

## 7.4.2 Artvin計画

### (1) 貯水池

#### (a) 地 形

7-1で述べたとおりArtvin計画は上流案と下流案ダムの2案が検討されている。

以下各案について述べる。なお、各案の貯水池諸元は下記の通りである。

上流案	貯水池満水位	標高 500.00 m
	容 量	$23.7 \times 10^6 \text{ m}^3$
下流案	貯水池満水位	標高 500.00 m
	容 量	$166.8 \times 10^6 \text{ m}^3$

#### i) 上流案貯水池

上流案ダムサイトは、ユスフェリダムサイトの約9 km下流に位置する。貯水池内の主要な支沢は、左岸のHev沢およびPikal沢と、右岸のAvresi沢およびCitliyan沢である。しかし、いずれも、Yusufeli貯水池内の支川に比べると規模は非常に小さい。従って、上流案の主要貯水池は、Yusufeliダムサイトより北東方向に、小さな蛇行をいくつかくり返して流れるCoruh河本流に位置する。

ダムサイトより1~2 km上流迄の貯水池は、gabbroよりなるYusufeli formationに位置し、それより上流のYusufeliダムサイト迄の貯水池はIkdere花崗岩類分布範囲に位置する。従って本貯水池内の河床は、洪水はんらん原などの発達がなく、河幅のせまい地形を示す。また、両河岸は、小さな沢の出口に形成されている小規模な平坦部や急崖裾部のalluvial coneを除いて、全般に著しく急峻な峡谷を形成している。なお、上流案、貯水池内の満水位標高500.00 mにおける谷幅はおおよそ200 mである。また、上流案貯水池内には、地送り地形は見られない。

#### ii) 下流案貯水池

上流案ダムサイトより約10 km下流に下流案ダムサイトが計画されている。貯水池内の主要な支沢は、左岸のEsenkaya沢、Tarakcilari沢と、右岸のNagai沢、Hars沢である。上流案貯水池内と同様に、各沢は、Yusufeli貯水池内の支川に比べると規模は小さい。

下流案の貯水池は、いくつかの蛇行部を経てほぼ北東方向に流れるCoruh川本流に位置する。

この貯水池は、全域がYusufeli formationに位置する。

当範囲内のYusufeli formationは、上流域ではgabbro及びphyllite、中流域では主としてphyllite、下流域ではdiabase 又はbasic tuffと考えられる極めて堅硬なgreen rockよりなる。従って、gabbroや堅硬なgreen rock分布範囲を除いたphyllite分布範囲では、全般に河幅の広い河川地形を示す。

すなわち、上流案ダムサイトの直下流、およびオリジナルダムサイト付近の河川はgabbro分布範囲に位置し、ここでは河床幅は約120 ~ 150mと著しくせまく、また、峡谷を形成している。また、下流案ダムサイト付近では堅硬なgreen rockが分布するため、gabbro分布範囲と同じく峡谷を形成している。しかし、他の範囲は、ほぼphylliteよりなるため、谷幅が広いうえに、左右岸の各所に大規模な斜面堆積物や段丘堆積物の分布も見られる比較的なだらかな河川地形が形成されている。この下流案貯水池内にはHavuzlu とDemirkent の2つの大規模地切りが位置する。前者は、下流案ダムサイトより約8km上流に、後者は同じく約6.5kmに位置する。

(b) 地質

Artvin計画の上流案および下流案貯水池に分布する地質は下表のとおりである。

第四紀	表層堆積物	斜面堆積物	上流案・下流案貯水池
		地切り堆積物	下流案貯水池
		河床堆積物	上流案・下流案貯水池
		段丘堆積物	上流案・下流案貯水池
第三紀	基岩盤類	Ikizdere花崗岩類	上流案貯水池
中生代		Yusufeli formation	上流案・下流案貯水池

i) 上流案貯水池内の表層堆積物

斜面堆積物

斜面堆積物は貯水池内の各所に見られる。Yusufeli貯水池内と同様に、斜面堆積物は、いわゆる崖錐性のもと、alluvial cone の2種類がある。しかし、崖錐性堆積物の大部分は、貯水池の満水面標高500mより高い位置にあるため、貯

水池には直接影響ないものと判断出来る。当貯水池内で最も大きい斜面堆積物は、上流案ダムサイト右岸山体の南西斜面（DWG, AP-3-26 参照）に見られる堆積物で、この材料は、主として岩片よりなるいわゆる岩屑である。この厚さは、未確認であるが外見上はそれ程厚くないと思われる。

#### 河床堆積物

貯水池内の河床堆積物の厚さは未調査である。しかし、Yusufeliダムサイトにおける河床堆積物の厚さ約50mは、当貯水池内にもほぼ適用できる厚さと推定出来る。また、構成する礫の岩種や形状についても、Yusufeli貯水池内のそれらと大きな変化がないものと判断している。なお、当貯水池内には目立った洪水はんらん原は見られない。

#### 段丘堆積物

上流案貯水池内の段丘堆積物の分布範囲および厚さ等の規模は小さい。しかし、Yusufeliダムサイト直下流左岸やArtvin上流案ダムサイトの左岸に小規模な段丘堆積物が分布する。これら堆積物は、砂・シルト・礫よりなり分級は必ずしも良くない。

なお、段丘堆積物の頂部標高はおおよそ 510mと推定される。また、Yusufeliダムサイト直下流の段丘堆積物より試料を採取し、花粉分析が実施されている。

その詳細は7-4-1, (1)-(b) に既述されている。

### ii) 上流案貯水池内の基盤岩類

#### Ikizdere花崗岩類

貯水池の中流域より上流域、すなわち、Yusufeliダムサイトより約5km下流範囲の基盤岩石はIkizdere花崗岩類よりなる。この岩石は7-4-1, (1)で述べたIkizdere花崗岩類と全く同じである。

#### Yusufeli formation

当貯水池内のYusufeli formationは、主としてgabbroよりなる。このgabbroは緑色で、非常に堅硬である。ダムサイト左岸及びHev 谷沿いのgabbroには、多数のアライトの岩脈が見られる。貯水池内におけるgabbroはダムサイトより約2.5km上流迄の範囲に分布している。

### iii) 下流案貯水池内の表層堆積物

#### 斜面堆積物

7.4.2 (1)にて既述のとおり、下流案貯水池内のYusufeli formationはgabbro、phylliteおよびbasic tuff又はdiabase よりなるgreen rockなどの岩石が分布する。

従って、基盤岩石の変化に伴い、斜面堆積物の分布も異なる。

当貯水池内の斜面堆積物はすべて、崖錐タイプの堆積物で、上流域に分布してalluvial cone は、ほとんど見られない。一般的に云って、基盤岩石がphylliteよりなる範囲では斜面堆積物の分布が著しく、その典型的な分布は上流案ダムサイト直下流右岸、Havuzlu 地氈りの対岸、Demirkent地氈り対岸およびdemirkent地氈りの下流の右岸に見ることが出来る。

ここでの斜面堆積物は、主として岩片よりなり最大厚さは約5~10mと予想される。

#### 地氈り堆積物

下流案貯水池内には、下流案ダムサイトより約8km上流の左岸に、Havuzlu 地氈り、同じく、約6.5km上流の右岸に、Demirkent 地氈りの2つの大規模地氈りが存在する。いずれの地氈りも現在は安定しているようである。

Havuzlu 地氈りは、面積約772,000 m<sup>2</sup>、電気探査結果による最大厚さ約150mの大規模なもので、地氈り内の斜面勾配はおおよそ23°である。

地氈り塊を構成する材料は、砂岩、頁岩、千枚岩等の岩片よりなる。なお、この地氈り塊は、EIEにより電気探査およびボーリング3孔が実施されている。

この結果、はDWG, AP-3-27 に示されている。

Demirkent 地氈りでは地質調査は、実施されていない。しかし、その規模はHavuzlu 地氈りより大きいと思われる。その地氈り塊を構成する材料は顕微鏡により未確認であるが、恐らくgabbro又はamphibolite の風化残留物が大規模に氈ったものと推定される。

なお、このDemirkent 地氈りの対岸（左岸）には緑灰色及び茶色の土柱を伴った崖錐状材料が分布している。この材料は、多分、Demirkent 地氈り滑動時に、地氈り塊がCoruh川を埋め、対岸に達したものが現在もなお、残っているものと推定出来る。現在残留しているこの左岸の崖錐状材料の頂部標高は約550m乃至それ以上と推定される。

#### 河床堆積物

下流案貯水池の河床砂礫の厚さは未確認である。しかし、オリジナルダムサイト上の調査結果によるとその厚さは約40mと推定されているため、当貯水池内の砂礫の厚さもほぼこれに等しいものと推定される。

#### 段丘堆積物

一般的に云って、典型的な段丘地形は顕著ではない。しかし、既述した、上流案ダムサイト直下流右岸の崖錐の頂部およびDemirkent地じりの下流右岸に見られる崖錐部の頂部には、薄い砂礫の堆積が見られる。これら砂礫は、恐らく地じり塊によりCoruh川が埋没し、一時的に湖水を形成して際の堆積物ではないかと推定している。

これら砂礫は数m以内と薄い。

#### iv) 下流案貯水池内の基盤岩類

##### Yusufeli formation

下流案貯水池内に分布する基盤岩類はYusufeli formationである。しかし、既述の如く、当貯水池内のYusufeli formationは、gabbro, phyllite, diabase, basic Tuffなど多種類の岩石よりなる。

gabbroは緑色で、極めて堅硬である。分布はオリジナルダムサイト周辺と貯水池中流部のEsenkaya沢の下流域付近に見られる。phylliteは、Havuzlu地じりよりEsenkaya部落の下流域まで広範囲に分布する。なお、phylliteは、砂岩や頁岩の薄層を挟在する。diabaseやbasic tuffなどのgreen rockは貯水池下流域、すなわち下流案ダムサイト付近に分布する。このgreen rockは堅硬である。

下流案貯水池は、上流案貯水地域をも包含する。従って、下流案貯水池の上流域の地質は、前項を参照されたい。

#### (c) 土木地質的考察

上流案貯水池及び下流案貯水池内には、可溶性岩石や空洞又は薄い尾根など貯水池の耐水性に影響を与えるような地質的問題点は見当たらない。従って、両貯水池共耐水性は保証されると判断出来る。以下、斜面の安定性について述べる。

##### i) 上流案貯水池の斜面の安定性

既述の如く、上流案貯水池には、現存する地じり塊又は、貯水池湛水後に、新しく地じりが発生する可能性のある地形は見当たらない。他方、大規模な、不安定な

崖錐地形も見当たらない。ただ、7.4.2 (1)-(b)-i) で記述した、ダムサイト右岸山体の南西斜面の斜面堆積物は、裾部が標高 500 m より高いと推定されること、この斜面が直接貯水池に面していないことから、特に問題ないと予想されるが、急崖を形成している斜面の安定性 (7.4.1 (1)-(c)-ii) 参照) と共に、今後詳細な地表調査が必要である。

## ii) 下流案貯水池の斜面の安定性

下流案貯水池には、Havuzlu 地切りとDemirkent 地切りの2つの大規模地切りが存在することは既に述べた。

これらの他に、今後貯水池の湛水により新しく地切りが発生する可能性のある地形は見当たらない。従って、Havuzlu 地切りの対岸、Demirkent 地切りの対岸およびDemirkent 地切りの下流右岸等に分布する厚い未固結堆積物に対する貯水池の影響と前記した2つの大規模地切りに対する貯水池の影響についての考察を以下に述べる。

### 未固結堆積物に対する貯水池の影響

上記した4つの場所のうち、Demirkent 地切りの対岸を除いた3つの場所(いずれも右岸)では、道路より5~10 m 高い崖錐の露頭が見られる。これら崖錐堆積物は、主として岩片よりなる岩屑で岩屑の頂部は薄い砂礫で被われている。

いずれの材料も未固結である。

これら未固結堆積物の頂部標高は上流部(Havuzlu地切りより上流部)では約500 m、下流部(Demirkent地切りより下流)では500~525 m と推定される。

従って、これら3個所の未固結堆積物は貯水池の湛水によって全体又は一部が冠水される。この冠水によって予想される現象は、未固結堆積物の崩壊である。

もし、上記した個所の後背堆積物が大きい場合は、その堆積物の継続的な崩壊が予想されるので、今後、上記した3個所およびそれ以外にももし、貯水池の満水面以高まで分布する厚い斜面堆積物がある場合は、それらの斜面堆積物の規模を調査しておく必要がある。

Demirkent 地切りの対岸に見られる土柱を伴う半固結堆積物は、既述の如く、Demirkent 地切り塊の一部が残留した材料ではないかと推定している。

この材料は、gabbro又はamphybolite などの塩基性岩石の風化残留物と考えられるが、もし、この堆積物が冠水し、軟化した場合、貯水池内に滑入する可能性

は十分予想される。現地踏査の結果では、貯水池満水面以高の堆積物の量は、大きくなく、大部分が貯水池満水面以下に潜水するものと判断されるが、今後詳細な調査を実施しておく方が望ましい。

#### Havuzlu地送り

Artvin開発計画の検討に際し、オリジナルダムサイトの廃止を勧告した唯一の理由は、このダムサイトの1 km上流右岸に地送り塊の量が約 $86 \times 10^6 \text{ m}^3$ と推定される Havuzlu地送りが存在することであった。

この地送り塊は、先端部標高が約 480 m 付近、頂部標高が約 1150 m、地送り面積が  $772,000 \text{ m}^2$ 、最大厚さ約 150 m (E I Eの電気探査結果による)、推定地送り塊量が $86 \times 10^6 \text{ m}^3$ と云う大規模なものである。E I Eが実施した3本のボーリング調査結果および電気探査結果に基づいた、地送り塊断面から判断すると、地送り面低部(いわゆる地送り脚部)の標高は約 600 m と推定され、Artvin貯水池(満水面標高 500 m)の水が直接地送り面に滲透する可能性は少ない。しかし、幅約 600 m と推定される地送り舌端部の大部分は貯水池内に潜水する。その上、本地送り塊の地表斜面の勾配は約 $22^\circ$ 、地送り面(基盤岩石の斜面)の勾配は $30^\circ \sim 50^\circ$ と、一般に急である。

Havuzlu 地送りが、貯水池の湛水により再滑動するか否かを結論づけることは非常に難しい。殊に、少なくとも、一応バランスが保たれている現状に対して、新しく貯水池が築造された場合に、現在のバランスがどの様に変化するかを調査するためには、相当の費用と時間を必要とする。その他、この調査には、貯水池と云う新しい条件の他に、大雨や地震と云う自然現象をもシミュレートされる必要がある。このような種々の条件を考慮すると、Havuzlu 地送りの約 1 km 下流に位置するオリジナルダムサイトは、もし、開発計画上代替ダムサイトの選定が可能であるならば、さけるべきであると云う理由で放棄された。

Artvin上流ダムサイトの場合は Havuzlu地送りは全く関係がない。しかし、下流案ダムサイトは、この地送りより約 8 km 下流に位置するため、もし Havuzlu地送りが再滑動した場合の影響は配慮されなければならない。

貯水池内に、地送り塊が滑動した場合に発生する問題は、滑動により起こる波と洪水がダムに与える影響と地送り塊が貯水池を閉塞した場合の上流への影響である。

地這り塊が滑動する速度は、個々の地這りによってことなるが、例えば、有名なパイオントダム事故の場合は、滑動の中期では、数mm～数cm/日と報告されている。(滑動の局限状態では15～30m/secと云う報告もある)。他方、Havuzlu地這りの這り面低部の標高は、貯水池満水面より高く、約600mで、更に、這り面の型状(すなわち、基盤岩石表面の型状)は、電気探査の結果によると、階段状を呈している(部分的には急で30°～50°、部分的には平坦で、10°以内)そして、地這り下端における基盤の型状は、“スキージャンプ”式の型を呈している。(Fig. 7-18 参照)。

上記の様な条件を考慮すると、たとえHavuzlu地這りが再滑動したとしても、地這りの速度は、異常な程急激な速度を示さないと推定される。しかも、地這り地より下流ダムサイトまでの貯水池形状は、いくつか蛇行部をもち、約8kmの距離がある。その上、下流ダムは、上流部にHavuzlu及びDemirkent(後出)と云う2つの地這りを持つため、コンクリート重力またはコンクリートアーチ重力式ダムで、地這りにより発生するかも知れない波や洪水に耐え得る構造が選ばれている。このような理由で、Havuzlu地這りが再滑動したとしても、下流ダムに対する影響は、それ程強大なものではないと予想している。

他方、Havuzlu地這り前面の貯水池水深は約50mで、地這り舌端部幅約600mとした場合の貯水池容量は約 $3.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ と推定される。Havuzlu地這り塊の量が約 $87 \times 10^6 \text{ m}^3$ であるため、地這り塊の約1/20量が滑落した場合に、貯水池は閉塞される。全量が一度に滑落するか否かは判らないが、閉塞した場合のYusufeli発電所への影響は、検討される必要がある。

#### Demirkent 地這り

Demirkent地這りは、現地踏査以外の調査が行われていない。縮尺の大きい地形図に基づいた、地這り塊の面積は約950,000 $\text{m}^2$ と推定できる。しかし、この地這りの特徴は、地這り塊斜面が約17°とゆるやかで、地這り塊上の部落や樹木が大変安定していることである。

既述したように、Demirkent地這り地対岸に見られる土柱を伴った斜面堆積部が、この地這り塊の一部残留している材料と云う仮定が正しいとすれば、このDemirkent地這り塊の滑動時期は相当古く、しかも、地這り材料は、よく締まった材料であると云える。



他方、Demirkent 地這り頂部が平坦であることと、この地這り塊の一部が対岸の高位置（標高約 550m 付近）に残留していることを併せて考えると、この地這り塊の滑動は、ほぼ完全に滑動を終え、現在は安定した地形を保っていると云う解釈が可能である。また、地表露頭で見られる地這り塊の材料は、細粒材料と岩片のよく締まったものである。

貯水池は、Demirkent 地這り塊の裾部を冠水する。Havuzlu地這りと同様に、湛水によって、この地這りがどのような挙動を示すかという結論をつけることは難しい。しかし、この地這りの場合、上述の如く、地形的および地這り材料の見地から、たとえ、裾部が冠水されても、安定性は Havuzlu地這りより良いものと判断出来る。なお、この地這りについても、下流ダム及び上流域（Yusufeli発電所）に対する注意は、前述の Havuzlu地這りと同様に検討が必要である。

## (2) ダム

### (a) 上流案

#### i) 地形

当ダムサイトは、Yusufeliダムサイトの約 9 km 下流に位置する。ダムサイトは左岸側から Hev 沢が合流した直下流にあたり、この付近で河川は急峻な V 字谷を呈している。満水位 500 m での谷幅は、約 120 m、標高約 450 m の河床部の谷幅は約 35 ~ 40 m である。ダム軸での山腹斜面の平均傾斜は左岸で約 55°、右岸で約 60°である。

左岸アバットメントの裏側には、本流の向きとはほぼ平行した断層破砕帯が走り、この影響で尾根が侵食されて鞍部を形成している。鞍部の標高は約 530 m であり、満水位 500 m における鞍部の上下流方向の厚さは約 60 m である。

一方、右岸の尾根は非常に厚くなっているが、直下流には標高約 800 m を頭部とする alluvial cone 条の斜面堆積物が広く分布している。また直上流にも広く斜面堆積物が分布している。

## ii) 地 質

### 基盤岩類

ダムサイトの基礎岩盤は、Yusufeli formationの gabbro であり、これを貫いて小規模な aplite veins が発達している。基礎岩石の岩質は非常に堅硬である。しかし、位置的にみると、左岸側の尾根部には Aplite vein を伴う大小さまざまな断層が見られ、全体として破碎の度合いが大きい。また、前項で述べたように、尾根を横切る断層破碎帯は幅が約 15 m 程度あり、上下流方向に連続性している。この破碎帯は無数の Slickenside と Quartz-calcite veinlets を伴い、非常に脆弱である。一方右岸側の岩盤は断層の発達は少なく、塊状な山体をなしている。

### 表層堆積物

ダムサイトに分布する表層堆積物は、河床部の沖積層、左岸の小規模な河岸段丘堆積物及び両岸に散在する斜面堆積物に大別される。

### 沖積層

本流の河床部には、砂礫層の厚さは不明であるが、Coruh 河の砂礫層の一般的特徴から推定して約 50 m の厚さがあると推定される。

なお、ダム軸の直上流左岸に合流する Hev 沢の河床部にも同様な砂礫が堆積している。

### 段丘堆積物

ダム左岸アパートメントの標高 470 m 付近に幅約 10 m 厚さ 5 m 程度で、上下流に約 90 m 連続する細長い段丘堆積物がある。これは円礫と砂を構成物とする。

### 斜面堆積物

ダムの左岸側には、小規模な斜面堆積物が散在している。いずれも厚さは数 m 以内と推定される。

一方右岸にはダム軸の約 50 m 下流より広い斜面堆積物の分布がみられる。この斜面堆積物は標高約 800 m を頭部とする。Alluvial Cone 状の大規模なものである。ダム軸の約 300 m 下流にはこの斜面堆積物の末端部が本流にせりだした平坦部が形成されており、堆積物の頂部に円礫を主とした段丘砂礫の堆積もみられる。

### iii) 土木地質的考察

#### 風 化

基礎岩盤の風化は、一般に左岸側に著しい。左岸側は著しく大小の断層が集中し、岩盤に亀裂が発達し、この亀裂沿いの茶褐色の風化変色と云う現象として現れている。

特に、左岸の鞍部にみられる断層破碎帯の地表に近い部分は亀裂がゆるみ、風化が著しい。この風化帯の幅は約15mであり、上下流に連続している。一方、右岸側の塊状岩盤には著しい風化は発達していない。

#### 硬 さ

基礎岩の新鮮な部分では、堅硬である。しかし、左岸の鞍部を通る断層破碎帯では、前述のように風化して岩盤が劣化している。一方、左岸側は非常に堅硬な岩盤である。

#### 不連続面

Yusufeliダムサイトの不連続面解析と同様の手法により、節理と断層にわけてシュミットネットを利用して不連続面の方向性解析を行った。

#### 断 層

断層のうち最も顕著なものは、左岸の鞍部を通るもので、走向は $N 20^{\circ} \sim 40^{\circ} E$ 、傾斜は $63 \sim 70^{\circ} NW$ と本流の流路とはほぼ平行で山側に傾斜するものである。これに伴う破碎帯は、前述の如く風化、劣化が著しい。

この他にも左岸には、大小の断層が多く、この影響が地形に現れて、凹凸の激しい侵食地形をなしている。

断層の方向性は、Fig. AP. 3-1のシュミットネットに示されるように、各象限に散在しており、著しい方向性は示さない。

#### 節 理

Fig. AP. 3-2のシュミットネットに節理の方向性の頻度分布を示すが、断層の場合と同様に特定の象限に集中せず、各象限に散在している。

また、Fig. AP. 3-3には上述の断層と節理を合わせたシュミットネットを表示しているが、これも同様に各象限にさんざいしている。したがって、不連続面に関しては、当ダムサイトは特定の異方性を示さず、等方的な岩盤と云うことが可能である。

## 透水性

本地点では、ボーリングが実施されていないため、透水性に関するデータは皆無である。従って定量的に岩盤の透水性を言及することは現時点ではできない。しかし定性的には、岩盤の透水性に影響を与える岩盤の風化及び亀裂を考慮すれば、一般に左岸側の透水性は大きく、右岸側の透水性が小さいと云うことは可能である。

今後、この上流案地点が採用されるならば、ダムの種類にかかわらず、基礎岩盤の透水性を詳細に調査する必要がある。

## (b) 下流案

### i) 地 形

当ダムサイトはYusufeliダムサイトの約19km下流、Artvin上流ダムの約10km下流に位置する。ダムサイト付近で河川は急峻なV字谷を呈しており、満水位 500mでの谷幅は、約 150m、標高約 380mの河床部の谷幅は25~30mである。ダム軸における山腹斜面の傾斜は左岸で65°、右岸で75°である。

左岸の山腹斜面は、比較的凹凸の少なく、のっぺりとしている。これに対し、右岸のアバットメントはダム軸の上下流に刻まれた沢にはさまれて、本流にせり出すような地形をていする。一見うすそうなこの尾根は、しかし満水位 500mにおいて上下流方向に約 100m以上の尾根幅を有している。右岸ダム軸の直上流には、滑落地形がみられる。これは標高 630m付近を頂部とする岩くずれであり、標高 550m以下に帯状に堆積物をもたらせている。

### ii) 地 質

#### 基礎岩盤

ダムサイトの基礎岩盤はYusufeli Formationのphyllite, basic tuff及びdiabaseであり全体として層状の堆積構造を示している。このうち、緑色を呈するbasic tuff及びdiabaseはE I Eにより顕微鏡鑑定されたものである。量的にはphylliteが最も少なく、basic tuffとdiabaseとからなるgreen rockが多い。

いずれも堅硬な岩質であり、地層面も密着しているが、phylliteの部分は葉理が発達し、剝離しやすくなっている。

地層面はダム軸の上流の河川の流路と同じN25~40°Eの走向をもち、80°以上で東西に急傾斜している。従って、地質構造は見かけ状の単斜構造を有している。

#### 沖積層

河床部には、砂礫よりなる沖積層を堆積している。ダム軸の約 110m上流の河床部でボーリング (SID-1 孔) が掘さくされた。その結果砂礫の厚さは33.7mと確認された。

#### 斜面堆積物

ダム軸右岸の直上流には、標高 630mを頭部とし、標高 550mまで連続する

rock slide surfaceがあり、ここから滑落した岩屑が河床まで帯状に堆積している。その他には顕著な斜面堆積別はない。

### iii) 土地質的考察 (Fig. 7-17 参照)

#### 風 化

全般に、左岸取付部の岩盤は新鮮である。しかし、右岸の基盤岩石は、地表においてやや風化しているように見られる。

#### 硬 さ

地表部を除いて、両アバットメントの岩盤は十分堅硬である。しかし、E I E のテストによる一軸圧縮試験の結果では、河床ボーリングSID-1 の深度40.52 ~ 40.78 mおよび42.0~42.30 mのコアの強度は、それぞれ、378.2 kgf/cm<sup>2</sup>と135.1 kgf/cm<sup>2</sup>を示す。これらの値は、予想より低い値である。その理由は、コアの外見はいかにも堅硬に見えるが、SID-1 の深度65.30 ~ 81.40 mに存在する断層の影響を被って、上記深度のコアにマイクロフィッシャーが発達しているためではないかと推定される（コア記載は次項にて述べる）。

なお、両アバットメントの基盤の弾性係数は、仮の値として、下記の値が考えられる。

	左 岸	右 岸
推定一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	500	300
推定弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	45,000	25,000

#### 不連続面

##### (断層)

左岸区域では、破碎帯幅20cm以下を伴った、5条の小断層が確認されている。右岸区域では、アプローチがないため、詳細な地表地質調査が実施されていない。しかし、近傍からの観察によると、左岸から連続するいくつかの断層が存在するようであるし、また、河床には破碎帯を伴った断層が確認されている。断層の走向、傾斜は、ボーリングが1本だけであるため、不明であるが、コア記載の概要は下記の通りである。

深 度	記 載
0 ~ 33.7 m	河床砂礫
33.7 ~ 36.85	やや割れ目多い。割れ目茶色風化およびslickensideあり
36.85 ~ 57.00	普通-良好コア、コア長10~20cm以上、茶色割れ目なし
57.00 ~ 59.50	茶色風化なし、方解石脈多数、緑泥石化作用59.50 mにあり
59.50 ~ 61.50	1~3 cmの礫状コア、方解石脈多数、破碎帯
61.50 ~ 65.30	全体として破碎帯、方解石脈及緑泥石フィルム顕著
65.30 ~ 81.40	破碎帯、礫状~片状コア、粘土は顕著でない
81.40 ~ 83.00	割れ目多数、緑泥石フィルム多数
83.00 ~ 90.50	良好コア、茶色風化なし
90.50 ~ 92.00	破碎帯 (91.80 ~ 92.00) 及び割れ目帯
92.00 ~ 100.00	やや割れ目あり、しかし、全体として良好コア

既述の通り、右岸取付部山側には、鞍部が、形成されているが、この鞍部には、断層の存在が予想される。

#### (節理)

兩岸には、いくつかの主要節理が見られる。それらのうち、右岸取付部に、走向・傾斜 N 30° W、35° SWの明瞭且つ、連続性のある節理が存在する。この節理は、河側に傾斜し、顕著なものであるため、注意が必要である。

#### (地層面)

一般に、N 25~40° E、85° NW又は80° SEの走向・傾斜を示す。従って、走向は、ダム軸と45~60°の角度で交叉する。地層面は、よく密着している。

#### (葉理)

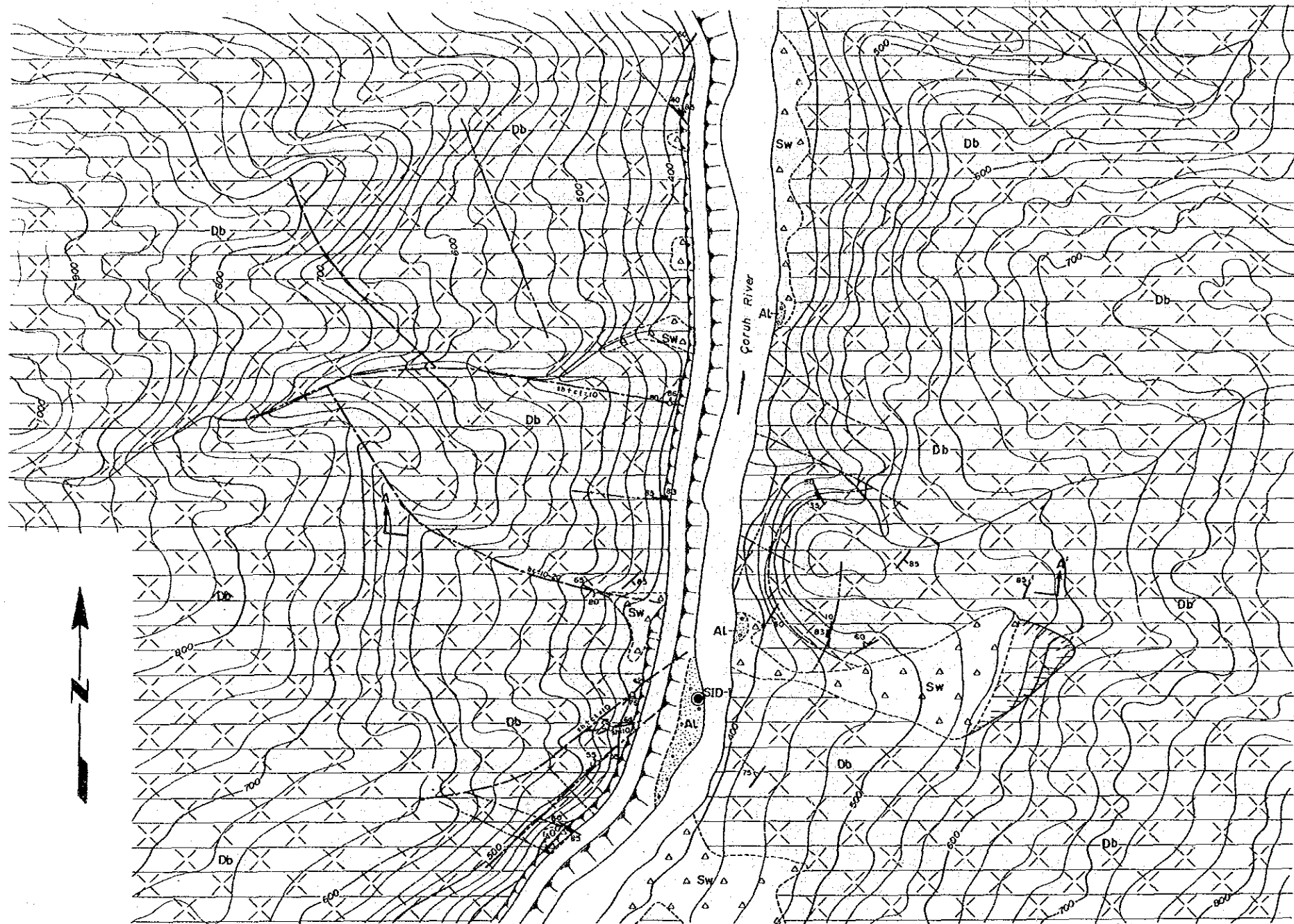
Phylliteの葉理の一般走向・傾斜はN 45~60° E、60~75° NWである。両アバットメントには、全体としてPhylliteは少ない。

#### (透水性)

河床ボーリングの透水試験結果では漏水量は非常に小さい。



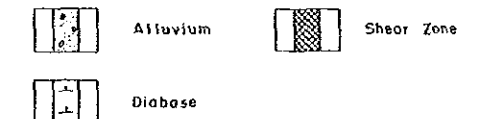
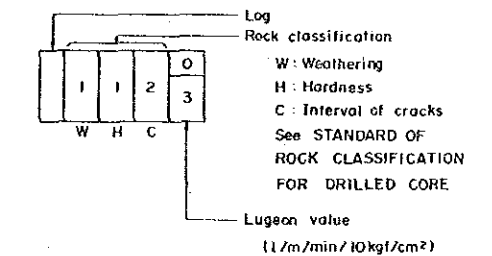




- LEGEND**
- Alluvium
  - Slope wash
  - Phyllite, basic tuff and diabase
  - Geologic boundary
  - Strike and dip of strote
  - Strike and dip of foliation
  - Fault and strike & dip  
sh: Thickness of shear in cm  
cl: Thickness of clay in cm  
br: Thickness of breccia in cm
  - Fault (assumed)
  - Major joint and strike & dip
  - Rock slide surface
  - Drillhole  
SID-1
  - Cross section

**For LOG OF DRILLHOLE**

Name of hole  
Length  
Direction

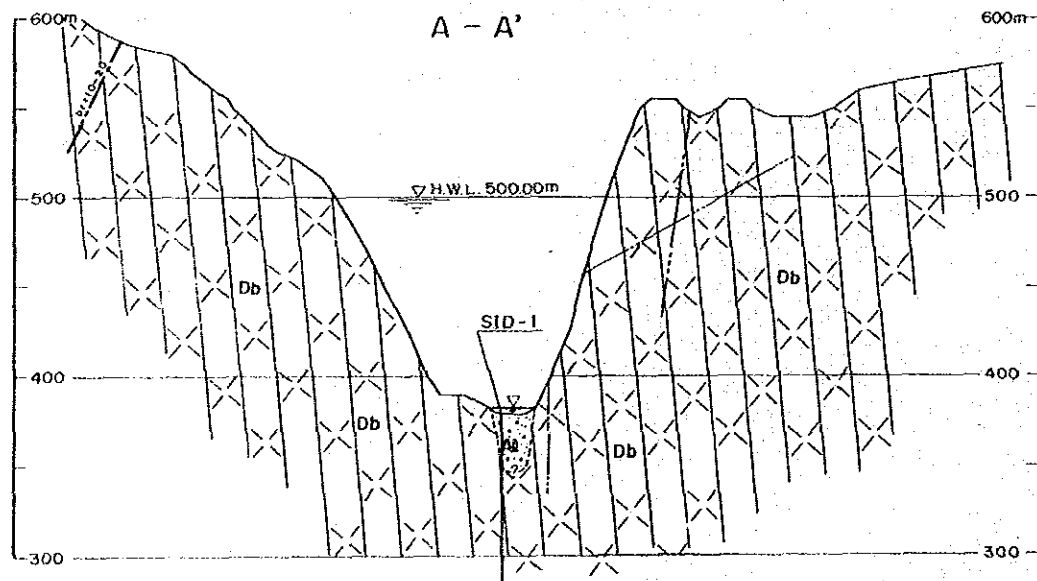


0 200m

**ÇORUH RIVER HYDROELECTRIC  
POWER DEVELOPMENT PROJECT**

**ARTVIN PROJECT  
GEOLOGY  
DOWNSTREAM DAM  
PLAN AND SECTION**

Fig. 7-17      DECEMBER 1986



**LOG OF DRILLHOLE**

SID-1  
L. 100m  
Dir. Vertical

Interval (m)	Weathering	Hardness	Interval of Cracks	Lugeon
0 - 1	1	1	1	8
1 - 2	1	1	1	
2 - 3	1	1	1	
3 - 4	1	1	1	
4 - 5	1	1	1	
5 - 6	1	1	1	
6 - 7	1	1	1	
7 - 8	1	1	1	
8 - 9	1	1	1	
9 - 10	1	1	1	

**STANDARD OF ROCK CLASSIFICATION FOR DRILLED CORE**

Weathering:		Hardness		Interval of Cracks	
1	Very fresh. No weathering of mineral component.	1	Very hard. Broken into knife-edged pieces by strong hammer blow.	1	Over 30 cm
2	Fresh. Some minerals are weathered slightly. Usually no brown crack.	2	Hard. Broken into pieces by strong hammer blow.	2	10 - 30 cm
3	Fairly fresh. Some minerals are weathered. Cracks are stained and with weathered material.	3	Brittle. Broken into pieces by medium hammer blow.	3	3 - 10 cm
4	Weathered. Fresh portions still remain partially.	4	Very brittle. Easy broken into pieces by medium hammer blow.	4	1 - 3 cm
5	Strongly weathered. Most minerals are weathered and altered to second minerals.	5	Soft. Able to dig with hammer.	5	Under 1 cm



## 7.5 材 料

### 7.5.1 土質材料

ロックフィルダムの不透水性コアゾーンに使用するコア材の総量は約  $2.5 \times 10^6$   $m^3$  である。E I E 及び JICA チームによる概査の結果、ダムサイトの約 11km 上流に位置する Gorgulu 部落周辺が量・質・採取・運搬等を総合的に判断して有望な候補地となった。

当地域の基盤岩類は Yusufeli formation の spilite (basalt) および、Pugey formation の limestone, red shale, alternation of limestone, sandstone, marl, conglomerate and shale よりなる。Gorgulu 部落に隣接して Gorgulu 地切りがある。

この地切りは Yusufeli formation 分布地域を頂部とする平均斜度  $11^\circ$ 、幅約 750 m 長さ約 2 km の地切りであり、その総量は  $50 \times 10^6 m^3$  と推定される。

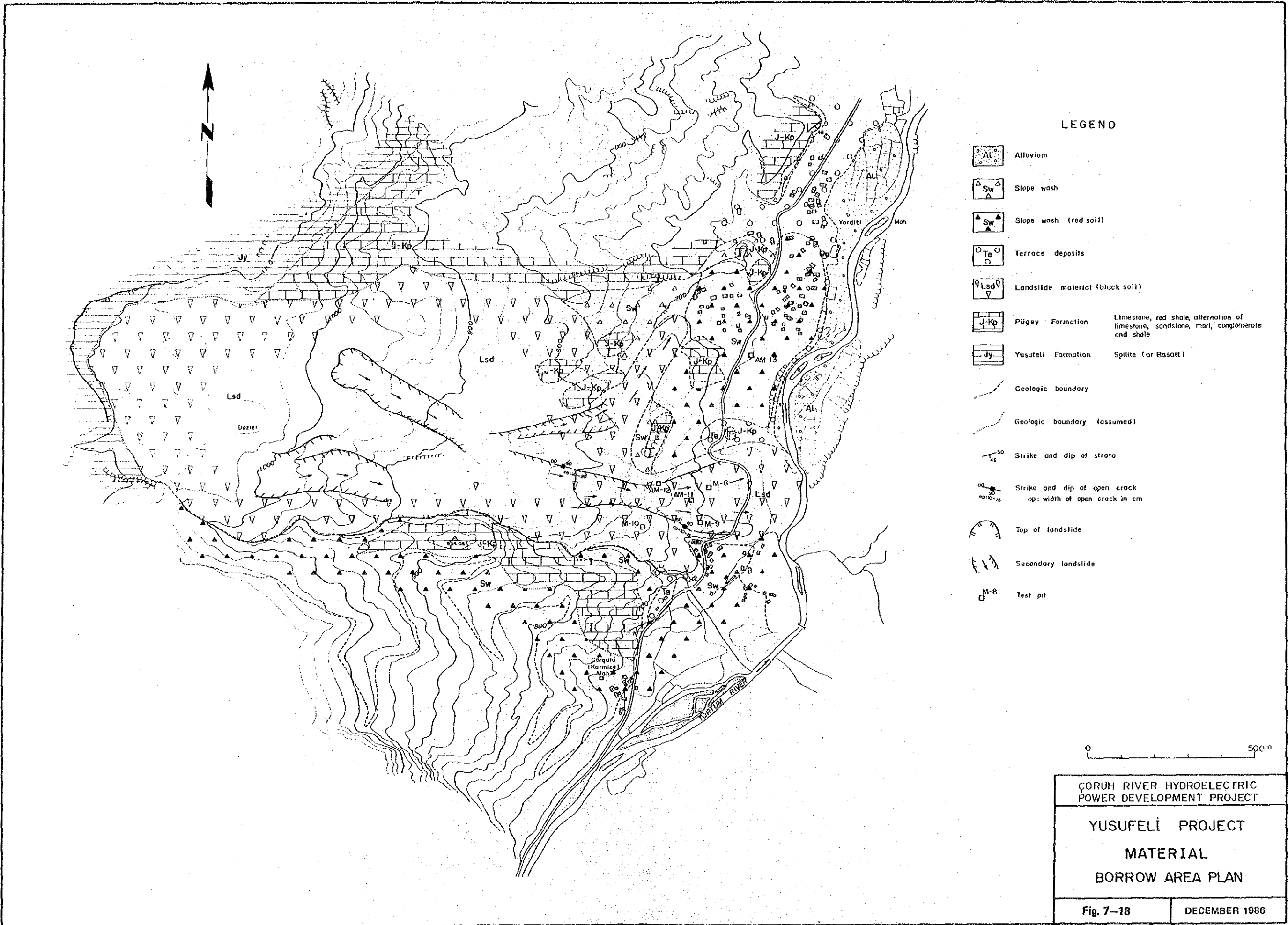
地切り材料は spilite の風化残留土と推定され、spilite の風化礫とその風化生成物である砂・シルトおよび粘土を主成分とし、黒色を帯びている。本報告書では仮にこの材料を「黒色土」と名付ける。

また、この地切りをとり囲むようにして分布している Pugey formation のゆるやかな山腹の斜面から河岸段丘にかけては、Pugey formation の red shale 等が起源と推定される斜面堆積物が分布している。その賦存量は、地切り先端部の北側の平坦地だけでも、 $1.5 \times 10^6 m^3$  はあると推定され、周辺もあわせると所要量は十分に越すと考えられている。その成分はレキ、砂、シルト及び粘土よりなり、赤色を帯びている。本報告書では同様にこの材料を「赤色土」と呼ぶことにする。

上記 2 種類の材料を対象として Table 7-13 にしめす pit が掘削され、その位置を Fig. 7-18 に示す。採取された試料は E I E の実験室で試験された。なお E I E と J I C A Team による地表踏査の結果、材料中に膨潤性粘土鉱物であるモンモリロナイトの存在が懸念されたので、一部の試験・分析は J I C A Team より日本で追加して実施された。

**Table 7-13 List of Pit for Soil Material**

Subject	Name of pit	Remarks
Black soil	M-8	Performed by EiE before 1985
	M-9	"
	M-10	"
	AM-11	Performed by EiE in 1985, Additional
	AM-12	"
(Subtotal)	5 pits	
Red soil	AM-13	Performed by EiE in 1985, Additional
Grand total	6 pits	





(1) 室内試験項目と数量

室内試験の項目と数量はTable 7-14に示されている。この表でSwelling Test 以下の項目の試料のうち、黒色土はJICA Team が地上踏査時に採取したものであり、一方赤色土はEIEよりJICA Team が入手したものである。

Table 7-14 Items and quantities of test

Items	Quantities		Remarks
	Black soil	Red soil	
Specific gravity	9	3	
Water content	2	1	
Atterberg limit	9	3	
Grain size analysis	9	3	
Compaction	9	3	
Permeability	9	3	
Direct shear	5	3	
Swelling test*	—	1	
Pinhole test*	—	1	
X-ray analysis*	1	1	include microscopic observation
Chemical analysis*	1	1	

Note 1: \* marked items were tested by JICA team in Japan.

Note 2: Pinhole test

A method of test for judging the dispersion faculty of soil developed by J.L. Sherard. A hole of 1-mm diameter is made in a cylindrical specimen of 36-mm diameter and 38-mm length (grain size 2-mm and under, water content adjusted to neighborhood of plastic limit), in which distilled water is made to penetrate under various heads, and the dispersion faculty of the soil is judged by the erosion condition of the hole, flow quantity, and drainage water color.

(2) 試験結果

不透水性コア材料の試験結果はTable 7-15、7-16、7-17及び7-18に示されている。

試験結果の要約は黒色土と赤色土について各々以下に述べる。

(a) 黒色土

- ・比重は 2.54 ~ 2.80 であり、自然含水量は 9.2 ~ 12.0% であった。
- ・統一土質分類 (ASTM D2487) については粒度試験とアッターベルグ限界から粘土質砂 (SC) あるいはシルト質砂 (SM) であった。
- ・圧密試験によって得られた最適含水量は 12.2 ~ 19.0% であり、最大乾燥密度は、1.68 ~ 2.00 t/m<sup>3</sup> であった。また、最適含水量における透水係数は  $1.2 \times 10^{-7} \sim 2.4 \times 10^{-6}$  cm/sec であった。自然含水量と最適含水量の差は 3 ~ 5.5% で、自然含水量が低い。
- ・直接せん断試験による粘着力と内部摩擦角は、それぞれ 0.09 ~ 0.48 kgf/cm<sup>2</sup> と 20.59 ~ 27.06 度であった。
- ・粒径分布では、最大粒径が 50mm で、19.1mm 以下の量が 86 ~ 99%、4.75mm 以下が 66 ~ 89%、0.075mm 以下が 22 ~ 40%、そして 0.005mm 以下が 9 ~ 20% である。

比較的幅広い分布範囲を示している。

- ・x線分析結果によれば、斜長石、灰長石、亜灰長石、曹長石を主成分とし少量のモンモリロナイト及び石英、微量の緑泥石を含有している (Table 7-17 参照)。並行して実施した顕微鏡観察によれば、モンモリロナイトの容積百分率は 15 ~ 17% であった。

(b) 赤色土

- ・比重は 2.66 ~ 2.70 であり、自然含水量は 11.4% であった。
- ・圧密試験による最適含水量は 13.6 ~ 15.2% で、最大乾燥密度は 1.81 ~ 1.88 t/m<sup>3</sup> であった。

また、最適含水量における透水係数は  $1.8 \times 10^{-7} \sim 1.7 \times 10^{-6}$  cm/sec であった。

自然含水量と最適含水量の差は 4.2 ~ 7.7% で自然含水量が低い。

- ・統一土質分類 (ASTM D2487) については粒度試験とアッターベルグ限界から粘土質砂 (SC) であった。
- ・直接せん断試験から得られた粘着力(c)と内部摩擦角は 0.26 ~ 0.58 kgf/cm<sup>2</sup> と 15.55 ~ 29.02 度である。
- ・粒径分布では、最大粒径が 42mm、19.1mm 以下が 91 ~ 97%、4.75mm 以下が 76 ~ 79%、0.075mm 以下が 30 ~ 38%、そして 0.005mm 以下が 17 ~ 23% である。



比較的幅広い分布範囲を示している。

- ・膨潤量試験結果 (Table 7-16参照) によれば、赤色土の膨潤量は最適含水比より3%乾燥側で0.67%、最適含水比で0.05%と微量である。
- ・ピンホール試験によれば、赤色土は非分散性土である。
- ・X線分析結果によれば方解石、石英、斜長石、灰長石、曹長石を主成分とし、赤鉄鋼、モンモリロナイト、カオリナイトを微量含有している。並行して実施した顕微鏡観察によれば、モンモリロナイトの容積百分率は約5%である。(Table 7-17参照)

注) \*非分散性土

分散性土とは水が介在することにより自然に分散もしくは浮遊状態になる土をいい、盛土の化学的パイピングの発生原因となる。

(c) 評価

以上の試験結果を評価すると、黒色土、赤色土は両者とも土の統一分類法では粘土質砂 (SC) ないしシルト質砂 (SM) に属し、細粒分 (0.075 mm以下) を22~40%含む粒度分布の良い材料である。また透水係数も  $2.4 \times 10^{-6} \sim 1.2 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$  の値を示し、十分なしゃ水性を有している。しかし、両者とも構成鉱物として、膨潤性粘土鉱物であるモンモリロナイトを含有しており、その含有率は黒色土が15~17%、赤色土が約5%である。一般にモンモリロナイトを含有していることを考慮すると膨潤による土質しゃ水壁の変形・崩壊また分散によるしゃ水壁の浸食が懸念される。

赤色土は膨潤量が極く僅かであり、コア材として使用した場合の上載荷重を考慮するとその膨潤は十分に抑制できうと考えられる。また分散性についても、ピンホール試験結果では、赤色土は非分散性土であることが判っている。従って、赤色土は土質しゃ水壁材料として使用可能であると評価できる。しかし、モンモリロナイトの含有量、膨潤性、分散性については試験数量が少ないので今後、実施設計・施工にあたっては詳細な調査・試験が望まれる。

一方黒色土は前述のようにかなりの量のモンモリロナイトを含んでおり、その膨潤性と分散性については懸念されるので今後黒色土を土質しゃ水壁材料として検討する場合には赤色土以上にこれらの点に十分留意する必要があるものと考え

られる。

量的には黒色土、赤色土ともに土質じゃ水壁材料の所要量を上まわる量の採取が可能である。

Table 7-15 Results of Tests (Soil Materials)

Name of Pit	Sample No.	Depth of Sample (m)	Soil Classification (Unified System)	Specific Gravity	Water content (%)	Atterberg Limit			Grain Size Analysis						Compaction		Coefficient of Permeability			Direct Shear (CU)						
						LI (%)	PL (%)	PI	Max. Grain Size (mm)	mm -63.5 (%)	mm -19.1 (%)	mm -4.75 (%)	mm -0.075 (%)	mm Opt. Water Content (%)	Max. Dry Density (t/m <sup>3</sup> )	Permeability (cm/sec)	Water content (%) (before test)	Wet Unit Weight (t/m <sup>3</sup> )	C	φ (deg.)						
Black Soil	M-8	—	SC	2.68	—	31.3	22.3	9.0	20	100	99	75	22	9	16.3	1.88	$1.8 \times 10^{-6}$	—	—	—	—	—	—	—	—	
	M-9	—	SC	2.57	—	36.5	21.5	15.0	22	100	97	71	30	19	16.3	1.77	$2.4 \times 10^{-6}$	—	—	—	—	—	—	—	—	
	M-10	—	SC	2.54	—	37.8	21.9	15.9	30	100	98	89	40	20	19.0	1.68	$1.2 \times 10^{-7}$	—	—	—	—	—	—	—	—	
	AM-11	I	0.2~1.2	SM	2.66	12.0	25.6	12.4	22	100	98	80	36	20	15.8	1.84	$2.3 \times 10^{-7}$	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	"	II	1.2~2.2	SM	2.64	12.0	26.0	11.5	25	100	95	76	32	18	15.6	1.83	$2.2 \times 10^{-6}$	17.3	2.03	0.34	27.06	—	—	—	—	
	"	III	2.2~3.5	SC	2.67	12.0	24.4	15.2	30	100	93	74	30	16	15.6	1.84	$1.2 \times 10^{-7}$	19.3	2.03	0.20	20.59	—	—	—	—	
	AM-12	I	0.2~1.2	SC	2.77	9.2	20.0	12.0	32	100	92	73	30	15	14.0	1.93	$1.7 \times 10^{-7}$	17.6	2.20	0.09	24.86	—	—	—	—	
	"	II	1.2~2.2	SC	2.80	9.2	18.4	7.6	22	100	98	69	24	13	14.7	1.87	$1.3 \times 10^{-7}$	16.8	2.17	0.29	23.35	—	—	—	—	
	"	III	2.2~3.5	SC-SM	2.76	9.2	17.9	6.3	50	100	86	66	24	12	12.2	2.00	$2.4 \times 10^{-7}$	14.4	2.23	0.48	21.29	—	—	—	—	
	(Average)				(2.68)	(10.6)	(33.7)	(22.0)	(11.7)	(28)	(100)	(95)	(75)	(30)	(16)	(15.5)	(1.85)	$(8.2 \times 10^{-7})$	(17.1)	(2.13)	(0.28)	(23.43)	—	—	—	—
	Red Soil	AM-13	I	0.3~1.3	SC	2.66	11.4	20.0	14.3	25	100	97	79	35	20	14.0	1.85	$2.3 \times 10^{-7}$	15.6	2.09	0.26	29.02	—	—	—	—
		"	II	1.3~2.5	SC	2.70	11.4	19.9	14.4	25	100	96	76	30	17	13.6	1.88	$1.7 \times 10^{-6}$	17.0	2.06	0.58	20.67	—	—	—	—
"		III	2.3~3.5	SC	2.64	11.4	20.4	15.5	42	100	91	77	38	23	15.2	1.81	$1.8 \times 10^{-7}$	19.1	2.04	0.34	15.55	—	—	—	—	
(Average)				(2.67)	(11.4)	(34.9)	(20.1)	(14.7)	(31)	(100)	(95)	(77)	(34)	(20)	(14.3)	(1.85)	$(7.0 \times 10^{-7})$	(17.2)	(2.06)	(0.39)	(21.75)	—	—	—	—	

**Table 7-16 Results of Swelling Test**

Specimen No.	Initial condition		Elapsed time (hour)	Swelling percentages (%)	Remarks
	Water content (%)	Dry density (g/cm <sup>3</sup> )			
No. 1	12.2	1.76	168	0.67	
No.2	15.2	1.81	162	0.05	Optimum water content = 15.2%
No. 3	16.7	1.78	167	0.07	
No. 4	12.2	1.81	168	1.86	

Note: Initial conditions of the water content and the dry density were based on the test results of AM-13III shown on Table 7-15.

Table 7-17 Results of X-ray Analysis

Mineral	Black Soil	Red Soil
Quartz	C	A
Calcite	A	AA
Anorthite Sodian	AA	—
Anorthite	AA	C
Albite	—	C
Hematite	—	E
Montmorillonite	C *	E **
Chlorite	E	—
Kaolinite	—	E

Note: \* Swelling ratio of montmorillonite was 12.3%.

\*\* Swelling ratio of montmorillonite was 9.3%.

AA Very strong  $\geq 1000$  cps (counts per second)  
 A Strong 600 ~ 1000 cps  
 B Medium 400 ~ 600 cps  
 C Weak 200 ~ 400 cps  
 D Very weak 100 ~ 200 cps  
 E Trace < 100 cps

Table 7-18 Results of Chemical Analysis

(wt %)

Component	Black Soil	Red Soil
H <sub>2</sub> O <sup>+</sup>	4.3	2.4
Ignition loss *	4.7	20.8
SiO <sub>2</sub>	48.1	35.4
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14.4	8.9
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	9.2	4.3
CaO	5.2	22.9
Na <sub>2</sub> O	3.1	0.7
K <sub>2</sub> O	1.7	1.3
MgO	4.4	0.9
MnO	0.22	0.08
Total	95.32	97.68

Note: \* Ignition loss includes H<sub>2</sub>O<sup>+</sup>, Carbonate, organism etc.

## 7.5.2 コンクリート骨材

Yusufeliダムサイトの河床堆積物の厚さは約50mである。しかし、ダムサイト周辺の河川地形は、既述の如く、著しく急峻で河床幅もせまく（ダムサイトで約50m）、大量のコンクリート用骨材を採取するための条件は良好とは云えない。

ダムサイト近傍で、河幅も広く、しかも大量の河川堆積物が分布している場所は、ダムサイトより約6～8km上流のOltu川とTortum川の合流点付近と、同じく約9～10km上流のCoruh川とBarhal川の合流点付近である。

今回の現地踏査では、上記2地点のうち、前者（Oltu川とTortum川の合流点付近）が天然のコンクリート骨材採取候補地として計画された。

このサイト周辺のOltu川の河床幅は、200m以上で、その大部分が砂・礫の州よりなる。サイトの河床堆積物を構成する材料は3ピットより試料採取され、EIEによって試験された。サイト周辺および上流域に分布する地質から判断すると、この付近に分布する礫は下記のような岩石からなると判断される。

Limestone、石灰質岩石(marl等)、sandstone, shaleおよびslate等の堆積岩類、spilite, basalt およびgabbro等の塩基性火成岩類、rhyolite, rhyolitic tuff, daciteおよびandesite等の酸-中性火山岩類。

これらのうち、流紋岩等の酸-中性火山岩類には、ガラス質成分が含まれているため、骨材試験項目には、アルカリ骨材反応は必ず含まれる必要がある。

更に、Oltu川上流域には、第三紀の火山噴出物が広く分布するため、細粒材料には凝灰質材料が含まれている可能性が強い。従って、細粒材料の粒度分析にも注意が必要である。なお、上記した骨材採取候補地点の採取可能範囲は十分広いいため、骨材の質及び粒度分析がYusufeliダムのコンクリートに適合している場合は、量は十分期待できる。

前記した天然骨材の試験の他に、EIEは、原石山より採取する砕石骨材についても試験が実施された。

原石山の予定位置は未定であるが、原石を採取する地層はIkizdere花崗岩類を対象に予定している。（花崗岩、花崗閃緑岩、花崗斑岩および輝緑岩よりなる）。輝緑岩の破碎部を除いた、各岩石は、極めて堅硬で、砕石骨材の原石山としては適当な地層であると判断している。

なお、骨材試験に用いるためのサンプルは横坑LA-2より採取された。

天然骨材および砕石骨材試験の試験項目はTable 7-4 に示した通りである。

#### アルカリ骨材反応試験

A S T M C 289 の試験結果はFig. 7-19に示した。この結果によると、各試料は、アルカリ骨材反応に対して無害であると判断される。

(注) Fig. 7-19中の試料詳細は下記の通り。

Sample No	Location	Classification
Y - 1	Adit LA-2	Diabase
Y - 2	"	Microgranite
G - 1	Oltu river	River deposit
G - 2	"	"
G - 3	"	"

#### 粒度分布、比重、吸収率、他

試験結果および細・粗骨材のA S T Mスタンダードは、Table 7-19に示した。また、粒度曲線はFig. 7-20に示されている。

G - 3の細骨材は、シルト分が多く、粒度分布も良くないため、使用出来ない。G - 1およびG - 2については、シルト分を3%以下に減らす迄、洗滌されるべきであろう。これらの点以外には、特に問題ない。

各試料共、粗骨材としては問題ない。しかし、A S T Mサイズ番号467(37.5~4.75 mm)として使用される場合は、37.5mm以上のサイズが非常に多いので、グリズリで分級して使用される必要がある。

#### 7.5.3 ロック材料

ロック材料用の原石山はYusufeliダムサイト近傍に予定されている。ダムサイト近傍の岩石の質・量は、ダムサイトで実施された、ボーリングや横坑の結果から判断して、ロック材料として適当であると判断できる。しかし、材料は第14章に述べられている項目にしたがって、試験を行うものとする。



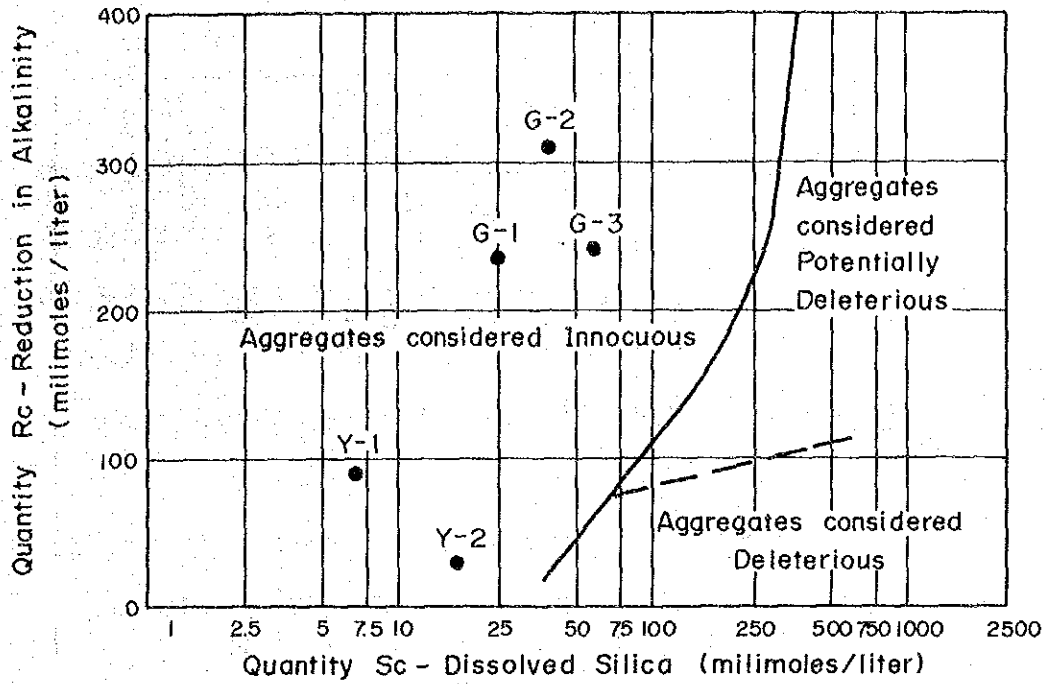


Fig. 7-19 Results of Alkali - Aggregate Reactivity Tests

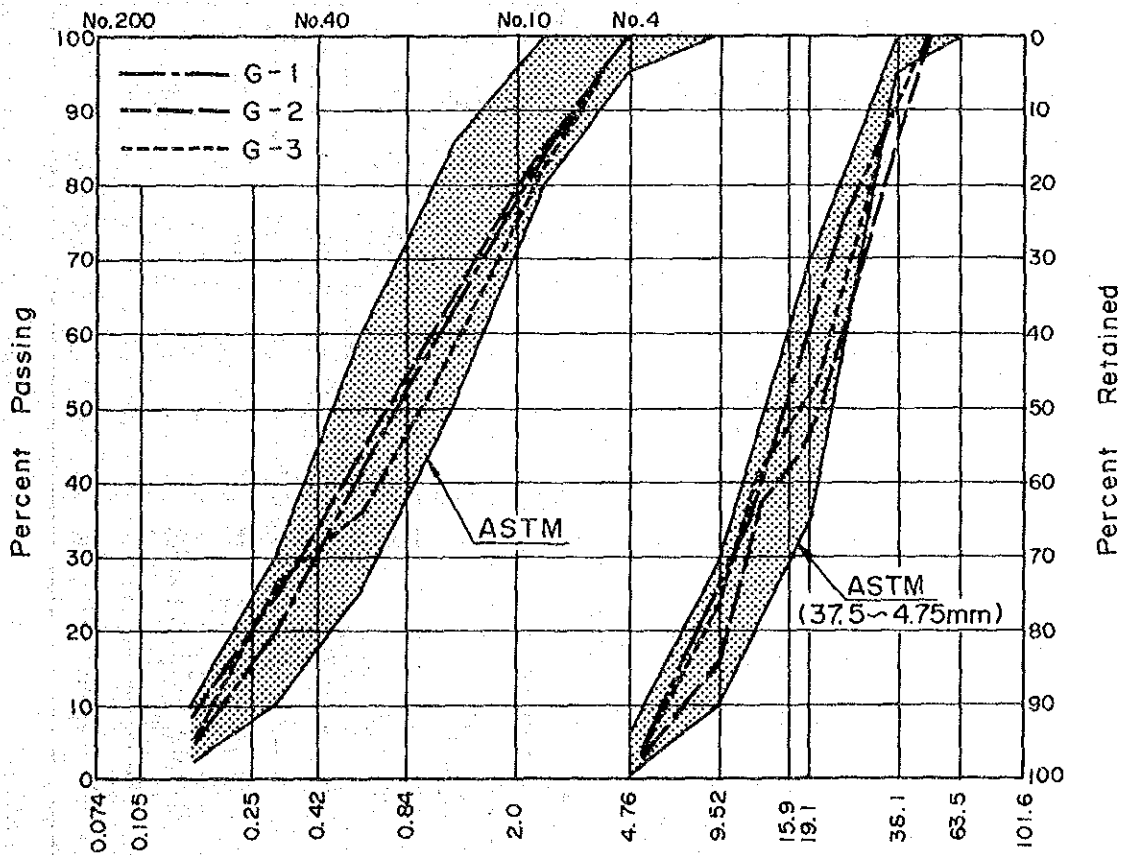


Fig. 7-20 Gradation analysis curve

Table 7-19 Test Results and ASTM Standard (Concrete Aggregate)

	Fine Aggregate			Coarse Aggregate				
	G-1	G-2	G-3	ASTM C33	G-1	G-2	G-3	ASTM C33
Grading	See Fig. 7-20						See Fig. 7-20	
Fineness modulus	2.84	2.74	3.03	2.3~3.1	—	—	—	—
Dry	2.590	5.583	2.578	—	2.606	2.612	2.655	—
Surface dry	2.643	2.645	2.628	—	2.645	2.650	2.696	—
Apparent	2.736	2.753	2.715	—	2.712	2.832	2.768	—
Absorption (%)	2.06	2.39	1.96	—	1.51	1.49	1.53	—
Abrasion	—	—	—	—	16.3	18.2	17.0	less than 50%
Soundness	5.56	2.33	3.9	less than 10%	5.92	2.97	6.69	less than 18%
Unit weight (loose) (t/m <sup>3</sup> )	1.640	1.707	1.520	—	1.776	1.780	1.739	—
Clay lumps	No	No	No	less than 3%	No	No	No	less than 2%
Quantity of soft particle (%)	5.6	3.8	35.6	less than 5% 1)	—	—	—	less than 1%
Organic impurities	0-0	0-0	0-1	2)	—	—	—	—

Note : 1) In case of concrete being subjected to erosion: less than 3%.

2) Color must be lighter than that of a standard.

## 7.6 原位置試験の結果と評価

### 7.6.1 緒言

原位置試験はYusufeliダムサイトの基礎岩盤を対象として実施された。試験項目は① 平板載荷試験、② ブロックせん断試験およびこれに付随するコンクリート試料の室内圧縮強度試験である。

① 平板載荷試験はE I E所有の試験機材を使用し、JICAチームと試験方法について協議したあとE I E技師によって実施された。

② ブロックせん断試験はJICAチームが日本から持参した試験機材を使用し、E I EとJICAの共同チームが実施した。JICAチームの帰国後、試験の一部はE I E技師によって継続して実施されている。またコンクリート試料の圧縮強度試験はE I Eの試験所で実施した。

### 7.6.2 試験期間および試験位置の選定

原位置試験はYusufeliダムサイトの横坑に於いて1985年7月から9月にかけて実施した。試験位置は4地点であり、その詳細はTable 7-20に示す通りである。試験数は各地点で平板載荷試験は2ヶ所(計8ヶ所)、ブロックせん断試験は3ブロックを1シリーズとし(計12ブロック)、またコンクリートの圧縮強度試験は3試料(計12試料)とした。試験区間は次の手順によって選んだ。

第1に横坑の地質調査を行い、ダム地点の基礎岩盤の特徴を概略把握したあと、岩盤の風化、硬さ及び亀裂間隔の3要素による岩盤分類を行った。その結果から現場に於いて仮の岩盤評価を行い、種々の岩相を代表する地点を選定した。

この際には均一の地質状況が試験スペースを満たすだけ連続すること、また横坑の断面形状などが試験機材の設置に適することなどを考慮した。

各試験地点に地質状況は以下の通りである。

#### (1) RA-1 TD41~47m

この区間は非常に新鮮かつ堅硬であり亀裂の少ない岩盤が分布している。側壁下部から踏前にかけては花崗岩が露出し、非常に密着した火成岩の接触面をはさんで、上盤には輝緑岩が分布している。当区間では、地下水が踏前および側壁より滲み出ている。

試験面は全てgranite内に設定された。当区間の岩盤評価はA<sub>1</sub>である。(岩盤

Table 7-20 Details of Test Location

Adit No.	Test Section (m)	Rock Classification	Rock Evaluation	Plate Bearing Test		Block Shear Test		Remarks		
				Test No.	Location (m)	Test No.	Location (m)		Test Date	Test Date
RA - 1	41 ~ 47	1AII-III	(A1)	B-1	41.6	S-1	43.1	Sept. 12, '85	Sept. 28, '85	Granite
				B-2	46.0	S-2	44.55	Sept. 14, '85	Sept. 27, '85	
						S-3	46.95		Sept. 26, '85	
LA - 2	27 ~ 35	3AIV-V	(B)	B-3 *	29.0	S-4 *	28.5	July 29, '85	Aug. 19, '85	Granodiorite
				B-4 *	34.2	S-5 *	30.4	July 24, '85	Aug. 17, '85	
						S-6 *	33.4		Aug. 15, '85	
LA-3(II)	29 ~ 39	1-2AIII-IV	(A2)	B-5 *	29.55	S-7	31.8	Aug. 12, '85	Sept. 19, '85	Diabase
				B-6 *	32.6	S-8	34.6	Aug. 13, '85	Sept. 17, '85	
						S-9 *	37.25		Sept. 5, '85	
LA-3(II)	72 ~ 80	2C-DV	(B)	B-7 *	72.2	S-10	73.9	Aug. 16, '85	Sept. 23, '85	Shear zone of diabase
				B-8 *	77.1	S-11	76.15	Aug. 18, '85	Sept. 20, '85	
Total				8 Tests		12 Tests				

Note: \* marked tests were executed by EiE-JICA Cooperation Team.  
Others were done by EiE.

評価については7.4.1の(2)-(c)-iv)参照、以下同様)。

(2) LA-2 TD27~35m

この区間に分布するのはGranodioriteである。岩片自体が新鮮・堅硬であるが、亀裂が多く、その亀裂は全て茶褐色に風化しており、岩盤評価は である。

(3) LA-3(II) TD29~39m

当区間の岩盤は踏前がdiabase、天盤側がgraodioriteである。いずれも非常に堅硬であるが、やや亀裂に富み、その亀裂のいくつかは茶褐色に風化変色している。しかし、亀裂自体は非常によく密着している。岩盤評価はA<sub>2</sub>である。

(3) LA-3(II) 72~80m

岩盤をdiabaseとする破砕帯である。亀裂に富み、亀裂はquartz-calcite veinletsによって充填されている。従って、ハンマーなどの衝撃を加えともろく、細片に分離する。また断層部は粘土化して軟質である。岩盤評価は である。

### 7.6.3 試験方法

(1) 平板載荷試験

平板載荷試験は岩盤のもつ変形特性を決定する為に行うものであり、これにより岩盤の変形係数、割線弾性係数、接線弾性係数およびクリープ特性を求めた。

試験数は前述の通り各地点で2ヶ所とした。剛性の十分な直径35.5cmの載荷板を使用し、容量200tonのジャッキにより鉛直方向に載荷し、変形特性を調べた。載荷パターンはFig. 7-21に示す通りであり、最大応力は65kgf/cm<sup>2</sup>、クリープ時間は6時間とした。

(2) ブロックせん断試験

ブロックせん断試験は岩盤のせん断強度を求める為に行うものである。

試験数は前述の通り各地点で3ブロックとし、各ブロックにおいて、3,600cm<sup>2</sup>のせん断面を整形したあとテストブロックにコンクリートを打設する。コンクリートの養生後、各テストブロックに各々2, 5, 8kgf/cm<sup>2</sup>の鉛直応力を50ton ジャッキを使用して載荷したあと、斜め方向にセットした3台の100tonジャッキでせん断する。せん断時の鉛直応力成分と水平応力成分とからせん断強度を求める。

なお、テストブロックのコンクリート強度を求めるために、コンクリート試料を作成しておき、現地養生後、原位置での試験時期に合わせて円筒試体を作成しその圧縮試験を行う。

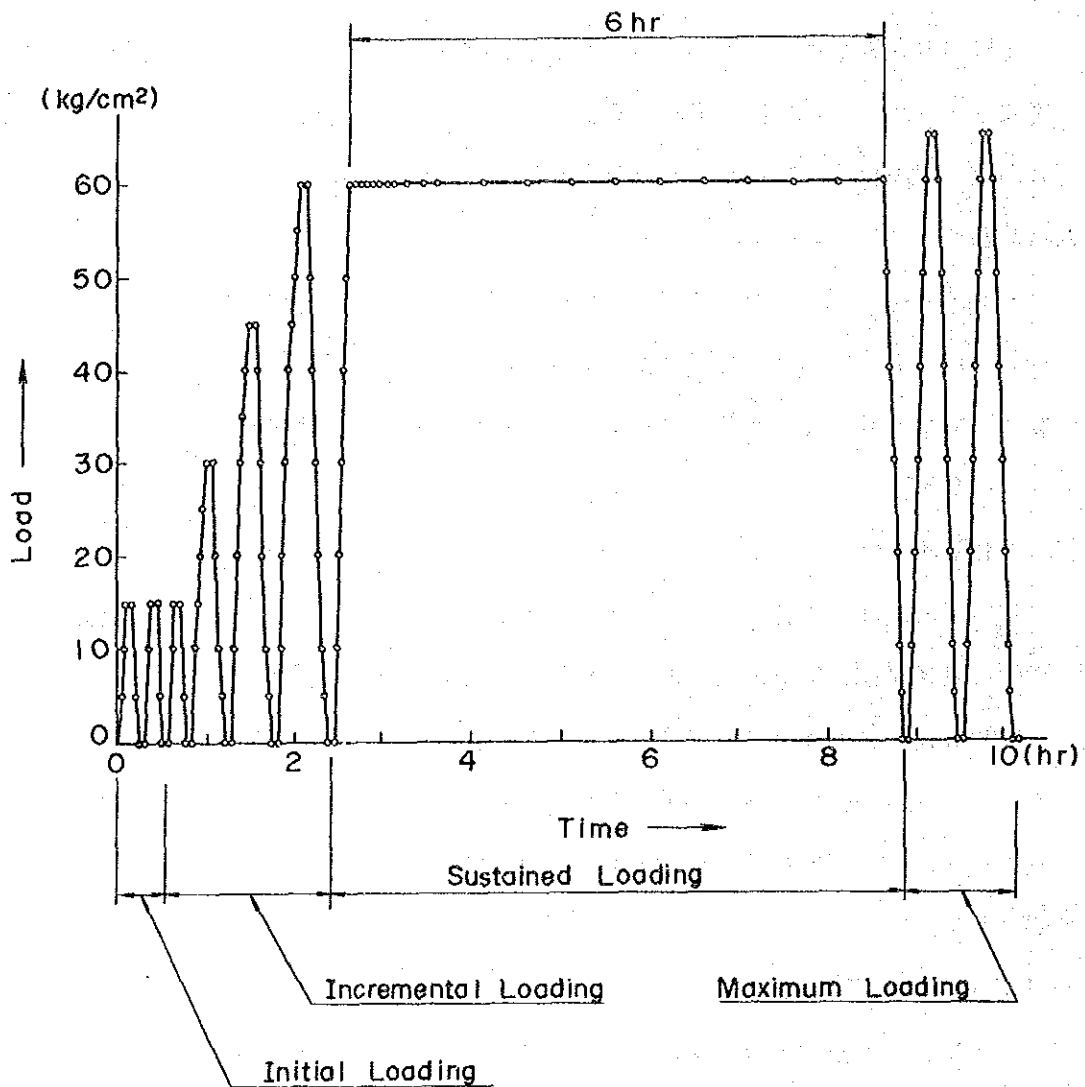


Fig. 7-21 Loading Diagram

#### 7.6.4 試験の結果と評価

##### (1) 岩盤の支持力

級岩盤とともに、少なくとも65kg/cm<sup>2</sup>以上の支持力が十分にあることが確認できた。荷重と変形量の関係はほぼ直線であり、降伏を示すような性状は全く見られず、堅硬な岩盤であることを示している。

##### (2) 平板載荷試験

岩盤の変形特性を示す平板載荷試験の結果をTable 7-21に示す。変形係数は増加荷重の区間で求め、割線弾性係数および接線弾性係数は最大荷重2サイクルの平均値とした。また、接線弾性係数の算出区間はほぼ直線化を示す荷重レベル20~65kg/cm<sup>2</sup>の区間で求めた。

変形特性について述べると、弾性変形量と塑性変形量との割合を見ると、A級で約33%、B級で約42%の塑性変形量を示している。このことはクラックの影響をほとんど受けない。堅硬な岩盤であることを示している。

変形係数はA級、68,100~142,000kg/cm<sup>2</sup>、B級29,400~78,200kg/cm<sup>2</sup>であり、変形性の少ない硬岩であることを示す。

接線弾性係数は、A級91,000~206,400kg/cm<sup>2</sup>、B級47,900~103,700kg/cm<sup>2</sup>であり非常に大きい弾性係数を示し、堅硬で良好な岩の特性を持っている。

クリープ特性としては、クリープ量が非常に小さいので、クリープ係数(Cf)は2~34%とかなり広いレンジを示している。クリープ曲線の収束は2時間で6時間の全クリープ量の50%程度と遅い傾向が見られるが、これはクラック等の圧密過程が少ないことを意味する。

##### (3) ブロックせん断試験

ブロックせん断試験の結果をTable 7-22に示すが、試験後のせん断面の観察によると、すべてのコンクリートブロックについて、岩盤内でのせん断に至っていない。観察の結果は次のとおりである。

- a) RA-1のテストブロックS-1、2、3については、主にコンクリートブロックと岩盤との付着面でせん断され、部分的にコンクリート内部でせん断されている。
- b) LA-2のテストブロックS-4、5、6およびLA-3のテストブロックS-7、8、9とS-10、11、12については、大半がコンクリートの内部でせん断され、部分的にブロックと岩盤との付着面でせん断されている。

上述の結果について、その原因として次のようなことが考えられる。

c) コンクリートブロックの圧縮強度として 300kg/cm<sup>2</sup>以上を期待したが、ほとんどのブロックが 300kg/cm<sup>2</sup>以下の強度であった。

したがって、コンクリートの強度不足により、大半のブロックが、可能最大せん断荷重である300tonに至る前に、コンクリートブロック内部またはブロックと岩盤の付着面でせん断されている。

なお、せん断後のせん断面を調査した結果、コンクリート骨材自身が、せん断されている状況は見られないので、所定のコンクリート強度が得られなかった原因としては、セメントの品質によるものと考えられる。

このように、岩盤のせん断強度を直接求めることができなかったため、ユスフェリダムサイトのせん断強度は、既存の多くの花崗岩類から得られた弾性係数とせん断強度の相関関係から推定する。

Fig. 7-22は、ユスフェリダムサイトの岩盤に類似した、日本における花崗岩類の岩盤において実施された既存のデータを基に、変形試験およびせん断試験データと岩盤等級との相関関係を示したものである。

Fig. 7-22の上段に、弾性係数および変形係数と岩盤等級との関係を示すが、本図の中にユスフェリダムサイトの岩盤分類グループおよびグループの弾性係数、変形係数を図示すると、岩盤等級A、Bを得ることができる。次に、Fig. 7-22の下段に示す、岩盤等級と岩盤の粘着力及び内部摩擦角( $\phi$ )との関係から、ユスフェリダムサイトの岩盤の粘着力および内部摩擦角を推定した。

Fig. 7-23は、推定した岩盤のせん断強度を示すが、およびグループ共に、かなり高い値を示し非常に堅硬な岩質である。

なお、原位置岩盤試験結果の総括表をTable 7-23に示した。



Table 7-21 Results of Plate Bearing Test

Adit	Measuring Number	Rock Evaluation	Maximum Deformation (mm)	Final Deformation (mm)	Modulus of Deformation (kg/cm <sup>2</sup> )	Secant Modulus of Elasticity (kg/cm <sup>2</sup> )	Tangential Modulus of Elasticity* (kg/cm <sup>2</sup> )	Creep Deformation (mm)	Creep Factor (%)	Remarks
RA-1	B-1	(A1)	0.165	0.049	114,300	156,000	146,100	0.020	20	
	B-2	(A1)	0.326	0.107	68,100	79,500	91,100	0.031	15	
LA-2	B-3	(B)	0.353	0.069	61,000	62,700	76,500	0.007	2	
	B-4	(B)	0.722	0.303	29,400	41,600	47,900	0.013	3	
LA-3(II)	B-5	(A2)	0.123	0.040	142,000	210,900	206,400	0.016	20	
	B-6	(A2)	0.226	0.070	86,900	113,400	140,200	0.003	2	
LA-3(II)	B-7	(B)	0.270	0.102	78,200	106,500	103,700	0.054	34	
	B-8	(B)	0.441	0.207	42,900	72,800	93,900	0.018	8	

\* Stress level  
(20~65 kg/cm<sup>2</sup>)

Table 7-22 Results of Block Shear Test

Adit	Block No.	Location (m)	Vertical Stress (kg/cm <sup>2</sup> )	Compressive Strength of Concrete Block (kg/cm <sup>2</sup> )	Vertical Stress of Shear plane (kg/cm <sup>2</sup> )	Shear Stress (kg/cm <sup>2</sup> )	Condition of Shear Plane
RA-1	S - 1	43.10	8	392	23.6	52.1	Sheared mainly at the contacts between the concrete blocks and the rock. Sheared partially inside the blocks.
	S - 2	44.55	5	358	22.0	56.7	
	S - 3	46.95	2	—	14.0	40.1	
LA-2	S - 4	28.50	2	162	17.6	51.9	Sheared mainly inside the concrete blocks. Sheared partially at the contacts between the blocks and the rock.
	S - 5	30.40	8	170	22.6	48.6	
	S - 6	33.40	5	179	18.8	46.1	
LA-3 (II)	S - 7	31.80	2	170	10.0	26.8	Ditto
	S - 8	34.60	5	179	20.9	52.9	
	S - 9	37.25	8	179	22.9	49.8	
LA-3 (II)	S - 10	73.90	2	179	12.3	34.3	Ditto
	S - 11	76.15	5	204	22.4	57.9	
	S - 12	77.80	8	204	24.8	56.0	

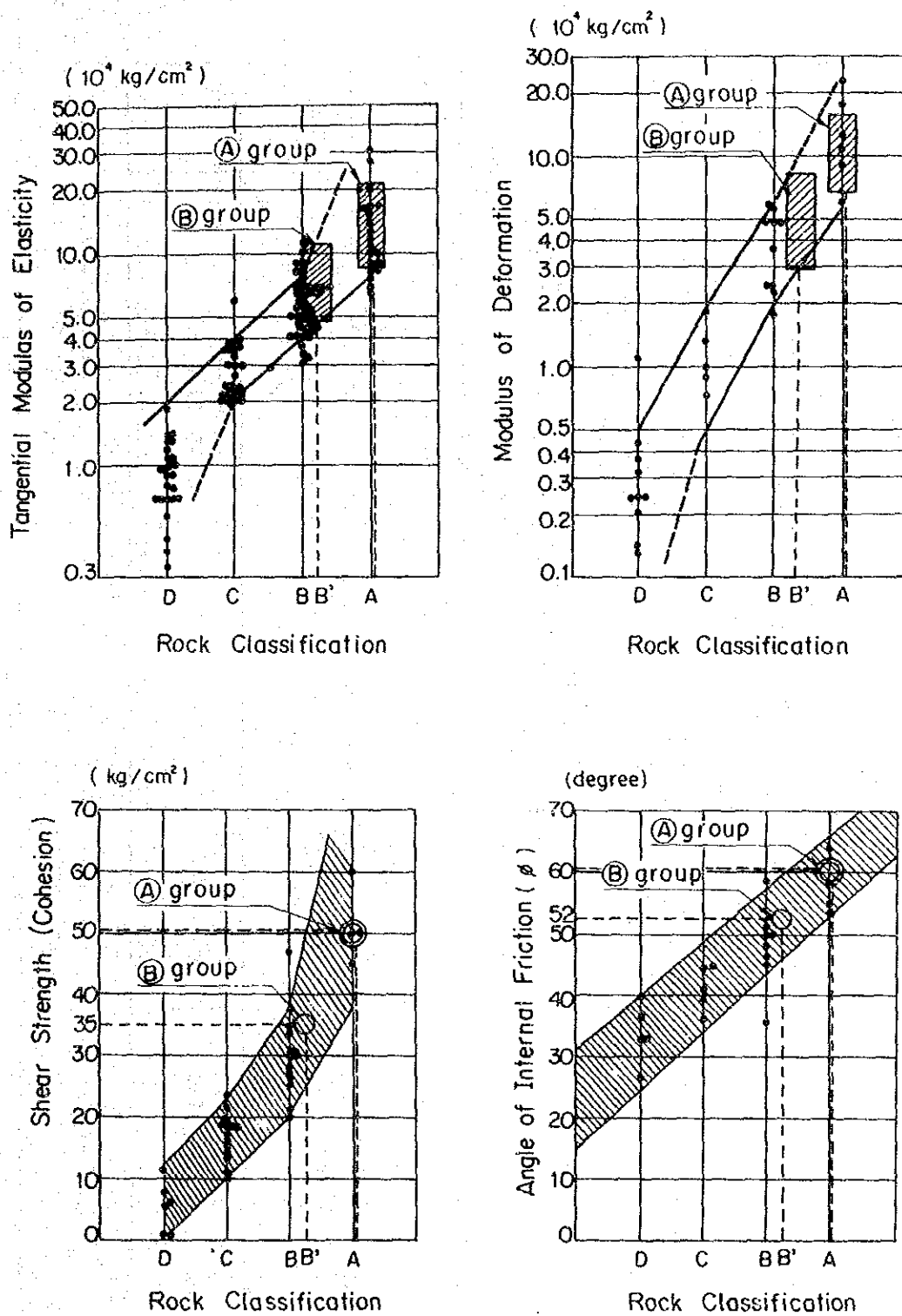


Fig. 7-22 Relation between Rock Classification and Deformation or Shear Strength

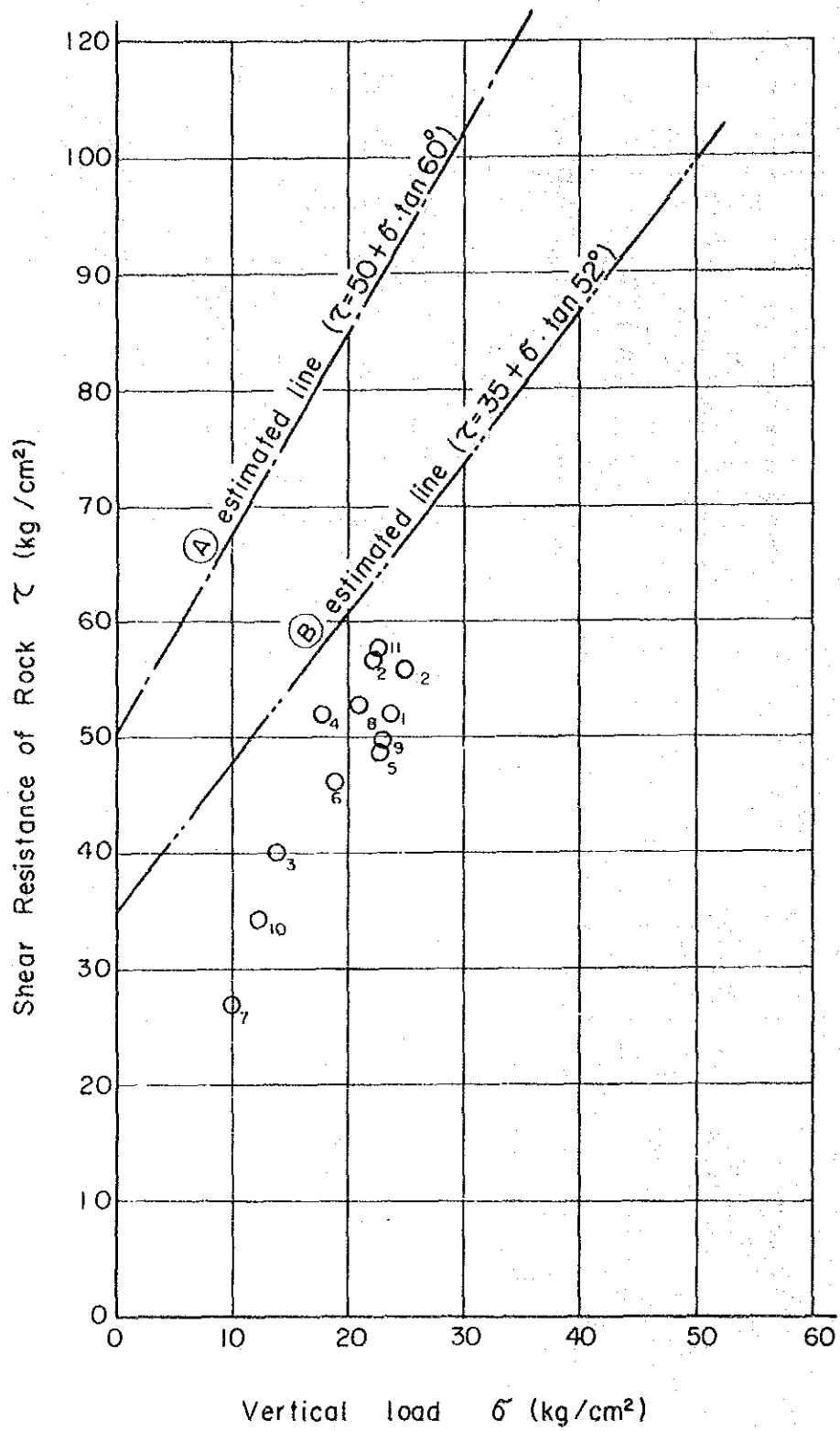


Fig. 7-23 Results of Shear Test and Presumed Share Strength

Table 7-23 Results of In-situ Rock Test

Rock Evaluation (Adit No.)	Test No.	Characteristic Deformation						Shear Strength		Remarks
		$\frac{\Sigma \delta \rho}{\Sigma \delta}$ (%)	Modulus of Deformation (kg/cm <sup>2</sup> )	Tangential Mod. of Elasticity (kg/cm <sup>2</sup> )	Creep Deformation (mm)	Angle of Internal friction (degree $\phi$ )	Cohesion (kg/cm <sup>2</sup> )			
(A) (RA-1) (LA-3)	B-1	30 }	68,000 }	91,000 }	0.003 }				(Estimated Value)	
	B-2									
	B-5	33 }	(103,000) ( $\pm 32,000$ )	(146,000) ( $\pm 47,000$ )	(0.018) ( $\pm 0.012$ )	60°	50		(Estimated Value)	
	B-6									
	S-1	(32 $\pm$ 2)								
	S-2									
	S-3									
	S-7									
	S-8									
S-9										
(B) (LA-2) (LA-3)	B-3	20 }	29,000 }	47,000 }	0.007 }				(Estimated Value)	
	B-4									
	B-7	47 }	(53,000) ( $\pm 21,000$ )	(80,000) ( $\pm 24,000$ )	(0.023) ( $\pm 0.021$ )	52°	35		(Estimated Value)	
	B-8									
	S-4	(37 $\pm$ 12)								
	S-5									
	S-6									
	S-10									
	S-11									
	S-12									

$\Sigma \delta \rho$ ; Final Deformation

$\Sigma \delta$ ; Maximum Deformation

## 7.7 土木地質に関する結論

以上、前項迄に記述したYusufeli、Artvin両計画の地質をまとめると下記のとおりである。

### 7.7.1 Yusufeli計画

#### (1) 貯水池

- ・ Yusufeli貯水池の耐水性は問題ないと判断出来る。
- ・ Yusufeli貯水池上流域には、Gorgulu およびVecanketの2つの大規模地切りが存在するが、これらの存在は、Yusufeliダム建設に支障となるものではないと判断できる。但し、これらが湛水後に活動した場合に与えるかもしれない上流域への影響調査は今後実施される必要がある。
- ・ 上記した2つの地切り以外に、新しく地切りが発生する可能性については、今後調査する必要がある。しかし、例え、今後その可能性が認められたとしても、Yusufeliダム建設に支障とならないであろう。何故ならば、その可能性が予想される地域は、上記した現存する2つの地切り位置より更に上流域に限られるからである。
- ・ しかし、新しい地切りの危険をさけるためには、より低い貯水池水位が望ましく、より低い貯水池水位は、特にBerta formation 分布域においては、新しい地切りに対する影響が少ないと言える。

#### (2) ダム

- ・ Yusufeliダムサイトの基盤岩石は、通常的基础処理の必要性はあっても、高さ約270m級のロックフィルダムの基礎として、最も優れた基礎の1つであると評価できる。
- ・ 本ダムサイトの高さ270m級のアーチダム基礎としての評価は、アーチダムレイアウトに適した位置の調査工事が少ないが、既存の調査試料に基づくと、下記の判断は可能である。

※ 当ダムサイトの基盤岩石の強度は、高さ約270m級のコンクリートアーチダムに十分適応し得るものである。

※ 当サイトの左岸の基盤岩石には、酸化作用を蒙った不連続面（節理・亀裂）の発達が著しい。この影響は、透水性には比較的顕著に見られるが、耐荷性に

は特に顕著に見られない。当サイトの クラスの岩盤の変形係数は68,000～142,000kg/cm<sup>2</sup>、 クラスのそれは29,000～78,000kg/cm<sup>2</sup>である。このことは、たとえ酸化作用の見られる節理や亀裂の発達があっても、それらは互いに密着し、シームなどの風化物の挟在のないことを意味している。従って、このような不連続面はグラウチングなどの基礎処理で改良出来るであろう。

※ 当サイトの調査横坑（左岸2孔、右岸2孔計454.55m）にて確認された断層は、合計152本で、そのうち、破碎帯厚さ10cm以上のものは56条、それ未満のものは96条である。これらの破碎帯は、一部軟質粘土より成るものもあるが、地下水面より高い位置の横坑内では、全般に十分固結している。他方、地下水面以下に位置する横坑内のこれら破碎帯は軟弱化している。これら断層の原位置試験はまだ実施されていない。

※ 上記横坑中で確認された断層（10cm以上のもの）を水平及び垂直断面上に延長させると、基盤の深部で断層が集中する場所がある。地下水面以下の破碎帯の条件或いは、貯水池の水が破碎帯に浸透した時の条件を考慮すると、断層が集中する場所に対する調査、軟質破碎部のせん断強度についての原位置試験および重要な断層の連続性の調査などは今後、実施されなければならない。

※ 断層が何本も集中している場所である横坑LA—3(II)の深部70m付近において、原位置岩盤試験が実施された。

その結果は、下記の通りである。；

割線弾性係数	73,000～107,000kg/cm <sup>2</sup>
変形係数	43,000～78,000 "

しかし、上記の値は、地下水面より高い位置の横坑内破碎帯での試験結果である。従って、値は多少大きめである。

※ 総合的に判断するとYusufeliダムサイトの基盤岩石はコンクリートアーチダムを対象に検討する価値は充分あると判断できる。しかし、より詳細な調査が要求されるであろう。

当ダムサイトを基礎処理の見地から評価すると、ダムタイプの如何に拘らず、透水性に注意が必要である。サイトの右岸と左岸を比較した場合、特に左岸アバットメントの透水性が複雑である。このことは、左岸アバットメントに数多く存在する断層の影響を蒙っているものと判断出来る。しかし、既述の如く、大部分

の亀裂は、酸化作用は認められても、シーム等の挟在物は認められないことから、グラウタビリティは良いと判断できる。

### (3) 付属構造物

ロックフィルダムの洪水吐は、左岸に予定されているが、基盤岩石は強度および斜面の安定性の見地から全く問題ないと判断している。

発電所は、ロックフィルダムおよびアーチダム両方のケース共右岸に予定されている。発電所予定位置のボーリング RSI-16 の結果によると、当サイトの地質は、地下発電所の基盤として、問題はない。しかし、孔底付近のコアーに亀裂が多いことは、孔底近傍の谷の影響が現れているのかも知れない。この情報は発電所のレイアウト検討に参考にするべきである。



## 7.7.2 材 料

### (1) 土質材料

- ・ 統一土質分類基準によると、黒色土及び赤色土共、clayey sand(SC) 又はsilty sand(SM)に属すると言える。
- ・ 両者共、細粒分(0.075mm以下)を22~40%含む、良好な粒度分布を示す。
- ・ 両者共、透水係数は、 $2.4 \times 10^{-6}$ 及至  $1.2 \times 10^{-7}$ cm/secを示す。これら値は、不透水性コア材料に適していると言える。
- ・ 両者共量的には、必要量をまかなえると考えられる。
- ・ 黒色土は、15及至17%のモンモリロナイトを含有している。従って、膨張には充分な注意が必要である。
- ・ 1個のサンプルによる試験結果では、赤色土の膨張率は極めて小さい。この赤色土は不透水性コア材料に適していると判断出来る。しかし、今後より数多く、詳細な試験を実施して、詳細設計に対応する必要がある。

### (2) コンクリート骨材

- ・ 予定骨材採取地の試料は、アルカリ骨材反応に無害である。
- ・ ピットG-3における細骨材は、シルトが多く、粒度分布は良くない。また、ピットG-1、2の細骨材も、シルト分が3%以下になるよう洗滌が必要である。
- ・ 各試料は粗骨材としては、使用可能である。但し、ASTM size number 467 (37.5~4.75mm)として使用する場合は、37.5mmオーバーサイズが多過ぎるので、グリズリで分級することが必要である。

### (3) ロック材料

ロック材料用の原石山は、Yusufeliダムサイト近傍に予定されている。ダムサイト近傍の岩石の質・量は、ダムサイトで実施された、ボーリングや横坑の結果から判断して、ロック材料として適当であると判断出来る。

## 7.7.3 原位置岩盤試験

Yusufeliダムサイトの基盤岩石は、A級、B級岩盤ともに、65kg/cm<sup>2</sup>以上の支持力を有することが確認出来た。

#### 7.7.4 Artvin計画

##### (1) 貯水池

- ・ 上流ダムサイト案・下流ダムサイト案の両貯水池とも、その耐水性は問題ない。
- ・ 上流ダム案貯水池内には、既存の地切りはなく、また、今後滑動する可能性のある地形も見当たらない。斜面安定性の見地からは、上流ダムサイト案貯水池は、下流ダムサイト案貯水池より安定していると言える。
- ・ 下流案貯水池内には、Havuzlu および Demirkentの2つの大規模地切りが存在する。これらの地切りの存在は下流案ダム建設に支障となるものではないと判断している。しかし、これらが湛水後に活動した場合に与えるかも知れない上流域への影響は今後検討される必要がある。
- ・ 下流案貯水池内には、上記地切り以外に、新しく大規模地切りが発生する可能性のある地形は見当たらない。
- ・ 下流案貯水池内の数個所で見られる比較的厚い斜面堆積物が湛水後に崩れる可能性はある。しかしこれらの規模は地切りに比べると非常に小規模でダムや上流域への影響はほとんどないと判断できる。

##### (2) 上流ダムおよび付属構造物

- ・ 当ダムサイトの左岸の基盤岩石は、断層や貫入岩脈が著しいため、非常に複雑である。右岸の一部に断層が存在するが全体には安定している。従って、当ダムサイトの基盤岩石は、ロックフィルダムには適しているが、コンクリートアーチダムには問題がある。
- ・ 基盤岩石の強度は、ロックフィルダム基礎としては、問題ないと判断出来る。
- ・ 洪水吐は、左岸鞍部を利用して計画されている。この鞍部はN20~40°E、63~70°NWの方向を示し、幅約15mの破砕帯を持つ断層により形成されている。断層の傾斜が急であるため、洪水吐基礎としての斜面の安定性には、問題ないと判断されるが、透水性と強度の点については、今後十分調査が必要である。
- ・ 上流ダム案計画の圧力トンネルはgabbro、phylliteおよびbasic tuffやdiabaseよりなるgreen rock等からなる。gabbroとgreen rock区間は、恐らく支保工率数%程度と予想される良好な岩盤である。しかし、phyllite区間のtunnellingには、注意が必要である。殊に、Havuzlu 地切りの下部とEsenkaya沢を通過する区間はトンネルの被りも各々約100m、約55mと薄くなる。トンネル全長に対する各岩

石のおよその分布率は下記のように推定出来る。

Gabbro区間	10%
Phyllite区間	40%
Green rock区間	50%

- ・ 本トンネルの工事中の湧水は、gabbroおよびgreen rock区間においては、多分、大量の湧水は発生しないと判断出来る。しかし、phyllite区間においては、湧水の可能性は非常に強い。
  - ・ 上流ダムサイト案計画の発電所は、green rock分布範囲に位置する。この岩石は鉄管踏および発電所の基礎として、十分堅硬なものである。
- (3) 下流ダムおよび付属構造物
- ・ 下流ダムサイトは地表調査および河床部ボーリング調査が実施されている。河床部の砂礫の厚さは約34mである。
  - ・ 本ダムサイトの基盤岩石は、一部に薄くphylliteを挟在するが、大部分の範囲は前述したgreen rock(gabbro and basic tuff) よりなる。この岩石は、堅硬で、コンクリートアーチグラビティードムの基礎として問題ない。
  - ・ 本ダムサイトに見られる不連続面は、基盤岩石の層理面、phylliteの葉理面および数本の断層と主節理である。
  - ・ 河床ボーリングSID-1の結果、深度 65.30~ 81.40mに大きな破碎帯の存在することが判明した。破碎帯の方向は、まだ判らない。その他に、連続性が強く、河側に約35°傾斜している主節理が右岸取付部に見られる。しかし、アプローチが悪く、この節理について、これ以上の情報はない。
  - ・ 上述の如く、このサイトには、まだ未解決な問題が残っている。今後、詳細な地質調査が必要とされる。



## 第 8 章 地 震



## 第8章 地 震

	頁
8.1 トルコ東部地域のテクトニクス .....	8 - 1
8.1.1 トルコ東部地質概説 .....	8 - 1
8.1.2 トルコ東部のネオテクトニクス .....	8 - 1
8.2 設 計 震 度 .....	8 - 5





### **List of Figures**

Fig. 8-1 Seismotectonics of Eastern Turkey

Fig. 8-2 Seismicity of All Data in 1901 - 1984

### **List of Tables**

Table 8-1 Distribution of Magnitude and Epicentral Distance of the Seismicity Data

Table 8-2 Maximum Accelerations during a Year from 1901 to 1984

Table 8-3 Maximum Accelerations for Return Periods



## 8.1 トルコ東部地域のテクトニクス

### 8.1.1 トルコ東部地質概説

トルコ東部は、古生代初めからくり返し造山運動を受け複雑な地質構造を呈するが、基本的には次に述べる4つの東西性構造区に区分される。即ち、北から、ポントス区、アナトリア区、タウルス区及び辺境褶曲区である。ポントス区は、白亜紀～古第三紀の流紋岩～玄武岩質火山岩類が卓越し、一部 Jura. ~ Creta. のオフィオライトが分布する。アナトリア区は、Jura. ~ Creta. のオフィオライトや低度変成岩の基盤岩上に Eocene-Miocene の強く変形した海成碎屑岩や第四紀火山岩類が分布する。山間盆地には陸成の鮮新世～第四紀堆積物が分布する。タウルス区の基盤は先カンブリア～中生代層とオフィオライトが主で、辺境褶曲区はエオカンブリアから鮮新世にいたる浅海性堆積岩が卓越する。

### 8.1.2 トルコ東部のネオテクトニクス

#### (1) 北アナトリア断層及び東アナトリア断層

アナトリア半島東部地域は、北アナトリア断層及び東アナトリア断層というプレート境界をなす2つのトランスフォーム断層によって分割される。とくに本地域において両トランスフォーム断層は既述した古い構造区を顕著に切っている。前者は Eurasian Plate (Turkey Plate) の境界をなし、後者は Anatolian Plate と Arabian Plate の境をなす。

北アナトリア断層は、トルコ北部を北に張り出した緩い弧を描いて東西にのび、総延長は約 1,000km 以上に達する。少なくとも現在は右水平ずれを示し、その総水平変位量は従来 70～80km といわれたが、最近 20～30km とする意見もあり、今後検討を要する。北アナトリア断層の発生は 10～12 百万年前といわれるが、その変位方向は必ずしも一貫して右水平ずれを示したわけではなく、鮮新世中頃に左水平ずれを示す時期もあったらしい。本断層に沿って多くの活断層、地震断層、山間盆地が分布し、また、火山活動も知られ、第四紀における第一級の構造であることが知られる。

東アナトリア断層はタウルス区を切り、陸上部では、N 60° E ~ S 60° W の走向で約 560km ほどの長さを持つ。南西部ではスラスト性であるが全般に左横ずれが卓

越する。第四紀火山岩類におおわれ変位地形は必ずしも明瞭でなく、活動度も北ア  
ナトリア断層に比べやや劣るが、やはり本地域における第一級の構造である。カ  
ローバ東方で北アナトリア断層と交差し、トリプルジャンクションをなす。従って、  
両断層にはさまれるAnatolian Plateは、見かけ上西方に移動することになる。

以上のべたようにトルコ東部地域のネオテクトニクスは、後期中新世以降北上す  
るArabian Plateに起因する南北圧縮の造構応力場における各プレート間の相互運  
動を反映して複雑化されている。

## (2) トルコ東部の活断層

上述の造構応力場においてトルコ東部地域では以下の活断層群が発達する。

- (a) 東西性逆断層ないしスラスト群
- (b) NNE-SSW～NE-SW 性の左水平ずれ断層群
- (c) NW-SE 性右水平ずれ断層群
- (d) 南北性引張り裂かないし正断層群

とくに、(a)及び(b)の活断層群の発達が著しく、前者は、Brzincan及びErzurum 盆  
地をはじめとする山間盆地の発生にも関与する。

本地域の活断層の多くは、次節にのべるように地震活動が活発で、地震断層を発  
生させ、累積変位地形を明瞭に示している。

## (3) トルコ東部の地震断層

トルコの地震は、(a)北アナトリア断層の右横ずれの活動に対応する浅発地震（例  
えば、Erzincan earthquake 1939）、(b)東アナトリア断層の左横ずれの活動に対応  
する浅発地震（例えば Bingol earthquake 1971）、(c)エーゲ海とその沿岸の東西性  
地溝地帯の正断層群と関係したやや深い地震群及び、(d)これら以外の各プレート内  
部の浅発地震群（例えば、Caldiran earthquake 1976及び、Horasan-Narman  
earthquake 1983）に大別される。

とくに、1939年に北アナトリア断層東部の Brzincan で生じた地震はM.7.9 で今  
世紀トルコで最大規模を持つ。これ以降、(a)に属する地震が数年～十数年おき発生  
し、見事な西方への地震移動を示したことは有名である。

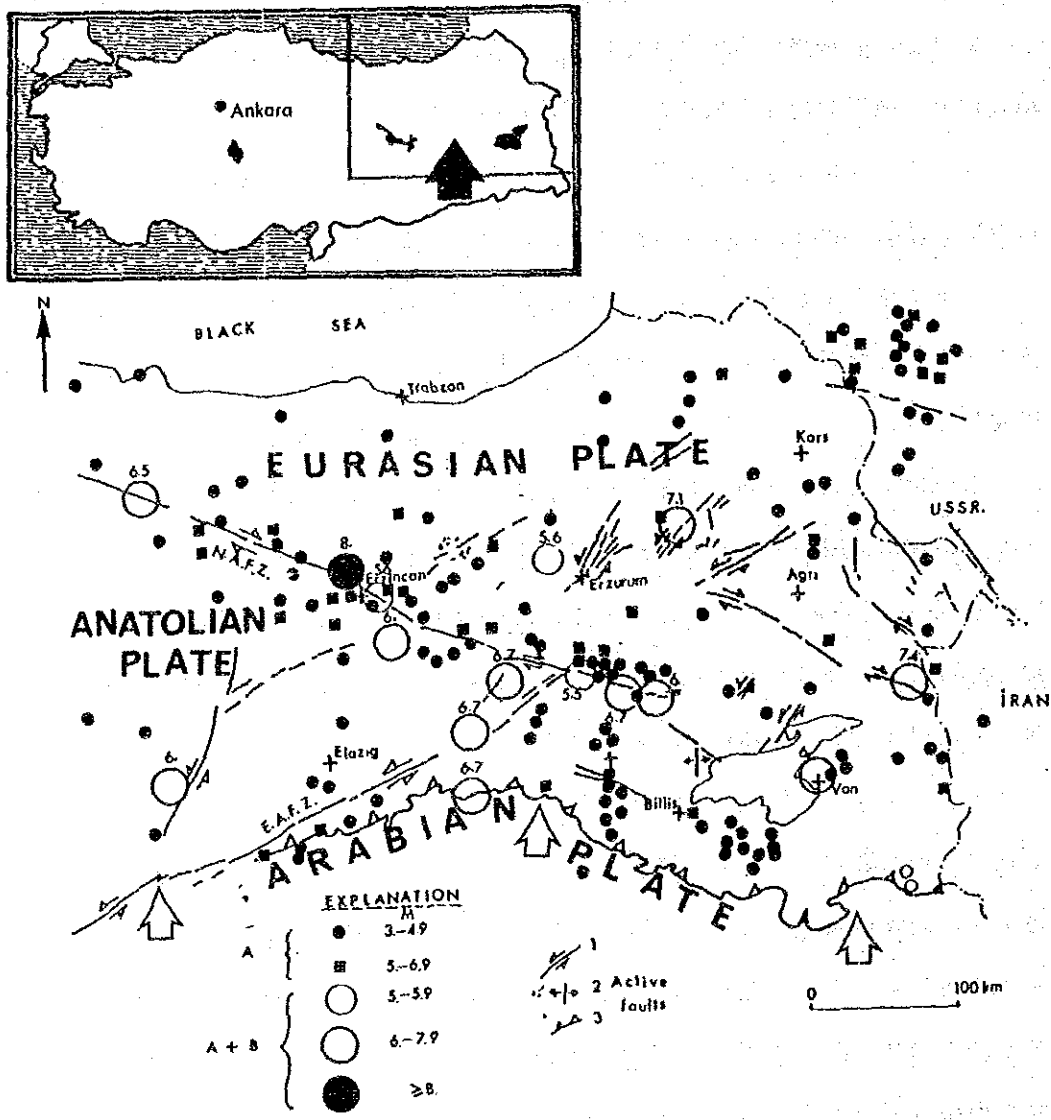
また、調査した限りにおいては、これら(a)に属する地震によって生じた地震断層  
は、厳密には北アナトリア断層と一致しない場合もあるが、大略その近傍を並走す  
る活断層のくり返しの運動によるものである。活断層の累積垂直変位量と個々の地

震断層の垂直変位量から再来周期は数百～数千年 (<5,000年) のオーダーである。地震断層は、最小十数 cm の雁行配列をなす裂か群が、さらに大規模な雁行配列の 1 セグメントを構成していく多重雁行配列をなす。数百メートル以下のセグメント長の小規模雁行配列は関連するトランスフォーム断層の横ずれ変位に対応する配列を示す。一方、セグメント長が十数 km 以上の大規模な雁行配列は、必ずしも関連するトランスフォーム断層の横ずれ変位に対応しない。これは、既存裂かや火山岩体など地表付近の地質学的異方性に影響されるためである。

トルコで今世紀に生じた地震断層と地震の関係をみると、マグニチュードが 6.5 以上で、震源の深さが 40 km より浅ければ、地表に地震断層の発生が期待される。また、すでに幾人かの研究者によって指摘されているように、断層の全長 (L) や変位量 (D) とマグニチュードとの間には、 $\text{Log } L (D) = a M - b$  の関係が近似的に成り立つ。

日本の地震断層とトルコの地震断層を比較してみると、同じマグニチュードなら、トルコの地震断層の方が長く、最大変位量は日本の地震断層の方が大きい。例えば、M 7.9 のエルジンジャン地震と濃尾地震の場合では、前者の地震断層の長さは約 350 km、最大変位量は約 4.2 m に対して、後者の地震断層では、長さは約 80 km で、最大変位量は約 8 m あるいはそれ以上である。

さて、東トルコで比較的最近 (1983. 10. 30) に発生したホラサン-ナルマン地震断層は、それ以前に地形的に明瞭な活断層のなかったところに新たに発生したようである。地震断層は、北東-南西方向で、長さ 12 km、幅 4 km にわたる連続性の悪い多くの断層群からなる左横ずれに対応したセン断帯である。断層群は、N 15° ~ 30° E 走向の卓越した左横ずれ断層とやや発達が悪い共役をなす右横ずれ断層及び南北性の引張り裂かからなる、これらからは、当地域のネオテクトニクスと同様、南北圧縮が想定でき、両者は良い対応を示すといえよう。



A. Epicenter based on measurement data  
 A+B. Epicenter based on measurement data and macroseismic data  
 1. Lateral fault      2. Tension fracture fissure and normal fault  
 3. Reverse fault and thrust (active fault)  
 NAFZ. North Anatolian Fault Zone  
 EAFZ. East Anatolian Fault Zone

Fig. 8-1 Seismotectonics of Eastern Turkey

## 8.2 設 計 震 度

設計震度を決めるために、確率解析により、Yusufeli地点における最大地盤加速度の評価を行った。この検討に使用された地震データは米国のNOAAによって収集されたもので、1901年から1984年にわたり1658にのぼる。最大地盤加速度  $A$  (gal) を、地震のマグニチュード  $M$  と、震源距離  $R$  (km) または震央距離  $D$  (km) で表わす、すでに提案された減衰モデルのうちから、下記の5つのモデルがこの検討に用いられた。

$$\text{Log } A = 3.090 + 0.347M - 2 \text{ Log } (R+25) \quad (1)$$

proposed by C. Oliveira

$$\text{Log } A = 2.674 + 0.278M - 1.301 \text{ Log } (R+25) \quad (2)$$

proposed by R. K. McGire

$$\text{Log } A = 2.041 + 0.347M - 1.6 \text{ Log } D \quad (3)$$

proposed by L. Esteva and E. Rosenblueth

$$\text{Log } A = 2.308 + 0.411M - 1.637 \text{ Log } (R+30) \quad (4)$$

proposed by T. Katayama

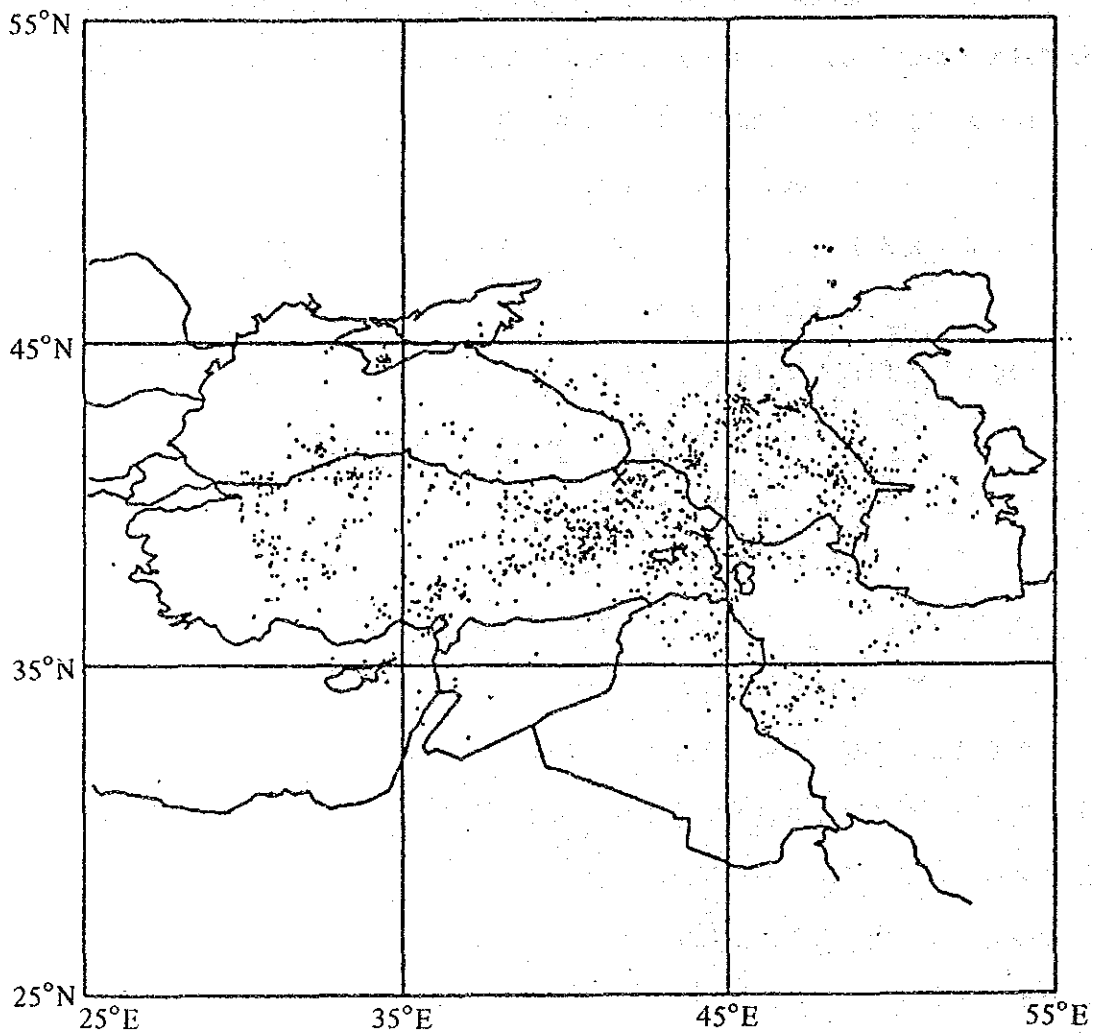
$$\text{Log } (A/640) = (D+40)(-7.6+1.724M-0.1036M^2)/100 \quad (5)$$

proposed by S. Okamoto

“極値理論”に基づく確率モデルを、等時間間隔を一年にとることにより設定する。ある特定のダム地点において予想される最大地盤加速度の確率関数は未知ではあるが、第3型漸近分布と考えるのが適当である。

このようにして得られた結果を、地震データ分布と共に、Fig. 8-2、Tabl 8-1から8-3に示す。

この結果に一般的なダムの挙動を勘案して、Yusufeli地点における通常の震度法による静的安定解析に用いられる設計震度は、ロックフィルダムおよびアーチダムでそれぞれ 0.15、0.30とする。



**Fig. 8-2 Seismicity of All Data in 1901-1984**  
Total Number of Plots in the area of  $\Delta \leq 1000.0$  (km) is 1658.



Table 8-1 Distribution of Magnitude and Epicentral Distance of the Seismicity Data

	$0 \leq \Delta < 50$	$< 100$	$< 200$	$< 300$	$< 400$	$< 500$	$< 600$	$< 700$	$< 800$	$\leq 1000$	Total
$3.0 \leq M < 3.5$	0	0	0	1	0	1	1	0	3	3	9
$< 4.0$	0	1	0	4	3	5	4	3	2	6	28
$< 4.5$	3	7	7	38	26	33	27	14	32	60	247
$< 5.0$	4	11	36	83	57	60	62	40	35	79	467
$< 5.5$	3	3	33	55	47	60	37	48	22	57	365
$< 6.0$	0	7	41	68	49	63	38	54	32	51	403
$< 6.5$	1	5	11	19	11	11	11	9	19	15	112
$< 7.0$	0	1	3	0	2	2	0	1	4	4	17
$< 7.5$	0	0	0	0	1	2	0	2	2	1	8
$< 8.0$	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	2
Total	11	35	131	269	197	237	180	171	151	276	1658

$\Delta$  : Epicentral Distance (km)

M : Magnitude

Table 8-2 Maximum Accelerations during a Year from 1901 to 1984

year	Oliveira, C Eq.(1)	McGuire, R.K. Eq.(2)	Esteva, L. & Rosenblueth, E. Eq.(3)	Katayama, T Eq.(4)	Okamoto, S. Eq.(5)
1901	0.5	5.9	0.6	1.8	0.0
1902	1.4	11.5	1.4	4.0	0.2
1903	10.3	43.8	9.1	22.5	34.7
1904	4.0	22.2	3.6	9.1	5.0
1905	6.9	31.7	6.1	14.0	15.6
1906	28.1	85.8	26.2	52.1	116.4
1907	2.3	16.0	2.2	6.2	1.3
1908	5.8	28.3	5.1	12.2	11.2
1909	1.8	14.6	1.9	6.2	0.9
1910	1.5	11.8	1.5	4.1	0.3
1911	0.3	4.8	0.4	1.5	0.0
1912	2.2	15.6	2.1	6.2	1.2
1913	3.1	19.9	2.9	8.5	3.4
1914	0.6	6.5	0.7	2.1	0.0
1915	2.2	16.0	2.2	6.5	1.3
1916	1.9	15.9	2.0	7.5	1.4
1917	0.6	6.4	0.6	2.0	0.0
1918	0.6	6.8	0.7	2.3	0.0
1919	0.6	6.6	0.7	2.1	0.0
1920	2.9	19.8	2.8	9.0	3.3
1921	2.1	15.0	2.0	5.8	1.0
1922	1.1	10.0	1.2	3.6	0.1
1923	1.3	10.9	1.3	3.9	0.2
1924	18.7	70.4	16.4	45.5	83.8
1925	9.3	40.4	8.3	20.0	28.9
1926	3.8	22.7	3.5	10.1	5.2
1927	0.6	6.8	0.7	2.5	0.0
1928	5.8	27.8	5.2	11.5	10.8
1929	2.6	16.3	2.4	5.9	1.5
1930	2.1	17.0	2.2	8.3	1.8
1931	3.3	19.3	3.0	7.5	2.9
1932	2.1	14.0	1.9	4.9	0.7
1933	0.8	7.7	0.8	2.5	0.0
1934	23.6	69.5	24.6	34.8	106.5
1935	6.1	32.4	5.6	16.4	16.9
1936	3.5	22.1	3.3	10.1	5.1
1937	1.7	13.1	1.7	4.9	0.5
1938	2.5	16.1	2.3	5.9	1.4
1939	9.3	48.6	8.8	32.5	39.0
1940	5.9	32.4	5.5	17.0	17.2
1941	3.7	22.6	3.4	10.1	5.4
1942	1.7	15.2	1.9	7.2	1.1
1943	5.8	28.3	5.1	12.2	11.2
1944	5.0	25.1	4.4	10.2	7.7
1945	2.3	16.4	2.2	6.8	1.5
1946	4.4	25.5	4.0	11.9	8.2
1947	6.1	30.6	5.4	14.3	14.1
1948	2.5	16.3	2.3	6.2	1.5
1949	6.8	35.9	6.2	19.6	22.3
1950	2.7	17.2	2.5	6.6	1.8
1951	7.5	35.1	6.7	16.9	20.4
1952	12.6	50.9	11.1	27.9	47.7
1953	3.3	19.6	3.0	8.1	3.2
1954	4.9	27.6	4.5	13.2	10.6
1955	1.6	11.9	1.5	4.1	0.3
1956	0.3	4.3	0.4	1.2	0.0
1957	0.2	4.0	0.3	1.2	0.0

unit: gal

year	Oliveira,C Eq.(1)	McGuire,R.K. Eq.(2)	Esteva,L,& Rosenblueth,E. Eq.(3)	Katayama,T Eq.(4)	Okamoto,S. Eq.(5)
1958	0.7	7.5	0.8	2.5	0.0
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	2.9	19.7	2.8	8.8	3.3
1961	2.1	14.6	2.0	5.5	0.8
1962	0.4	5.8	0.6	2.2	0.0
1963	1.6	12.6	1.6	4.7	0.4
1964	2.6	15.0	2.3	4.8	1.4
1965	1.7	11.9	1.5	3.9	0.3
1966	6.1	33.7	5.7	18.1	19.0
1967	2.5	16.3	2.3	6.2	1.4
1968	16.5	49.6	19.5	19.7	34.6
1969	7.3	28.2	7.1	9.6	17.7
1970	1.7	11.9	1.5	3.9	0.4
1971	2.1	15.4	2.1	6.2	1.1
1972	5.1	23.8	4.6	8.6	7.4
1973	0.5	5.6	0.6	1.5	0.0
1974	0.5	5.8	0.6	1.7	0.0
1975	9.7	37.0	9.0	15.1	32.9
1976	8.4	31.6	8.1	11.4	20.4
1977	6.1	25.7	5.6	9.0	10.9
1978	3.0	16.5	2.6	5.4	1.8
1979	1.2	9.2	1.1	2.7	0.1
1980	3.7	18.2	3.3	5.7	3.3
1981	1.8	11.6	1.6	3.4	0.3
1982	2.3	14.1	2.0	5.0	0.8
1983	17.2	61.0	15.4	33.6	57.9
1984	20.5	58.5	24.9	24.9	47.3

unit:gal

Table 8-3 Maximum Accelerations for Return Periods (gal)

Model (Eq. No.)	Proposer(s)	Return Period, Tr (year)						
		50	100	200	500	1000	10000	
(1)	C.Oliveira	22	27	32	37	41	51	
(2)	R.K.McGuire	71	83	93	106	115	136	
(3)	L.Esteva & E.Rosenblueth	20	25	30	36	40	51	
(4)	T.Katayama	41	49	58	69	77	98	
(5)	S.Okamoto	93	115	133	150	160	175	

## 第9章 開発計画



## 第9章 開 発 計 画

	頁
9.1 開発方式及び開発規模の検討	9 - 1
9.1.1 既存マスタープランの再検討	9 - 1
9.1.2 開発方式、規模の比較・決定手法	9 - 9
9.1.3 Yusufeli計画	9 - 15
9.1.4 Artvin計画	9 - 57
9.2 最適開発計画	9 - 73
9.2.1 Yusufeli計画	9 - 73
9.2.2 Artvin計画	9 - 81
9.2.3 Deriner 計画への影響	9 - 86
9.2.4 Karakale計画への影響	9 - 93
9.3 送電線計画	9 - 95
9.3.1 電力システムの概要	9 - 95
9.3.2 送電線計画	9 - 95
9.3.3 経済性の検討	9 - 104
9.3.4 結 論	9 - 104





## List of Figures

- Fig. 9-1 Alternative Plan of Yusufeli and Artvin Projects
- Fig. 9-2 Three Dam Plan
- Fig. 9-3 Mass Curve at Yusufeli Dam Site
- Fig. 9-4 Relation between Firm Discharge and Effective Storage Capacity
- Fig. 9-5 Flow Chart of Calculation of Power and Energy
- Fig. 9-6 Operation Rule of Reservoir
- Fig. 9-7 Dam Volume for Various Height
- Fig. 9-8 Dam Construction Cost for Various Height
- Fig. 9-9 Yusufeli Reservoir Storage Capacity and Area Curve
- Fig. 9-10 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B-C) (1)
- Fig. 9-11 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B-C) (2)
- Fig. 9-12 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B/C) (1)
- Fig. 9-13 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B/C) (2)
- Fig. 9-14 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (I.R.R.) (1)
- Fig. 9-15 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (I.R.R.) (2)
- Fig. 9-16 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B-C) (1)
- Fig. 9-17 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B-C) (2)
- Fig. 9-18 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B/C) (1)
- Fig. 9-19 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B/C) (2)
- Fig. 9-20 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (I.R.R.) (1)
- Fig. 9-21 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (I.R.R.) (2)

- Fig. 9-22 Artvin Alternative Plans
- Fig. 9-23 Study on Effective Storage Capacity of Artvin Reservoir
- Fig. 9-24 Artvin Reservoir Storage Capacity and Area Curve (Upstream Dam Site)
- Fig. 9-25 Artvin Reservoir Storage Capacity and Area Curve (Downstream Dam Site)
- Fig. 9-26 Tail Water Level of Artvin Power Plant (Upstream Dam Site – Upper Power Plant)
- Fig. 9-27 Water Level Frequency of Deriner Reservoir
- Fig. 9-28 Tail Water Level of Artvin Power Plant (Upstream Dam Site – Lower Power Plant)
- Fig. 9-29 Tail Water Level of Artvin Power Plant (Downstream Dam Site)
- Fig. 9-30 Tail Water Level of Yusufeli Power Plant
- Fig. 9-31 Yusufeli Reservoir Operation
- Fig. 9-32 Energy Generation and Monthly Minimum Peak Power of Yusufeli Power Plant
- Fig. 9-33 Energy Generation and Monthly Minimum Peak Power of Artvin Power Plant
- Fig. 9-34 Average Monthly Inflow of Deriner Reservoir
- Fig. 9-35 Deriner Reservoir Storage Capacity and Area Curve
- Fig. 9-36 Water Level Frequency of Yusufeli Reservoir
- Fig. 9-37 380kV Transmission System in 1985
- Fig. 9-38 Transmission System of Coruh River Hydroelectric Power Development Project

## List of Tables

Table 9-1	Dam and Hydroelectric Power Plant (from M.P.R.)
Table 9-2	Main Cost Difference between Plans C and B
Table 9-3	Storage Efficiency of Two Dam Plan and Three Dam Plan
Table 9-4	Basic Criteria for Comparison Study
Table 9-5	Alternative Thermal Power Plant for Optimization Study (1)
Table 9-6	Alternative Thermal Power Plant for Optimization Study (2)
Table 9-7	Comparison of Dam Types
Table 9-8	Investment Cost of Layout Alternative Plans (Yusufeli Project)
Table 9-9	Structural Dimension (Yusufeli Project)
Table 9-10	Study on Optimum Layout of Yusufeli Project (1)
Table 9-11	Study on Optimum Layout of Yusufeli Project (2)
Table 9-12	Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (1)
Table 9-13	Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (2)
Table 9-14	Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (1)
Table 9-15	Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (2)
Table 9-16	Structural Dimension (Artvin Project)
Table 9-17	Study on Optimum Layout of Artvin Project (1)
Table 9-18	Study on Optimum Layout of Artvin Project (2)
Table 9-19	Investment Cost of Layout Alternative Plans (Artvin Project)
Table 9-20	Summary of Operation Study of Yusufeli Reservoir
Table 9-21	Energy Generation of Yusufeli Power Plant
Table 9-22	Monthly Minimum Peak Power of Yusufeli Power Plant
Table 9-23	Summary of Operation Study of Artvin Reservoir

- Table 9–24 Energy Generation of Artvin Power Plant
- Table 9–25 Monthly Minimum Peak Power of Artvin Power Plant
- Table 9–26 Plan Outline of Deriner Reservoir and Power Plant
- Table 9–27 Effect on Deriner Project by Yusufeli Project
- Table 9–28 Alternative Patterns of Transmission Line  
for Coruh Project
- Table 9–29 Economic Comparison of Transmission  
for Coruh Project

9.1 開発方式及び開発規模の検討

9.1.1 既存マスタープランの再検討

(1) 本流開発計画の概要

1982年 E I E によって立案された Coruh川水力発電開発計画に関するマスタープランは、本流についてみると11カ所の開発地点を階段状に開発する河川一貫開発計画である。このマスタープランは最上流部のLaleli地点、中下流部のYusufeli地点および Deriner地点の3ヶ所に大貯水池を造り、河川流量を調整し、最上流部のLaleli地点から最下流部 Muratli地点間の総落差約 1,430mを利用して11発電所を建設し、総設備出力約 2,000MWおよび総年間発生電力量約7,470GWhを得る計画である。マスタープランの概要をTable 9-1 に示す。

Coruh川本流の延長は約 410km (トルコ領内約 390km) であり、河川勾配は上流、中流および下流で各々約 1/300、1/150 および 1/250の急流河川である。河川の流域面積はソビエト国境で19,750km<sup>2</sup>であり、平均年間流量は $5.96 \times 10^9$  m<sup>3</sup> (平均 189 m<sup>3</sup>/s) である。

Coruh川の特徴としては、河川勾配は上述したように急で、流域内は標高 3,000 mを超える山岳地に囲まれ、河川の兩岸も急峻な地形をなしている。また、下流域の大きな支流であるOltu川と本流がYusufeli地点で合流し、流域面積が急増(約1.9倍)している点もあげられる。

従って、Coruh川の開発は地形および流量の点から考えると、中下流域に大貯水池および大容量発電所の建設を骨子とした計画が有利と考えられる。

本調査の対象区間は中下流域にあるKarakaleダム地点より Deriner貯水池末端までの本流である。従って、マスタープランにおいて提案されているYusufeliおよび Artvin発電計画の検討を骨子としてマスタープランの再検討を実施するものである。

現在他の9ヶ地点については、E I Eがフィージビリティ調査を実施中である。

Table 9-1 Dam and Hydroelectric Power Plant (from M.P.R.)

Project	C.A Km <sup>2</sup>	Annual Inflow 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Reservoir		Dam		Installed Capacity MW	Annual Energy GWh	Note
			H.W.L. m	Capacity 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Type	Height m			
LALELI	4,760	785	1,480	950	Arch	134	85	181	
KILICCI	4,822	802	1,365	31.8	Gravity	59	27	75	
ISPIR	5,100	938	1,320	150	Fill	77	58	276	
GULLOBAG	5,915	1,335	1,160	37.6	Arch	94	64	292	
AKSU	6,338	1,616	1,040	146	Fill	148	116	356	
KARAKALE	6,853	1,825	935	283	Fill	175	202	802	
YUSUFELI	15,254	3,611	700	1,730	Arch	259	417	1,445	
ARTVIN (former INANLI)	15,397	3,611	500	34.3	Arch Gravity	129	193	746	
DERINER (former ARTVIN)	18,389	4,988	395	1,989	Arch (R.Fill)	250 (245)	511 (600)	1,994 (2,050)	Value of ( ) : From Feasibility Report
BORCKA	18,895	5,344	185	318	Fill	83 (94)	230 (300)	871 (1,029)	
MURATLI	19,748	5,905	92	58.8	Fill	45 (47)	100 (115)	431 (417)	

## (2) マスタープランの再検討

Karakaleダム地点から Deriner貯水池末端までの区間において現地踏査の結果に基き、地形、地質、地況、貯水効率、流量の有効利用等を考慮すると Fig.9-1に示す様に、マスタープランで提案されている計画を含めて(A)、(B)、(C)の3計画案が考えられる。

これらの各案は Coruh川と支流Oltu川の合流点より下流約 800mのYusufeli地点に大規模貯水池を造り、河川流量を調節し、大容量発電所を建設する計画である。

(A)、(B) 2案は、Yusufeli地点の下流のArtvin地点にも貯水池を造り、ダム水路式発電あるいはダム式発電を行う計画である。このうち (A)案のダム水路式案についてはマスタープランで提案されているが、Artvinダム地点(原地点)が、直上流に位置する地況(Havuzlu)の影響が大きいと考えられるので、代替ダム地点として、現地踏査の結果、原ダム地点より上流約3kmの地点(Artvin上流ダムサイト)を選定した。また (B)案のダム式発電案については、落差を有効に利用するため、Deriner貯水池の背水端付近、原ダム地点より下流約8kmの地点(Artvin下流ダムサイト)を選定した。

(C) 案はArtvin貯水池を設けずにYusufeli貯水池より、Deriner 貯水池背水端付近に設ける発電所まで直接水路で結ぶダム水路式発電計画である。本案 (C)については、以下の概略検討により経済的に不利であることが分かったので放棄した。

(B) 案と比較すると、工事費については導水路による工事費の増、Artvinダムの工事費、および発電所工事、電気機器費の減が大きなものであり、Table 9-2 にみられるように直接工事費では、(B) 案の方が小さく有利である。便益についても損失落差増による出力、電力量減があるため (B)案の方がさらに有利である。

なお、Yusufeli町を貯水池により水没させない場合には、Yusufeliダム地点に代えてArtvinダム地点にHWL580mの貯水池を築造する代替案が考えられる。落差の有効利用のため本流の上流にさらにダム地点を選定すれば、地形条件よりYusufeliダム地点より上流約23kmのKilazuli付近が考えられる。ここにKarakaleダム地点の標高を考慮して、HWL810mの貯水池を造り、水路によりArtvin貯水池背水端までの落差を利用する。さらに支流Oltu川の流量および残存落差を利用するために、Oltu川にダム地点を選定すれば地形的にOltu川とTortum川の合流点より上流約1kmの地点が考えられる。これら3ダムの組合せによる計画とYusufeliダムおよびArtvinダム





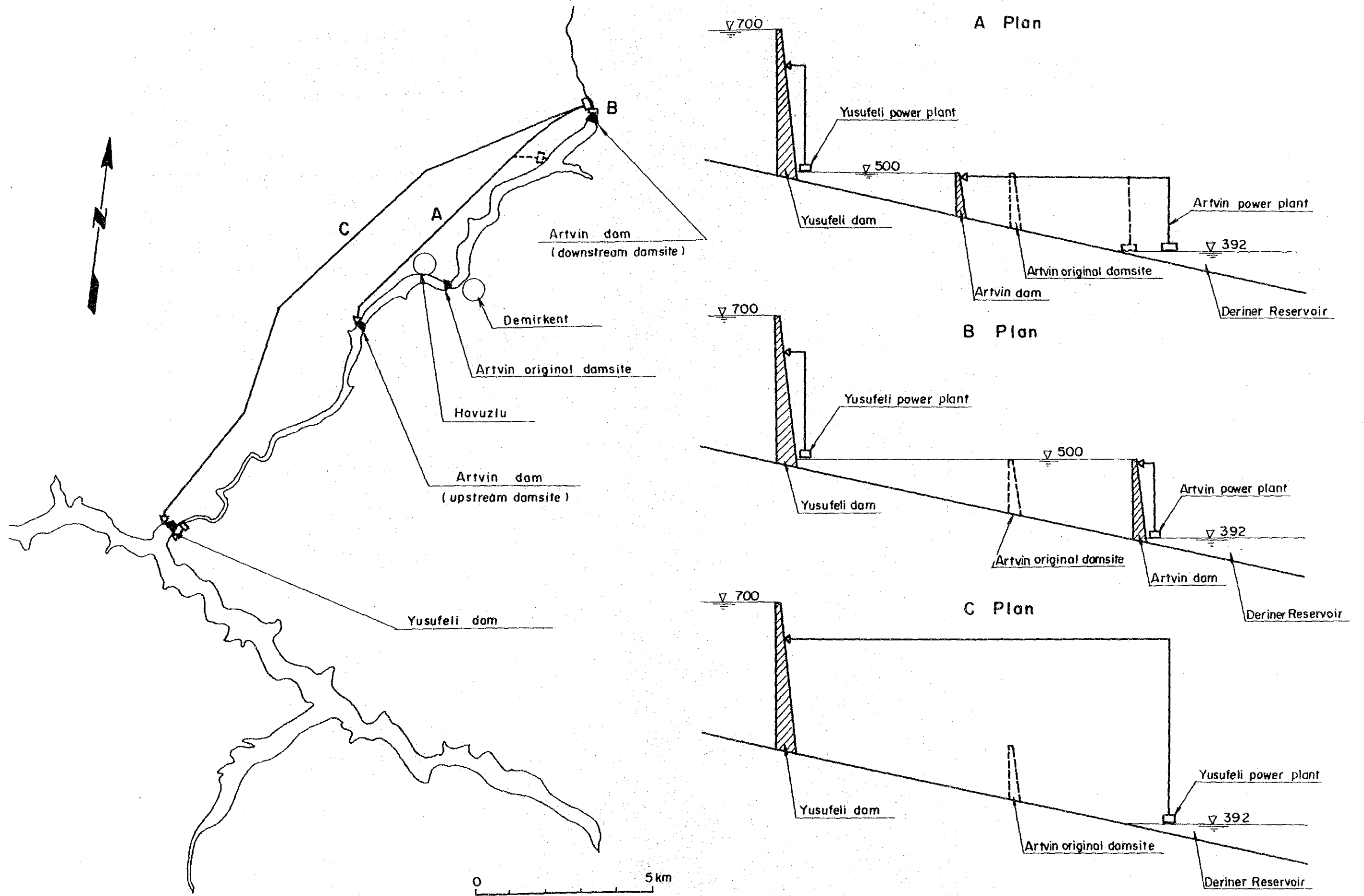


Fig. 9-1 Alternative Plan of Yusufeli and Artvin Projects



の2ダムの組合せによる計画とを貯水効率の観点から比較するとTable 9-3 に示すように2ダム案が3ダム案の約2倍の貯水効率を有しており圧倒的に優れている。従って、3ダム案については詳細検討を省略した。なお両案の概略図をFig. 9-2 に示す。

Table 9-2 Main Cost Difference between Plans C and B

Item	Unit	Plan C	Plan B	C - B
Installed Capacity	MW	780	840	
Energy Generation	GWh	2,300	2,600	
Direct Cost				
Headrace and Surge Tank	10 <sup>6</sup> TL	87,500	-	87,500
Dam	10 <sup>6</sup> TL	-	37,100	-37,100
Powerhouse	10 <sup>6</sup> TL	9,100	19,700	-10,600
Electro-mechanical Equip.	10 <sup>6</sup> TL	60,000	85,500	-25,500
Total		156,600	142,300	14,300

Table 9-3 Storage Efficiency of Two Dam Plan and Three Dam Plan

Name	HWL (m)	Surface Area (km <sup>2</sup> )	Gross Storage Capacity A (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Concrete Gravity Dam Volume B (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Storage Efficiency A/B
Yusufeli Dam	700	29.9	1,820	5.3	
Artvin Dam	500	4.1	170	1.5	
Total			1,990	6.8	293
Kirazli Dam	810	12.0	700	3.5	
Oltu Dam	700	4.0	180	2.2	
Artvin Dam	580	12.3	800	4.0	
Total			1,680	9.7	173

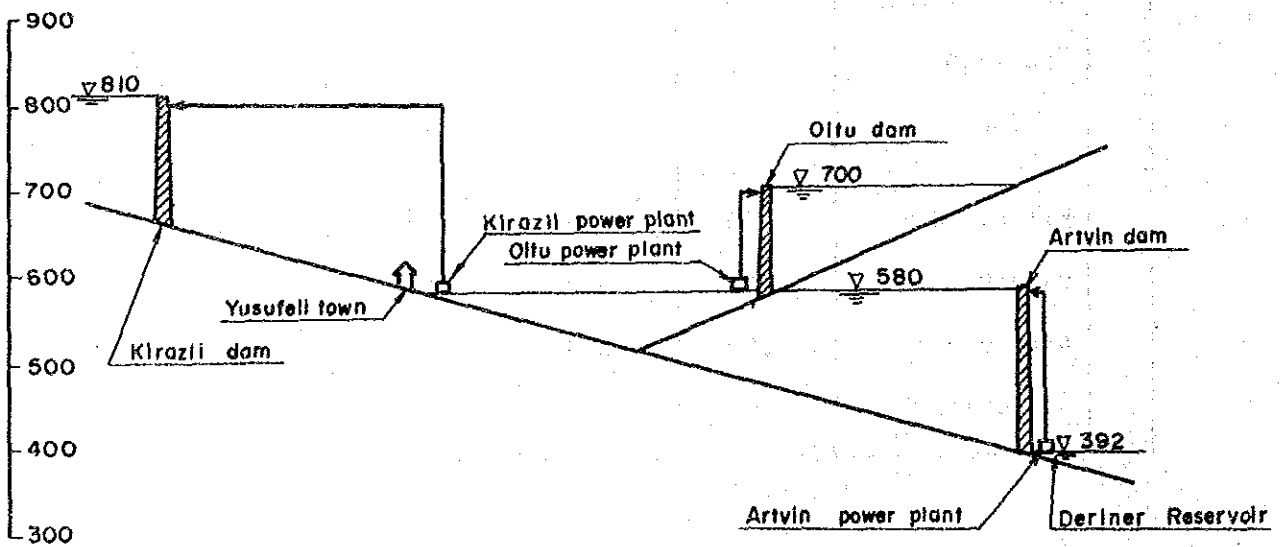
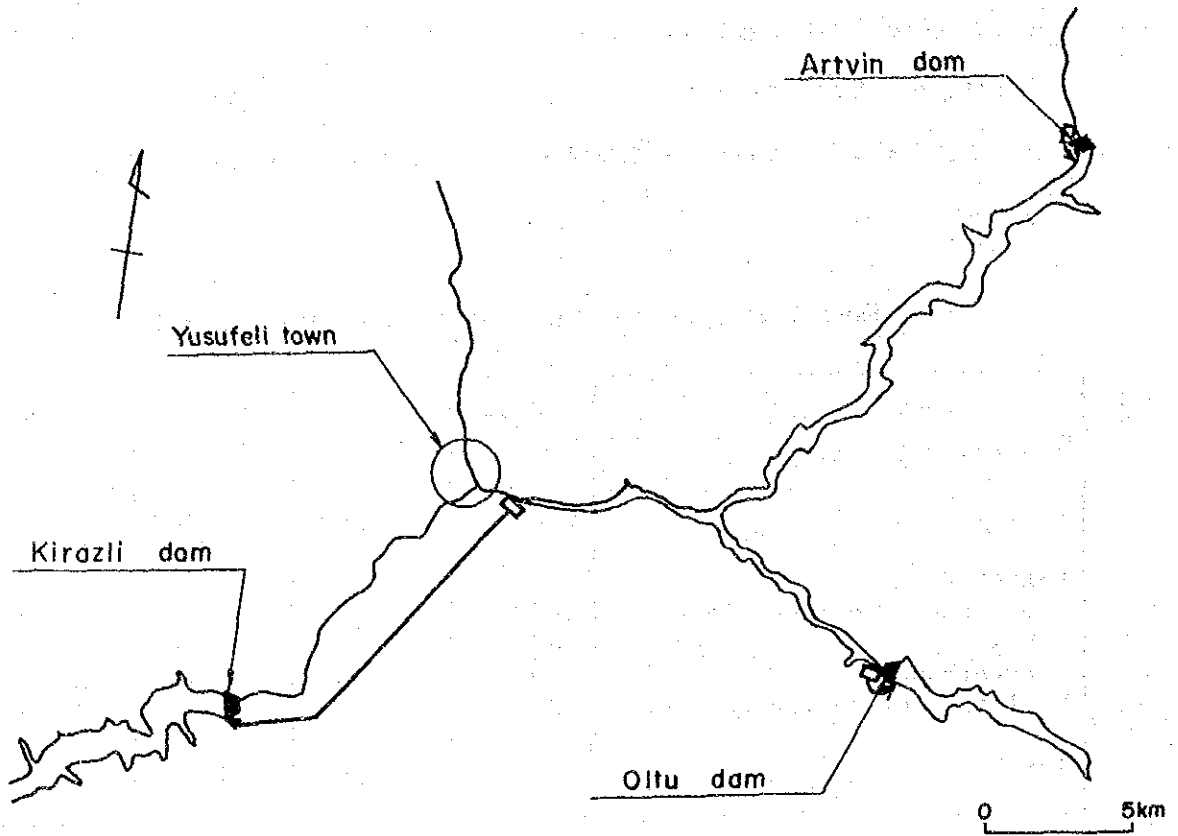


Fig. 9-2 Three Dam Plan

## 9.1.2 開発方式、規模の比較・決定手段

### (1) 基本的考え方

本プロジェクトの開発方式及び規模の検討は、本プロジェクトが無い場合に建設されるであろう標準的な火力発電所を代替施設と考え、その費用をもって便益とみなす手法を用いる。今回の最適開発計画の選定には将来トルコの主力電源になるであろうと想定される輸入石炭火力及び現在トルコで通常フィジビリティ調査に使用されている重油専焼火力の両ケースを代替施設として用いた。

トルコでは一般に代替火力発電所としてガスタービン発電所と汽力発電所の組合せを用いているが、ガスタービン発電所についてはその起動・停止の容易さはあるものの経済性を考慮した利用率が通常8%程度が限度であり、本プロジェクトに要求されるピーク継続時間とはかけ離れたものとなり、現実性に乏しいものとなるため、採用しなかった。

Yusufeli及びArtvin計画についていくつかの代替案を立案し、これらの計画案について比較検討を行い、最適開発計画を選定した。

比較案の検討では、市場価格を用い水力設備のProject life (50年)の均等化年経費(C)とそれと等価の能力を有する代替火力の均等化年経費(B)とから求まる年間超過便益(B - C)および便益・費用比率(B / C)及び水力設備の解析期間(建設期間 + Project life 50年)の費用と、それと等価の能力を有する代替火力の同期間における費用から求まる内部収益率(IRR)を指標とした。比較のためのcriteriaはTable 9-4に示す。ただし、市場価格より移転項目である税金は除外してある。

なお、YusufeliおよびArtvin計画のHopaから消費地までの送電線にかかる費用及び代替火力計画の消費地までの送電線にかかる費用は、まだ送電系統計画が決まっていないこと、プロジェクトの評価に与える影響が小さいことにより省略した。

Table 9-4 Basic Criteria for Comparison Study

Item	Description																						
Method of Analysis	Annual Cost Method	Discount Cash Flow Method																					
Economic Index	Surplus Benefit (B-C) Benefit Cost Ratio (B/C)	Internal Rate of Return (I.R.R.)																					
Study Period	50 years	Construction period + 50 years																					
Discount Rate	9.5% <sup>1/</sup>																						
Cost	Investment Cost O/M Cost, Fuel Cost <sup>2/</sup> (Market Price without Tax)	Project Cost O/M Cost, Fuel Cost																					
Escalation	Not Considered																						
Service Life of Facility	<table border="0"> <tr> <td data-bbox="256 1272 703 1312">Civil Facility</td> <td data-bbox="735 1272 1034 1312">50 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1335 703 1375">Electro-mechanical Facility</td> <td data-bbox="735 1335 1034 1375">35 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1397 703 1438">Oil Fired Thermal Plant</td> <td data-bbox="735 1397 1034 1438">25 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1460 703 1500">Coal Fired Thermal Plant</td> <td data-bbox="735 1460 1034 1500">25 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1523 703 1563">Substation</td> <td data-bbox="735 1523 1034 1563">25 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1585 703 1626">Transmission Line</td> <td data-bbox="735 1585 1034 1626">35 Years</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="256 1648 703 1733">Conversion Rate of Currency (As of July 1985)</td> <td colspan="2" data-bbox="735 1648 1378 1733">US\$1.00 = 550 T.L</td> </tr> </table>		Civil Facility	50 Years		Electro-mechanical Facility	35 Years		Oil Fired Thermal Plant	25 Years		Coal Fired Thermal Plant	25 Years		Substation	25 Years		Transmission Line	35 Years		Conversion Rate of Currency (As of July 1985)	US\$1.00 = 550 T.L	
Civil Facility	50 Years																						
Electro-mechanical Facility	35 Years																						
Oil Fired Thermal Plant	25 Years																						
Coal Fired Thermal Plant	25 Years																						
Substation	25 Years																						
Transmission Line	35 Years																						
Conversion Rate of Currency (As of July 1985)	US\$1.00 = 550 T.L																						

<sup>1/</sup> In Turkey, a discount rate of 9.5% is generally used as the evaluation criterion for a hydro-power project.

<sup>2/</sup> Investment Cost consists of project cost and interest during construction.

## (2) 年経費法

水力設備の均等化年経費は減価償却及び運転維持費からなり、建設費に年経費率を乗じて求める。建設費には建設中利子を含む。建設中利子率は内外貨平均して9.5%とした。年経費率は次式により求め土木設備 9.9%、電気機械設備11.4%とする。

$$\text{資本回収率} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

土木設備 9.6%

電気機械設備 9.9%

n : 耐用年数 土木設備 50年

電気機械設備 35年

i : 割引率 9.5%

運転維持費（建設費に対する比率）

土木設備 0.3%

電気機械設備 1.5%

代替火力発電所は、電力の大需要地である West Anatolia地方（特にAnkara）に近い黒海沿岸の Zonguldak市付近に設置され、その設備出力は現在トルコで通常フィジビリティ・スタディーに使用されている 600MW(300MW×2)と想定した。この設備の固定費、可変費から各々求められるkW及び kWh当りの費用を水力の便益単価として用いた。石炭火力及び石油火力の諸元を各々 Table 9-5, 6に示す。建設費、燃料費については、入手したトルコにおける実績値がインフレによる影響が大きく1985年時点に換算することが困難なため、国際的な標準値よりトルコの状況を勘案して算定した。

Table 9-5 Alternative Thermal Power Plant for Optimization Study (1)

Interest Rate = 9.5%  
Price Level = As of July, 1985

Item	Unit	Description	
Type		Coal-fired Power Plant	
Installed Capacity	MW	600 (300 x 2)	
Annual Plant Factor	%	73	
Thermal Efficiency	%	35	
Annual Energy Production	10 <sup>6</sup> kWh	3,837	
Station Service Ratio	%	kW 7, kWh 8	
Investment Cost	10 <sup>6</sup> T.L	282,000	
Service Life	Years	25	
Construction Period	Years	4	
Capital Recovery Factor		0.10596 (i = 9.5%)	
Fuel Consumption Rate	kg/kWh	0.406	
O & M Cost Rate without Fuel Cost	%	3.0	
Unit Fuel Cost	T.L/kg	24.75	
Annual Cost		Fixed Cost	Variable Cost
Capital Recovery	10 <sup>6</sup> T.L	29,880.7	-
O & M Cost, Administration Cost	10 <sup>6</sup> T.L	7,614.0	846.0
Fuel Cost	10 <sup>6</sup> T.L	-	38,556.1
Total	10 <sup>6</sup> T.L	37,494.7	39,402.1
Annual Cost at Receiving End			
kW Cost	T.L	81,990 <sup>1/</sup>	
kWh Cost	T.L		11.45 <sup>2/</sup>

$$1/ \frac{37,494.7 \times 10^6 \text{T.L}}{600,000 \text{ kW}} \times 1.312 = 81,990 \text{ T.L/kW}$$

$$2/ \frac{39,402.1 \times 10^6 \text{T.L}}{3,837 \times 10^6 \text{kWh}} \times 1.115 = 11.45 \text{ T.L/kWh}$$

3/ & 4/ Adjustment Factor for kW & kWh

Item		kW, 3	kWh, 2.5
Transmission Loss Rate (%)			
Station Service Rate (%)		kW, 7	kWh, 8
Forced Outage Rate (%)		4	
Scheduled Outage Rate (%)		12	

$$\text{kW Adjustment Factor} = \frac{1}{(1 - 0.03) \times (1 - 0.07) \times (1 - 0.04) \times (1 - 0.12)}$$

$$= 1.312$$

$$\text{kWh Adjustment Factor} = \frac{1}{(1 - 0.025) \times (1 - 0.08)} = 1.115$$

5/ Interest during construction is included in the investment cost



Table 9-6 Alternative Thermal Power Plant for Optimization Study (2)

Interest Rate = 9.5%  
Price Level = As of July, 1985

Item	Unit	Description	
Type		Oil-fired Power Plant	
Installed Capacity	MW	600 (300 x 2)	
Annual Plant Factor	%	73	
Thermal Efficiency	%	35	
Annual Energy Production	10 <sup>6</sup> kWh	3,837	
Station Service Ratio	%	kW 5, kWh 6	
Investment Cost	10 <sup>6</sup> T.L	193,000	
Service Life	Years	25	
Construction Period	Years	4	
Capital Recovery Factor		0.10596 (i = 9.5%)	
Fuel Consumption Rate	kg/kWh	0.251	
O & M Cost Rate without Fuel Cost	%	3.0	
Unit Fuel Cost	T.L/kg	89.937	
Annual Cost		Fixed Cost	Variable Cost
Capital Recovery	10 <sup>6</sup> T.L	20,450.3	-
O & M Cost, Administration Cost	10 <sup>6</sup> T.L	5,211.0	579.0
Fuel Cost	10 <sup>6</sup> T.L	-	86,617.2
<u>Total</u>	10 <sup>6</sup> T.L	<u>25,661.3</u>	<u>87,196.2</u>
Annual Cost at Receiving End			
kW Cost	T.L	54,960 <u>1/</u>	
kWh Cost	T.L		24.79 <u>2/</u>

$$1/ \frac{25,661.3 \times 10^6 \text{T.L}}{600,000 \text{ kW}} \times 1.285 = 54,960 \text{ T.L/kW}$$

$$2/ \frac{87,196.2 \times 10^6 \text{T.L}}{3,837 \times 10^6 \text{kWh}} \times 1.091 = 24.79 \text{ T.L/kWh}$$

3/ & 4/ Adjustment Factor for kW & kWh

Item			
Transmission Loss Rate (%)	kW, 3	kWh, 2.5	
Station Service Rate (%)	kW, 5	kWh, 6	
Forced Outage Rate (%)	4		
Scheduled Outage Rate (%)	12		

$$\text{kW Adjustment Factor} = \frac{1}{(1 - 0.03) \times (1 - 0.05) \times (1 - 0.04) \times (1 - 0.12)}$$

$$= 1.285$$

$$\text{kWh Adjustment Factor} = \frac{1}{(1 - 0.025) \times (1 - 0.06)} = 1.091$$

5/ Interest during construction is included in the investment cost

(3) DCF法 (Discounted Cash Flow Method)

水力設備の建設費及び維持管理費を年度展開し、それと等価の能力を有する代替火力の同期間における建設費、維持管理費及び燃料費も同様に年度展開する。解析期間は水力設備の建設開始時期からProject Life (50年間) の終了時期までとし、水力設備の電気機器、代替火力設備及び送電線の更新は考慮する。

水力設備及び代替火力設備の費用の現在価値の差分が零となる割引率を内部収益率 (I. R. R.) とする。維持管理費及び燃料費に対する考え方は年経費法に準じる。

### 9.1.3 Yusufeli計画

#### (1) 基礎的考察

Yusufeli計画はArtvin計画に比べ規模が大きく、かつ上流に位置するため計画全体に与える影響が大きい。従って、まずYusufeli計画についてその開発方式、規模を検討し、その後、その最適計画に基づいてArtvin計画を検討した。

Yusufeliダム地点は Coruh川とOltu川の合流点の下流約 800mの地点にあり、Oltu川の流域面積が Coruh川本流の約90%も占めており、河水の有効利用の観点からは最適な地点である。計画地点の年平均流量は  $120\text{m}^3/\text{s}$ で、年間流入量の61%が融雪期および雨期の4~6月の3ヵ月間に集中し、冬期の12~2月には、年平均流量の40%程度に減少する。この季節変動の大きい流入量を大規模な貯水池により貯留調整し、使用水量の平均化をはかることが水力発電計画の立案に当たって重要なポイントとなる。

計画地点の河床標高は 496m、川幅は約30m、標高700mでの谷幅は約400mであり、兩岸は急峻な地形をなし勾配 $50^\circ$ 程度の急斜面である。低部に部分的に堆積物が分布する他は基盤岩が露出している。地質はgranite, granodiorite, granophyre および diabaseが交互に貫入しあっているが、いずれの岩質も非常に堅硬であり、マスとしての岩質は亀裂は多いものの締っている堅硬な岩盤ということが出来る。地形、地質の観点からダムサイトとして適当な地点といえる。河床の砂礫層の厚さは約50mである。なお発電方式については、Artvinダムとの組み合わせでダム式発電が適切である。

開発方式及び開発規模の検討は、資料入手の関係上1/5000地形図の精度でおこない、選定された最適開発計画について1/1000地形図の精度でさらに詳細に検討した。

#### (2) 貯水池運用計画

Yusufeli貯水池の運用操作ルールは次の諸点を考慮して各ケース毎に設定する。

- i) 豊水年の出水を貯留して渇水年に補給し、保証使用水量を出来るだけ大きくする。
- ii) 一年の内では、豊水期の出水を貯留して渇水期に補給するよう運用する。
- iii) 貯水池の無効溢水を出来るだけ小さくするよう運用する。
- iv) 長期にわたり安定した出力が確保でき、かつ発生電力量が大きくなるよう運用する。

計算は電子計算機により月平均流量を用いて行い、流量資料のある1942年1月から1983年12月までの42年間を対象とした。保証使用水量は、42年間を通じて発電に使用出来る流量と定義し、流入量のマスカーブを用いて経年貯留も考慮して保証使用水量が最も大きくなるよう決定する。Fig. 9-3 にYusufeli貯水池流入量のマスカーブ、Fig. 9-4 にYusufeli貯水池の有効容量と湖面よりの蒸発量を考慮していない保証使用水量の関係を示す。なお、貯水池の運用計算には湖面よりの蒸発量を考慮した。

水車、発電機の水位による効率の変化を考慮し、かつ基準取水位より水位の高い時は最大出力に合わせ最大使用水量を絞ることとし、基準取水位より水位の低い時は、落差の低下による最大使用水量の低下を考慮した。なお、基準取水位は満水位より利用水深の1/3だけ低い水位とした。放水位はArtvin貯水池がHWL500mの時の不等流計算を行ったが、発電使用水量程度ではほとんど放流による影響が見られなかったので、Artvin貯水池のHWLに合わせてBL500mとした。不等流計算に用いた断面は1/5000地形図より測定し、標準間隔は500mとし、粗度係数は0.05を用いた。

Fig. 9-5 に電力量計算の手順及びFig. 9-6 に貯水池の運用ルールを示す。運用ルールは、便宜上、保証使用水量を確保するためのルールカーブ $V_s$ 一本とした。 $V_s$ は42年間の流入量について各ケース毎に保証使用水量を放流することによりLWLを割らないための必要確保容量を求め、それらの各点の包絡線とした。HWLと $V_s$ の間のゾーンは $1/2 \times$ 最大使用水量とした。

### (3) 開発方式の検討

開発方式の検討はHWL700m、有効容量 $1,120 \times 10^6$  m<sup>3</sup>、最大使用水量 $326$  m<sup>3</sup>/sのケースについて行った。

発電方式についてはダム式発電を選定したが、ダム形式は種々な形式が考えられる。コンクリート重力ダム、アーチ重力ダム、アーチダム及びロックフィルダムの4タイプについて概略検討を行った。各ダムにおけるダム堤体積、掘削量及びそれに関する概略工事費はTable 9-7の通りである。

ダムが大規模であるために総工事費に占めるダム費の割合が大きく、その経済性に与える影響は大きい。水路、発電所の合計工事費は、ダムに隣接して設ける地上発電所で約 $10 \times 10^9$  TL、地下発電所で約 $15 \times 10^9$  TLであるから、コンクリート重力ダム及びアーチ重力ダムはアーチダムと比較すると明らかに経済的に不利となるの

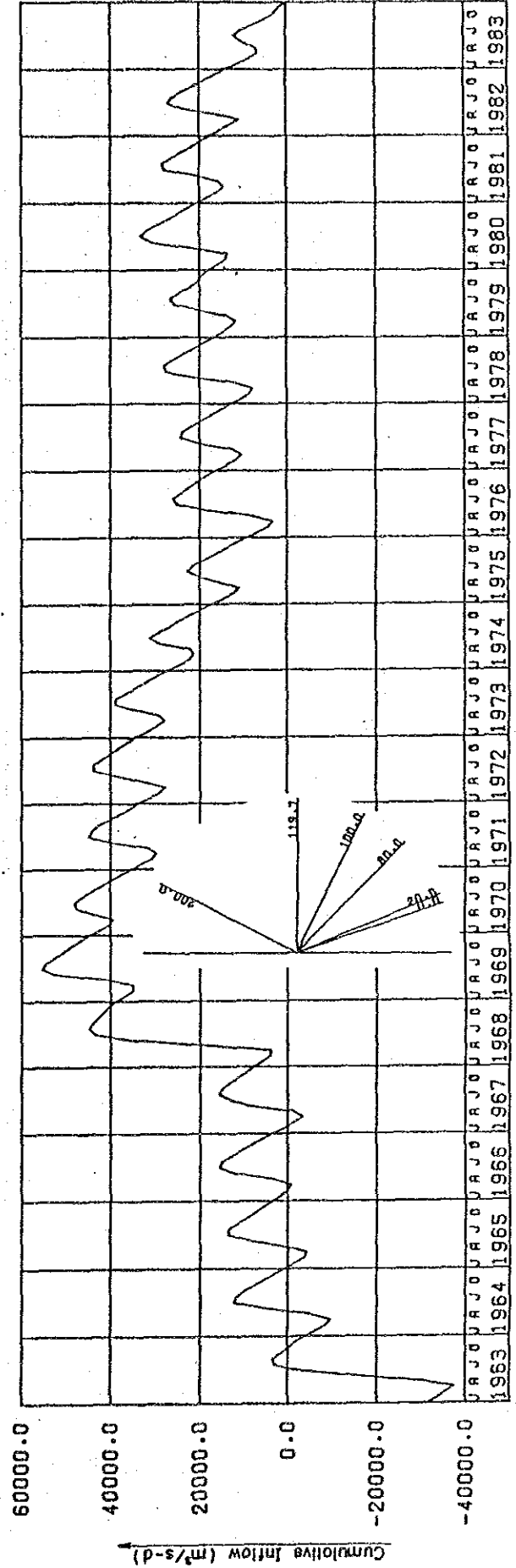
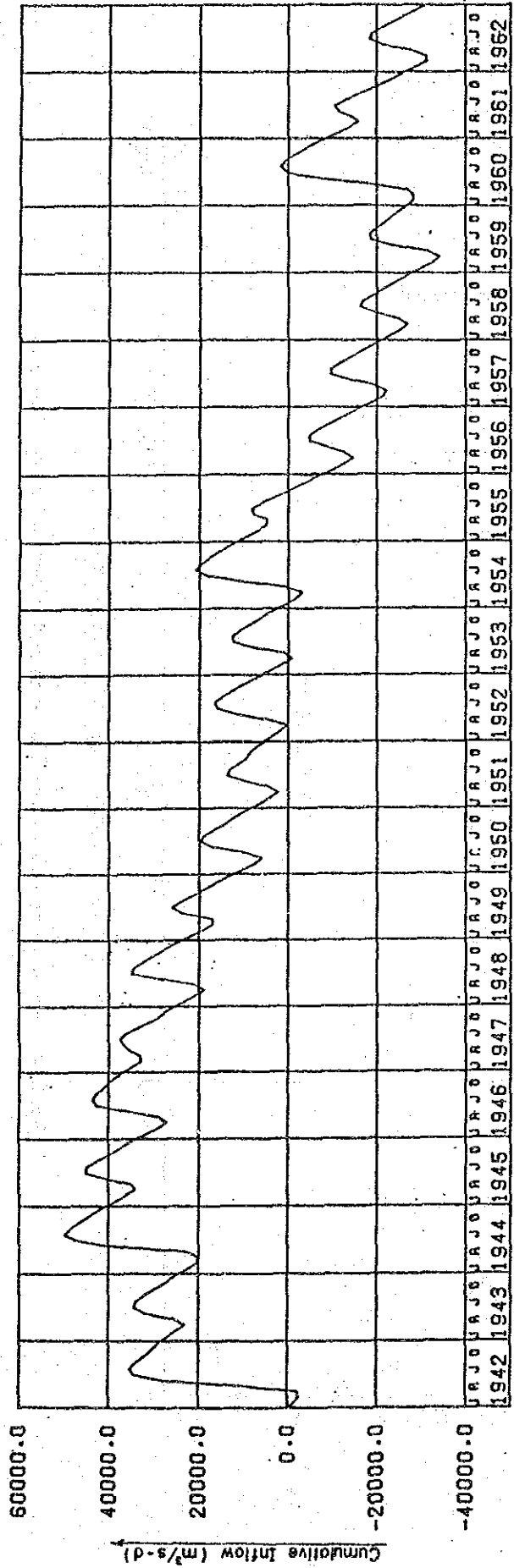


Fig. 9-3 Mass Curve at Yusufeli Dam Site

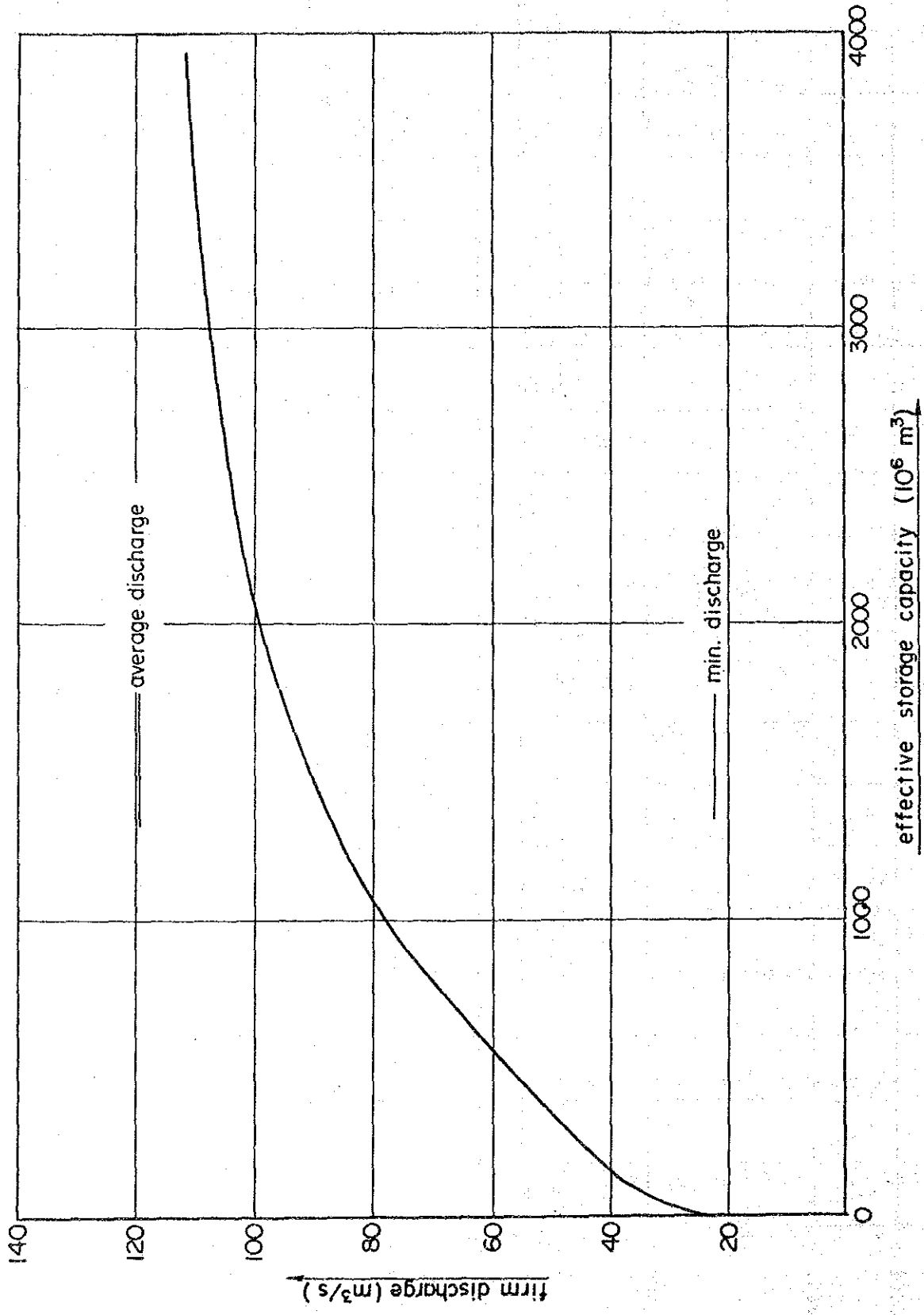


Fig. 9-4 Relation between Firm Discharge and Effective Storage Capacity

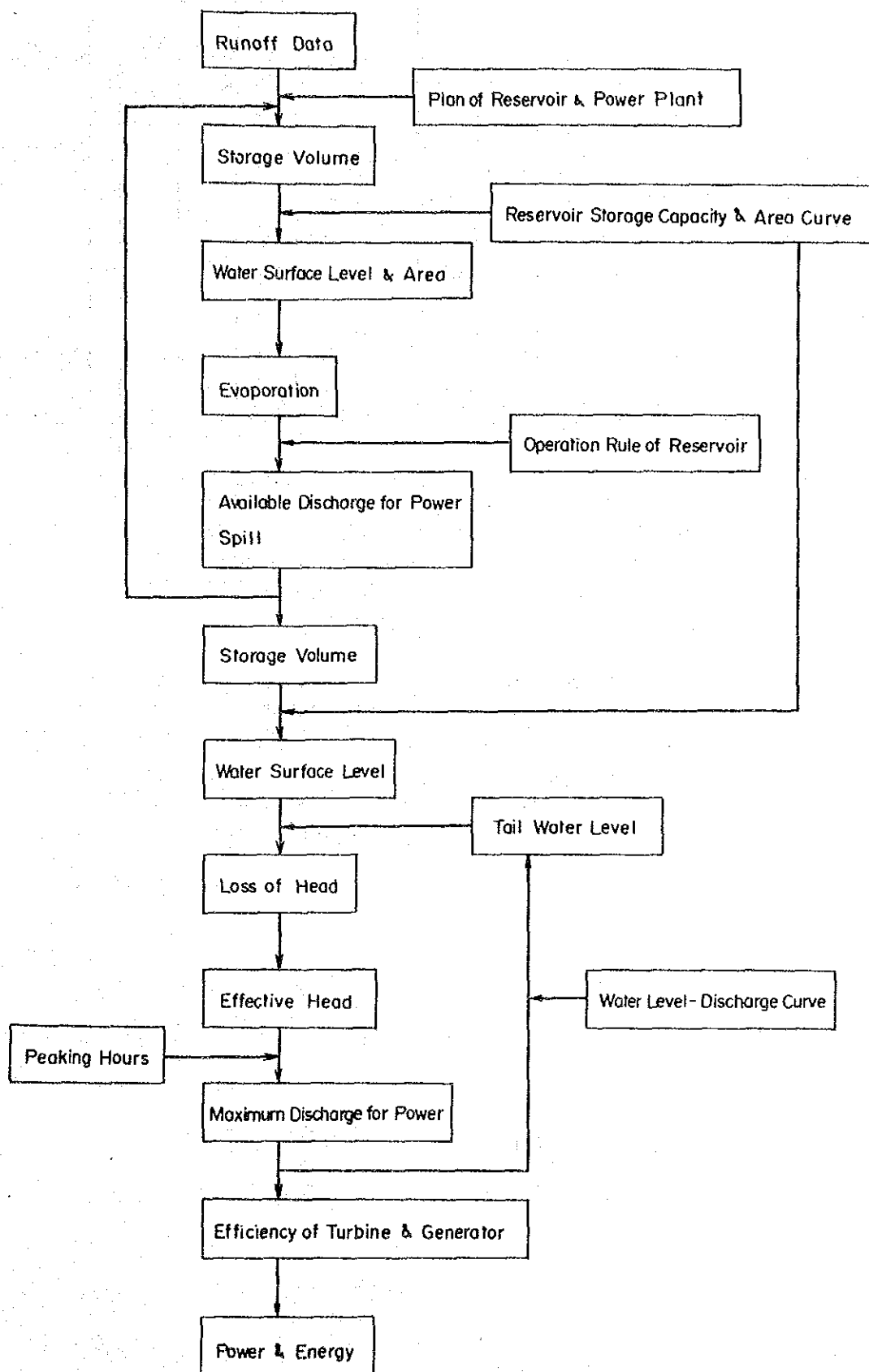
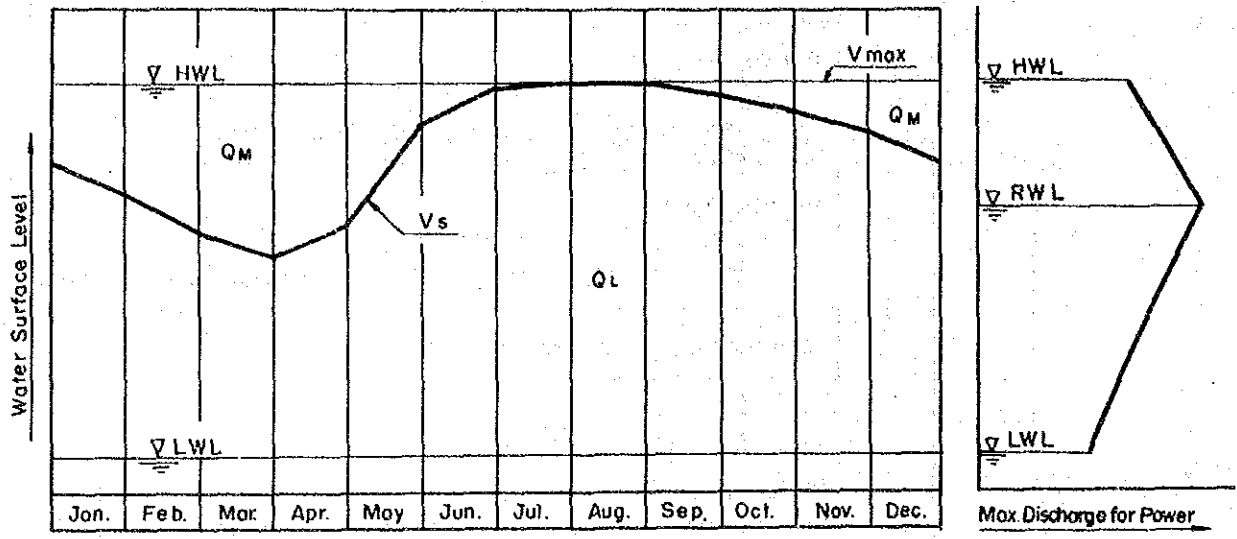


Fig. 9-5 Flow Chart of Calculation of Power and Energy



**Symbols**

- $V_{n-1}$  : Storage at the end of previous month
- $V_n$  : Storage at the end of current month
- $V_n'$  : Temporary storage at the end of current month
- $V_{max}$  : Maximum storage (Effective storage capacity)
- $V_s$  : Secured storage for firm discharge
- $f_n$  : Spill in current month
- $q_n$  : Inflow in current month
- $Q_n$  : Available discharge for power in current month
- $Q_M$  : Medium discharge for power
- $Q_L$  : Firm discharge for power
- $Q_H$  : Maximum discharge for power, variable depending on water level
- $E$  : Evaporation, variable depending on water surface area

**Operation Rule**

$$V_n' = V_{n-1} + q_n - E$$

1.  $V_n' \geq V_{max}$ 
  - (1)  $V_n' - V_{max} \geq Q_H \rightarrow Q_n = Q_H$
  - (2)  $Q_H > V_n' - V_{max} \geq Q_M \rightarrow Q_n = V_n' - V_{max}$
  - (3)  $Q_M > V_n' - V_{max} \rightarrow Q_n = Q_M$
  
2.  $V_{max} > V_n' \geq V_s$ 
  - (1)  $V_n' - V_s \geq Q_M \rightarrow Q_n = Q_M$
  - (2)  $Q_M > V_n' - V_s \geq Q_L \rightarrow Q_n = V_n' - V_s$
  - (3)  $Q_L > V_n' - V_s \rightarrow Q_n = Q_L$
  
3.  $V_s > V_n'$ 
  - (1)  $V_n' \geq Q_L \rightarrow Q_n = Q_L$
  - (2)  $Q_L > V_n' \rightarrow Q_n = V_n'$

$$V_n' - V_{max} - Q_n \geq 0.0 \rightarrow f_n = V_n' - V_{max} - Q_n$$

$$V_n' - V_{max} - Q_n < 0.0 \rightarrow f_n = 0.0$$

$$V_n = V_n' - Q_n - f_n$$

**Fig. 9-6 Operation Rule of Reservoir**



で、概略検討の段階で放棄した。

Table 9-7 Comparison of Dam Types

Item	Unit	Concrete Gravity Dam	Arch Gravity Dam	Concrete Arch Dam	Rockfill Dam
Dam Volume	$10^3 \text{ m}^3$	5,300	3,600	2,800	19,200
Excavation Volume	$10^3 \text{ m}^3$	2,400	2,000	2,400	1,500
Construction Cost	$10^6 \text{ TL}$	144,000	106,000	90,000	45,000

地形、地質を考慮して洪水吐、発電所等の構造物のレイアウトを検討し、ロックフィルダムについては、右岸に地下発電所を設置する計画と、左岸に地上発電所を設置する計画の2案、アーチダムについては、右岸に地下発電所を設置する計画とダム直下に地上発電所を設置する計画（マスタープラン）の2案、計4案の代替計画について比較検討した。なお、ロックフィルダム案のうち、右岸シュート式洪水吐と左岸地下発電所を組み合わせる代替案は、予備検討段階で、洪水吐掘削量とダム盛立量の点から見て不経済となることが判明し放棄された。

HWL700m、最大使用水量 $326 \text{ m}^3/\text{s}$ における4代替計画の概略工事費を、Table 9-8に示す。また、アーチダム案のうち、ダム直下に明り発電所をもつ代替案も、次のような概略の比較検討の上、基本設計は省略した。

- i) マスタープランのシュート式の洪水吐は、中央越流式洪水吐よりはるかに費用がかさみ、発電水路の建設費が幾分減少したとしても、償われえない。
- ii) 堤体に発電水路と洪水吐が組み込まれるので、アーチダムの構造上の安定性に対して特別に注意する必要がある。
- iii) 建設工事が限られた範囲に集中し、非常に錯綜する。

従って基本設計の比較検討はTable 9-9に示す3ケースにつき、より詳細に実施された。アーチダム案についてはロックフィルダム案に比較して水路延長が短いため、出力及び電力量の増加が考えられるが、それを考慮に入れてもTable 9-10, 11に示す通りロックフィルダム右岸地下発電所案が最も有利であり、この案を選定した。ダム高を変化させた時のロックフィルダムおよびコンクリートアーチダムの堤体積を Fig. 9-7 に、ダム工事費をFig. 9-8 に示す。

Table 9-8 Investment Cost of Layout Alternative Plans  
(Yusufeli Project)

(unit: 10<sup>6</sup> TL)

Item	Rockfill Dam Plan		Concrete Arch Dam Plan		Remarks
	Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	
	Civil Works	120,200	132,300	143,700	
Dam	80,600	92,500	102,700	112,600	HWL 700m
Care of River Dam	(6,300)	(6,200)	(4,300)	(4,000)	
Spillway	(50,000)	(52,000)	(98,000)	(95,000)	
Others	(23,500)	(33,000)	-	(13,000)	
	(800)	(1,300)	(400)	(600)	Bottom Outlet, etc.
Waterway	4,300	5,500	3,600	-	
Powthouse	9,100	5,500	8,100	8,000	
Access Road	2,000	2,000	2,000	2,000	
Camp Facility	8,500	8,500	8,500	8,500	
Physical Contingency	15,700	17,300	18,800	19,700	
Hydraulic Equipment	4,300	4,100	4,200	3,000	
Electromechanical Equipment	40,600	40,600	40,900	41,300	
Transmission Line	2,100	2,100	2,100	2,100	between Yusufeli P.S. and Hopa S.S.
Total	167,200	179,100	190,900	197,200	
Project Controlling	25,100	26,900	28,600	29,600	
Land Acquisition	12,300	12,300	12,300	12,300	
Relocation of Road & Transmission Line	12,200	12,200	12,200	12,200	
Project Cost	216,800	230,500	244,000	251,300	
Interest during Construction	61,700	66,200	63,500	65,700	
Investment Cost	278,500	296,700	307,500	317,000	

Table 9-9 Structural Dimension (Yusufeli Project)

Item	Case	Rockfill Dam		Arch Dam	
		Underground powerhouse	Surface powerhouse	Underground powerhouse	Surface powerhouse
Dam	H x L (m)	260 x 400	260 x 410	260 x 456.5	260 x 456.5
	Top width (m)	12	12	12	12
	Outer slope (m)	1:2.2, 1:1.9	1:2.2, 1:1.9	55 (Base width)	55 (Base width)
	Dam volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	19,200	20,100	2,800	2,800
Diversion tunnel	D x L x n (m)	9.2 x 1,245 x 1	9.2 x 1,200 x 1	9.2 x 925 x 1	9.2 x 925 x 1
	B x H x n (m)	13.5 x 15.0 x 4	13.5 x 15.0 x 4	10.5 x 12.0 x 6	10.5 x 12.0 x 6
Spillway gate	D x L x n (m)	-	9.8 x 594	-	-
	D x H x n (m)	-	14.0 x 94	-	-
Penstock	D x L x n (m)	(9.0-8.0-4.0) x 363 x (1-3) (No.2)	(9.8-8.0-4.0) x 285 x (1-3) (No.2)	(9.0-8.0-4.0) x 399 x (1-3) (No.2)	(9.0-8.0-4.0) x 399 x (1-3) (No.2)
Tailrace	D x L x n (m)	(5.7 - 9.8) x 403 x (3-1) (No.2)	-	5.7 x 142	5.7 x 142
Powerhouse	B x L (m)	20 x 83	39 x 85	20 x 83	20 x 83

Table 9-10 Study on Optimum Layout of Yusufeli Project (1)

\* Alternative Power Plant .... Coal-fired one

Item	Unit	Rockfill Dam Plan		Concrete Arch Dam Plan		Remarks
		Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	
Installed Capacity	MW	513	513	516	520	
Maximum Discharge	m <sup>3</sup> /S	326	326	326	326	
Rated Effective Head	m	178.3	178.3	179.3	180.8	
Firm Peak Power	MW	468.7	468.7	471.3	475.1	
Annual Energy	GWh	1,610.9	1,610.9	1,618.9	1,629.3	
Investment Cost	10 <sup>6</sup> TL	278,500	296,700	307,500	317,000	
Construction Period	Month	105	105	93	93	
I.R.R.	%	17.09	15.82	14.83	14.43	
B - C	10 <sup>6</sup> TL	24,820	23,020	22,240	21,690	
B/C	-	1.87	1.76	1.71	1.67	
Energy Cost	TL/kwh	18.3	19.5	20.0	20.4	

Table 9-11 Study on Optimum Layout of Yusufeli Project (2)

\* Alternative Power Plant .... Oil-fired one

Item	Unit	Rockfill Dam Plan		Concrete Arch Dam Plan		Remarks
		Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	Underground Type Power Plant	Surface Type Power Plant	
Installed Capacity	MW	513	513	516	520	
Maximum Discharge	m <sup>3</sup> /s	326	326	326	326	
Rated Effective Head	m	178.3	178.3	179.3	180.8	
Firm Peak Power	MW	468.7	468.7	471.3	475.1	
Annual Energy	GWh	1,610.9	1,610.9	1,618.9	1,629.3	
Investment Cost	10 <sup>6</sup> TL	278,500	296,700	307,500	317,000	
Construction Period	Month	105	105	93	93	
I.R.R.	%	17.35	16.36	15.57	15.24	
B - C	10 <sup>6</sup> TL	33,880	32,080	31,330	30,830	
B/C	-	2.19	2.06	2.00	1.95	
Energy Cost	TL/kwh	18.3	19.5	20.0	20.4	

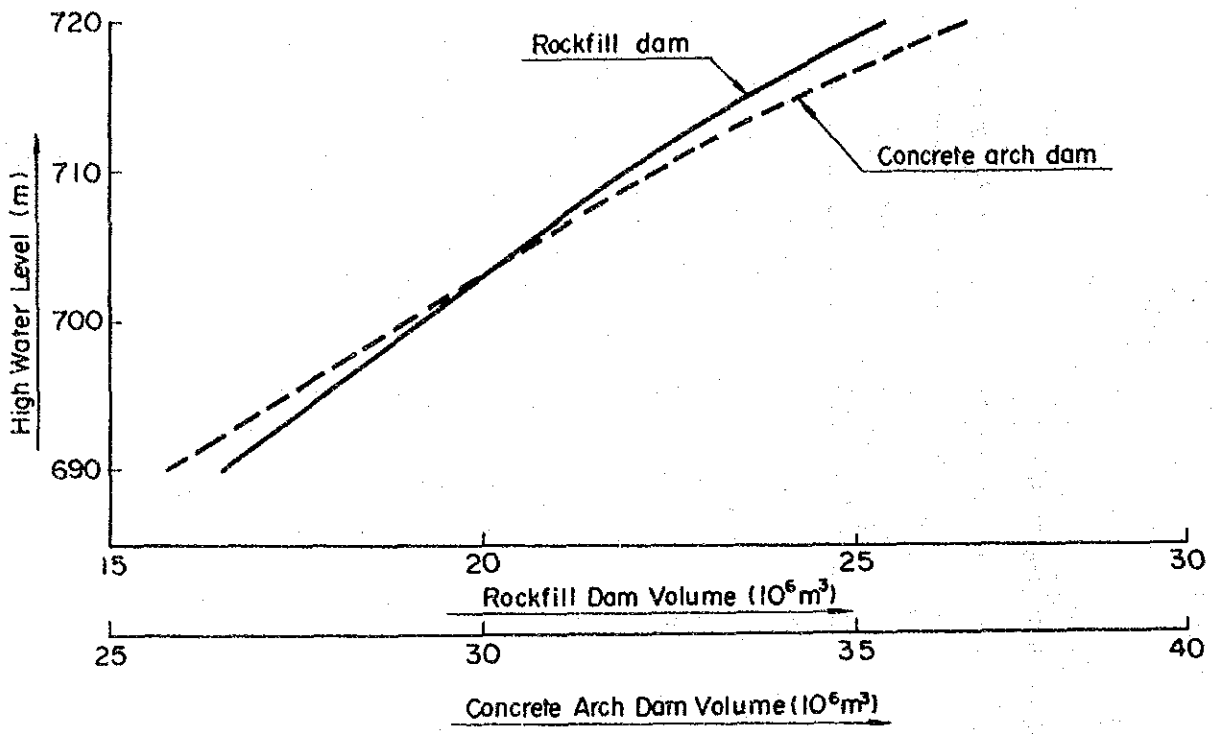


Fig. 9-7 Dam Volume for Various Height

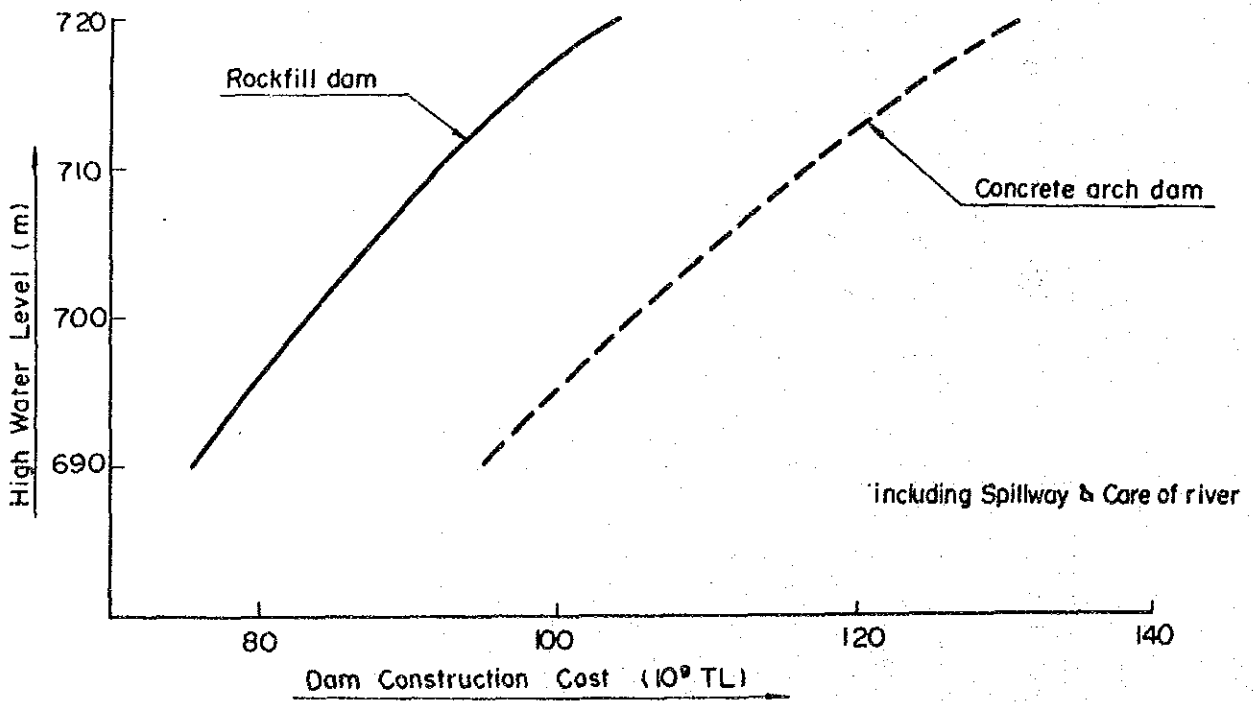


Fig. 9-8 Dam Construction Cost for Various Height

なお比較案の基本設計の概要を以下に記述する。

(a) ロックフィルダム：地下発電所案

ロックフィルダムは中央しゃ水壁型とし、法面勾配は材料の推定物性値、設計震度を考慮し、上流側 1 : 2.2、下流側 1 : 1.9 とする。高さ 260 m、堤頂長 400 m で総堤体積は約  $19 \times 10^6 \text{ m}^3$  に達する。洪水吐は左岸側に設けられ、幅 13.5 m、高さ 15.0 m の 4 門のラジアルゲートを有する明りのシュート式とする。サーチャージ水位は満水位より 2.0 m 上がり、最大排水容量は約  $7,800 \text{ m}^3/\text{s}$  となる。洪水吐全体の掘削量は約  $7.0 \times 10^6 \text{ m}^3$  に達する。

発電水路及び発電所は右岸側に配置される。取水口は傾斜型とし、内径 9.0 ~ 8.0 m の 1 条の斜坑鉄管路が下段水平部で 3 分岐する。発電所は右岸地下に設けられ長さ 450 m の取付トンネルで地上と結ばれる。水車は立軸フランス型で台数は 3 台とした。発電主機台数の検討を行ったが、最大単機出力が十分技術的限界内にあり、系統運用上も支障が無いので 4 台案より明らかに経済的である 3 台案を採用した。放水路はドラフトゲート室下流で合流し、内径 9.8 m、1 条の圧力トンネル式とする。

河流処理計画は、25年確率洪水量  $1,330 \text{ m}^3/\text{s}$  に基づいて検討し、上流 2 次締切標高は 550 m、河川の形状から仮排水トンネルは右岸側に配置し、1 条、内径 9.2 m の標準馬蹄形とした。

底部放流路は、初期貯水時に主として下流に必要な水量を放流するために設けられ、その取水口敷は標高 555 m、内径 3.5 m の円形トンネルでゲート室下流で斜坑を通じ仮排水トンネルに接続し排水される。

(b) ロックフィルダム：地上発電所案

ダム軸は地上発電所を地形に合わせて配置する必要上、最適案より約 100 m 上流側に移す。そのため、ダムの総盛立量が少し増え約  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$  となる。また、右岸の洪水吐掘削量が膨大となり  $11 \times 10^6 \text{ m}^3$  に達する。

発電水路は左岸に置かれる。内径 9.8 m、延長 594 m の 1 条の導水路トンネルを経て地下の鉄管路に至り、発電所前の下段水平部で 3 分岐する。鉄管上段基部付近に、内径 14.0 m の制水口式調圧水槽が設けられ、負荷の瞬間しゃ断、急増時の安定運転に寄与する。

開閉所は発電所に近接してダム下流法尻に設けられる。

河流処理、放流路計画は(a)案に準ずる。

(c) アーチダム：地下発電所案

アーチダムは一心、等厚の放物線両曲面形状とする。放物線形状は本来、着岩部の安定性上好ましい。荷重分割法による予備的な応力解析の結果、ダムの厚さは頂部で12m、30m高の基礎コンクリート上の基部で55mとなり、総コンクリート量は  $2.8 \times 10^6 \text{ m}^3$  に達する。

洪水吐は中央越流式とし、幅10.5m、高さ12.0mのラジアルゲート6門を有する。サーチャージ水位は満水位から3.0m上がり、最大排水容量約  $7,700 \text{ m}^3/\text{s}$  と算定される。掘込式の減勢池が設けられ、通常水深30m、低部水平長150mとなる。

発電水路および地下発電所は右岸に配置される。取水口は傾斜型とする。水路の平面形状を考慮し鉄管路に立坑が採用され下段水平部で3分岐する。放水路は短いので、3本のまま放水口に直進する。

河流処理計画は、10年確率洪水量、 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$  に基づき、上流2次締切と仮排水トンネルを一緒に組み合わせて検討した。結局、最適な組合せとして、上流2次締切標高は530m、仮排水トンネルの内径は9.2mとなる。

底部放流路は、堤体内標高575m付近に設ける。

(4) 貯水池規模の検討

(3)項で選定したロックフィルダム右岸地下発電所案について貯水池規模を検討した。Yusufeli貯水池の42ヶ年の月別平均流入量の季節変動及び経年変動は、Fig. 9-3のマスカーブに示される。季節的には、3～8月の半年に流入量が多く、9～2月に少ない傾向がある。42ヶ年の平均年間総流入量は  $3,777 \times 10^6 \text{ m}^3$  ( $120 \text{ m}^3/\text{s}$ ) で、3～8月の流入量は、 $3,011 \times 10^6 \text{ m}^3$  ( $189 \text{ m}^3/\text{s}$ ) であり、9～2月の流入量  $766 \times 10^6 \text{ m}^3$  ( $49 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の約4倍である。また、各年の流入量を経年的にみると、かなり大きな変動を示しており、42年間の最渇水年(1955年)の流入量は  $2.093 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、最豊水年(1968年)は  $6,474 \times 10^6 \text{ m}^3$  である。

Yusufeli貯水池により水資源を最も有効に開発するため、このような流入量の季節及び経年の変動を調整し、渇水期はもとより渇水年に補給し、発電出力の安定化を計る必要がある。

貯水池の満水位、有効容量は、経済的に最も有利な規模を選定しなければならな



い。満水位の検討に当たっては、堆砂量、有効貯水容量等を考慮して EL690 m、700 m、710 m、720 m の 4 ケースの比較検討を行った。

堆砂量は、“気象および水文”で解析した結果を考慮して、 $400 \text{ m}^3 / \text{km}^2 / \text{年}$ を適用して、50年間の堆砂を考慮すると、 $304.8 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。この堆砂による貯水池内の堆砂位は、EL618 mとなる。

また、貯水池の有効容量については、上記の各満水位について利用水深が30 m、40 m、50 m、60 m の 4 ケースについて比較検討を行った。各検討ケースの有効容量は以下のとおりである。なお、Yusufeli貯水池の貯水容量曲線は、Fig. 9-9 に示す。

(unit:  $10^6 \text{ m}^3$ )

High Water Level (m)	Available Drawdown (m)			
	60	50	40	30
720	1,620	1,420	1,200	950
710	1,440	1,270	1,080	850
700	1,260	1,120	950	760
690	1,100	980	840	670

満水位および有効容量の比較検討にあたって考慮した条件は、下記の通りである。

- i) 本地点は、大規模開発が可能であり、将来日負荷曲線が徐々に尖頭化することを考えれば、ピーク部分を受け持つことが妥当である。他方、地点がソビエト国境に近く需要地から遠距離にあることを考慮すれば、6～10時間程度が本発電所のピーク時間として検討の対象となる。ピーク時間の検討は、(5)項で行い、ここでは6時間のピーク継続時間を分担することとした。
- ii) 貯水池の流入量と有効容量から求めた保証流量に対し、6時間のピーク継続時間に見合うようにYusufeli発電所の最大使用水量と設備出力を定めた。最大使用水量の検討は(5)項で行う。
- iii) 上述した貯水池堆砂量の想定により、低水位は EL630 m を下限とする。
- iv) 本計画の便益は、代替火力発電所のProject CostあるいはInvestment Costと、維持管理費および燃料費とする。便益の算定に用いる出力及び電力量は以下に示す条件で求め、それぞれ有効出力及び有効電力量と定義する。

① 需要端における有効出力は、保証尖頭出力から事故および保修による損失率



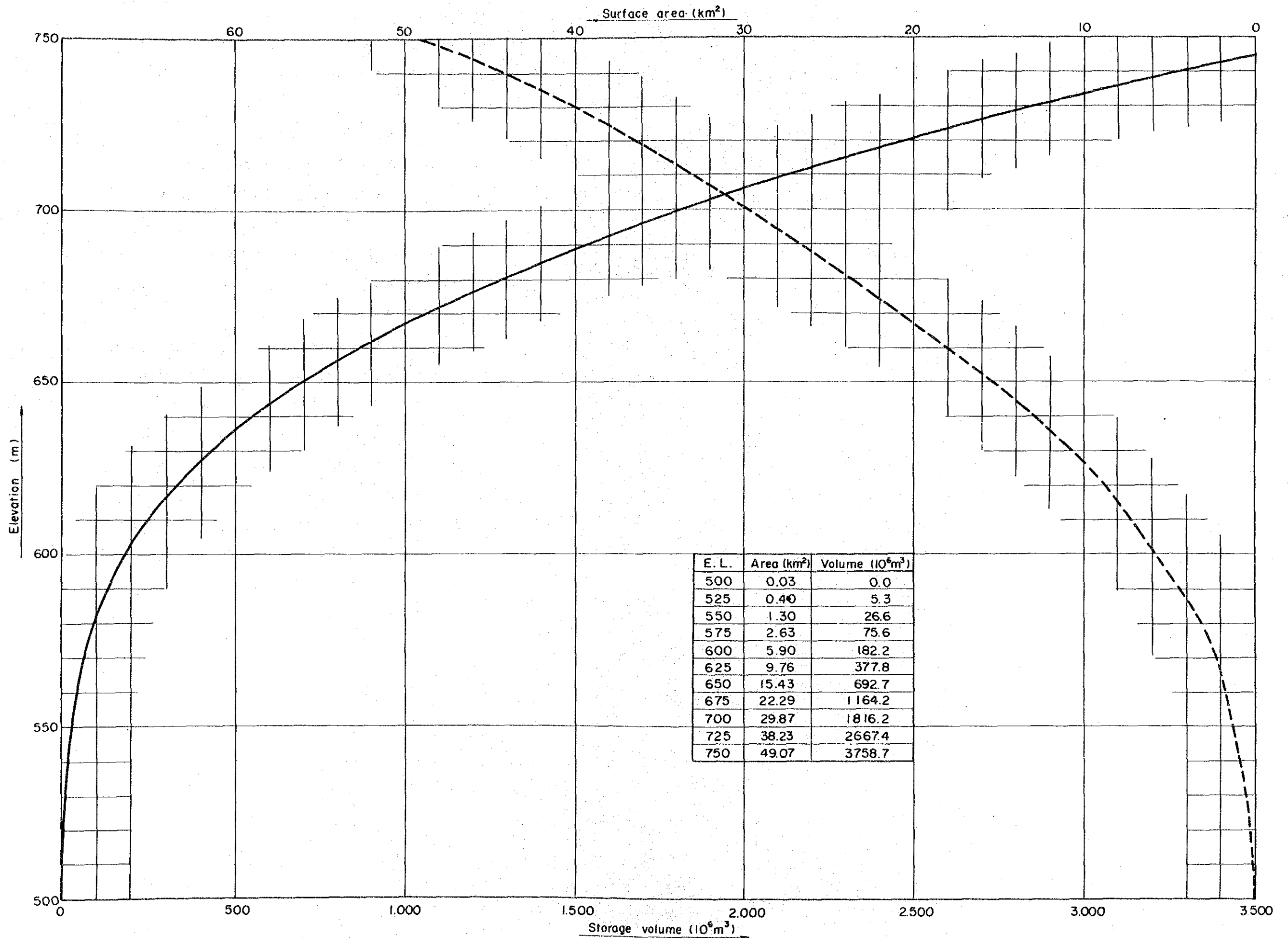


Fig. 9-9 Yusufeli Reservoir Storage Capacity and Area Curve



それぞれ 0.3%、2.0%、所内率および送電ロス率それぞれ 0.3%、5.0%の損失率を差し引いたものとし以下の式であらわす。なお保証尖頭出力は、月別の42年間の最低尖頭出力、12個の平均値と定義する。

$$\text{有効出力} = (1 - 0.003)(1 - 0.02)(1 - 0.003)(1 - 0.05) \times \text{保証尖頭出力}$$

② 需要端における有効電力量は、年間可能発生電力量から所内率 0.3%および送電ロス率 3%の損失率を差し引いたものとし以下の式であらわす。年間可能発生電力量は42ヶ年間の平均値とする。

$$\text{有効電力量} = (1 - 0.003)(1 - 0.03) \times \text{年間可能発生電力量}$$

貯水池の満水位および有効容量について比較検討した結果を代替火力発電所が石炭火力、石油火力の2ケースについて各々Table 9-12, 13、Fig. 9-10~15に示す。この結果によれば石炭代替火力の場合、HWL690m~720mの範囲においては年間超過便益(B-C)はダムが高ければ高い程、Energy Costは、ダムが低ければ低い程良い結果となっている。便益費用比率(B/C)はHWL710が最も良い結果となっている。Internal Rate of Return(I. R. R.)はHWL720のケースと710のケースが良くほぼ等しい。以上の経済指標に加え、貯水池内の地すべりの可能性、高ダムにおける施工の困難性等の物理的条件を総合的に評価して、HWL710mのケースが最適であると判断した。この場合、有効容量は $1.080 \times 10^6 \text{ m}^3$ (利用水深40m)の規模が最も有利である。なお、石油代替火力の場合においてもほぼ同様のことが言える。

したがってYusufeli貯水池はHWL710m、利用水深40m、有効貯水容量 $1.080 \times 10^6 \text{ m}^3$ の規模を選定した。

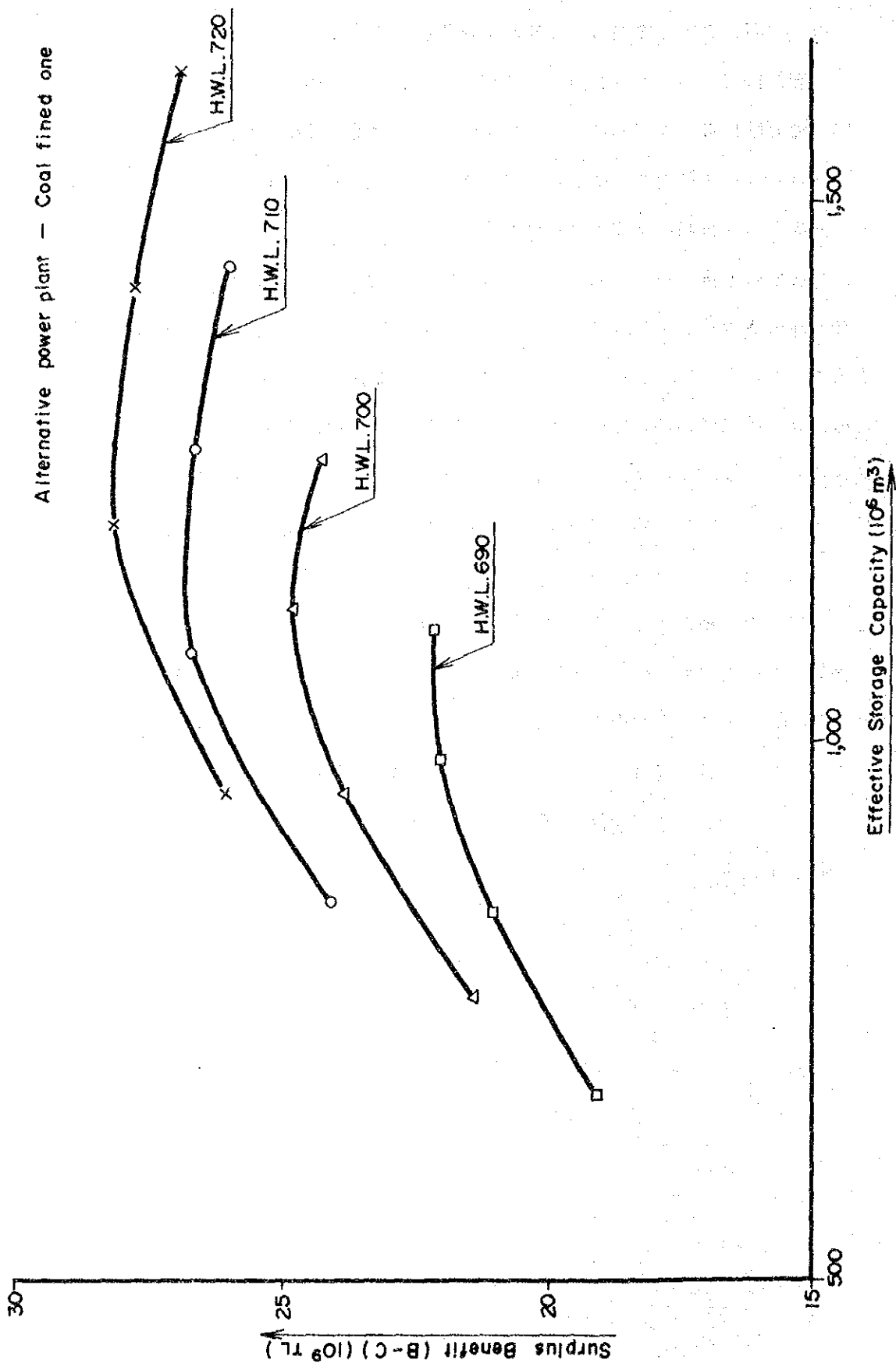


Fig. 9-10 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B-C) (1)

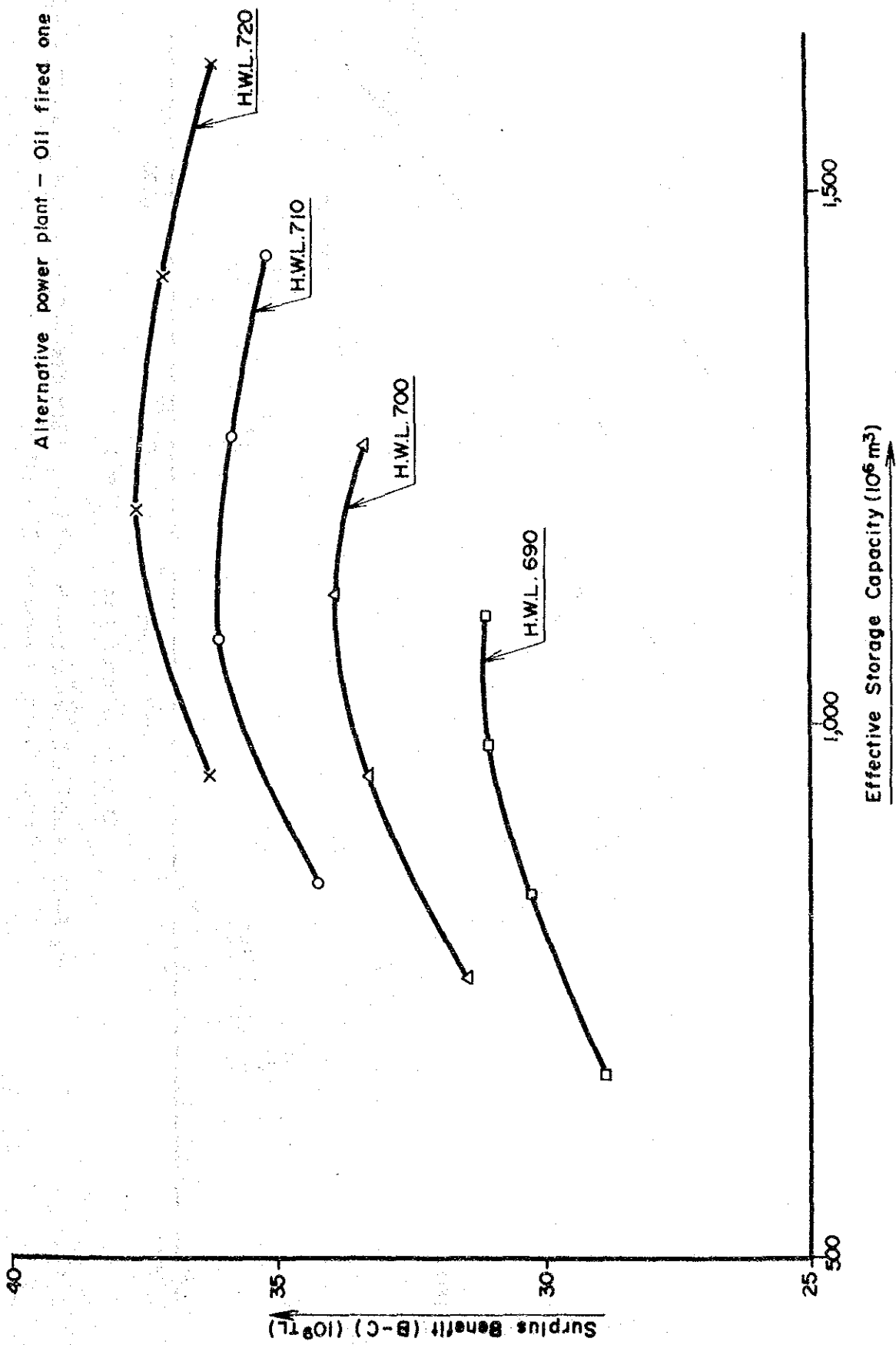


Fig. 9-11 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B-C) (2)

Alternative power plant - Coal fired one

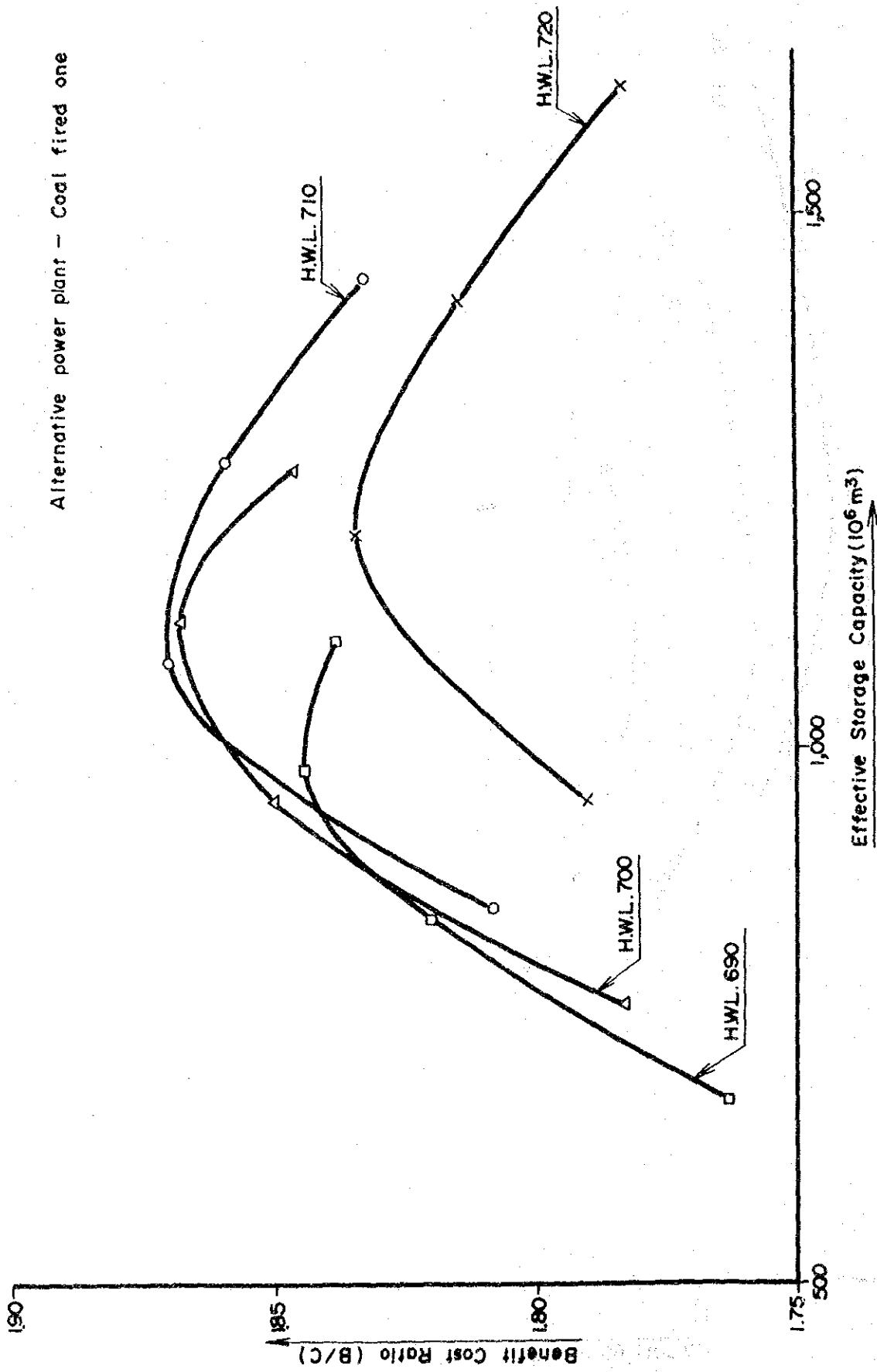


Fig. 9-12 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B/C) (1)



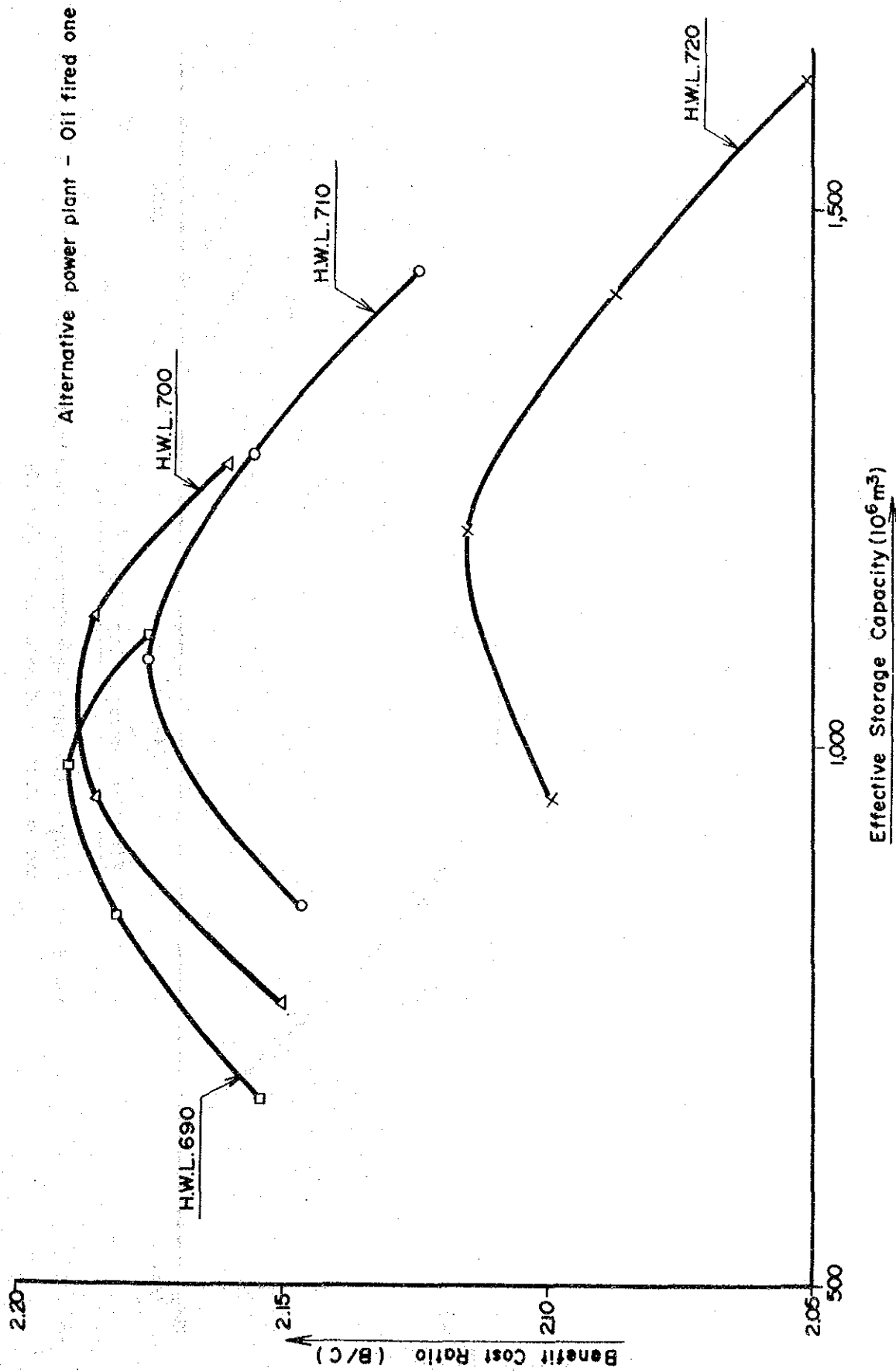


Fig. 9-13 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (B/C) (2)

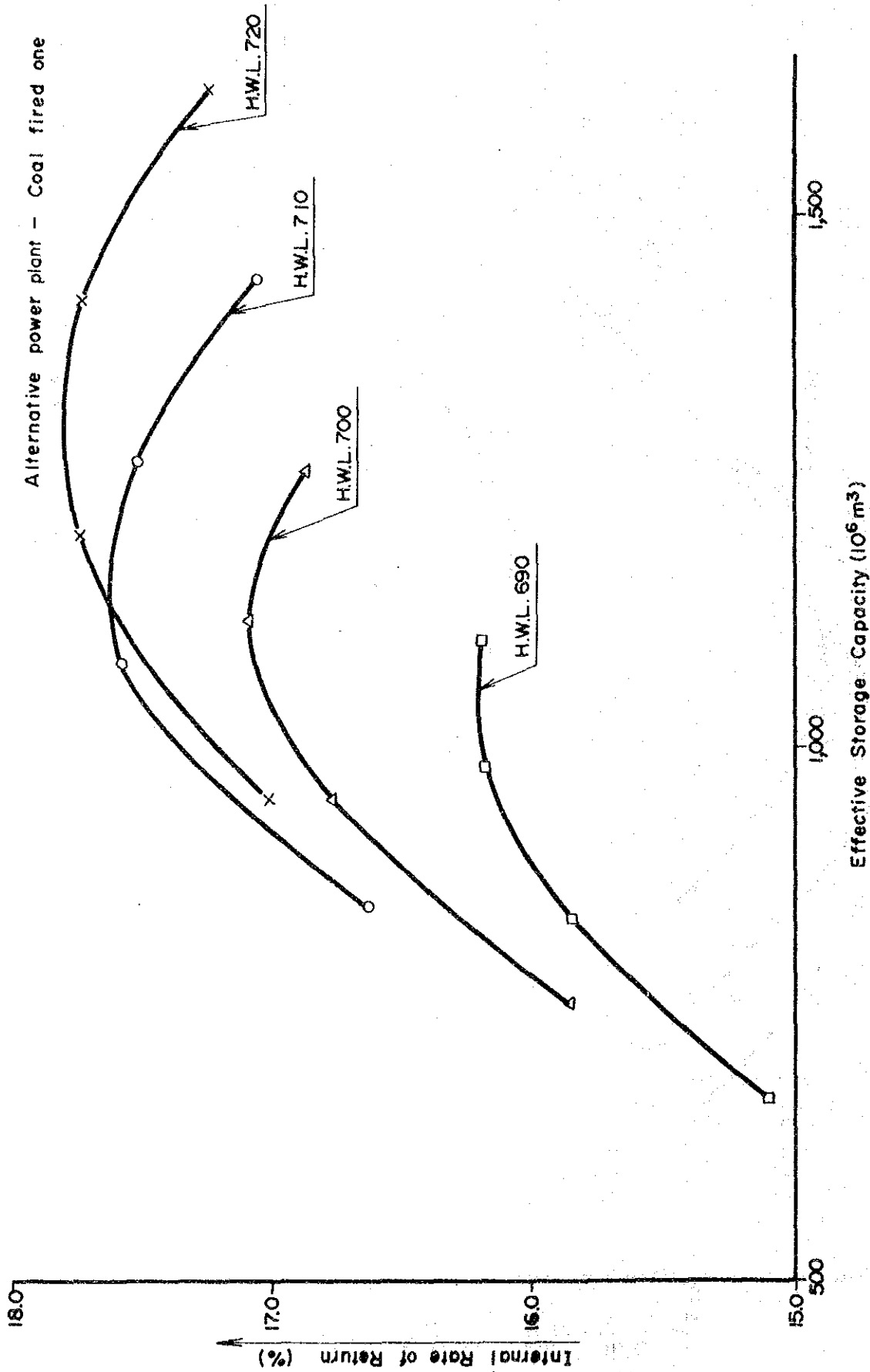


Fig. 9-14 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (I.R.R.) (1)

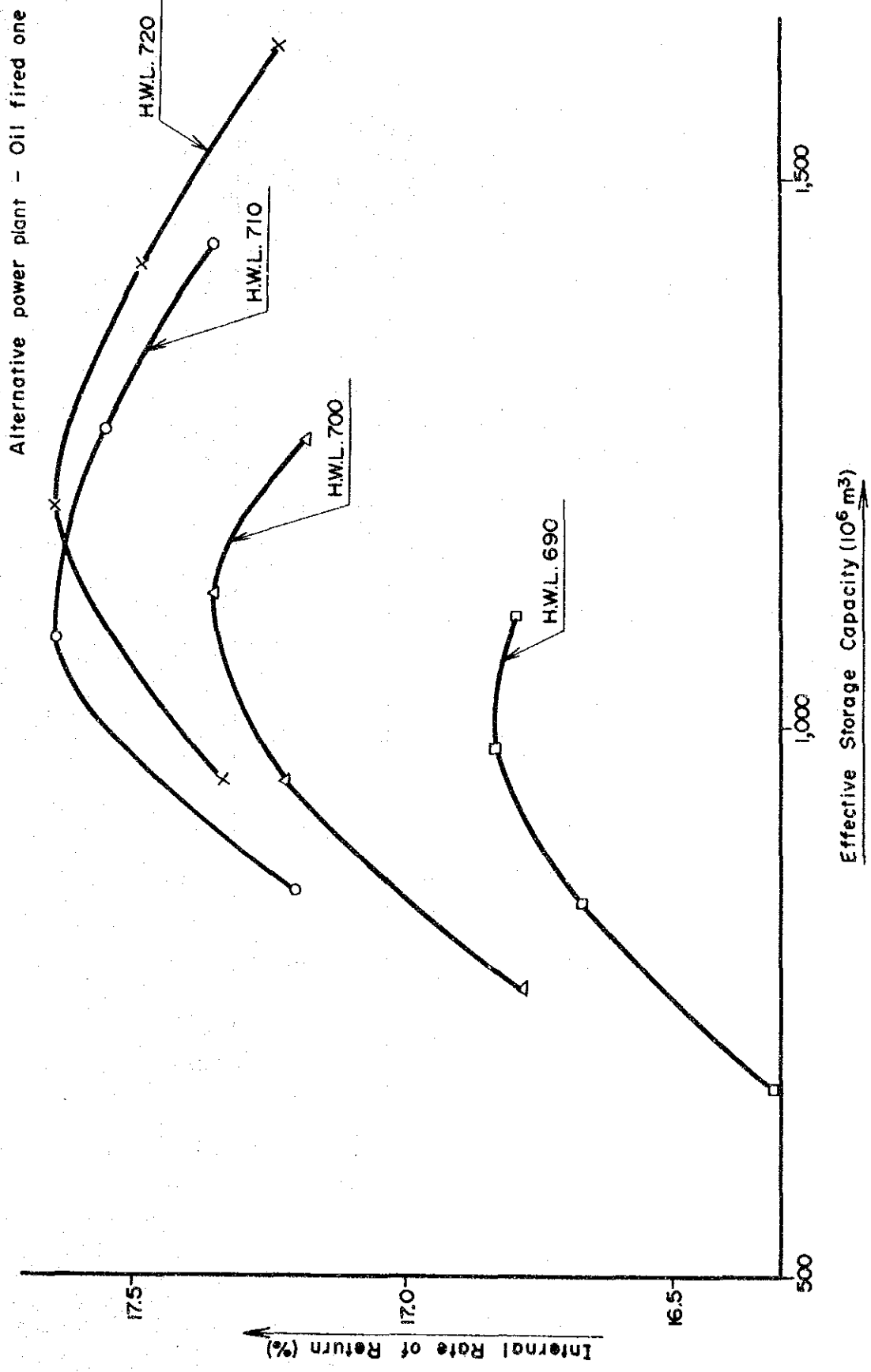


Fig. 9-15 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (I.R.R.) (2)



Table 9-12 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (1)

\* Alternative Power Plant .... Coal-fired one

Case	H.W.L. (m)	Storage Capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )		Firm Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Maximum Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Effective Head (m)	Installed Capacity (MW)	Firm Peak Power (MW)	Annual Energy (GWh)	Investment Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Annual Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Energy Cost (TL/kWh)	I.R.R. (%)	Surplus Benefit (10 <sup>6</sup> TL)	Benefit- Cost Ratio
		Gross	Effective												
1			1,620	90.9	363	195.0	625	549.3	1,781.1	335,900	34,430	20.0	17.24	26,970	1.78
2	720	2,480	1,420	87.2	348	198.3	609	554.6	1,796.5	333,400	34,150	19.6	17.73	27,820	1.81
3			1,200	83.0	332	201.7	591	553.2	1,807.3	330,100	33,790	19.3	17.74	28,190	1.83
4			950	75.2	300	205.0	543	517.1	1,792.9	322,900	33,000	19.0	17.01	26,080	1.79
5			1,440	87.6	350	185.0	572	508.1	1,692.6	304,800	31,270	19.1	17.26	26,020	1.83
6	710	2,130	1,270	84.4	337	188.3	560	512.2	1,704.9	302,900	31,060	18.8	17.52	26,680	1.86
7			1,080	80.4	321	191.7	543	507.3	1,709.2	299,600	30,700	18.6	17.58	26,720	1.87
8			850	71.3	285	195.0	490	465.0	1,685.2	291,800	29,840	18.3	16.63	24,100	1.81
9			1,260	84.4	337	175.0	520	465.0	1,600.0	279,700	28,710	18.6	16.87	24,290	1.85
10	700	1,820	1,120	81.6	326	178.3	513	468.7	1,610.9	278,500	28,580	18.3	17.09	24,820	1.87
11			950	75.7	302	181.7	484	450.7	1,601.8	273,900	28,070	18.1	16.77	23,870	1.85
12			760	67.4	269	185.0	439	411.8	1,576.3	267,000	27,310	17.9	15.85	21,390	1.78
13			1,100	81.3	325	165.0	473	420.5	1,505.2	257,300	26,420	18.1	16.19	22,150	1.84
14	690	1,530	980	76.9	307	168.3	456	414.4	1,503.0	254,200	26,080	17.9	16.18	22,000	1.84
15			840	71.0	284	171.7	430	397.4	1,489.2	250,100	25,630	17.8	15.84	21,020	1.82
16			670	63.8	255	175.0	394	366.8	1,469.6	244,500	25,010	17.6	15.10	19,090	1.76



Table 9-13 Study on Optimum High Water Level and Effective Storage Capacity of Reservoir (2)

\* Alternative Power Plant. .... Oil-fired one

Case	H.W.L. (m)	Storage Capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )		Firm Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Maximum Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Effective Head (m)	Installed Capacity (MW)	Firm Peak Power (MW)	Annual Energy (GWh)	Investment Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Annual Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Energy Cost (TL/kWh)	I.R.R. (%)	Surplus Benefit (10 <sup>6</sup> TL)	Benefit- Cost Ratio
		Gross	Effective												
1			1,620	90.9	363	195.0	625	549.3	1,781.1	335,900	34,430	20.0	17.23	36,210	2.05
2	720	2,480	1,420	87.2	348	198.3	609	554.6	1,796.5	333,400	34,150	19.6	17.48	37,130	2.09
3			1,200	83.0	332	201.7	591	553.2	1,807.3	330,100	33,790	19.3	17.64	37,670	2.11
4			950	75.2	300	205.0	543	517.1	1,792.9	322,900	33,000	19.0	17.33	36,280	2.10
5			1,440	87.6	350	185.0	572	508.1	1,692.6	304,800	31,270	19.1	17.35	35,150	2.12
6	710	2,130	1,270	84.4	337	188.3	560	512.2	1,704.9	302,900	31,060	18.8	17.55	35,860	2.15
7			1,080	80.4	321	191.7	543	507.3	1,709.2	299,600	30,700	18.6	17.64	36,080	2.18
8			850	71.3	285	195.0	490	465.0	1,685.2	291,800	29,840	18.3	17.20	34,210	2.15
9			1,260	84.4	337	175.0	520	465.0	1,600.0	279,700	28,710	18.6	17.18	33,300	2.16
10	700	1,820	1,120	81.6	326	178.3	513	468.7	1,610.9	278,500	28,580	18.3	17.35	33,880	2.19
11			950	75.7	302	181.7	484	450.7	1,601.8	273,900	28,070	18.1	17.22	33,250	2.18
12			760	67.4	269	185.0	439	411.8	1,576.3	267,000	27,310	17.9	16.78	31,430	2.15
13			1,100	81.3	325	165.0	473	420.5	1,505.2	257,300	26,420	18.1	16.79	31,050	2.18
14	690	1,530	980	76.9	307	168.3	456	414.4	1,503.0	254,200	26,080	17.9	16.83	31,030	2.19
15			840	71.0	284	171.7	430	397.4	1,489.2	250,100	25,630	17.8	16.67	30,280	2.18
16			670	63.8	255	175.0	394	366.8	1,469.6	244,500	25,010	17.6	16.31	28,870	2.15





## (5) 最大使用水量およびピーク継続時間の検討

設備出力を如何にとるかは、地点特性、ピーク継続時間を考慮して十分検討して決める必要がある。設備出力を大きくすると、ピーク継続時間を考慮した有効出力に比較して過大となり、出力が潜在化して経済性が悪くなり、他方設備出力を小さくすると、有効出力が設備出力により制限をうけ、そのピーク継続時間が不当に長くなる傾向がある。

本地点がソ連国境に近く需要地から遠距離にあることを考慮すれば、ピーク継続時間は、6～10時間程度が検討の対象となる。したがってピーク継続時間が6、8および10時間の3ケースについて、保証流量に対して4、6、8および10時間のピーク継続時間に見合う最大使用水量すなわち482、321、241および193 $\text{m}^3/\text{s}$ の4ケース、計12ケースについて検討した。検討結果はTable 9-14、15、Fig. 9-16～21に示すとおり、本地点の特性としてはピーク時間が6時間、最大使用水量321 $\text{m}^3/\text{s}$ 、設備出力543MWが最も有利である。ピーク継続時間を伸ばした場合には、最大使用水量を絞って設備出力を小さくした方が有利である。



Table 9-14 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (1)

Case	H.W.L. (m)	Effective Storage Capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Firm Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Maximum Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Effective Head (m)	Installed Capacity (MW)	Peak Duration (hour)	Firm Peak Power (MW)	Annual Energy (GWh)	*Alternative Power Plant ...Coal-fired One					
										Investment Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Annual Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Energy Cost (TL/kWh)	I.R.R. (%)	Surplus Benefit (10 <sup>6</sup> TL)	Benefit- Cost Ratio
1	710	1,080	80.4	482	191.7	816	6	530.5	1,772.2	342,000	35,340	20.6	16.1	24,530	1.69
2							8	397.4	1,773.2			20.6	12.6	14,450	1.41
3							10	317.0	1,772.6			20.6	10.6	8,350	1.24
4				321		543	6	507.3	1,709.2	299,600	30,700	18.6	17.6	26,720	1.87
5							8	397.4	1,721.9			18.4	14.3	18,530	1.60
6							10	318.4	1,724.6			18.4	12.2	12,560	1.41
7				241		408	6	380.9	1,617.0	278,100	28,350	18.1	14.6	18,460	1.65
8							8	380.9	1,618.2			18.1	14.6	18,470	1.65
9							10	317.6	1,629.2			18.0	12.8	13,790	1.49
10				193		326	6	305.2	1,520.8	266,400	27,050	18.4	12.7	12,940	1.48
11							8	305.2	1,520.8			18.4	12.7	12,940	1.48
12							10	304.9	1,522.2			18.4	12.7	12,940	1.48



Table 9-15 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (2)

Case	H.W.L (m)	Effective Storage Capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Firm Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Maximum Discharge (m <sup>3</sup> /s)	Effective Head (m)	Installed Capacity (MW)	Peak Duration (hour)	Firm Peak Power (MW)	Annual Energy (GWh)	*Alternative Power Plant .... Oil-fired one					
										Investment Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Annual Cost (10 <sup>6</sup> TL)	Energy Cost (TL/kWh)	I.R.R. (%)	Surplus Benefit (10 <sup>6</sup> TL)	Benefit- Cost Ratio
1	710	1,080	80.4	482	191.7	816	6	530.5	1,772.2	342,000	35,340	20.6	16.5	34,440	1.97
2							8	397.4	1,773.2			20.6	14.7	27,690	1.78
3							10	317.0	1,772.6			20.6	13.6	23,600	1.67
4				321		543	6	507.3	1,709.2	299,600	30,700	18.6	17.6	36,380	2.19
5							8	397.4	1,721.9			18.4	16.0	31,090	2.01
6							10	318.4	1,724.6			18.4	14.9	27,140	1.88
7				241		408	6	380.9	1,617.0	278,100	28,350	18.1	16.2	30,070	2.06
8							8	380.9	1,618.2			18.1	16.2	30,100	2.06
9							10	317.6	1,629.2			18.0	15.3	27,140	1.96
10				193		326	6	305.2	1,520.8	266,400	27,050	18.4	15.0	25,200	1.93
11							8	305.2	1,520.8			18.4	15.0	25,200	1.93
12							10	304.9	1,522.2			18.4	15.0	25,220	1.93



Alternative power plant - Coal fired one

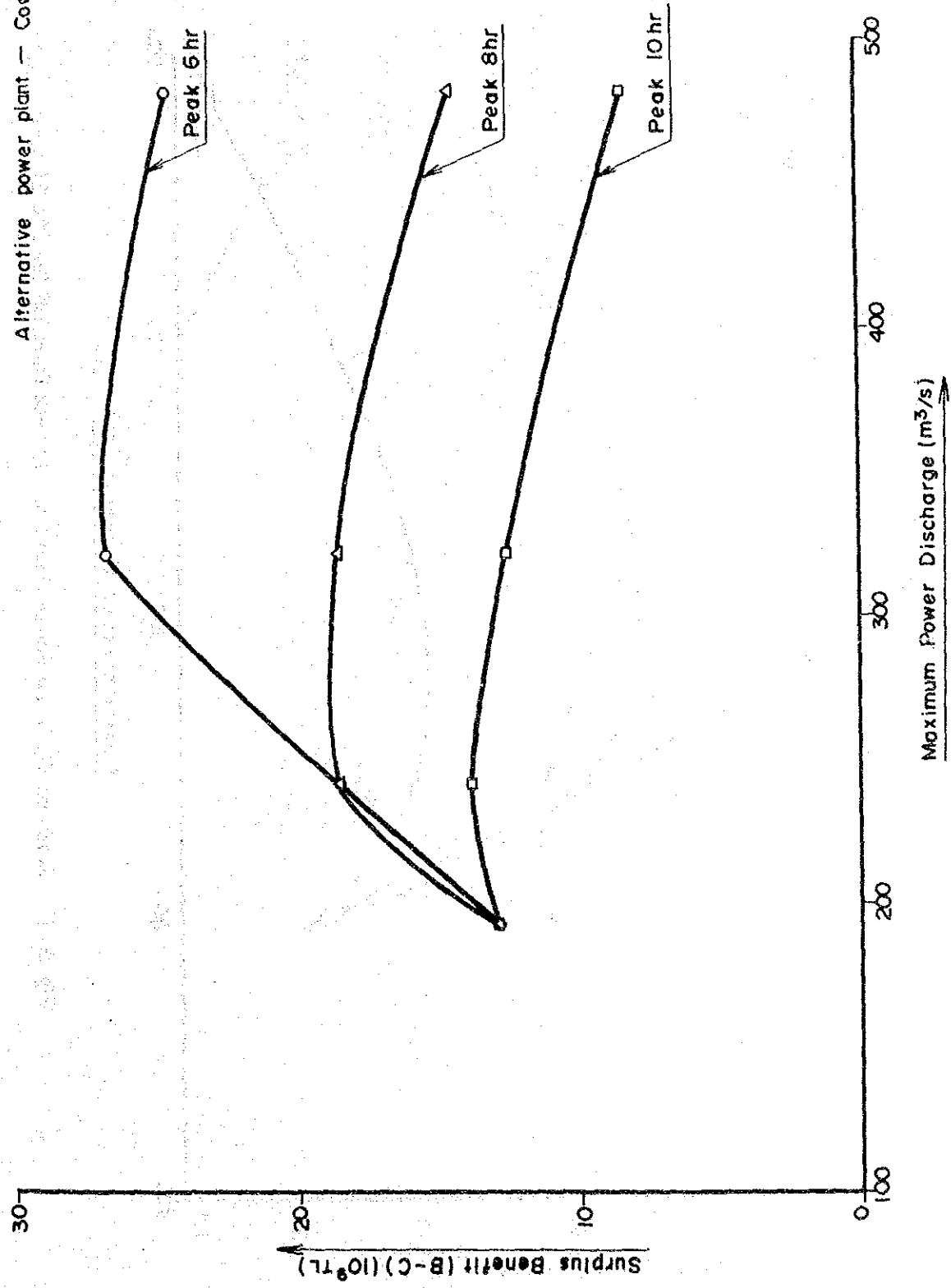


Fig. 9-16 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B-C) (1)

Alternative power plant - Oil fired one

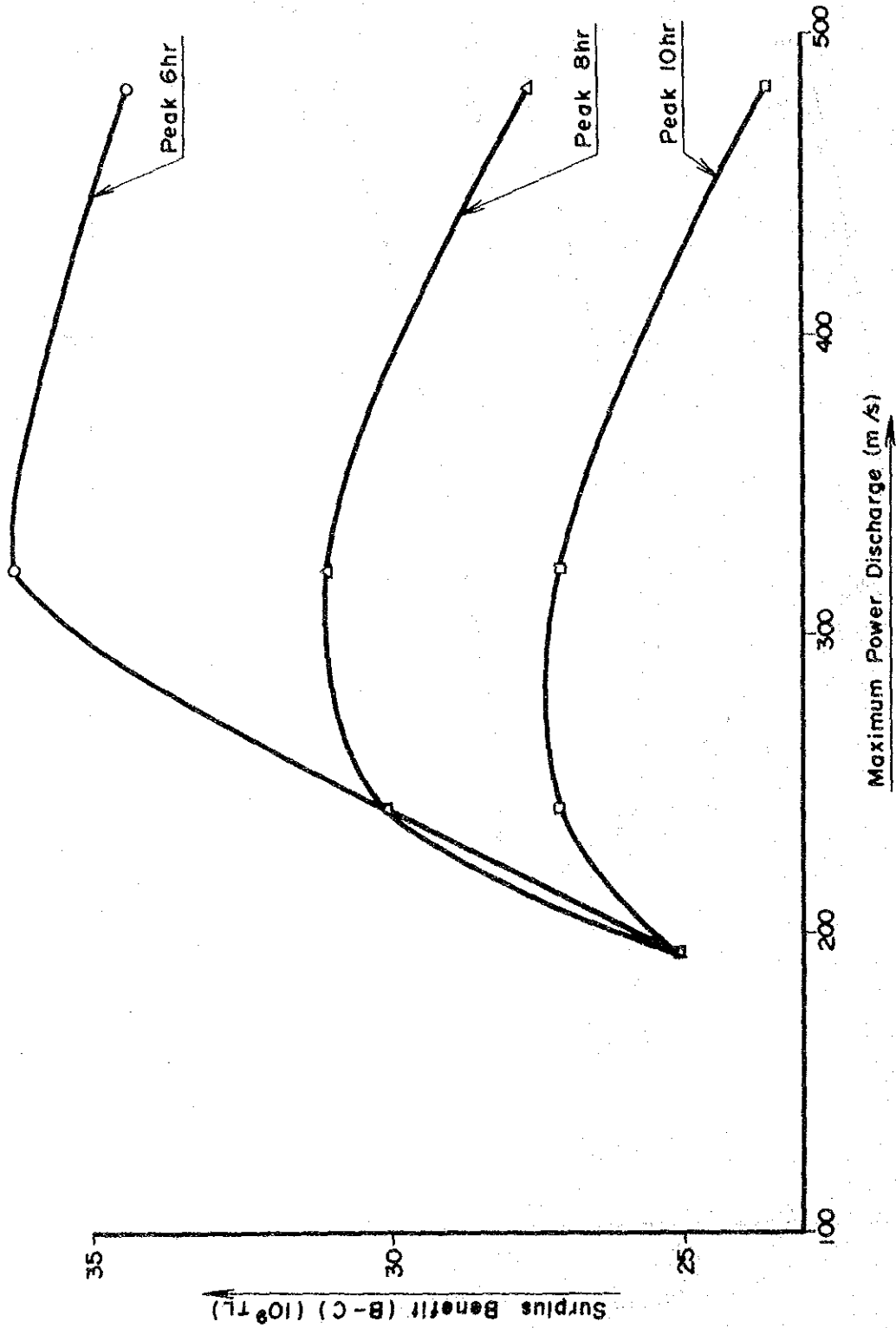


Fig. 9-17 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B-C) (2)



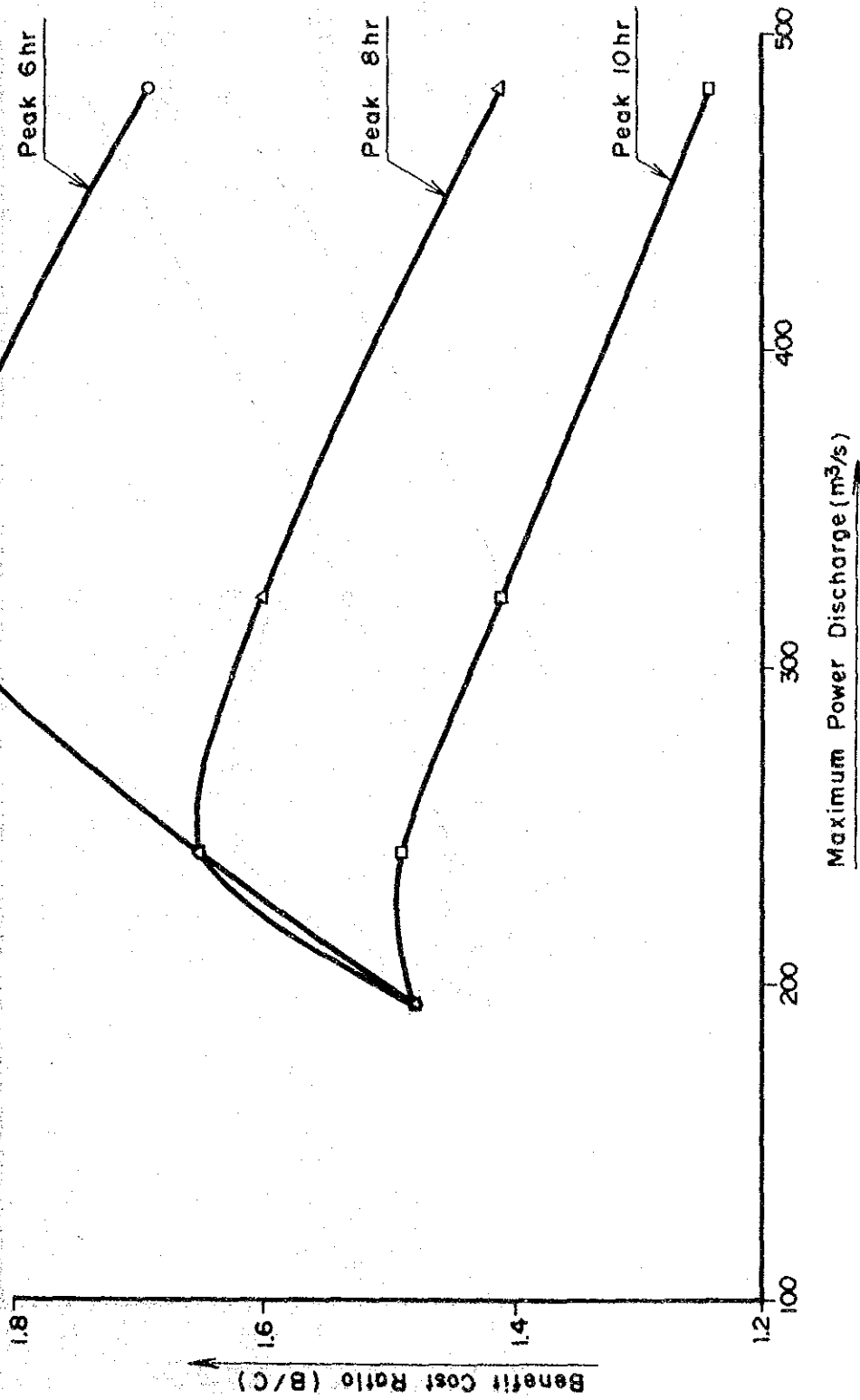


Fig. 9-18 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B/C) (1)

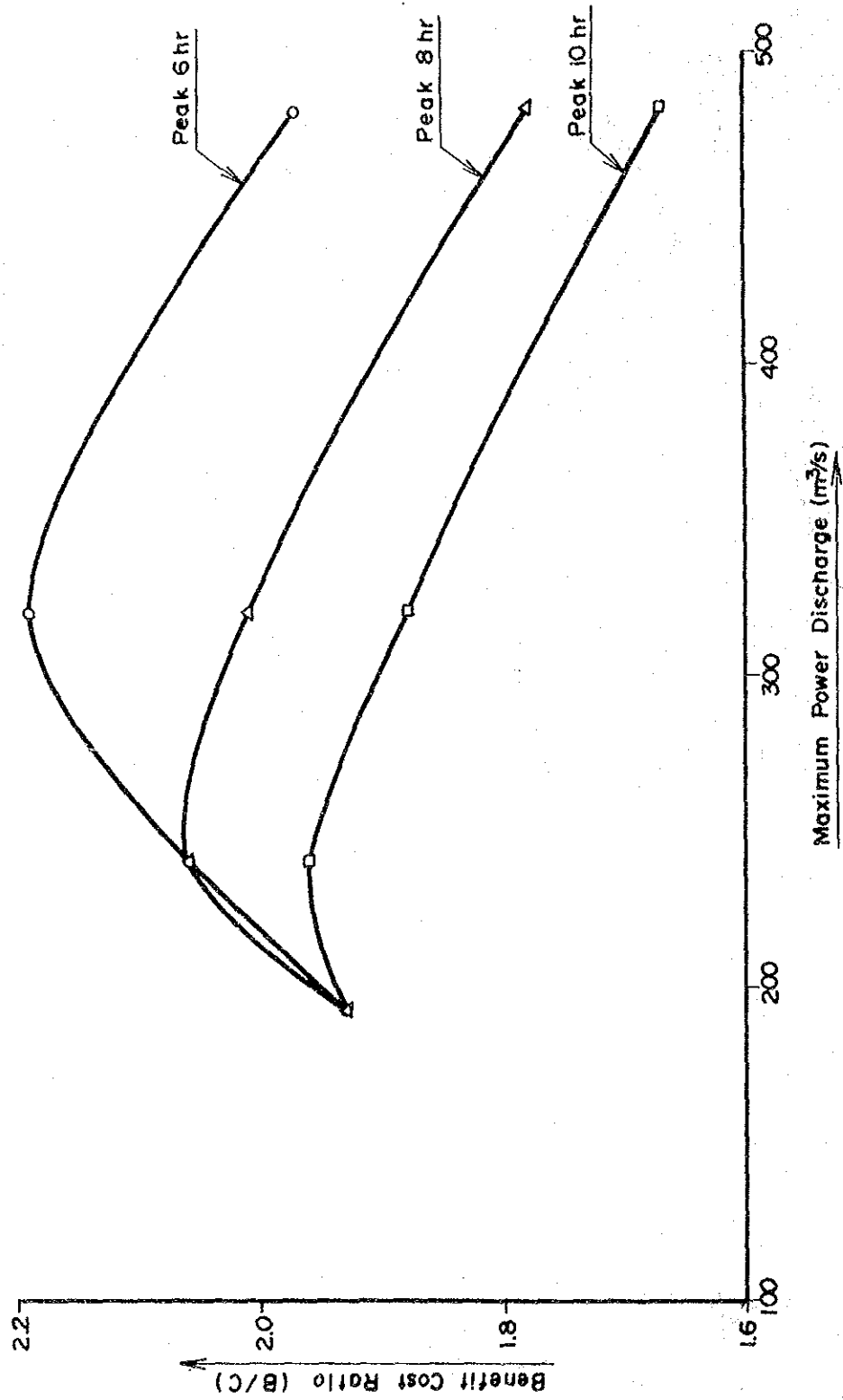


Fig. 9-19 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (B/C) (2)

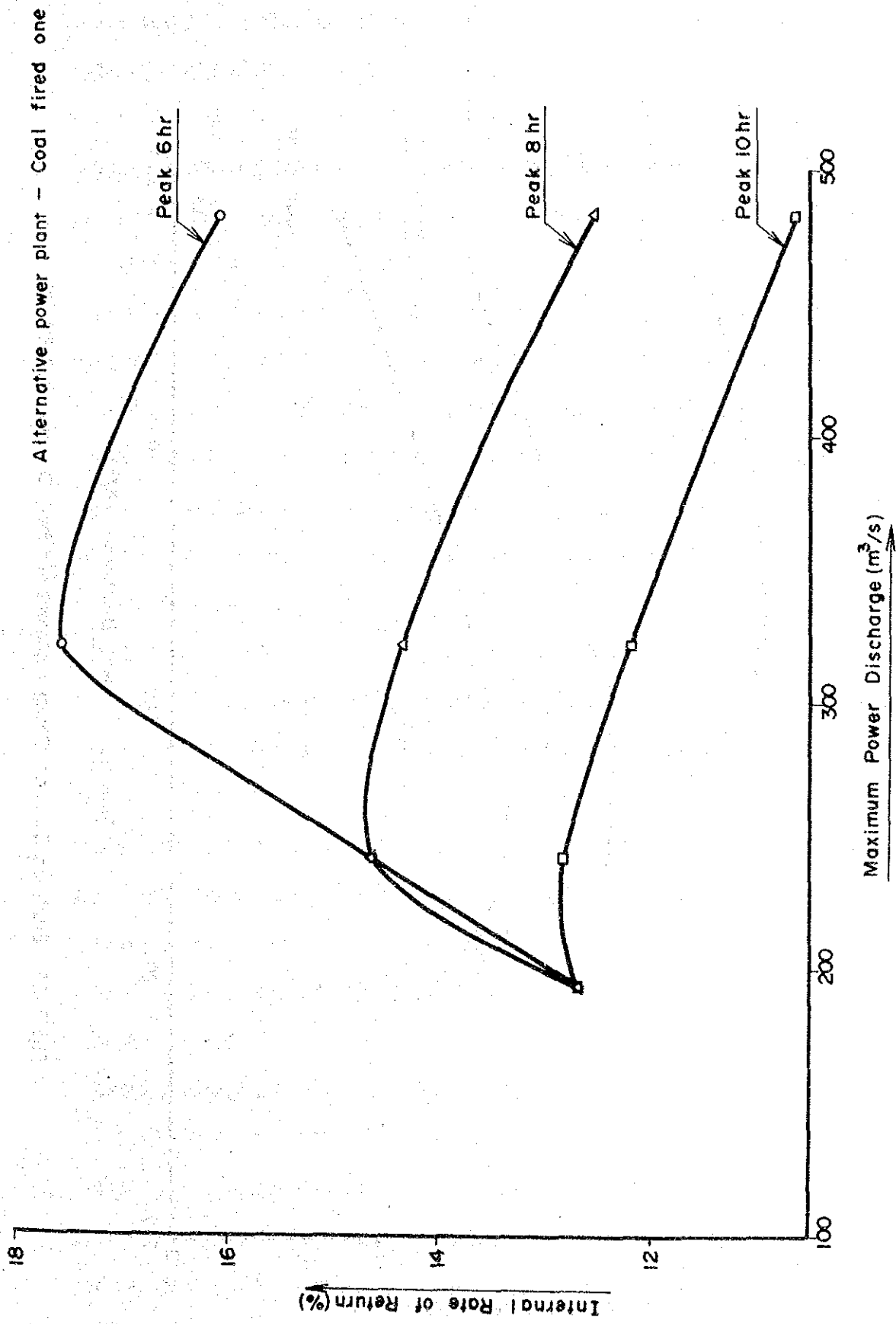


Fig. 9-20 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (I.R.R.) (1)

Alternative power plant - Oil fired one

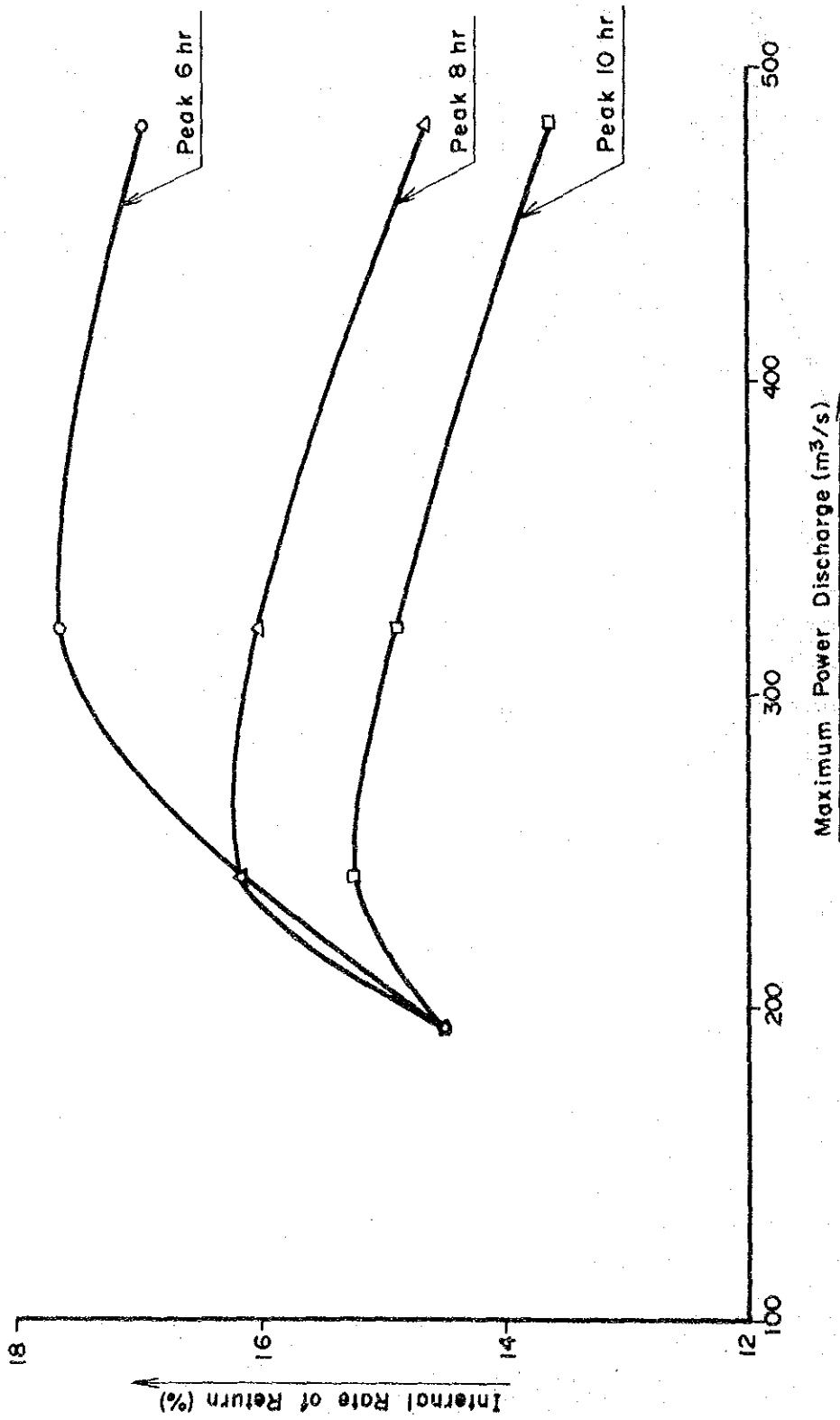


Fig. 9-21 Study on Optimum Power Discharge and Peak Duration (I.R.R.) (2)