	0.19	12	2.0	1:1.7	26	10
Kessenhamm	1964	West Germany	0.3	18	3.8	1:2	14	—
Kruth-Wildenstein	1964	France	21	35	13	1:1.5	29.5, asphalt 7	—
Ulm bach	1965	West Germany	0.8	20	6.3	1:1.8	15	—
Moravka	64/66	Czechoslovakia	11	39	25	1:1.75	28	—
Ohra	1966	East Germany	20	59	22	1:2	27	10
Innerste	1966	West Germany	20	35	39	1:1.75	31	10
Ste-Cecile d'Andorge	1966	France	21	45	8.0	1:1.7	22	—
Upper Blue River	1966	US	2.6	22	6.2	1:1.7	25	—
Homestake	1967	US	55	69	52	1:1.6	35~17.5	—
Magosawa	1967	Japan	6.9	13	8.0	1:3, 1:2	16	—
Ronkhausen	1967	West Germany	1.3	27	9.0	1:1.8	11	—
Nagold	1967	West Germany	5.5	31	8.0	1:2	25	7
Kindaruma	1967	Kenya	17	28	15	1:1.7	28	8
Trapan	1967	France	1.3	24	6.0	1:2.5	28	—
Otsumata	1968	Japan	1.8	52	11	1:1.7	30	8
Villarino	1968	Spain	2,475	23	51	1:1.75	17	6
Salagou	1969	France	170	52	20	1:1.5	32	—
Pedu	1969	Malaysia	1,047.8	61	15	1:1.7	15	—
Manzanares el Real	1969	Spain	40	40	32	1:1.75	27	8
Legadadi	1969	Ethiopia	40	25	13	1:1.55	15	—
Grane	1969	West Germany	45	67	39	1:1.75	20	—
Alesani	1969	France	11	65	13	1:1.7, 1:1.6	22	—
Dungonnel	1969	Northern Ireland	1.1	17	4.2	1:1.7	31	13
Coo-Trois Ponts	1969	Belgium	8	20	9.0	1:2	13~17	—
Coo-Trois Ponts	1969	Belgium		25	12	1:2	17~21	6
Gijon	1969	Spain	2.5	15	15	1:2.35~1:1.95	30	12
Abono	1969	Spain		17	15	1:2.35	29	10
Diga di Saretto	1969	Italy	0.25	13	1.5	1:2		—
Ninokura	1971	Japan	2.8	37	7.0	1:2	27	10
Poza Honda	1970	Ecuador	98	40	25	1:2.5	28	8
Ry de Rome	1970	Belgium	0.8	22	4.0	1:1.85	31	8
Nidda	1970	West Germany	7	33	16	1:1.6	12.5	—
Ponte Liscione	1970	Italy		60	50	1:2	34	10
Obernau	1971	West Germany	15	60	28	1:1.93	26	8
Vallon d'Oï	1971	France	2.8	45	16	1:2	22	—
Schombach	1971	East Germany		14	30	1:2.5	28	8
Miyama	1974	Japan	25.8	76	41	1:1.9	42	15
Tataragi	1974	Japan	19.44	65	30	1:1.80	33	8

付属資料 A-15-1： JICA のスクリーニングフォーマット

案件名：
事業実施機関名、事業実施主体名又は投資先企業名：
記入責任者の名前、所属・役職名、団体名（会社名）、連絡先を記入して下さい。
名前：
所属・役職名：
団体名：
TEL：
FAX：
E-Mail：
記入日：
署名：

チェック項目

(注) プロジェクトの詳細が未定の場合は、「未定」と記入して下さい。

項目 1. プロジェクトサイトの所在地を記入して下さい。

項目 2. プロジェクトの規模・内容（概略開発面積、施設面積、生産量、発電量等）について簡単に記入して下さい。

2-1 プロジェクト概要

(プロジェクトの規模、内容)

2-2 どのようにしてプロジェクトの必要性を確認しましたか。

プロジェクトは上位計画と整合性がありますか。

YES：上位計画名を記載してください。

NO

2-3 要請前に代替案を検討しましたか。

YES：検討した代替案の内容を記載してください。

NO

2-4 要請前に必要性確認のためのステークホルダー協議を実施しましたか。

実施済み 実施していない

実施済の場合は該当するステークホルダーをチェックしてください。

関係省庁

地域住民

NGO

その他 ()

項目 3. プロジェクトは、新規に開始するものですか、既に行われているものですか？既に行われているもの場合、既に行われているプロジェクトは現地住民より強い苦情等を受けたことがありますか？

新規 既往 (苦情あり) 既往 (苦情なし) その他 ()

項目 4. プロジェクトに関して、環境アセスメント(EIA、IEE 等)は貴国の制度上必要ですか？

必要な場合、実施又は計画されていますか？必要な場合は、必要とされる根拠についても記入してください。

必要 (実施済 実施中・計画中)

(必要な理由：)

不要

その他 ()

項目 5. 環境アセスメントが既に行われている場合、環境アセスメントは環境アセスメント制度に基づき審査・承認を受けていますか。既に承認されている場合、承認年月、承認機関について記載してください。

承認済み(附帯条件なし) (承認年月： 承認機関：)

承認済み(附帯条件あり) (承認年月： 承認機関：)

審査中

実施中

手続きを開始していない

その他 ()

項目 6. 環境アセスメント以外の環境や社会面に関する許認可が必要な場合、その許認可名を記載して下さい。また、当該許認可を取得済みですか？

取得済み 取得必要だが未取得 取得不要 その他 ()

(許認可名：)

項目 7. プロジェクトサイト内又は周辺域に以下に示す地域がありますか。

YES NO

YES の場合、該当するものをマークしてください。

国立公園、国指定の保護対象地域(国指定の海岸地域、湿地、少数民族・先住民族のための地域、文化遺産等)

原生林、熱帯の自然林

生態学的に重要な生息地(サンゴ礁、マングローブ湿地、干潟等)

国内法、国際条約等において保護が必要とされる貴重種の生息地

大規模な塩類集積あるいは土壌浸食の発生する恐れのある地域

砂漠化傾向の著しい地域

考古学的、歴史的、文化的に固有の価値を有する地域

少数民族あるいは先住民族、伝統的な生活様式を持つ遊牧民の人々の生活区域、もしくは特別な社会的価値のある

地域

項目 8. プロジェクトにおいて以下に示す要素が予定、想定されていますか。

YES NO

YES の場合、該当するものをマークしてください。

- 大規模非自発的住民移転（規模：世帯 人）
- 大規模地下水揚水（規模：m³/年）
- 大規模埋立、土地造成、開墾（規模：ha）
- 大規模森林伐採（規模：ha）

項目 9. プロジェクトは環境社会に望ましくない影響を及ぼす可能性がありますか。

YES NO

YES の場合、主要な影響の項目と概要を記載してください。

- 大気汚染
- 水質汚濁
- 土壌汚染
- 廃棄物
- 騒音・振動
- 地盤沈下
- 悪臭
- 地形・地質
- 底質
- 生物・生態系
- 水利用
- 事故
- 地球温暖化
- 非自発的住民移転
- 雇用や生計手段等の地域経済
- 土地利用や地域資源利用
- 社会関係資本や地域の意思決定機関等の社会組織
- 既存の社会インフラや社会サービス
- 貧困層・先住民・少数民族
- 被害と便益の偏在
- 地域内の利害対立
- ジェンダー
- 子どもの権利
- 文化遺産
- HIV/AIDS 等の感染症
- その他（ ）

関係する環境社会影響の概要：（ ）

項目 10.（有償資金協力の場合）現時点でプロジェクトを特定できない案件（例：承諾時にプロジェクトを特定できないツーステップローン、セクターローン等）ですか？

YES NO

項目 11. 情報公開と現地ステークホルダーとの協議

環境社会配慮が必要な場合、国際協力機構環境社会配慮ガイドラインに従って情報公開や現地ステークホルダーとの協議を行うことに同意しますか。

YES NO

付属資料 8： 一般に影響を及ぼしやすいセクター・特性、影響を受けやすい地域の例示¹

ここに掲げているセクター・特性、影響を受けやすい地域は、環境や社会への重大で望ましくない影響のある可能性を持つものの例示であり、個別のプロジェクトをカテゴリ分類する際には、プロジェクトの内容に応じて1. 7に記載されている「カテゴリA」の基準に則って判断されるものである。したがって、ここに例示されたセクター・特性・地域以外であっても環境や社会への重大で望ましくない影響のある可能性を持つものは「カテゴリA」に分類される。

1. 影響を及ぼしやすいセクターの例示

以下に示すセクターのうち大規模なもの。

- (1) 鉱山開発(石油・天然ガス開発を含む)
- (2) パイプライン
- (3) 工業開発
- (4) 火力発電(地熱含む)
- (5) 水力発電、ダム、貯水池
- (6) 送変電・配電(大規模非自発的住民移転、大規模森林伐採、海底送電線を伴うもの)
- (7) 河川・砂防
- (8) 道路、鉄道、橋梁
- (9) 空港
- (10) 港湾
- (11) 上水道及び下水・廃水処理(影響を及ぼしやすい構成要素を含むかもしくは影響を受けやすい地域に立地するもの)
- (12) 廃棄物処理・処分
- (13) 農業(大規模な開墾、灌漑を伴うもの)

2. 影響を及ぼしやすい特性の例示

- (1) 大規模非自発的住民移転
- (2) 大規模地下水揚水
- (3) 大規模な埋立、土地造成、開墾
- (4) 大規模な森林伐採

3. 影響を受けやすい地域の例示

以下の地域又はその周辺。

- (1) 国立公園、国指定の保護対象地域(国指定の海岸地域、湿地、少数民族・先住民族のための地域、文化遺産等)

- (2) 国又は地域にとって慎重な配慮が必要と思われる地域

<自然環境>

生林、熱帯の自然林

生態的に重要な生息地(珊瑚礁、マングローブ湿地、干潟等)

内法、国際条約等において保護が必要とされる貴重種の生息地

規模な塩類集積或いは土壌侵食の発生する恐れのある地域

漠化傾向の著しい地域

<社会環境>

古学的、歴史的、文化的に固有の価値を有する地域

少数民族或いは先住民族、伝統的な生活様式を持つ遊牧民の人々の生活区域、もしくは特別な社会的価値のある地域

¹ JICA ガイドライン別紙 3 より

付属資料 A-15-2: JICA の水力発電用チェックリスト (JICA Web サイト <http://www.jica.go.jp/environment/guideline/ref.html> より)

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/No の理由、根拠、緩和策等)
1 許認可・説明	(1)EIA および環境許認可	(a) 環境アセスメント報告書 (EIA レポート) 等は作成済みか。 (b) EIA レポート等は当該国政府により承認されているか。 (c) EIA レポート等の承認は付帯条件を伴うか。付帯条件がある場合は、その条件は満たされるか。 (d) 上記以外に、必要な場合には現地の所管官庁からの環境に関する許認可は取得済みか。	(a) (b) (c) (d)	(a) (b) (c) (d)
	(2)現地ステークホルダーへの説明	(a) プロジェクトの内容および影響について、情報公開を含めて現地ステークホルダーに適切な説明を行い、理解を得ているか。 (b) 住民等からのコメントを、プロジェクト内容に反映させたか。	(a) (b)	(a) (b)
	(3)代替案の検討	(a) プロジェクト計画の複数の代替案は (検討の際、環境・社会に係る項目も含めて) 検討されているか。	(a)	(a)
2 汚染対策	(1)水質	(a) ダム湖/貯水池の水質は当該国の環境基準等と整合するか。動植物プランクトンの異常発生する恐れはあるか。 (b) 放流水の水質は当該国の環境基準等と整合するか。 (c) 試験湛水前の樹木の伐採などダム湖/貯水池の水質悪化防止のための対策が計画されるか。 (d) 下流の河川流量が低下することで、水質が悪化し、環境基準を下回る区間が生じるか。 (e) ダム湖/貯水池の底部からの放水 (通常表面水より水温が低い) による下流域への影響を考慮した計画か。	(a) (b) (c) (d) (e)	(a) (b) (c) (d) (e)
	(2)廃棄物	(a) 掘削により発生した土砂は当該国の規定に従って適切に処理・処分されるか。	(a)	(a)
3 自然環境	(1)保護区	(a) サイトは当該国の法律・国際条約等に定められた保護区内に立地するか。プロジェクトが保護区に影響を与えるか。	(a)	(a)

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/No の理由、根拠、緩和策等)
	(2) 生態系	(a) サイトは原生林、熱帯の自然林、生態学的に重要な生息地（珊瑚礁、マングローブ湿地、干潟等）を含むか。 (b) サイトは当該国の法律・国際条約等で保護が必要とされる貴重種の生息地を含むか。 (c) 下流域の水生生物、動植物及び生態系への悪影響はあるか。生態系への影響を減らす対策はなされるか。 (d) ダム等の構造物により遡河性魚類（サケ、マス、ウナギ等、産卵のため河川と海の間を移動する種）の移動を妨げる恐れはあるか。これらの種への影響を減らす対策はなされるか。	(a) (b) (c) (d)	(a) (b) (c) (d)
	(3) 水象	(a) 堰等の構造物の設置による水系の変化に伴い、地表水・地下水の流れに悪影響を及ぼすか（特に流れ込み式水力発電の場合）。	(a)	(a)
	(4) 地形・地質	(a) ダム湖による土砂等の捕捉により、下流域への土砂流入量が減少し、河床低下、土壌侵食等が生じるか。また、ダム湖への土砂の堆積による貯水池の容量減少、上流域の河床上昇、土壌堆積が生じるか。これらの可能性について調査され、必要な対策が講じられるか。 (b) プロジェクトにより計画地周辺の地形・地質構造が大規模に改変されるか（特に流れ込み式水力発電）。	(a) (b) (c) (d)	(a) (b) (c) (d)
4 社 会 環 境	(1) 住民移転	(a) プロジェクトの実施に伴い非自発的住民移転は生じるか。生じる場合は、移転による影響を最小限とする努力がなされるか。(b) 移転する住民に対し、移転前に補償・生活再建対策に関する適切な説明が行われるか。(c) 住民移転のための調査がなされ、再取得価格による補償、移転後の生活基盤の回復を含む移転計画が立てられるか。(d) 補償金の支払いは移転前に行われるか。(e) 補償方針は文書で策定されているか。(f) 移転住民のうち特に女性、子供、老人、貧困層、少数民族・先住民等への社会的弱者に適切な配慮がなされた計画か。(g) 移転住民について移転前の合意は得られるか。(h) 住民移転を適切に実施するための体制は整えられるか。十分な実施能力と予算措置が講じられるか。(i) 移転による影響のモニタリングが計画されるか。(j) 苦情処理の仕組みが構築されているか。	(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h) (i) (j)	(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h) (i) (j)

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/No の理由、根拠、緩和策等)
	(2)生活・生計	(a) プロジェクトによる住民の生活への悪影響が生じるか。必要な場合は影響を緩和する配慮が行われるか。 (b) プロジェクトにより周辺の地域利用が変化して住民の生計に悪影響を及ぼすか。 (c) 関連施設が住民の既存水域交通及び周辺の道路交通に悪影響を及ぼすか。 (d) 他の地域からの人口流入により病気の発生 (HIV 等の感染症を含む) の危険はあるか。必要に応じて適切な公衆衛生への配慮が行われるか。 (e) 下流の水利用維持のための最低流量は供給されるか。 (f) 下流水の流量の変化、あるいは海水浸入により、下流の水利用や土地利用に影響が生じるか。 (g) 水を原因とする、もしくは水に関係する疾病 (住血虫症、マラリア、糸状虫症等) は発生する恐れはあるか。 (h) 河川等における漁業権、水利権、山林入会権等が阻害されることはあるか。	(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h)	(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h)
	(3)文化遺産	(a) プロジェクトにより、考古学的、歴史的、文化的、宗教的に貴重な遺産、史跡等を損なう恐れはあるか。また、当該国の国内法上定められた措置が考慮されるか。	(a)	(a)
	(4)景 観	(a) 特に配慮すべき景観が存在する場合、それに対し悪影響を及ぼすか。影響がある場合には必要な対策は取られるか。	(a)	(a)
	(5)少数民族、先住民族	(a) 当該国の少数民族、先住民族の文化、生活様式への影響を軽減する配慮がなされているか。 (b) 少数民族、先住民族の土地及び資源に関する諸権利は尊重されるか。	(a) (b)	(a) (b)
4 社 会 環 境	(6)労働環境	(a) プロジェクトにおいて遵守すべき当該国の労働環境に関する法律が守られるか。(b) 労働災害防止に係る安全設備の設置、有害物質の管理等、プロジェクト関係者へのハード面での安全配慮が措置されるか。(c) 安全衛生計画の策定や作業員等に対する安全教育 (交通安全や公衆衛生を含む) の実施等、プロジェクト関係者へのソフト面での対応が計画・実施されるか。(d) プロジェクトに関係する警備要員が、プロジェクト関係者・地域住民の安全を侵害することのないよう、適切な措置が講じられるか。	(a) (b) (c) (d)	(a) (b) (c) (d)

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/No の理由、根拠、緩和策等)
5 その 他	(1) 工事中の影響	(a) 工事中の汚染（騒音、振動、濁水、粉じん、排ガス、廃棄物等）に対して緩和策が用意されるか。 (b) 工事により自然環境（生態系）に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。 (c) 工事により社会環境に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。	(a) (b) (c)	(a) (b) (c)
	(2) 事故防止対策	(a) ダムからの放水時における下流部への警報体制は整備されるか。	(a)	(a)
	(3) モニタリング	(a) 上記の環境項目のうち、影響が考えられる項目に対して、事業者のモニタリングが計画・実施されるか。 (b) 当該計画の項目、方法、頻度等はどのように定められているか。 (c) 事業者のモニタリング体制（組織、人員、機材、予算等とそれらの継続性）は確立されるか。 (d) 事業者から所管官庁等への報告の方法、頻度等は規定されているか。	(a) (b) (c) (d)	(a) (b) (c) (d)
6 留意 点	他の環境チェックリストの参照	(a) 必要な場合は、林業に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（山間地のダムについて大規模な伐採を伴う場合等）。 (b) 灌漑、上水、工水等への利用を目的としたダム・貯水池については、必要に応じて農業、上水道に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること。 (c) 必要な場合には送変電・配電に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（送変電・配電施設の建設を伴う場合等）。	(a) (b) (c)	(a) (b) (c)
	環境チェックリスト使用上の注意	(a) 必要な場合には、越境または地球規模の環境問題への影響も確認する（廃棄物の越境処理、酸性雨、オゾン層破壊、地球温暖化の問題に係る要素が考えられる場合等）。	(a)	(a)

注1) 表中『当該国の基準』については、国際的に認められた基準と比較して著しい乖離がある場合には、必要に応じ対応策を検討する。

当該国において現在規制が確立されていない項目については、当該国以外（日本における経験も含めて）の適切な基準との比較により検討を行う。

注2) 環境チェックリストはあくまでも標準的な環境チェック項目を示したものであり、事業および地域の特性によっては、項目の削除または追加を行う必要がある。