

### 3.4 一般気象

ネパール王国における気象観測は、水資源省水文気象局で行われている。イラム周辺では図3.4-1に示す様に発電所予定地点上流流域に3ヶ所 (ST.1407, ST.1410 及びST.1417)及び同一 Kankai 水系で対象地区の南に1ヶ所 (ST.1411)がある。

これ等の気象観測所での観測期間は次の通りである。

観測所番号	観測所名	開始年月	終了年月
ST.1407	Ilam Tea Estate	1966年6月	
ST.1410	Himali Gaun	1968年2月	
ST.1417	Janbari	1973年6月	1981年8月
ST.1411	Soktim Tea Estate	1960年6月	

#### 3.4.1 気温

気象観測所ST.1407での月平均気温の観測結果を表3.4-1に示す。この表によれば、イラムバザールでの年平均気温は18.5~19.5℃であり、月平均気温としては12月~2月が低く11~14℃となり、5~9月が高く20~23℃である。

年間の最低気温は1月に発生することが多く、場合によっては0℃まで下がり、最高気温は7月~8月に発生し最高35℃まで上昇することがある。

表3.4-1 観測所ST1407の月平均気温

番号: 1407  
 名前: Ilam Tea Estate  
 北緯: 26° 55' N  
 東経: 87° 54' E  
 標高: 1,300m

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年平均 (°C)
1971	—	14.9	18.1	16.7	16.9	18.2	18.8	18.3	17.7	16.4	12.8	10.3	—
1972	11.7	11.7	18.5	20.3	22.1	22.5	22.3	22.6	21.2	19.6	17.5	14.6	18.7
1973	12.6	15.3	18.8	22.8	21.2	21.6	22.8	22.6	22.4	20.2	17.6	14.2	19.3
1974	12.3	14.0	18.3	20.1	20.7	21.3	22.8	25.0	23.4	23.9	17.6	12.4	19.3
1975	12.7	15.0	19.2	21.9	21.5	22.2	21.4	22.8	21.2	21.0	16.6	13.2	19.1
1976	12.6	13.9	19.4	21.9	20.8	21.6	21.8	21.5	21.6	20.1	17.4	13.6	18.8
1977	12.1	14.4	19.9	18.7	19.8	21.4	22.0	22.2	22.0	18.9	16.4	13.5	18.4
1978	11.2	13.2	17.6	20.8	21.4	22.0	22.0	23.0	21.6	20.2	16.3	15.1	18.7
1979	13.4	13.5	18.5	21.7	23.6	23.8	22.1	22.9	21.7	20.0	17.8	13.6	19.4
1980	12.0	13.6	17.2	22.8	20.2	22.6	22.5	22.2	22.0	19.4	17.8	14.8	18.9
1981	12.2	14.6	17.4	18.8	20.6	22.6	22.4	22.4	21.9	20.5	17.6	14.1	18.8
1982	14.1	13.0	17.1	19.7	22.8	22.0	22.4	22.8	21.8	20.3	16.0	13.2	18.8
1983	11.6	13.0	17.6	19.8	20.7	22.7	22.5	22.7	22.2	21.5	18.4	13.1	18.8
1984	11.3	14.1	19.6	22.0	21.4	22.9	21.7	23.2	21.1	20.7	17.9	14.2	19.2
1985	12.7	13.5	19.1	21.9	21.3	22.6	22.0	23.0	21.7	20.4	17.1	15.1	19.2
1986	13.6	15.0	19.8	19.9	20.9	22.9	22.0	23.0	21.0	18.9	16.9	14.0	19.0
平均	12.4	13.9	18.5	20.6	21.0	22.1	22.0	22.5	21.5	20.1	17.0	13.7	18.8

### 3.4.2 降雨量

イラム周辺の降雨量の記録を表3.4-2～表3.4-5に示す。流域内の観測所ST. 1407とST. 1410は各々標高1,300m及び標高1,650mの尾根部にあり、またST. 1417はMaikhola川上流の標高3,050mの高所にある。年間の降雨量はST. 1407では1,300～2,500mm(20年間平均で1,700mm)、ST. 1410では1,800～3,000mm(19年間平均で2,400mm)、ST. 1417では2,700～3,500mm(4年間平均で3,200mm)となって流域内の川の上流或いは標高の高い方が降雨量が多い傾向を示している。一方、ST. 1411は標高530mであるが、2,000～3,000mm(16年平均で2,600mm)と雨量は多く、特に1990年には4,000mmを越える雨量を記録している。

いづれにしてもこの地区はネパールの全国平均としての年間降雨量1,400～1,500mmに較べると降雨量が多い。

一般にネパール王国では6～9月が雨期で、それ以外が乾期といわれているが、イラム地区でも同様の傾向が見られる。月別の降雨量では、特に乾期では10～3月が雨量が少なく、4月～5月より徐々に雨量が増え始め、雨期の6月～9月に降雨が集中し、年によっては10月まで雨期が続くこともある。6月～9月間の合計降雨量は年間降雨量の70～80%に達する。

表3.4-2 観測所ST1407の降雨量

番号: 1407  
 名前: Ilam Tea Estate  
 北緯: 26° 55' N  
 東経: 87° 54' E  
 標高: 1,300m

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計 (mm)
1971	1.0	1.0	6.0	223.0	140.0	352.0	212.0	271.0	182.0	24.0	9.0	0.0	1,421.0
1972	14.0	30.0	16.0	48.0	82.0	292.0	326.0	144.0	370.0	44.0	5.0	0.0	1,371.0
1973	12.0	0.0	14.0	9.0	164.0	403.0	307.0	220.0	206.0	216.0	32.0	0.0	1,583.0
1974	24.0	0.0	35.0	59.0	170.0	316.0	740.0	316.0	196.0	79.0	0.0	2.0	1,937.0
1975	13.0	4.0	3.0	73.0	108.0	493.0	646.0	134.0	384.0	15.0	0.0	2.0	1,875.0
1976	14.0	48.0	0.0	63.0	206.0	301.0	327.0	499.0	124.0	10.0	0.0	0.0	1,592.0
1977	0.0	0.0	4.0	125.0	112.0	147.0	281.0	313.0	107.0	189.0	20.0	23.0	1,321.0
1978	9.0	2.0	104.0	64.0	180.0	276.0	285.0	237.0	151.0	66.0	37.0	0.0	1,411.0
1979	2.0	28.0	0.0	41.0	33.0	154.0	475.0	257.0	218.0	111.0	8.0	77.0	1,404.0
1980	0.0	0.0	22.0	1.0	204.0	192.0	412.0	270.0	222.0	123.0	0.0	0.0	1,446.0
1981	12.0	0.0	28.0	95.0	167.0	306.0	686.0	435.0	136.0	0.0	0.0	0.0	1,865.0
1982	0.0	4.0	34.0	59.0	54.0	330.0	436.0	100.0	185.0	62.0	5.0	0.0	1,269.0
1983	18.0	1.0	7.0	32.0	150.0	279.0	681.0	287.0	162.0	27.0	0.0	10.0	1,654.0
1984	18.0	18.0	0.0	80.0	86.0	373.0	551.0	182.0	421.0	25.0	0.0	0.0	1,754.0
1985	0.0	29.0	2.0	33.0	143.0	206.0	732.0	170.0	264.0	199.0	7.0	25.0	1,810.0
1986	0.0	2.0	4.0	179.0	155.0	137.0	437.0	224.0	447.0	98.0	19.0	12.0	1,714.0
1987	5.0	33.5	75.0	72.0	135.0	250.0	448.0	857.5	469.5	173.0	26.0	4.0	2,548.5
1988	6.0	24.0	39.0	78.5	200.0	108.5	544.0	481.5	100.8	10.0	49.0	0.0	1,641.0
1989	44.0	46.5	24.5	9.5	193.5	428.0	511.0	234.5	557.0	48.5	3.0	11.5	2,111.5
1990	0.0	56.0	46.5	58.0	205.0	423.5	370.5	349.0	367.0	62.0	0.0	0.0	1,937.5
平均	9.6	16.4	23.3	70.2	144.4	288.4	470.5	299.1	263.5	79.1	11.0	8.4	1,683.3

表3.4-3 観測所ST1410の降雨量

番号：1410  
 名前：Himali Gaun  
 北緯：26° 53' N  
 東経：88° 02' E  
 標高：1,654m

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計 (mm)
1971	—	—	—	173.0	185.0	318.0	520.0	372.0	281.0	229.0	6.0	0.0	—
1972	8.0	32.0	30.0	100.0	98.0	318.0	512.0	316.0	509.0	30.0	12.0	0.0	1,965.0
1973	16.0	11.0	14.0	80.0	150.0	607.0	398.0	393.0	306.0	282.0	66.0	0.0	2,246.0
1974	20.0	0.0	14.0	72.0	188.0	460.0	872.0	365.0	323.0	19.0	0.0	0.0	2,333.0
1975	6.0	3.0	0.0	44.0	143.0	874.0	845.0	181.0	634.0	24.0	0.0	0.0	2,754.0
1976	14.0	57.0	0.0	89.0	171.0	690.0	296.0	531.0	288.0	44.0	0.0	0.0	2,180.0
1977	0.0	8.0	37.0	162.0	172.0	217.0	544.0	447.0	229.0	260.0	63.0	26.0	2,165.0
1978	10.0	28.0	87.0	77.0	257.0	520.0	619.0	385.0	238.0	62.0	55.0	0.0	2,338.0
1979	8.0	54.0	0.0	91.0	45.0	394.0	780.0	620.0	294.0	113.0	13.0	86.0	2,498.0
1980	2.0	5.0	39.0	1.0	238.0	289.0	523.0	468.0	240.0	96.0	0.0	0.0	1,901.0
1981	26.0	10.0	45.0	178.0	264.0	291.0	728.0	397.0	294.0	4.0	6.0	0.0	2,243.0
1982	0.0	13.0	27.0	93.0	46.0	505.0	407.0	128.0	424.0	114.0	39.0	4.0	1,800.0
1983	24.0	32.0	9.0	40.0	227.0	447.0	1,095.0	339.0	315.0	31.0	0.0	36.0	2,595.0
1984	31.0	25.0	11.0	158.0	175.0	637.0	751.0	384.0	506.0	39.0	0.0	0.0	2,719.0
1985	5.0	26.0	13.0	46.0	122.0	325.0	854.0	285.0	308.0	304.0	35.0	43.0	2,366.0
1986	0.0	2.0	5.0	151.0	132.0	391.0	622.0	259.0	498.0	86.0	15.0	42.0	2,203.0
1987	0.0	14.5	107.2	116.5	130.5	349.7	795.4	827.9	477.3	241.6	0.0	10.5	3,071.1
1988	0.0	28.1	38.3	139.1	182.0	214.6	770.5	890.1	248.9	10.6	0.0	8.3	2,530.5
1989	52.3	59.0	36.9	12.3	438.1	621.2	692.7	345.3	640.9	83.2	44.7	12.3	3,038.9
1990	0.5	59.0	71.2	56.5	278.9	486.9	664.7	493.5	414.3	137.8	0.0	0.0	2,663.3
平均*	11.7	24.6	30.8	90.4	182.1	447.8	664.2	421.3	373.4	110.5	17.7	13.4	2,400.5

\* 平均値は欠落のデータを除いて算出した。

表3.4-4 観測所ST1417の降雨量

号 : 1417  
 番名 : Jaubari  
 北緯 : 27° 04' N  
 東経 : 88° 00' E  
 標高 : 3,050m

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計 (mm)
1973	—	—	—	—	491.0	599.0	499.0	503.0	411.0	239.0	32.0	0.0	—
1974	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1975	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1976	0.0	6.0	4.0	170.0	243.0	492.0	760.0	1,062.0	391.0	97.0	16.0	2.0	3,243.0
1977	3.0	4.0	64.0	174.0	290.0	518.0	886.0	830.0	369.0	291.0	68.0	34.0	3,531.0
1978	38.0	36.0	60.0	59.0	450.0	829.0	735.0	516.0	487.0	164.0	52.0	6.0	3,432.0
1979	—	13.0	0.0	128.0	—	462.0	777.0	532.0	323.0	255.0	32.0	91.0	—
1980	0.0	9.0	102.0	114.0	427.0	362.0	705.0	617.0	385.0	6.0	0.0	0.0	2,727.0
1981	31.0	4.0	141.0	143.0	253.0	274.0	—	—	—	—	—	—	—
平均*	14.4	12.0	61.8	131.3	359.0	505.1	727.0	676.7	394.3	175.3	33.3	22.2	3,233.3

\* 平均値は欠落のデータを除いて算出した。

表3.4-5 観測所ST1411の降雨量

番号: 1411  
 名前: Soktim Tea Estate  
 北緯: 26° 48' N  
 東経: 87° 54' E  
 標高: 530m

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計(mm)
1971	—	—	(258.0)	(206.0)	(254.0)	(454.0)	(854.0)	(915.0)	(1,015.0)	(246.0)	(0.0)	(0.0)	—
1972	23.0	0.0	12.0	88.0	150.0	559.0	760.0	644.0	472.0	48.0	10.0	0.0	2,736.0
1973	4.0	54.0	4.0	9.0	141.0	751.0	455.0	571.0	191.0	178.0	21.0	0.0	2,378.0
1974	29.0	0.0	21.0	44.0	128.0	486.0	1,075.0	395.0	260.0	210.0	0.0	0.0	2,648.0
1975	0.0	1.0	2.0	34.0	178.0	923.0	529.0	150.0	839.0	82.0	3.0	0.0	2,741.0
1976													
1977													
1978								(282.0)	(368.0)	(0.0)	(12.0)	(0.0)	—
1979	0.0	47.0	0.0	29.0	78.0	281.0	923.0	565.0	341.0	72.0	17.0	109.0	2,462.0
1980	0.0	2.0	69.0	0.0	109.0	207.0	470.0	353.0	392.0	180.0	0.0	0.0	1,659.0
1981	29.0	24.0	29.0	155.0	201.0	334.0	646.0	413.0	384.0	25.0	0.0	0.0	2,240.0
1982	0.0	7.0	14.0	246.0	148.0	503.0	522.0	193.0	374.0	74.0	41.0	19.0	2,141.0
1983	26.0	2.0	4.0	15.0	176.0	334.0	688.0	364.0	403.0	50.0	0.0	6.0	2,065.0
1984	28.0	19.0	7.0	80.0	128.0	541.0	758.0	338.0	575.0	45.0	0.0	0.0	2,519.0
1985	0.0	12.0	48.0	32.0	259.0	322.0	919.0	398.0	316.0	324.0	7.0	54.0	2,457.0
1986	0.0	7.0	0.0	102.0	174.0	303.0	866.0	287.0	570.0	101.0	18.0	12.0	2,440.0
1987	3.1	27.5	70.3	104.2	100.0	305.8	603.8	998.3	618.5	246.0	0.0	2.1	3,179.6
1988	12.2	35.6	52.0	116.8	168.0	175.6	1,036.8	988.0	388.5	18.0	76.0	3.0	3,070.5
1989	33.0	48.5	2.0	2.0	408.0	646.0	604.0	451.0	603.0	93.0	64.0	39.0	2,993.5
1990	0.0	63.5	6.0	35.5	480.0	550.0	1,353.0	1,219.0	501.0	0.0	0.0	0.0	4,208.0
平均*													

\* 平均値は欠落のデータを除いて算出した。

### 3.5 地 形

ネパール王国は、インド亜大陸の北部を東西に区切るように、長さ約 800km、南北の幅 120km~200km の変則的な長方形の分布をし、北縁の山岳部は、チョモランマ（エベレスト山）8,848mを最高峰として、東のカンチェンジュンガ(8,598m)から西のアピヒマール（7,132m）に至るヒマラヤ山脈を形成している。

調査地のあるイラム郡は、ネパール王国の最東端に位置し、インドのダージリンとは国境を挟んで接している。郡都は、同郡の南東部中央のイラムN.P.であり、標高約1,200m~1,300mの尾根のうえに発達した街である。

計画地点は、この尾根を挟んで西に位置するプワコーラ川、東に位置するマイコーラ川の間であり、南北に約5km、東西に約3kmの区域である。

調査地内の水系は、上述のプワコーラ川とその本流マイコーラ川の2河川で、マイコーラ川は、カンカイ川の主要な1支流であり、カンカイ川は、タライ平原に下ってからガンジス川に合流し、ガンジス川は、東流してベンガル湾に注いでいる。

調査地内の山系は、上述の尾根で、この尾根は、イラム郡庁の有る標高1,250mを起点として東西1km弱の市街地を西へ抜けると南に向きを変え、次第に標高をさげながら、約2.5kmのパンジャヤンの峠（標高約650m）で南西方向、更に1km程度の間完全に西方に向きを替える円弧状の形状を示している。又、この尾根は全般に非対象で、西のプワコーラ川に面する斜面は約45°程度の急崖を成し、岩盤露頭が多く分布するが、一方、東のマイコーラ川に面する斜面は、約30°の緩斜面を形成し、大半がトウモロコシ畑か水田として利用されている。



## 3.6 地質

### 3.6.1 地域の地質

ネパールの地質構成は、高ヒマラヤ地帯、低ヒマラヤ地帯、シワリーク（準ヒマラヤ地帯）およびタライの4つに分かれている。

高ヒマラヤ地帯（標高4,000m以上）とタライ平原は夫々帯状にネパールの北及び南の国境線に沿って東西に存在している。

低ヒマラヤ地帯（標高3,000m～4,000m）は高ヒマラヤ地帯の南に沿って幅の広い山地及び丘陵地帯で帯状態に存在している。

シワリークは北の低ヒマラヤ地帯の南のタライ平原の中間に位置する段丘地帯を指している。

高ヒマラヤ地帯は主として片麻岩と雲母片岩類からなっており、万年雪におおわれている。

地殻構造上からみて、中央衝上断層が高ヒマラヤ地帯、低ヒマラヤ地帯を分離するように走っている。

低ヒマラヤは主として千枚岩、珪岩、片岩、石灰岩、苦灰岩、片麻岩からなっているが、地域によってはこれら岩相が互層を成している。

シワリークは一般に準ヒマラヤ地帯と称されており、地殻構造上、低ヒマラヤ地帯と主境界衝上断層（MBT）により分離されている。

準ヒマラヤ地帯は新生代第三紀層に属する地層で、主として砂岩、泥岩、頁岩、砂礫層、礫岩等で構成されており、タライ平原とはヒマラヤ前線断層で分離形成されている。

タライ平原は、ガンジス河のネパールからの支流群により運搬され堆積した地層よりなり、ネパールにおける最も南部の地質を構成しているが、この基盤岩の深度は非常に深く、その為はその地殻状態は良く判明していない。

このプロジェクトの対象地区は、以上の様な画一的な区分からは低ヒマラヤ地帯内にある。低ヒマラヤ地帯の地形は、東西に伸びた帯状の山地で種々の凹

凸形状や地勢をもつ谷や稜線で形成されており、低ヒマラヤ地帯は北はMCT、南はMBTによって他の地帯と区分されている。

しかし、このプロジェクトの対象地域であるイラムから、インドのダーズリン、ブータン、ミャンマー北部へと行くに従ってやや複雑な様相を呈し、現在も地質学上解明されつつある地域となっている。

即ち本プロジェクトの地域の地質は、従来低ヒマラヤ地帯として区分されているが、本調査の結果からも、雲母片岩類、片麻岩、珪岩等により成り、岩相上の類似点から高ヒマラヤ地帯の上部に位置するカトマンズ層群に対比されるものである。この地域の地層は片岩や片麻岩で代表される変成岩で特徴づけられる高ヒマラヤ地帯のカトマンズ・グループで構成されていると考えられ、この岩相は、むしろ北部の高ヒマラヤ地帯に類似している。

岩相の中で片麻岩の様に固い岩石は往々にしてやわらかい千枚岩や片岩と互層状になっており、このためにこれらの岩全体の安定性を減少する原因となっている。

この結果として、この地帯は一般的に地這りの傾向をもち、地這りの多くは活動的である。

### 3.6.2 プロジェクト地域の岩相

前述の如く、この地域の岩相は下記の片岩や片麻岩等で代表される変成岩で特徴づけられるカトマンズ・グループで構成されており、その分布状況は調査の結果図3.6-1 に示す通りである。

#### (1) 雲母片岩

雲母片岩は取水堰、導水トンネル路線及び発電所地域に広く分布している。

この岩はこのプロジェクト地域に於ける最も多い岩相である。この岩は鉱物的には、主として長石、石英、白雲母、黒雲母等で構成されており、類別的には白雲母片岩、黒雲母片岩として細区分されている。

この岩は新鮮なものから完全に分解され、残積土になったものまで、風化の度合によって種々の状態で存在している。また、岩盤工学的には以下の特徴を示す。

- a. 岩の薄い層が重なった構造を示し、力学的異方性が強い。
- b. この岩の伸びやすい性質から節理（割れ目）があまりない。
- c. 薄い層に引き伸ばされる性質は地層の剪断を抑制し、連続性に富んだものになっている。

## (2) 珪岩

この岩は取水堰及び導水トンネル路線の一部で雲母片岩と互層状に分布し、一般的にレンズ状の形状を示す。

珪岩は石英を主として雲母の小片を含み、塊状を呈し、酸化鉄により若干褐色に色づけされていることがある。又、現地の岩では通常2～3組の節理系が認められ、風化度合は新鮮なものから中度まで、色調は白色から褐色がかった灰色である。珪岩の層厚は0.5～2.0mであるが、一般的に数枚～数十枚の単層が重なり5～20mの全層厚を示すことが多い。

## (3) 片麻岩質片岩

この岩は発電所とマイコーラ川の右岸のマイコーラ支流に沿って存在しており、雲母片岩類よりも高度に変成作用を受けて形成されたものである。この岩は長石、石英、白雲母及び黒雲母等の粒状に発達した鉱石で構成されており、岩の層厚は場所によって異なるが、概ね20m以内である。

風化の度合は軽度から中度で、雲母片岩よりも節理が多く、現地では2、3組の節理系が認められた。

## (4) 残積土

残積土とは原位置性の強風化岩の総称として使用する。プロジェクト地域は平均年間降雨量が比較的多く、約2,400mmにも達し、また降雨強度も強い。

この強い降雨強度は一年の中では雨期に起こり、これと風化し易い雲母片岩がマイコーラ川の右岸の厚い風化層を発達させている。これは、導水トンネルと水槽との結合点あたりで行ったテストボーリングB-1（図3.6-10参照）の結果からでも明らかである。

強風化した母岩としての残積土は、粘土と長石、石英や雲母の小片からなっている砂利大の岩の破片で構成されているが、母岩の組織や構造を良く残していることが地表踏査により確認された。

#### (5) 崖錐堆積物

非常に多くの崖錐堆積物がプアコーラ川、マイコーラ川及びそれらの支流の山腹に存在している。

これらの堆積物の混合体は粘土から石塊迄を含んでおり、角礫や亜角礫等の粗粒のものは一般に雲母片岩、長石、片麻岩質片岩でできている。

地形の凹凸によるものによって層の厚さは場所により異なり、厚さは1mから10m以上に及んでいる。

#### (6) 段丘状堆積物

段丘状堆積物はプワコーラ川とマイコーラ川に沿って分布する。本層は砂礫を主体として砂を挟むが地表には50cm～3m位の巨大な転石が多数分布している。

この段丘堆積物はゆるいか、又は中程度の締り具合を示している。

#### (7) 現河床堆積物

現河床堆積物はプワコーラ川とマイコーラ川及びその支流に見られる。これらの堆積物は長石、片麻岩及び角閃岩からなる円礫ないし亜円礫で構成されている。又、この堆積物には多量のシルト分が含まれている。

### 3.6.3 水力発電施設各予定地の地質状態

#### (1) 取水堰

堰地点は、図3.6-2 に示すとおり非対象のV形の谷をなしており、左岸は右岸より険しく、断崖を形成している。堰予定位置の谷は堰軸では幅が約29m、流水幅は約12.5mである。

谷底部の地質の内若い沖積層は色々な大きさの沈殿物からなり、シルト分から長石、片麻岩及び角閃岩の大石が含まれており、この厚さは約2.0mである。

堰位置の基盤は下流方向に地層が傾斜し、塊状の白雲母片岩を含む黒雲母結晶片岩からなっている。

左岸の岩盤の走行と傾斜は $N82^{\circ} W22^{\circ} S$ であり、また、大部分の節理の走行と傾斜は夫々 $N50^{\circ} E20^{\circ} S$ と $N77^{\circ} E68^{\circ} E$ である。一方、右岸の岩盤の走行と傾斜は $N80^{\circ} E28^{\circ} S$ であり、大部分の節理は走行及び傾斜が夫々 $N76^{\circ} E66^{\circ} SE$ 、 $N35^{\circ} E88^{\circ} S$ である。

岩盤の風化状態から見ると、左岸の岩盤は右岸のそれよりも安定したものとなっている。計画では高さ4mの堰の基礎は上述の雲母結晶片岩の上に設ける事になるが、堰の安定を向上させるために、川の両岸にある母岩にも定着させるものとする。取水堰地域の上下流には小さな地沁りがみられるが、取水地点にはとりわけ問題となる地質は見当たらない。

#### (2) 取水地点

取水口は、図3.6-2 に示すとおりプワコーラ川の左岸に位置し、堰地点の左岸と地質状態は同様で安定であり、岩盤の走行と傾斜は $N82^{\circ} W22^{\circ} S$ である。

#### (3) 導水路トンネル路線

導水路トンネル路線は新鮮で、岩盤状態の良好な雲母結晶片岩の層で構成

されている。しかし乍ら導水路トンネルの最終端の200mは残積土と崖錐物の地層である。また、岩層が部分的に大小の褶曲作用を受けていることから、片理面の傾斜が異なり導水路トンネル路線は種々の交差角度で岩盤中を通過すると考えられる。

なお、導水トンネル路線に沿って若干の破碎帯と遭う事も予想されるが、これらの軟弱層は適切な技術により解決する事が出来る程度のものである。又、トンネルの最後の区間は土被りが薄くなるので施工上注意を必要とする。

#### (4) 水槽地点

水槽地点は、図3.6-3 に示すとおり緩い傾斜地で、残積土や崖錐堆積物等の土被りからなっており、この地域に削孔したテストボーリング（B-1）から土被りの厚さは少なくとも 33.0mである。

水槽地点は残積土が分布するので、その掘削は容易に行えると考えられるが、掘削に伴って風化岩が小崩落を発生する可能性があり、この点には注意を要する。

#### (5) 水圧管路

水圧管路は図3.6-4～8に示すとおり最終端で発電所に連なる傾斜約40°の部分を除きゆるやかな傾斜地を通る。

水圧管路に沿う部分の土被りは1.0m弱から2.0mであり、その水圧管の勾配の緩やかな区間は中度から高度に風化された雲母結晶片岩からなっている。

勾配の急峻な区間の地表面は残積土並びに薄い崩壊堆積物からなっている。

この急峻な区間の勾配は岩盤の片理面の傾斜と殆ど平行である。すでにこの付近には小規模の層切りがみられるので、傾斜面に沿って起こるかもしれない地切りにはあらかじめ対策を立てることが大切である。

また、水圧管の固定台は風化部分を除いた新鮮な岩に基礎を設ける必要がある。

#### (6) 発電所地点

発電所は、図3.6-9 に示すとおり地上発電所で、発電所地点はマイコーラ川の低位段丘堆積物と現河床堆積物からなっている。

図3.6-12に示すとおり、テストボーリング（B-3）の結果から土被りの厚さは8.9mの厚さであり、堅硬な雲母結晶片岩が上記の河川段丘堆積物の基盤を構成している。

発電所近傍のマイコーラ川の右岸は地這りの危険があるので、法面防護をする必要がある。

#### (7) 放水路

放水路は低位段丘堆積物及び現河床堆積物からなる。これらの層は、一般に未固結～半固結状を呈し、結晶片岩の巨礫から細粒のシルトで構成される。

土被りの厚さは、図3.6-13テストボーリング（B-4）によれば13.08mである。

### 3.6.4 地震探査の結果検討

調査結果は各施設位置毎に解析され、前述の地表調査の結果と比較される詳細結果は次に示す通りである。

#### 1) 取水堰

2本の探査線（SL-1, SL-9）により崖錐や土被り堆積物の厚さを調べることを目的として実施した。

受信器の間隔は5mとした。

<地震探査線 SL-1、SL-9>

全体として、4種の異なった層が認められこれを下記に示す。

- 崖錐／現河床堆積物
- 高度に風化した岩
- 部分的に風化した岩

-健全な岩

#### 崖錐／現河床堆積物

この表層の地震波速度は各々540m/s～630m/s(SL-1)と350m/s～580m/s(SL-9)を示す。この層の速度は一般の耕作土よりもやや高い。

この層の厚さは、SL-1沿いでは11mでSL-9沿いでは5.5mである。この層の分布は、険崖の上で終わっている。

#### 高度に風化した岩

この層の地震波速度は、1,360m/s～1,470m/sを示す。これは左岸の険崖の低い部分や、右岸の傾斜地よりも高い速度である。

この層の左岸の険崖部分と同様に右側傾斜地に於ける層厚も一定である。しかし、その層厚は勾配地の上部になる程厚くなり3m～12mである。この層はSL-1沿線では認められない。

#### 部分的に風化した岩

この層はSL-1沿線ではその大部分を、SL-9沿線ではその一部を占めている。

この層の地震波速度はSL-1沿線で2,040m/s～3,090m/s、SL-9沿線では2,200m/s～2,480m/sを示す。その層厚は1m～17mである。

SL-9の基盤岩と認められた所では、屈折波速度は横方向では3,650m/s 迄上昇することが判明した。これは健全な岩の存在を示している。

多数の破碎帯がSL-9沿線で認められ、その速度は1,720m/sまで落ちている。破碎帯の中は14m～17mである。最深部の基岩層の深さはSL-9では12mである。

#### 健全な岩

SL-1沿線に於ける基岩層の屈折波速度は、3,650m/s～5,370m/sの高



速を示している。

最深部層の屈折波は右岸傾斜地の中で 24m深さに達してプワコーラ川近くで終わっている。

より高速の屈折波は左岸勾配地で認められ、その速度は4,610m/s～5,370 m/s である。

## 2) 導水路トンネル

トンネル路線に沿って地震探査線 S L - 2、S L - 3 及び S L - 4 を設けて測定し、その全延長は2,700mである。受振器の間隔は路線沿いに 10m とした。例外は、上部水槽地点の S L - 4 沿線の335mであり、そこには 5 m ピッチで杭表示を行なった。

4種の地層が導水トンネル沿線で認められた。それらは以下の通りである。

- 締まりのない表層堆積物
- 崖錐堆積物／完全又は高度に風化した破碎岩
- 高度に風化した破碎岩
- 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

### <地震探査線 S L - 2 >

#### 締まりのない表層堆積物

この表層の屈折波速度は400m/s～670m/sを示す。この層は500m/sまでは多少のバラツキを示すものの、ほぼ一定の速度をもっている。

最大層厚は 13.5mに達し、平均厚は 7 m である。

この層は断崖部分の距離 0 + 760m～780m区間内で途切れている。

#### 圧密された崖錐堆積物／分解した岩

この層の屈折波速度は920m/s～1,370m/sを示す。

この層の屈折波速度は層の上下層の速度と非常にはっきりと異なってお

り、層の区分が明瞭である。層厚は3m～42.5mである。

この層は断崖部分の距離0+730m～760m区間で途切れるが、その構造は一般に水平で一様な屈折波速度をもつ。

地震波速度と地表の地質状態から、この部分の地質は完全に風化した岩であると言えよう。

#### 高度に風化した破碎岩／風化した破碎岩

この層は最初の距離0+200mの区間には存在しない。

しかし、この層は屈折波速度が層の上下層の速度とはっきり異なっているので層の区分は明瞭であり、もしも本層が存在するならば、その所在は検出が可能である。

この層の屈折波速度は1,730m/s～2,400m/sを示す。水平部の速度のバラツキにより岩の風化の程度や破碎の程度が分かる。層厚は11m～51mで、平均層厚は約30mである。

#### 部分的に風化破碎した岩～健全な岩

基盤岩の屈折波は2,500m/s～5,060m/sである。

殆どの層の断面の屈折波は3,000m/s以上で、これは健全な岩の状態を示している。

しかしながら、ある断面の部分では層は2,000m/s～3,000m/sの屈折波速度で、部分的に風化し破碎した岩であることを示している。

比較的にもう少し風化した岩が巾47m区間に存在する。その屈折波速度は2,020m/sである。これは地層の風化の違いを反映したものと考えられ、この層の深さは23m～70mである。

#### <地震探査線 SL-3>

#### 締まりのない崖錐堆積物

表層にある締まりのない崖錐堆積物の屈折波速度は330m/s～590m/sであ

る。

この層は平均層厚は5mであり、0～8.5m範囲の厚さを示し、谷の険崖の所で断続している。

#### 崖錐堆積物／完全に風化した岩／高度に風化し破碎した岩

この層はどちらかと言えば一様に路線に沿って分布している。この層の屈折波速度は690m/s～1,690m/sを示す。

1,000m/sより以上高い速度は、距離0+360mまでは完全に風化した破碎岩であることを示している。そして690m/sの低い速度の部分が距離0+360mを越えた部分にあると見られるが、これは圧密した崖錐堆積物を示している。

層厚は5m～18.5mの範囲で変化し、平均厚は12mである。

#### 高度に風化した破碎岩～風化した破碎岩

この層は屈折波速度1,450m/s～2,550m/sである。風化の程度は距離0+360mを越えた区間より高くなっており、その速度は1,450m/s～1,990m/sでそれは高度に風化した破碎岩であることを示している。2,000m/sより高い速度をもつ距離0+360mまでの部分は、風化した破碎岩である。

層厚は高度に風化した破碎岩区間で大きくなっている。

おおむね風化した破碎岩の層も14m～37mである。

同様に高度に風化した破碎岩層の厚さは77mである。

距離0+190mと0+340mの間のこの層の下端の境界線は一様に通らないので、このSL-3断面では点線で示している。

#### 健全な岩

基盤岩は高速度で、3,250m/s～5,000m/sを示し、これはその深さに健全な岩のあることを示している。しかしながら、挟まれた層は1,670m/s～2,500m/sと低く、これは多分風化した岩であることを示している。

風化した部分の中は 25m~100mで、その層の厚さは 24m~ 96mである。  
浅所での分布は谷底部で、この基盤岩は 24mの深さに存在することが判明した。

#### <地震探査線 SL-4 >

##### 締まりのない表層堆積物/分解した岩

表層として一様に分布しているこの層の屈折波速度は330m/s~610m/sを示す。

傾斜地の上部は主として崖錐堆積物である。層厚は 2 m ~12.5m で、平均層厚は5 m である。

##### 圧密された崖錐堆積物/完全に風化した岩

この層の屈折波速度は560m/s~1,100m/sを示す。

この層は岩がその深さでその場所で完全に風化しているので、圧密された崖錐堆積物と完全に風化した岩との境界線を引く事は出来ない。

しかしながら、この層は大部分風化した岩で占められている。層厚は5 m ~ 21mで平均厚は 15mである。

##### 高度に風化又は部分的に風化した破碎岩

水平部の速度は1,100m/s~2,550m/sである。

風化程度は下り勾配で高く、この部分の屈折波速度は1,100m/s~1,300 m/s である。

しかしながら、上り勾配ではその速度が増えて1,520m/s~2,550m/sとなり、これは適度又は部分的に風化した破碎岩であることを示している。この層の下端の境界は全くはっきりしており、基盤岩の高い速度により区別される。層厚は 55mもあり、平均層厚は 20mである。

### 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

基岩層は屈折波速度が2,280m/s～4,990m/sを示す。

幾多の破碎帯がこの沿線で認められその速度は1,330m/s～1,700m/sである。

幾多の破碎帯が水槽の近傍に認められ、これらの破碎帯の中は19.5m～36.5mである。

断面の中で他の部分は速度がより速く、これは部分的に風化した破碎岩～健全な岩が存在していることを示している。

基盤岩の深さは2m～75mである。

### 3) 水槽

4つの層が水槽地点で認められる。これらは、

- 締まりのない表層堆積物／分解した岩
- 崖錐堆積物／完全に風化した岩
- 高度に風化した破碎岩～風化した破碎岩
- 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

#### <地震探査線 SL-7、SL-8>

##### 締まりのない表層堆積物／分解した岩

この層の屈折波速度は300m/s～520m/sを示す。

この層の速度は非常に一様で470m/sまでは小さなバラツキがあり、その層厚は3m～13mである。この層の速度は水平方向にははっきり連続していない。それ故、締まりのない表層堆積物と分解した岩の間の境界を区別することはできない。

##### 崖錐堆積物／完全に風化した岩

この層の屈折波速度は520m/s～870m/sを示し水平方向に小さいバラツキを伴う。

この層厚は5m～22mでこの層の速度からはこの部分に崖錐堆積物と分解した岩が存在することを示している。

#### 高度に風化した破碎岩～風化した破碎岩

この層の屈折波速度は910m/s～1,590m/sを示す。

最低の速度の910m/s層は地震探査線SL-5沿線にあり、1,100m/s～1,240m/sの層はSL-4沿線に存在する。

層の速度でもっと高い速度はSL-7とSL-8沿線で認められるもので1,520m/s～1,590m/sを示し、その層厚は9m～40mである。

#### 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

水槽付近の基盤岩の屈折波速度は2,280m/s～3,780m/sで幾多の破碎帯が認められ、それらの屈折波速度は1,070m/s～1,960m/sである。

この層の深さは63mまで変化することがSL-8沿線で認められた。

#### 4) 水圧管路及び発電所

水圧管路沿線に存在する層は下記の通りである。

##### <地震探査波 SL-5>

- 締まりのない崖錐堆積物
- 圧密された崖錐堆積物／完全に風化した岩
- 完全に風化した岩／高度に風化した破碎岩／風化した破碎岩
- 風化した破碎岩／健全な岩

#### 締まりのない崖錐堆積物

この層の屈折波速度は340m/s～650m/sを示すが、殆どの速度は500m/s以下を示している。

層厚は1m～7mで平均厚は3.5mである。

#### 圧密された崖錐堆積物／完全に風化した岩

この層は一様な厚さで、屈折波速度は520m/s～1,140m/sを示す。この層は下り勾配では800m/s以上となる。これは多分地下水又は風化した岩の影響と考えられる。

この層厚は6m～20mで平均厚は10mである。

#### 完全に風化した岩～風化した破碎岩

この層の屈折波速度は910m/s～1,880m/sである。

この層は平坦な部分より緩い勾配の部分の方が速度が高いことを示している。

この層の上昇勾配の部分は完全に風化した岩～風化した破碎岩となっている。

下り勾配のより高い速度の部分は風化した破碎帯であることを示している。

層の下部の境界は、速度で下層とはっきり区分できない距離0+285m～0+360mの区間を除きその区分がはっきりしている。

#### 風化した破碎岩～健全なる岩

基盤岩は屈折波速度が急激に変化する下り勾配の部分ではっきりと見分けられる。

この層の屈折波速度は2,030m/s～4,530m/sでそこが風化した破碎岩～健全な岩であることを示している。

この層の中で破碎帯は屈折波速度1,070m/s～1,960m/sで示され巾は11.5m～40mである。

#### <地震探査線 SL-6>

下記の通り4つに区分された層が発電所計画地点と上り勾配の場所に存在する。

- 締まりのない崖錐堆積物／沖積層堆積物
- 圧密された崖錐堆積物／圧密された沖積層堆積物
- 風化した破碎岩
- 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

#### 締まりのない崖錐堆積物／沖積層堆積物

この層の屈折波速度は420m/s～680m/sを示す。

山腹傾面は締まりのない断崖堆積物の速度420m/s～530m/sの層である。この層は傾面に沿って一様な厚さで分布し、平均層厚は4mである。沖積層堆積物の速度は560m/s～620m/sである。この層の分布はマイコーラ川近くで終わっている。

#### 圧密された崖錐堆積物／圧密された沖積層堆積物

圧密された崖錐堆積物の屈折波速度は970m/s～1,380m/sを示す。

この層は地下水の影響を受けている為か、下り勾配の部分ではより高い速度を示している。層厚は全く一様で10mである。圧密された沖積層堆積物の速度は1,320m/sを示し、その層厚は6m～13mである。

#### 風化した破碎岩

この層の屈折波速度は全く一様で2,370m/s～2,770m/sを示し、少量のバラツキを伴う。

層厚は6m～40mである。層の下端の境界は下降勾配の部分がお互いの層の速度に大きな変化がない為、余りはっきりしない。

それ故、基盤岩との境界は破線に示してある。

#### 部分的に風化した破碎岩～健全な岩

基盤岩の屈折波速度は2,530m/s～4,120m/sを示し、強く破碎された岩はこの部分にはない。



只、部分的に風化した破碎岩は距離 0 + 60m ~ 0 + 195m の範囲で認められる。

この層の深さは 17m ~ 55m である。

### 3.6.5 法面安定

プロジェクト地域付近の地表勾配は 5° の緩傾斜から断崖までの大きな変化の幅を示し、大局的に見るとイラムの尾根を境界として、その東西で相当異なった地相を呈する。即ち、イラム尾根西側はプワコーラ川左岸の急峻な山腹傾斜を示す。一方、東側の部分はマイコーラ川右岸の緩い山腹傾斜を形成している。

プロジェクト地域には、この地形要因と地質構成に起因した、いくつかのタイプの地這り・崩壊が認められる。即ち、

- (1) 急峻な、プワコーラ左岸山腹に分布する大規模で、その数が多い、岩盤の表層崩壊。
- (2) マイコーラ右岸の緩傾斜地に分布する、崖錐堆積物を中心とした小規模地這り。
- (3) 大きな破碎帯に伴う、比較的規模の大きな地這り。

等がこれである。

しかし、法面安定の面からみると、各施設の予定地は極度な凹凸がなく、又地這りの危険の最も少ない地点が選定されたものと言えよう。

### 3.6.6 現地調査

#### (1) 一般

地盤調査はボーリングテストと、試掘溝及び地震探査を行った。

調査の方法並びにその結果の細部は以下の通りである。

## (2) ボーリングテスト

4 個所のボーリング・テスト、即ち B-1、B-2、B-3 及び B-4 が上水槽及び発電所地点で行われた。最も深い削孔は上水槽地点で行われた B-1 で、深さ 33.0m に及んだが新鮮な岩盤に達していない。但し、後述の地震探査により岩盤表面は捉えられた。

他の削孔深度は夫々 17.00m、11.06m 及び 14.00m であった。

現地ボーリング調査は導水トンネル、水槽、発電所及び放水路の地下地盤の地質を調べる為に実施されたものである。その結果は削孔ボーリング柱状図 (図 3.6-10~13) に示す。何れの結果に於いても地質は黒雲母結晶片岩と白雲母結晶片岩の互層で、その上部は風化層、下部は新鮮な層である。

## (3) 試掘溝

試掘溝は取水堰の軸に沿って長さ 13.0m、深さ 1.0m 及び上幅 4.0m で下幅 1.0m を試掘した。

プワコーラ川右岸側の溝長さ 5.00m の部分について以下の情報が得られた。

試掘溝の底の岩は中程度の風化を示す黒雲母片岩で走行は  $N25^{\circ} E$  から  $N85^{\circ} E$  であり、傾斜は  $20^{\circ} SE$  から  $88^{\circ} S$  である。この違いは部分的な褶曲作用のためであり、2 から 3 組の節理系を認めた。その走行と傾斜は  $N76^{\circ} E66^{\circ} SE$ 、 $N35^{\circ} E88^{\circ} S$  及び  $N50^{\circ} E90^{\circ}$  その他である。黒雲母片岩の上には、厚さ 2 m 程度の現河川堆積物が認められた。

## (4) 地震探査

### 一般

プロジェクトの種々の地点に於ける地盤状態を調査する為に地震探査が行なわれた。

この探査は取水堰、取水口、発電所、導水路トンネル等に於いて地震波の屈折を利用して、全体にわたる岩盤の性質や土被りの厚さを連続して求めるために行なったものである。

本探査数量は延べ4,780mにわたり、探査の位置と調査結果は以下の通りである。

尚、地震探査線の位置は、図3.6-14(1), (2) に示し、また地震探査線長の内訳は、表3.6-1表に示すとおりである。

表 3.6-1 地震探査線の分布

番 号	位 置	探査線番号	長さ (m)
1	取水堰	SL-1, SL-9	185, 150
2	導水路トンネル	SL-2 SL-3, SL-4	840, 630 1240
3	上水槽 発電所	SL-5, SL-6 SL-7, SL-8	1060, 22 225, 225
計		9-探査線	4,780

### 3.6.7 プロジェクト地域の地震頻度

プレート地殻構造、海床の拡大や断層の変形等から見ると、ヒマラヤはインドプレートとユーラシアプレートが衝突した結果、生成されたものと想像される。

プレートの活動は現在も引き続いており、その速度は 5.6cm/年である。

プレートが未だ活動しているので、ヒマラヤはこの地方のプレート活動の為できた歪みにより地震が発生し易くなっている。

ネパールに於いては3つの主要な地殻構造が地震活動に関係している。

ネパールの3大断層の中で、主中央衝上断層 (MCT) は不活動で、主境界衝上断層 (MBT) とヒマラヤ前線断層 (HFF) は共に活動していると考えられている。したがって、これらの断層による地震発生のおそれがないとは言えない。

ネパールに於ける地震活動の記録は、過去 100年に限られている。

記録によると主な地震は表3.6-2の通りであり、地震の大きさ（マグニチュード）とその分布は図3.6-15の通りである。図から、東部地方の地震の発生頻度は余り多くないことを示している。

このプロジェクトの土木構造物の設計に於いては、一般の標準から地震係数（ $K_h$ ）は0.08位である。ちなみにアルン3、水力発電プロジェクトではこの係数は0.12の値としている。

表 3.6-2 主要地震発生記録 - ネパール -

年月日	震源	マグニチュード (リッチャー)	場所と被害
1916	80.00N 81.00E	7.5	極西部地帯 損害範囲不明
1/15/1934	26.5N	8.4	インド国境 死者8,519(ネパール) 死者7,253(インド) 家屋倒壊80,893(ネパール)
	86.5E 27.55N 87.09E	8.3	
5/27/1936	28.5N 83.5E	7.0	西部地帯(ダウラギリ) 損害不明
6/27/1966	29.6N 80.8E	6.0	極西部地帯 死者42、家屋倒壊(3,969)
7/29/1980	29.6N 81.1E	6.1	極西部地帯 死者178、家屋倒壊(13,258)

## 3.7 水 文

### 3.7.1 Puwa Kholo川の流況

#### (1) 河川状況

イラム水力発電計画における取水口の建設が予定されているPuwa Kholo川は、標高3,000m付近にその源を発し、概ね南方向に流下して標高400m付近でMai Kholo川に合流する。その流域は東西方向に6～7kmの中で、南北方向に22～26kmの長さを持つ長方形に近い形状をなしている。Puwa Kholo川はこの流域内でやや東側を北から南に流下しており、大きな支流は概ねその西側に多く認められる。

標高1,600m以下の中下流部では河川勾配は1/15～1/40で、上流部は1/10以上の急勾配となっている。(図3.7-1及び図3.7-2参照)

流域全体は森林が少なく、山地の斜面はほとんど畑地や水田等の階段状の耕作地として利用されている。

Puwa Kholo川の流域面積は162km<sup>2</sup>であり、取水地点はMai Kholo川との合流地点より約10km上流に予定され、この取水地点での流域面積は約125km<sup>2</sup>である。

#### (2) 流況の算定

Puwa Kholo川の水位観測点は図3.4-1に示す様に、GS.730の1か所のみであるが、取水地点から約300m下流であり、この観測データが直接計画の使用水量を決める流量データとして採用できる。

観測所GS.730での流量測定を表3.7-1に示すが、その観測は1965年から不定期に行われている。また今回の調査に於いて、取水地点で3回流量測定を行った。その結果を表3.7-2に示す。

表 3.7 - 1 Puwa Khola川 Sajbote観測所における流量測定データ

月 日	幅(m)	面積(m <sup>2</sup> )	平均流速(m/s)	目盛高さ(m)	流量(m <sup>3</sup> /s)	
1965	JAN. 18	14.0	5.2	0.35	0.60	1.8
	MAR. 10	9.8	3.3	0.30	0.50	1.0
	MAR. 22	9.8	3.1	0.23	0.48	0.7
	APR. 6	9.8	3.3	0.32	0.58	1.1
1966	FEB. 25	9.3	3.3	0.24	0.40	0.8
	MAY. 4	8.5	2.2	0.23	0.27	0.5
	JUL. 16	-	22.4	1.17	1.51	26.2
	SEP. 28	-	19.0	0.91	1.35	17.2
1967	APR. 5	7.0	2.5	0.44	0.51	1.1
	SEP. 20	-	21.0	1.15	1.44	24.2
1968	JUN. 10	10.6	2.7	0.48	0.52	1.6
	NOV. 6	11.0	4.6	1.07	0.90	4.9
1969	JAN. 4	9.0	2.4	0.68	0.57	1.6
	MAY. 1	6.5	2.1	0.75	0.60	1.6
	NOV. 20	13.5	3.5	0.84	0.84	2.9
1970	FEB. 12	13.5	2.3	0.49	0.61	1.1
	APR. 6	6.3	2.0	0.46	0.54	0.9
1971	JAN. 12	14.5	2.8	0.67	0.80	1.8
	FEB. 3	14.5	3.1	0.45	0.58	1.4
	NOV. 30	14.5	4.5	0.59	0.88	2.6
1974	JAN. 1	13.5	3.7	0.66	0.79	2.5
1975	MAR. 26	8.5	2.4	0.32	0.55	0.8
1976	JAN. 25	14.0	3.9	0.44	0.91	1.7
1979	JAN. 11	8.0	2.6	0.42	0.71	1.1
1982	SEP. 9	15.6	7.2	1.26	1.20	9.1
	OCT. 28	14.0	4.6	0.85	1.08	3.9
1983	NOV. 22	16.0	4.2	0.64	1.02	2.7
	DEC. 30	13.0	3.6	0.47	0.95	1.7
1984	FEB. 7	13.3	3.1	0.35	0.91	1.1
	FEB. 25	13.3	3.3	0.30	0.87	1.0
	FEB. 28	3.1	3.2	0.31	0.87	1.0
	FEB. 29	13.0	3.0	0.30	0.88	0.9
	MAR. 1	13.0	3.2	0.29	0.88	0.9
1985	SEP. 24	18.0	12.8	0.82	1.10	10.5
	DEC. 21	18.0	14.5	1.02	1.18	14.8
1986	JAN. 25	12.3	3.8	0.39	0.59	1.5
	JAN. 27	12.5	4.2	0.43	0.60	1.8
	MAY. 27	17.2	4.7	0.45	0.66	2.1
	JAN. 6	18.0	6.1	0.57	0.75	3.5
	AUG. 3	33.5	18.1	1.06	1.30	19.1
	SEP. 15	19.5	18.6	1.27	1.37	23.6
	NOV. 28	18.0	4.6	0.70	0.72	3.2
1987	JAN. 13	17.7	5.2	0.27	0.57	1.4
	MAR. 11	12.3	2.6	0.46	0.55	1.2
	APR. 21	17.0	3.6	0.28	0.53	1.0
	JUL. 9	32.0	15.7	0.78	1.02	12.3
	NOV. 26	18.0	5.7	0.63	0.37	3.6
	DEC. 23	15.0	2.9	0.45	0.22	1.3
1988	MAR. 21	11.0	3.0	0.40	0.21	1.2
	JUN. 10	16.0	4.7	0.41	0.31	1.9
	OCT. 3	20.0	5.6	0.55	1.27	3.1
	NOV. 5	20.0	5.6	0.55	1.27	3.1
	DEC. 9	18.0	4.1	0.41	1.20	1.7
1989	MAR. 11	13.0	2.6	0.31	1.09	0.8
	NOV. 6	18.0	1.4	34.29	6.19	48.0
	NOV. 27	16.5	4.0	0.62	1.19	2.5
1990	JAN. 6	12.0	1.7	0.47	1.06	0.8
	NOV. 23	17.0	4.4	0.57	1.10	2.5
1991	JAN. 5	19.5	5.4	0.59	1.11	3.2
	MAY. 19	18.0	4.8	0.31	1.02	1.5
	JUN. 8	22.0	7.1	1.01	1.18	7.2
	SEP. 5	21.0	29.5	0.97	1.94	28.5
	SEP. 6	20.0	25.4	0.89	1.92	22.7
	SEP. 7	20.0	25.3	0.85	2.85	21.6
	SEP. 8	22.0	30.5	1.31	2.55	39.9
	SEP. 9	20.0	28.6	1.00	2.46	28.5
	DEC. 6	12.5	5.6	0.31	1.04	1.7
1992	FEB. 20	21.0	4.4	0.33	0.94	1.5
	MAY. 7	19.5	4.4	0.32	0.92	1.4

表 3.7 - 2 Puwa Khola川取水地点の流量測定結果

年 月 日	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水位 (m)
1993年 3月14日	1.15	0.91
" 5月8日	1.56	1.09
" 5月10日	1.61	—

注) 水位はGS. 730の水位標の読み

これ等の流量測定データを用いて、水位流量曲線を作成し、観測所GS. 730の水位データから流量を算定する。なお、GS. 730の水位から算定した流量資料としては、月平均流量として1965～1968年の4年間分が過去に算出されている。今回の調査にて1969～1986年の日水位データが入手できたので、これ等の中から欠測の殆どない10か年分の水位データを選出し、流量資料算定の対象とした。

図 3.7 - 3～図 3.7 - 6 に水位-流量曲線を示し、この表を用いて計算した各年の日流量を資料-Ⅱにまとめた。

これ等の日流量より各年の年間流況曲線を作成し、最小水量、渇水量、低水量、平水量、豊水量及び最大水量を求め、その10年間の平均を求めた。表 3.7 - 3 にはその結果を示す。また図 3.7 - 7 には10年間の平均流況曲線を示す。

表 3.7 - 3 Puwa Khola川取水地点の流況

単位：m<sup>3</sup>/sec

年	流量							
	最大	35日	豊水	平水	低水	渇水	最小	平均
1972	187.6	50.6	25.7	3.7	2.0	1.5	1.3	18.1
1974	133.2	52.0	31.3	4.4	2.2	1.4	1.3	18.8
1975	100.1	45.2	29.0	3.2	0.8	0.8	0.8	16.5
1976	75.4	43.7	29.0	7.7	1.7	1.1	1.1	17.0
1978	52.3	35.7	27.2	5.4	1.8	1.2	1.2	14.6
1980	45.1	20.5	6.8	1.2	0.9	0.8	0.8	6.9
1983	30.0	17.5	8.5	1.6	0.6	0.5	0.5	5.5
1984	47.6	16.5	10.1	3.1	1.1	0.8	0.8	6.4
1985	33.1	14.0	10.2	3.3	2.3	1.7	1.6	6.6
1986	75.2	14.0	9.2	2.6	1.5	0.9	0.9	6.6
平均	78.0	31.0	18.7	3.6	1.5	1.1	1.0	11.7

また観測所GS. 730と取水地点とは前述の様に近い場所であり、その流域面積も各々125. 8km<sup>2</sup>及び125. 1km<sup>2</sup>と殆ど差がないそれ故観測所GS. 730の流況をそのまま取水地点として取り扱うことにする。

尚、各年度の月平均流量及び10年間平均月平均流量を資料- 1 にまとめている。

### (3) 洪水量

Puwa Khola川の取水地点の洪水量を合理式により算定する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot R_i \cdot A$$

ここで Q : 洪水のピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 f : 流出係数 (=0.8)  
 R<sub>i</sub> : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)  
 A : 流域面積 (=125. 1km<sup>2</sup>)

洪水到達時間内の雨量強度 R<sub>i</sub> を求めるために、先ず洪水到達時間 T (h) を次式を用いて算出し、T = 2. 3h (=138min) を得た。

$$T = \frac{L}{W} \quad W = 72 \left( \frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

ここで T : 洪水到達時間 (h)  
 L : 河谷流路の水平距離 (km)  
 H : 河谷流路の落差 (km)  
 W : 洪水到達速度 (km/h)

さらに雨量強度 R<sub>i</sub> の算定に必要なPuwa Khola川の 100年確率降雨量 R<sub>24</sub> (mm/day) を求めるため、計画地域の近傍で最も高い値である観測地点ST1411の雨量データを用いた。即ち、ST1411の18年間の年間最大日降雨量より、岩井の方法を用いて算定し、確率降雨量として表3. 7 - 4 の結果を得た。

表3. 7 - 4 観測点 ST. 1411の確率降雨量

確率年	年間最大日降雨量(mm/day)
10	252
20	278
50	310
100	333
200	356



この表よりPuwa Khola川の計画日降雨量として観測点 ST. 1411の 100年確率降雨量 333mm/ day を採用する。

以上より洪水到達時間における雨量強度 $R_t$ を次式により求めると

$R_t = 48.2\text{mm/h}$ となる。

$$\frac{R_t}{R_{24}} = \frac{34710}{T^{1.35} + 1502}$$

ここで  $T$  : 洪水到達時間 (=138min)  
 $R_t$  : 到達時間内の雨量強度 (mm/h)  
 $R_{24}$  : 計画日降雨量 (=333mm/day)

以上の結果、Puwa Khola川取水地点における 100年確実降雨量を求めると  $1,450\text{m}^3/\text{s}$ となり、これを計画洪水量と設定した。

なお、洪水量算出の詳細計算は資料-Ⅱに示してある。

#### (4) 取水地点の水位流量曲線

Puwa Khola川の取水地点において、次式により各水位での流量を算定し、水位流量曲線を作成する。

$$Q = A \cdot v$$

ここで  $Q$  : 流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 $A$  : 断面積 ( $\text{m}^2$ )  
 $v$  : 流速 ( $\text{m}/\text{s}$ )

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここで  $n$  : 粗度係数 (=0.05)  
 $R$  : 径深  
 $I$  : 水面勾配 (地形図より1/40とする)

表3.7-5に算定結果を示し、図3.7-8に水位流量曲線を示した。

表 3.7 - 5 Puwa Kholia川取水地点の水位と流量

標高(m)	水位(m)	断面積(m <sup>2</sup> )	流速(m/s)	流量(m <sup>3</sup> /s)
756	1.0	22.6	2.89	65.3
757	2.0	50.2	4.40	220.9
758	3.0	81.4	5.63	458.3
759	4.0	115.1	6.73	774.6
760	5.0	151.2	7.61	1,150.6
761	6.0	189.9	8.38	1,591.4
762	7.0	231.4	9.09	2,103.4
763	8.0	276.7	9.59	2,653.6

図 3.7 - 8 水位・流量曲線より、計画洪水量 1,450 m<sup>3</sup>/s における洪水位は 760.8m となり、これを計画洪水位とした。

### 3.7.2 Mai Khola川の流況

#### (1) 河川状況

発電所及び放水口が予定されているMai Khola川は、標高3,500m付近に源を発し、略南方向に流下し、イラムバザールの南東 3.5km付近で Jogmai khola川と合流し南西方向に流路を変える。その後イラムバザールの南6 km 付近でPuwa Khola川と合流し、更にその他の支流からの流入をうけて山岳地帯を抜け南部の低地帯に至り、Kankai川に流入する。Mai Khola川の流域面積はPuwa Khola川との合流点より上流では約 417km<sup>2</sup>あり、そのうち 157km<sup>2</sup>は Jogmai khola川の流域である。

Mai Khola川の河川勾配は最上流より標高1200m付近までは1/10以下の急勾配であり、その後徐々に勾配が緩やかになって、Jogmai khola川との合流点である標高600m付近までは1/20~1/30、更に下流のPuwa Khola川との合流点である標高400m付近までは1/60~1/100となっている。

計画を予定している発電所及び放水口付近はJogmai khola川との合流点と Puwa Khola川の合流点の略中間になる標高約470mの場所である。

#### (2) 洪水量

Mai Khola 川の発電所地点の洪水量を合理式により算定する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot R_t \cdot Q$$

- ここで
- Q : 洪水のピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)
  - f : 流出係数 (=0.8)
  - R<sub>t</sub> : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)
  - A : 流域面積 (386.2km<sup>2</sup>)

洪水到達時間の雨量強度 R<sub>t</sub> を求めるために、先ず洪水到達時間 T (h) を次式を用いて算出し、T=3.09h (185.4min)を得た。

$$T = \frac{L}{W} \quad W = 72 \left( \frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

ここで T : 洪水到達時間 (h)  
 L : 河谷流路の水平距離 (km)  
 H : 河谷流路の落差 (km)  
 W : 洪水到達速度 (km/h)

更に雨量強度  $R_t$  の算定に必要な Mai Khola川 100年確率降雨量  $R_{24}$  (mm/day)は3.7.2 項と同様 333mm/dayとする。

以上より洪水到達時間における雨量強度  $R_t$  を次式により求めると

$R_t = 43.6$ mm/hとなる。

$$\frac{R_t}{R_{24}} = \frac{34710}{T^{1.35} + 1502}$$

ここで T : 洪水到達時間 (=138min)  
 $R_t$  : 到達時間内の雨量強度 (mm/h)  
 $R_{24}$  : 計画日降雨量 (=333mm/day)

以上により、Mai Khola 川発電所地点における 100年確率洪水量を求めると  $3,750 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、これを計画洪水量と設定した。

なお、洪水量算出の詳細計算は資料-Ⅱに示してある。

### (3) 発電所地点の水位・流量曲線

発電所地点においても、取水地点と同様に次式により各河川位の流量を算定し、水位流量曲線を作成する。

$$Q = A \cdot v$$

ここで Q : 流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 A : 断面積 ( $\text{m}^2$ )  
 v : 流速 (m/s)

$$\text{ただし } v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに n : 粗度係数 (=0.04)  
 R : 径 深  
 I : 水面勾配 (1/70)

表3.7-6に算定結果を示し、図3.7-9に水位流量曲線を示す。

表3.7-6 Mai Khola 川発電所における水位と流量

標高	水位(m)	断面積(m <sup>2</sup> )	流速(m/s)	流量(m <sup>3</sup> /s)
433	2.0	64.1	3.43	220
434	3.0	156.7	3.52	551
435	4.0	290.6	4.75	1,380
436	5.0	437.2	6.13	2,680
437	6.0	586.4	7.36	4,310
438	7.0	737.9	8.47	6,250

図3.7-9水位・流量曲線より計画洪水量 3,750m<sup>3</sup>/sでの水位は標高436.7mとなり、これを計画洪水位とした。

### 3.8 水質

Puwa Khola川取水地点及び Mai Khola川の発電所地点の近傍で簡便な水質分析を行ったその結果を表3.8-1に示す。

表3.8-1 Puwa Khola川及び Mai Khola川の水質分析

項目	Puwa Khola	Mai Khola
測定日	10-May-93	11-May-93
水温 (°C)	18	20
pH	7	7.6
電気伝導度 ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )	30	80
DO ( $\text{mg}/\ell$ )	6	10
COD ( $\text{mg}/\ell$ )	2	2
一般細菌	検出	検出
大腸菌	検出	検出

Puwa Khola川と Mai Khola川で水質に若干の差が認められたが、両河川とも水質上特に問題はないと判断される。

## 第 4 章





## 第4章 計画策定

### 4.1 計画策定の基本方針

#### 4.1.1 地形、地質上からの最適地の選定

ネパールに於ける水力開発の問題点は、

- ① 計画地域に地回り等の崩落地が多い。
- ② 山地に森林が少ないため、洪水量が大きく、かつ、土砂、転石の流出が非常に多い。

それ故、特に取水ダムに対しては十分岩着のできる地点を選び、導水路はトンネルとして、地回り等に対して安全な方策をとり、水槽は堅牢な地盤上に、水圧管路は尾根に沿って露岩等に十分固定する。

発電所は洪水位に対して安全で、かつ落石等の懸念の殆どない場所を選定する。余水路も地回り等の生じ難い地域へ放流することを考える。

#### 4.1.2 発電方式の検討及び調整池の設置

現在ネパール王国で、ダムを有している発電所はKulekhani No.1発電所だけである。このダムの運用によってKulekhani No.1及びその下流のKulekhani No.2は年間調整とピーク運転が可能である。しかし一般にはネパール王国の河川は土砂が多く、堆砂が大であるため、他のすべての発電所にはダムを設けていない。その為冬季の渇水期には電力不足となって、ピーク負荷に対応できず、電力不足時には強制停電等の非常手段を講じている。

Kankai河の支流であるPuwa Khola川も土砂が多いため、上述のKulekhani 発電所の様なダムは望めないが、沈砂池で殆ど土砂を除去できるので、水槽に隣接する調整池を計画し、ダム式が望めなくとも或る程度の日調整運転が可能な計画とする。

5月中旬より12月初旬までは、取水地点の流況から十分最大使用水量を取水出来るので、水位調整運転して河川水を十分利用し、12月中旬より5月初旬ま

では必要に応じて日調整運転に切替える。

#### 4.1.3 水車、発電機

発電所の設備容量は 6.2MWと比較的小規模であるので、可能なら経済性を高めるためには1台案が望ましいが、輸送上及び発電所の安定運転から2台案とする。

また本発電計画の完了時には、第7次送変電拡張計画が完了しており、発電電力は電力網で十分消化できるので、2台同時に据付完了させるものとして計画する。

#### 4.1.4 送電計画の範囲

第7次送変電拡張計画で計画されている内容は、アナルマニ変電所とイラム変電所間約55kmを33KV、3相で送電し、導線は鋼心アルミより線（ACSR）、断面積100mm<sup>2</sup>（Dog）であり、約 6.2MWを送電するには十分と判断される。

それ故イラムバザール南部に予定されているイラム変電所（3MVA）の一次側33KVに発電所からの送電線（約 4.7km）を接続すれば十分である。またイラム地区の所要電力を3MWとすれば発電力 6.2MWの残り 3.2MWは電力網に送り出されることになる。

#### 4.2 各種開発ルート案の策定及び概略比較検討

イラムN.P.の南側を北東より南西に流れる Mai Khola川と、イラムN.P.の西側を北から南に流れるPuwa Khola川は、イラムN.P.に連なるイラム尾根をはさんだ約3kmの間で約300mの水位差を生じている。この水位差に着目して、これを水力発電に利用しようとする構想が生まれ、具体的な開発計画調査の実施が望まれていた。

この水力発電開発計画調査に当たり、入手済の既存の地形図、地質図、河川流量資料及びその他の情報を参考にして、次にのべる様に5ケースの開発ルート案を策定した。取水地点はPuwa Khola川とその支流のGhatte Khola川との合流点付近から、その下流の Damai吊り橋付近までとし、放流地点は Mai Khola川にかかる Mai Khola橋を中心として上流約800m、下流約1500mの範囲とした。

5ケースの開発ルート案は図4-1に示す通りであり、この場合の諸元を表4.2-1に示す。

表4.2-1 各種開発ルート案の諸元

開発計画策 諸元	A	NEA	B+C	B	C	最適ルート案 D
流域面積 (km <sup>2</sup> )	125	125	125	125	125	125
最大使用水量 (m <sup>3</sup> /s)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
利用落差 (m)	284	302	308	139	169	304
最大出力 (kW)	5,800	6,100	6,200	2,800	3,400	6,200
水路長 (m)	3,650	4,610	4,950	2,850	2,100	4,317
発電計画指標 (I)	9.7	8.1	7.8	6.1	10.0	8.8

発電計画指標 I は各ルート案の有利性の目安とするもので、次の式で表す。

$$I = \frac{\text{流域面積} \times \text{利用落差}}{\text{水路長}}$$

即ち、この式の分子は利用エネルギーを表し、分母は建設費の目安とすることができる。

表4.2-1から計画指標Iの高いのはC案、A案、NEA案であるがC案はB案と合わせてB+C案とすると、指標値Iは低くなるので、一応対象をA案及びNEA案としたが、実際には現地の地形及び地質を十分確認し、以下に述べる様な方法で最適ルート案を決める事とした。

#### 4.3 現地踏査による最適開発ルート案の選定

策定した各種ルート案をもとに実施した現地踏査は、工事に直接関連する地形、地質、地盤及び河川流量などの調査と共に、土地の利用状況、道路整備状況など、間接的に建設費に影響する面も対称にして行った。

その結果、先に策定した開発ルート案に対して現地踏査によって判明した諸問題点及びその解決のために新しく選定した最適開発ルート案（D案）について以下述べる。

計画地点周辺の土地は、地形が急峻であるにも拘らず、急崖部、露岩部及び地回り地帯を除いた殆ど大部分の土地は農地として利用されており、森林と云える区域は見られない。また道路整備状況については、イラムバザール周辺を除けば、殆どわずかに歩行可能な狭隘な山路であって、一般車輛の通行など及びもつかない状況である。

各種開発ルート案のなかで、指標値 I が高く有利と見做されていた C 案は、予定取水地点への道路事情が必ずしも良好ではないが、小規模な取水設備の工事には、地形及び地質上特に問題となるものはない。

しかし予定している水槽及び水圧管路地点は、地回り地帯にあることが判明し、工事をさけるべき場所と考える。

また発電所予定地点は車輛の通行可能な既設県道から相当離れているため、工事用道路建設にはかなりの農地を転用する必要があることも判った。更に本案は利用落差が比較的小さいので、エネルギー有効利用の点からも必ずしも得策ではなく、不適格とした。

B案の取水予定地点は、C案と同様に、工事用道路について多少問題ではあるが、対応可能である。しかし山腹に沿って計画した水路により補償すべき農地はそれ程多くないが、地回り箇所が随所に散見されるため、水路工事は極めて困難になることが予想される。また水路、水槽、水圧管路、発電所など設備の大部分がPuwa Khola川右岸側に設置されるので、工事に際しては橋梁の新設が必要で割高になる。以上の他にC案と同様利用落差が小さいのでエネルギー利用面でも不

利であり、B案も不適格とした。当然B案とC案の一括運営を想定したB+C案も不適格である。

A案、NEA案はいずれも予定取水地点はB案と同一場所であり、道路条件は必ずしも良好ではないが、地形、地質上から見て、小規模な取水設備の工事には殆ど問題はない。

NEA案の予定発電所地点は、利用落差を最大限に活用するため、水路を長くし、C案と同じ位置にしており、A案は水路の短縮を前提としたため、相当NEA案より上流となっている。しかし両案共予定の水槽、水圧管路の位置が、地回り地帯にあたることと、予定発電所地点までの新設工専用道路がかなり長くなることも判明した。

以上の結果から、図上で策定した各種開発ルート案のいずれも最適ルートとして選定することが出来ず、従って更に現地踏査を行った上、比較的問題の少ない次の案を最適ルート案（D案）として選定した。

即ち、最適ルート案の予定取水地点はA案、NEA案、B案と同じ場所とした。Puwa Khola川に取水地点を設ける場合には、どの地点を選んでも地形上から道路条件には大なり小なり問題があり、避けられない事である以上、むしろ利用落差を大にするため取水地点を可能な限り上流に選んだ。

予定する水槽、水圧管路、発電所地点の選定基準は、地質、地盤上から断層地帯及び地回りが予想される場所を避け、安定した場所であることと、既存の車輛通行可能な県道に近接していることとした。またこのため多少の水路長並びに水圧管路長の増加は許容することにした。

この様にして選定した最適開発ルート案（D案）では、水槽、水圧管路地点共、イラムバザールに連なる尾根沿いで、安定しており、また既存県道にも接近した場所となっている。更に予定発電所地点も既存の県道に近く、道路条件も良好である。当初計画した各種開発ルート案及び最適開発ルートについての長所・短所の比較は表4.3-1に示す通りである。

表4.3-1 各種開発ルート案の比較

項目	各種開発ルート案					最適開発ルート案
	A	NEA	B+C	B	C	
工事面	△	△	×	×	×	○
用地・道路面	△	△	×	×	△	△
エネルギー利用面	○	○	○	×	×	○
総合	△	△	△	×	×	○

注) ○:良好 △:やや良 ×:不良

また最適開発ルートにおける諸元は表4-3の如くなる。

表4.3-2 最適開発ルートの諸元

流域面積 (km <sup>2</sup> )	125
最大使用水量 (m <sup>3</sup> /s)	2.5
利用落差 (m)	304
最大出力 (kW)	6,200
水路長 (m)	4,317
発電計画指標 (I)	8.8

#### 4.4 最適開発ルート案における各サイトの検討

##### 4.4.1 取水地点

取水位、地形、地質上からPuwa Khola川とその支流Ghatte Khola川の合流点から、下流約350mの Damai吊り橋付近までの区間を取水地点を選定する対象とした。

この区間で基礎地盤の強固と思われる2地点を選定した。即ちGhatte Khola川との合流点から約40m下流の地点（上流案）と、Damai吊り橋の上流40mの地点（下流案）を取りあげ、比較検討することとした。

両案とも基礎の地質は、堅硬な結晶片岩で、ダム高5～6m程度の規模のダム基礎には何ら問題はない。

両サイトへの資材搬入、工事用道路の新設が、峻しい地形条件のもとで行わなければならない事もまた同一と考える。

上流案の地形は下流案に較べてやや急峻で、川巾もより狭いので、ダム体積が若干少なく経済的に有利であるが、反面工事のため河川水の転流切替に必要な切工事などの作業は増加し不利である。

上流案の河川水位は下流案に較べ、約3m高いので、エネルギー利用上多少有利であるが、導水路トンネルの長さがその分長く、工事費用が増加する。

上流案、下流案とも上述の様に殆ど大差はないが、上流案と下流案の間の左岸山腹に地這り地が見られるので、上流案はこれによる影響はないが、下流案では地這り地の崩落土砂が直接ダムに流入堆積し、取水機能へ悪影響を与える恐れがある。

以上の比較検討の結果、最適取水地点として、地這り地帯からの影響を直接受けなくて、エネルギー利用面からも有利なGhatte Khola川との合流点より約40m下流の上流案を選んだ。



#### 4.4.2 導水路トンネル

導水路は、取水地点から Mai Khola川右岸尾根上設ける水槽まで無圧トンネルで結ぶ計画で、ルート選定には地質、地山の被り、沈砂池、横坑の位置・配置、ルートの短縮化等を考慮した。

予定した導水路ルートは結晶片岩の山塊中を通り、一部沈砂池、横坑、水槽との取合部等土被りの浅くなる場所を除けば、地質的には安定であると推定できる土被りの厚い岩盤中にある。

作業横坑を取水地点及び水槽地点に設ける案も検討したが、坑口付近における他工事との輻輳、トンネル工事設備の重複をさけるため、また悪質地質に遭遇した場合の応急対策、工事の安全確保等を考慮して作業横坑をルートの途中に設けることにした。この位置は、地形、地質、トンネルの作業分担割合、硝処理、材料運搬等を考慮して、トンネル全長に対し上流側60%、下流側40%程度となるPuwa Khola川 Upreti Bridge上流に選んだ。

尚、水槽近傍は農地が多く、また余水量を安全に排出できる沢等がないので、横坑を余水吐として活用し、Puwa Khola川に余水を排出する計画としている。

#### 4.4.3 水槽

水槽の予定地は、標高 BL760m付近で、地沁りを生じない、また風化度が少なく基礎地盤が安定していると推定できる尾根筋であることを条件とし、更に工事用資機材の搬入が容易であることも配慮して選定した。

選定した場所は地形的には比較的傾斜が緩いが、基礎地盤が安定した尾根であり、水槽設置には十分安全な地点と推定した。

水槽地点の西側には稍平坦な農地が開け、この部分を調整池として活用することも合わせて確認した。

工事用資機材の搬入等は既存県道に近いので比較的容易に行えるものと判断している。

#### 4.4.4 水圧管路

水圧管路のルート選定は、水槽、発電所の位置とも関係するが、基礎地盤が安定し、地氾りの恐れのないと推定される尾根沿いであること、並びに工事用資機材の搬入及び切取残土処理等が容易となる既存の県道の近くであることを条件にして行った。

予定しているルートは1ヶ所県道を横断することになるが、一般交通を阻害しない対策が必要となる。しかし管路は非常に県道に近いので、施工作业は比較的容易と考えられる。

#### 4.4.5 発電所、変電所

発電所及び変電所の選定位置は予定された発電所地点の中で最も地氾り、土砂崩落の生じない、また洪水に対し安全な地点を選んだ。一方発電所及び変電所へは、水車、発電機、変圧器等の重量物の搬入が必要で、道路条件のよいことが大切であり、選定した地点は乾期には既存の道路及び河川を渡河しても運搬可能である。

予定している地点近傍の Mai Khola川は河川敷巾が100～150mの巾広い砂礫からなる河原で、水面巾は乾期20m程度である。

現在この部分の河川敷に堆積している砂礫を採取して、碎石の生産が行われており、骨材採集にも適した位置である。

河川敷の右岸は平地になっており、この部分には比較的大木が繁り、過去の出水時にも被害をうけていない場所と判断し、選定の一つの条件とした。

尚、この地点へは乾期には Mai Khola川を渡河すれば十分運搬可能であるが、雨期及び完成後の維持管理を考え、取付道路を右岸に計画すべきと判断している。

#### 4.5 最適規模の決定

規模決定の手法としては、便益（B）と費用（C）を比較してそのもっとも有利な点を最適規模とする。この手法で最大水量を4段に変化して、以下の如く検討した結果、最大使用水量  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースが最適規模である事が判明した。

##### (1) 発電力及び電力量

発電力P（kW）は次式による。

$$P = 9.8Q \cdot H_0 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2$$

茲に	Q	:	使用水量	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	
	$H_0$	:	有効落差	(m)	{ = 304m 最大水量時 = 314m 常時水量時 }
	$\eta_1$	:	水車効率		{ = 0.87 最大水量時 = 0.87 常時水量時 }
	$\eta_2$	:	発電機効率		{ = 0.95 最大水量時 = 0.93 常時水量時 }
	$\eta_1 \eta_2$	:	合成効率		{ = 0.83 最大水量時 = 0.81 常時水量時 }

年間可能電力量  $E_a$ （kWh）は次式による。

$$E_a = 9.8 \times (\Sigma Q \times 24) \times H_0 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2$$

茲に	$\Sigma Q$	:	年間使用可能水量	( $\text{m}^3/\text{sec} \cdot \text{day}$ )
	$H_0$	:	有効落差	(=304m)
	$\eta_1 \eta_2$	:	合成効率	(=0.83)

常時 電力量  $E_f$ （kWh）は次式による。

$$E_f = 365 \times 24 \times \text{常時出力}$$

二次 電力量  $E_r$ （kWh）は次式による。

$$E_r = E_a - E_f$$

##### (2) 便益（B）

ネパールにて一般に使用されている発電力価値、電力量価値を使用する。

$$B = B_1 + B_2 + B_3$$

- B : 発電所の便益
- B<sub>1</sub> : 発電力価値 (=83.05 \$/kW/年)
- B<sub>2</sub> : 常時電力量価値 (=0.075 \$/kWh)
- B<sub>3</sub> : 二次電力量価値 (=0.0207\$/kWh)

(3) 年費用 (C)

年経費は償却費、金利、運転管理費、その他からなる。

年経費 C = 工事費 × (1 + 建設中金利) (資本回収係数 + 運転管理その他の率)

$$\text{資本回収係数} = \frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} = 0.10086$$

ここに i : 割引率 (=10%)

n : 耐用年数 (=50年)

運転管理費その他の率 : 全工事費の 1.5%とする。

経費率 = 資本回収係数 + 運転管理その他の率 = 0.11586

運転中金利 = 0.4 × t × R

ここに t : 工事期間 (=3年)

R : 利子率 (10%)

(4) 最大使用水量 (最大出力) を変化させた場合の比較

表 4.5 - 1 に便益の計算表を、表 4.5 - 2 に費用及び B / C の比較を示す。

図 4 - 2 に B / C の比較図を示す。

以上の比較検討の結果、最大水量 2.5 m<sup>3</sup>/s の場合がもっとも適切であることが判った。

表4.5-1 便益の計算表

最大水量 (m <sup>3</sup> /s)	1.5	2.0	2.5	3.5	適用
最大出力 (kW)	3,700	5,000	6,200	8,700	
常時出力 (kW)	2,700	2,700	2,700	2,700	
可能発生電力量 (MWh)	29,912	37,218	43,771	55,059	
常時電力量 (MWh)	29,912	29,912	29,912	29,912	
二次電力量 (MWh)	0	7,306	13,859	25,147	
ピーク電力 (kW)	3,700	3,700	3,700	3,700	ピーク時間 4時間
kW価値 (\$)	307,285	307,285	307,285	307,285	単価 83.05\$/kW
常時電力量価値 (\$)	2,243,400	2,243,400	2,243,400	2,243,400	単価 0.075\$/kWh
二次電力量価値 (\$)	0	151,234	256,881	520,543	単価 0.0207\$/kWh
便益(B) (1,000\$)	2,551	2,702	2,838	3,071	

表4.5-2 費用及びB/Cの比較

単位 1,000\$

最大水量 (m <sup>3</sup> /s)	1.5	2.0	2.5	3.5	摘 要
最大出力 (kW)	3,700	5,000	6,200	8,700	
1 道路、橋梁	390	390	390	390	
2 土地保証	156	156	156	156	
3 土木工事費	6,234	6,447	6,635	6,980	
取水設備	333	333	333	333	
沈砂池	405	431	454	493	
トンネル	3,624	3,624	3,624	3,624	
水 槽	529	560	587	634	
水圧管路	1,052	1,163	1,261	1,452	
発電所	254	293	328	388	
放水路	38	43	48	57	
4 電機設備	3,200	3,470	3,540	4,200	
5 送電線路	94	94	94	94	
6 小 計	10,074	10,557	10,815	11,820	
7 仮設費	1,007	1,056	1,082	1,182	⑥の10%
8 予備費	1,319	1,378	1,413	1,531	①②④⑤の10% ③の15%
9 計	12,400	12,991	13,310	14,533	
10 技術管理費	1,331	1,331	1,331	1,331	
11 総 計	13,731	14,322	14,641	15,864	加外工事費
費用(C)	1,782	1,858	1,900	2,059	工事資金× 0.11586
便 益 (B)	2,551	2,702	2,838	3,071	
B/C	1,432	1,454	1,494	1,492	







## 第 5 章



## 第5章 施設計画

### 5.1 計画策定の基本条件

計画地点の現況及び適当規模の検討結果により、特に土木構造物の検討及び設計に対する基本条件を次の様に定める。

- (1) 発電方式は検討の結果流れ込式とする。
- (2) 取水堰は自然越流式とし、取水方式はチロリアン式とする。
- (3) 水槽には調整容量をもたせる。
- (4) 最大使用水量は  $2.5\text{ m}^3/\text{s}$ とする。
- (5) Puwa Khola川の取水地点における計画洪水量は  $1,450\text{ m}^3/\text{s}$ とする。

また Mai Khola川の発電所地点における計画洪水量は  $3,750\text{ m}^3/\text{s}$ とする。

#### 5.1.1 発電方式の検討

取水を予定しているPuwa Khola川は兩岸共吃立した急峻な溪谷を流下する急流河川である。予定取水地点は地質上から考えて、調整容量をもった高さ20～30m程のコンクリートダムの築造には何ら問題はない。また必要な日調整容量も高々 $20,000\text{ m}^3$ にすぎず、ダムサイトの河相、地形条件が通常の状態であるので、ダムの保守に特に問題がなければ、経済性が許される範囲内で調整の能力のある発電方式を検討することは当然である。

しかし、本地点では、ダムの保守を全うするための諸設備を必要とする以外にも、ダム堤体の量が大きくなるので、建設時により大型の工事中機械、仮設備を必要とし、更にそのための搬入道路をも完備することになり工事費の増加が著しくなる。

一方Puwa Khola川流域は相当上流に至るまで農地が拓けているだけでなく、随所に急崖部、地切り崩壊地がみられる。また河床には巨石、大礫の堆積が見られるが、これは出水時に兩岸山腹からの土砂の流入もさることながら、地切り崩壊地から大量に流下した土石流によるものと推定される。

巨石を含んだ土石流による流出土砂量の実測や研究は日本においても検討さ

れており、それ等のデータがただちにこの地点に適用できるものではないが、日本における最も土石流の多い川の実績を用い、年間流出土砂量を年間流域面積当たり  $2,000 \text{ m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{year}$  とすると本地点では、 $250,000 \text{ m}^3 / \text{year}$  の流入が見込める。またネパールにおける堆砂の報告としてはカルナリ川及びサプタコシ川の堆砂量が実測されているが、それによれば、前者は  $1.7 \text{ mm} / \text{m}^2 \cdot \text{year}$ 、後者は  $1.9 \text{ mm} / \text{m}^2 \cdot \text{year}$  である。今仮りに中間値  $1.8 \text{ mm} / \text{m}^2 \cdot \text{year}$  を本地に適用すれば年間堆砂量は  $225,000 \text{ m}^3$  となり、日本における最大の堆砂値に略等しい。

前述の巨石を含んだ土石流による堆積量をも考え合わせると、中規模の調整池、貯水池は数年の中に埋没し、その機能を失うことは明らかである。

しかし、本地点の様に必要とする調整容量は高々  $20,000 \text{ m}^3$  (ピーク時約4時間分) と少ないため、容量確保のため毎年発電所の保守管理作業として、堆砂をこの分だけ除去することも考えられるが、除去のために必要な対策即ち土捨場、道路及び除去機械等を具備しなければならない。

この様な理由から本計画にて取水地点に調整池ダムを築造することは、建設に伴う経済性低下、堆砂による調整機能の減少、堆積土砂の除去管理等、いずれの面からも实际的でない判断される。

しかし、本計画は、渇水期に調整能力をもつ、ローカルな電源であることが切望されているので、この計画の最大使用水量が  $2.5 \text{ m}^3 / \text{s}$  と少ないことに着目し、導水路トンネルの施工断面と通水量から決まる空容量約  $3,500 \text{ m}^3$  と、水槽付近の地形を利用して、別に容量約  $2,000 \text{ m}^3$  の調整池を設置し、合わせて  $5,500 \text{ m}^3$  の調整容量を確保し、渇水期に短時間のピーク発電可能な計画とした。即ち本発電計画には、調整発電可能な無圧自然流下式の流れ込み発電方式を採用する。

導水路トンネル内利用水量は図ILAM-F/S001に示す様に、トンネル内断面は、巾  $2 \text{ m}$  × 高さ  $2 \text{ m}$  (上半分は円形) の幌形とし、トンネル出口上端に  $0.1 \text{ m}$  の隙間を考え、渇水量  $1.1 \text{ m}^3 / \text{s}$  が勾配  $1/1,660$ 、粗度係数  $n = 0.013$  での等流水深で形成される、斜線の範囲とした。また調整池は、表面積は  $1,063 \text{ m}^2$  で利用

水深1.9mの水量 2,000 $\text{m}^3$ を計画している。

一方、使用最大使用水量を1.5、2.0、2.5及び3.5 $\text{m}^3/\text{s}$ とした場合、各ピーク運転時間1、2、3、4時間に対応する調整容量を算出すると表5.1-1の如くなる。

表5.1-1 最大使用水量及びピーク時間を変えた場合の調整容量

単位 ( $\text{m}^3$ )

最大使用水量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	ピーク運転時間 (hr)			
	1	2	3	4
1.5	1,440	2,880	4,320	5,760
2.0	3,240	6,480	9,720	12,960
2.5	4,680	9,360	14,040	18,720
3.5	8,640	17,280	25,920	35,560

表から明らか様に必要調整容量と確保可能な容量 5,500 $\text{m}^3$ を比較すると、最大使用水量 3.5 $\text{m}^3/\text{s}$ の場合では、確保容量 5,500 $\text{m}^3$ では1時間も運転を継続することはできなく、ピーク運転の計画は困難である。最大使用水量1.5 $\text{m}^3/\text{s}$ の場合には3～4時間のピーク運転を行えるが、発電所の規模は小さくなる。最大使用水量 2.0 $\text{m}^3/\text{s}$ 及び 2.5 $\text{m}^3/\text{s}$ の場合にはピーク運転時間として夫々約1.5時間及び約 1.1時間が見込める。

## 5.1.2 取水方式の検討

### (1) ラバーダムの検討

本計画は最大使用水量約 2.5 $\text{m}^3/\text{s}$ 、最大出力約 6,200 $\text{kW}$ の小水力発電計画ではあるが、ローカル電源としての供給力としては、かなり大きな出力であり、ローカルの電力需給上は大きな役割を果たす重要な発電所となる。

5.1.1項でも述べた様に、取水地点に調整用ダムを設けることは、地形、河川状況等から困難なため流れ込み式の発電所として計画されているが、調整容量確保の一手段としてラバーダムも検討された。即ち、洪水時にはラバ

ーダムの袋体を倒伏させ、軽石、玉石をもった河川水はこの上を流下し、これ等の砂礫など堆積を防ぎ、洪水終了後は袋体を起立させて、袋体の高さ分を貯留し、これを調整容量として利用しようとするものである。

以下このラバーダムについての検討結果を示す。

- ① ラバーダム用資材の現地搬入は、ラバーダム本体の容積、重量とも大きく、トレーラを必要とするので、現地への搬入は、道路の幅員、勾配、曲率半径の面から不可能である。
- ② ダムの袋体部分を倒伏又は起立させる操作用付属設備、電源が必要となり、全体の設備費が割高になる。
- ③ 軽石、玉石をもった土石流が流下する急流河川での使用実績が未だ少ない。特に本地点のように1/40前後の勾配をもった急流河川では、本格的に設置している事例は少ない。
- ④ 発電用の調整ダムとして、ラバーダムを利用している実績は日本でもみられない。発電用に使用しているラバーダムは通常取水水位は一定である。

本計画の様に最大使用水量が  $2.5\text{m}^3/\text{s}$ 前後で小さい場合には、所要の調整容量も小さくて済むので、ラバーダムを使用するという方法は極めて優れた発想である。しかし現段階では上述の様に、物理的、工費、実績などの点から問題が多く、今後の課題として採用を見合わせることにした。

## (2) チロリアン形式の採用

取水地点は地形が急峻で、道路条件の悪い山間溪谷にあり、洪水時には転石、玉石等の流下が多い急流河川である。

取水形式としては、取水堰による堰きあげ、横取り取水が一般に考えられるが、取水地点は道路事情の悪い山間溪谷地であるので、十分な維持管理が期待できないこと、取水時に於けるゲート操作が、實際上困難な場合が多いこと、土砂吐ゲート等の損傷の危険性が大であることなどの問題点がある。

一方、地形、道路事情、河川状況、並びに取水量などで類似のTatopani水

力発電所（1,000kW、1991年完成、現在1,000kW増設中）で採用し、現在まで良好な取水機能を発揮しているバースクリーン底部取水方式（チロリアン形式）は、維持管理が困難な地点の場合、洪水時に土砂、転石、玉石の流下が多く、ゲート等の損傷の危険がある場合などに採用されている。

以上のことから本計画の取水方式もTatopani水力発電所で採用され、良好な実績をもっているチロリアン形式を採用する。

## 5.2 計画基本事項の検討

### 5.2.1 有効落差の算定

#### (1) 計算条件

最大使用水量 $2.5\text{ m}^3/\text{s}$ 及び常時水量 $1.1\text{ m}^3/\text{s}$ について有効落差を算出する。

各々の水量を流した場合の水槽水位は次の如くなる。

但し、トンネル断面：巾 $2\text{ m}$  高さ $2\text{ m}$ （上部半円形）

トンネル勾配： $1/1,660$

粗度係数： $0.013$

トンネル出口敷高： $\text{EL}755.0\text{ m}$

流量 $\text{m}^3/\text{s}$	等流水深 (m)	水槽水位 $\text{EL}(\text{m})$
2.5	1.038	756.90
1.1	0.58	755.58

発電所地点の計画洪水位  $\text{HWL}=436.7\text{ m}$ にても発電所が安全な様に配慮して、水車中心 $\text{EL}=438.7\text{ m}$ とする。

#### (2) 損失水頭の種類

損失水頭は次のそれぞれの損失を所定の計算式を適用して計算し、これ等を合計したものとする。

a. 水槽における水面低下（スクリーンによる損失）

b. 水圧管路内の損失

流入による損失水頭

摩擦による損失水頭

曲がりによる損失水頭

漸縮による損失水頭

分岐による損失水頭



入口弁による損失水頭

その他の損失水頭

(3) 有効落差

計算の結果、最大使用水量  $2.5\text{m}^3/\text{s}$  及び常時水量  $1.1\text{m}^3/\text{s}$  の場合の損失水頭は各々  $14.20\text{m}$  及び  $2.88\text{m}$  となり有効落差は各々  $304.0\text{m}$  及び  $314.0\text{m}$  となる。

尚、有効落差算定のための損失水頭の計算は資料-Ⅲに示した。

5.2.2 水撃圧及び水圧管強度の計算

(1) 水撃圧の計算条件

水圧管の始端の標高は  $\text{EL}751.30\text{m}$  で末端の標高は  $\text{EL}437.10\text{m}$  である（水車中心標高は  $\text{EL}438.700$ ）。最大使用水量時では水槽水位は  $\text{EL}756.90\text{m}$  であるので、水圧管の始端及び末端で静水圧  $5.60\text{m}$  及び  $319.80\text{m}$  を受けている。水圧管の内径は  $1.10\text{m}$  から  $0.60\text{m}$ （分岐後）まで変化し、その全長は  $990\text{m}$  である。

また水車の閉塞時間（ニードル開閉時間）は  $30\text{sec}$  とする。

(2) 水撃圧の計算

水撃波の往復時間は約  $2\text{sec}$  であり、閉塞時間  $30\text{sec}$  とすると、緩閉塞の条件を満たすので、緩閉塞する場合の計算式によって水撃圧の値を算定する。

計算結果、管路末端における水撃圧は静水圧  $319.80\text{m}$  の  $5\%$ 、水頭にして  $16\text{m}$  となったが、設計圧力としては静水圧の  $6.2\%$  の  $20\text{m}$  として  $339.80\text{m}$  とする。

水圧管各場所の水撃圧は始端では  $0$ 、末端では最高値であり、その中間は管路始端からの距離に比例して按分する。

(3) 水圧管の強度計算

水圧管は静水圧に水撃圧を加えたものを設計水圧とし、次の計算式を適用して必要な管厚を決める。

設計圧力 水圧管始端 0.56kg/cm<sup>2</sup>  
 水圧管末端 33.98kg/cm<sup>2</sup>

$$P = 2 (t - \varepsilon) \cdot \sigma_a \cdot \frac{\eta}{D}$$

ここに P : 設計圧力 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 t : 使用板厚 (cm)  
 ε : 余裕厚 (=0.2cm)  
 σ<sub>a</sub> : 管板の許容応力 (引張応力 41kg/mm<sup>2</sup> 以上の鋼板とし  
 σ<sub>a</sub> = 1,300kg/cm<sup>2</sup>)  
 D : 管内径 (cm)  
 η : 継手効率 (0.85)

尚、最小板厚 t<sub>min</sub>は次式による。

$$t_{min} = \frac{D + 80}{40} \geq 0.6cm$$

ここに t<sub>min</sub> : 最小板厚 (cm)  
 D : 管内径 (cm)

以上の式を用いて計算した結果、水圧管の寸法を次の如く算出した。

始端よりの距離m	内径 mm	板厚 mm
200.0	1,100	6
242.0	"	7
285.0	"	8
360.0	1,050	9
420.0	"	10
585.0	"	11
642.0	0.950	11
737.0	"	12
849.0	0.850	12
895.0	"	13
933.0	"	14
967.0	"	15
982.0	"	16
990.0	0.600	12

### 5.3 計画諸元

最適ルート選定により決定した取水地点及び発電地点、またこのルートとした場合の最適規模選定の結果、次の様に計画諸元を定めた。

即ち、取水地点はPuwa Khola川で取水位は EL759.0とする。これより取水した水は約3.3 kmの導水路トンネル、約1 kmの水圧管路を経て、発電所に至り、放水路からMai Khola川に放流される放水水位は EL436.7である。

この発電計画に基づく諸元は次の通りである。

- |           |  |
|-----------|--|
| (1) 流域面積  | 125.1km <sup>2</sup>                             |
| (2) 発電方式  | 流れ込式   |
| (3) 取水堰ダム |  |
| 型    式    | 自然越流式コンクリートダム                                    |
| 取水方式      | チロリアン方式 (集水路、断面幅1.0m、高さ0.75~2.0m、長さ16.5m)        |
| 高    さ    | 4.0 m  |
| 堤 項 長     | 33.0m  |
| 標    高    | 越 流 部                      EL 759.00             |
| (4) 水 路   |  |
| 沈 砂 池     | : 標準内断面 幅5.0m、高さ3.5m、扇形、長さ56.0m                  |
| 導水路トンネル   | : 標準内断面幌形 (上部半円半径1.0m、下部幅2.0、高さ1m)、長さ 3,200m     |
| 水    槽    | : 幅5.0m、高さ 2.0~7.5m、長さ32.5m                      |
| 余 水 路     | : 内断面 導水路トンネルと同じ                                 |
| 調 整 池     | : 有効容量                      2,000 m <sup>3</sup> |
|           | 水    深                      2.4 m                |
|           | 表面積                        925 m <sup>2</sup>    |
| 水圧管路      | : 鋼製 径 1.10 ~0.60m      長さ 990m                  |

放水路 : 内断面 幅 2.0m 高さ 2.0m 長さ 30m

(5) 発電所及び機器

発電所 : 単床式 床面積 395㎡、鉄筋コンクリート造

水車 : 横軸ペルトン水車 2台

出力 2 × 3,300kW

有効落差 304m

最大使用水量 2 × 1.25m<sup>3</sup>/s

発電機 : 横軸三相同期発電機 2台

容量 2 × 3,700kVA

電圧 11kV

電流 194A

力率 0.85

周波数 50Hz

変圧器 : 屋外三相油入風冷式 2台

容量 2 × 3,700kVA

電圧 11/33kV ± 5%

送電線 : 架空線式 33kV × 1回線

イラム変電所まで延長4.7km

## 5.4 土木構造物の計画

### 5.4.1 取水ダム

取水ダムはPuwa Khola川と本流 Mai Khola川の合流点から約10km上流の、Ghatte Khola川がPuwa Khola川に合流する地点から約40m下流で、河床標高755m付近の川巾10m前後の狭い地点に設けることにした。

この地点の左岸は河床より標高約 800mまで、結晶片岩の露頭が続いている。河床より25m前後の高さまでは少々亀裂が見られるが、堅硬な露頭で、且つ約70度の急傾斜である。それから上方の傾斜は約40° でやや下部より緩やかになっている。

右岸は河床から10m前後の高さまでは、約10° 緩傾斜ではあるが、左岸同様堅硬な結晶片岩の露頭であり、それから上方の傾斜は約25° で、左岸とは逆に急になっている。

河床巾は約20mであるが、乾期は常時約10mの河流巾であり、径5 cm以上の礫及び3～4 mにも及ぶ転石が近傍に多く見られる。

河床部の堆積層厚はそれ程厚くなく、且つ殆どの部分は岩盤が露出している。

取水地点付近の河川勾配は約1/40で、極めて急勾配の溪流となっている。

取水地点下流の標高約 800mの左岸山腹に巾約20mの円弧状の地辻が見られるが、取水ダムの安全性に影響を与えるものではない。また右岸側は安定した地山であり、ダムの安全性には全く問題はないと判断される。

河床部で岩盤の特に深い場所はコンクリートで置き換えた人造岩とし、越流頂までの高さ4 m、堤長33mの重力式コンクリートダムを築造する。

越流長は33mで、計画洪水量 1,450 m<sup>3</sup>/sを流下できる自然越流型とする。

取水地点上流は河川勾配が急である上、支流Ghatte Khola川からの流入もあって、大量の土砂礫の流入が予想されるので、堤体越流部表面の保護のために、鉄筋コンクリート・ライニングによる補強を行う。

ダム基盤は良好な結晶片岩であり、ダム高が低く、水圧が小さいので基礎岩盤へのグラウトは行わず、入念なコンクリート打設施工のみで止水効果が期待

できると考えている。

ダム下流の河床は十分整理を行い、流量をスムーズに流下させると共に、河川水位の低下と、円滑な土砂礫の排出を図るものとする。

計画洪水量  $1,450\text{ m}^3/\text{s}$  を越流巾  $33\text{ m}$  で流下させる際、その越流水深は  $5.7\text{ m}$  となるので、洪水時越流水位は標高  $764.7\text{ m}$  となる。

図 ILAM-F/S002 に取水ダムの構造を示すが、この設計値で行ったダムの安定計算は、転倒、滑動、地盤支持力のいずれも安全条件を満たしている。

計画地域の Puwa Khola 川は急流河川で、瀑布といってもよい個所が数カ所散見され、特に現在吊り橋が架橋されている 3ヶ所（Damai 橋、Chinte 橋、Upreti 橋）では、渇水期には小型魚類の遡上は物理上困難とみられる。従ってこれ等の小型魚類は主として出水期に、これ等の瀑布を何等かの方法で遡上或いは回遊しているものと考えられる。

本計画の使用水量は  $2.5\text{ m}^3/\text{s}$  と比較的少ないので、ダム築造後の出水期は河川流量の殆どがダムより溢水することになり、従来の河川状況と大差ないと判断できる。従って小型魚類の遡上も行われるものと思われ、現存する魚類へ大きく影響するものと考えられない。

しかしながら、河川に依存している魚類、底棲動植物には或る程度の影響は避けられないが、その度合いを究明するのは困難である。

以上のことを踏まえ、本地点の流域面積も小さく、また下流に本流 Mai Khola 川があるので、ダムには魚道を設けないことにし、魚類等への影響を見守ってゆくことにした。

#### 5.4.2 取水口

大量の土砂礫の流入が予想される急流河川からの取水を確実にするため、種々のタイプの取水方式が提案されているが、本計画は高落差地点でもあり、多少の落差が犠牲になっても、地勢条件のもっと厳しい Tatopomi 発電所で採用され、現在も十分な効果を得ているチロリアン型式を採用することにした。

ダム越流頂部に長さ  $16.5\text{ m}$ 、巾  $1.0\text{ m}$  の流入口を設け、これによって最大  $2.5$

m<sup>3</sup>/sの水を取水し、勾配約 1/13.5 の通水路を通して、下流の沈砂池に導水する。通水路末端には制水ゲート (2m×0.7m) を設ける。ゲートを通った取水は取水室 (3m×3m×8.15m)に入る。取水室の頂部はバルブ操作床でその一部に開口部 (1.0m×1.5m) があり、その穴より取水施設内部に入り、ゲート/取水路等の機能の点検、保守を行うものとする。取水室には制水ゲート対面に砂利を分離、排除するため、床上75cmの蹴上げがあり、その上に沈砂池に続く、取水トンネルの開口部 (高さ2m×幅2.0m) とその隣りに床上蹴上げの高さの排砂利用の開口部 (高さ0.75m ×幅1.0m) が設けられている。入口部には維持清掃作業用及び排砂利用に使用するゲート (高さ1.0m×幅2.0m) 及び排砂用ゲート (高さ0.75m ×幅1.0m) が夫々設けられている。取水トンネル (高さ3.5m×幅2.0m) にはいった水は勾配1/1,000、長さ51.0m の取水トンネルを経て沈砂池に流入する。

又、排砂トンネル(高さ3.5m×幅1.0m)に入った砂混じりの水は横越流余水吐区間 (高さ3.5m×幅2.0m×長さ17m)を通して余水と共にプワ・コーラ川に排出する。

取水時には水位上昇に伴う余分な水量の流入を防ぐため制水ゲートにて調整する。しかし極端な出水時には土砂礫の流入がさけられないため、制水ゲートの開度ををを加減して水路に土砂礫を堆積させない処理が必要である。又、不時の洪水に備えて沈砂池の手前の取水トンネルに最大設計流量の場合の余剰水量を排除するために、等流水深を考慮して、適当な高さ×長さ 17.0mの横越流余水吐を設け、その余水トンネルは沈砂池の排砂トンネルに連結して余水をプワ・コーラ川に排出する (図ILAM-F/S002 参照のこと)。

尚、本取水方式と比較参考のため、側方取水方式 (図ILAM-F/S007)を代案として添付するので参照のこと。

#### 5.4.3 沈砂池

水路に流入した浮遊土砂は水路に沈殿して流積を狭め、一部水圧管、水車に流入してこれ等を損耗させる。水路に土砂の流入を防ぐために、取水施設にな

るべく近い位置に沈砂池を設けるのが通常である。

本地点の取水口位置付近は急峻な地形が続いている上、左岸下流の山腹が地  
辻地であるため、沈砂池を取水口位置に近い地山の中に設けることにした。

取水ダムは貯水容量を持たないので、そこでの土砂沈降効果が期待できない。  
このため、全長を 56.0mとし、要求沈降土砂の粒径を 0.2mmとして、沈砂池の  
平均流速を  $0.3\text{ m}^3/\text{s}$ とし、流路断面を有効巾5.0m、末端深さ3.4m、有効長さ 4  
0mとした。

沈砂池に取水が流入する際、安定した流れが得られる様、更に沈砂池への緩  
和区間8.0mを設置することとした。

また同様に導水路との接続部を短区間で急変させると、接近流速が大きくな  
り、沈殿しようとする微粒子を下流に引き込むため、沈砂池と導水路トンネル  
の間には十分な流速変化区間8.0mをとり、流水断面積を漸減させることにした。

沈砂池下流端には沈殿した土砂を排出させるため1.0m×1.0mの排砂ゲートを  
設ける（図ILAM-F/S003 沈砂池参照のこと）。

尚、本沈砂池（単槽式）と比較参考の為、沈砂池（複槽式、図ILAM-F/S008）  
を代案として添付するので参照のこと。

#### 5.4.4 導水路トンネル

導水路はPuwa Khola川左岸から、本流 Mai Khola川右岸に至る、イラムN.P.  
西南の山中を通る無圧水路トンネルで、沈砂池末端から長さ約3,200m、水路勾  
配 1/1,660の水路である。

水路経過地の地質は、結晶片岩を主体とした地層である。経過地の途中には  
一部粘土化した風化地帯、あるいは土覆りの浅い地帯（横坑付近）や、水槽付  
近では若干亀裂や風化が予測される地域があるが、全体として導水路トンネル  
のルートは安定した地形に沿って計画している。

導水路ルートの選定は1/50,000を1/25,000に引伸した地形図及び航空写真に  
より作成した1/5,000地形図を基に、現地踏査して決定した。

導水路トンネルは最大使用水量  $2.5\text{ m}^3/\text{s}$ と通過水量が少ないため、掘削、コ



ンクリート断面とも施工可能な最小断面となり、計画断面は高さ2.0m、巾2.0m 幌形断面、コンクリート設計巻厚は20cmの上部半円形、下部矩形断面とした。また岩盤の程度によっては、無巻立、或いは吹付コンクリートなどの採用が考えられるが、トンネル内の粗度の向上(0.013)から、側壁部及びインバートはコンクリート巻立とすることにする。

また沈砂池、横坑、水槽などとの接続部は入念な施工を行うこととし、全面コンクリート巻立としている。

尚、トンネルの長さが比較的長いので、工事期間の短縮、湧水、悪地質対策及び完成後の監視面等から横坑を設けることにした。(図ILAM-F/S001 一般平面図参照のこと)

#### 5.4.5 水槽、余水路及び調整池

水槽は発電所の負荷変動に伴う水圧管内流量と導水路内流量との差を調整すると共に、流水中の土砂を最終的にここで沈殿除去し、水圧管路及び水車に損耗を与えないようにするものである。

水槽は現地の地形、地質を生かし、安定した場所を選び設置する。水圧管路呑口直前の取水庭にはスクリーン(トラッシ・ラック)を、また排砂には排砂バルブを設ける。

余水路は、負荷調整による余水を安全に河川に放流するためのものであり、電力網に連係せず、単独に負荷調整する場合には頻繁に余水吐から越水する。しかし、今回の様に電力網につながり、一般には取水量に応じて水位調整運転とする場合には、余水吐からの越水は比較的少ない。

通常の余水路は、水槽に付属して設けられているが、本計画地点には、その余水を安全に流下させうる小河川が近傍にないため、導水路トンネル工事用として利用した横坑を余水路として利用し、Puwa Kholia川に流下させることとした(図ILAM-F/S009 参照の事)。

更に渇水期においてピーク発電可能とするため、最大限の容量をもった調整池を水槽の側方に地形に合わせて設けることとした。調整容量は約 2,000m<sup>3</sup>で

やや小さいが、水深は2.4mで、水圧値としてはそれ程大きくない。

しかし調整池の性質上、漏水およびこれに伴う諸影響を排除するため、築造する壁面、敷コンクリートは入念な施工管理を行う必要がある。

尚、水槽及び調整池には排水溝、管理用ゲート等必要になれば農業用取水施設等の諸設備を設ける（図ILAM-F/S009 余水路（横坑）参照のこと）。

#### 5.4.6 水圧管路

地表踏査、弾性波探査、ボーリング調査の結果、基盤は結晶片岩であることが確認されている。

管路ルートは水槽から尾根沿いに南東方向にのびる約5度から20度の斜面を850m下がり、ここから南方向に方向変換し、約40度の斜面を150m下がり、発電所直上流で分岐管により2条に分岐し、各々入口弁を経て水車に至る。

管路の地表から基盤岩までの深さは緩斜面部では2～3m、急斜面部では1m未満と推定している。

管路に用いる材料は、鋼管とし、運搬可能な長さで現地に搬入し、現地にて溶接接合する。

水圧管路の湾曲部及び直線部の必要な個所に固定台を設け、固定台間には伸縮継手を設ける。また固定台間には適正な個所に支台をおいて水圧管路を支持させる。水圧管路口径は下記の通りである。

上流呑口から	下流280m地点までは	口径 1,100mm
280m地点から	下流585m地点までは	口径 1,050mm
585m地点から	下流737m地点までは	口径 950mm
737m地点から	分岐点982mまでは	口径 850mm
分岐管以降		口径 600mm

また一部道路と交差する部分は交通に支障を与えない十分配慮した設計とする。

（図ILAM-F/S005-1/4～-4/4 水圧管路参照のこと）

#### 5.4.7 発電機器の基礎

##### (1) 基礎の型式

発電機器の基礎は建屋（床を含む）から独立した鉄筋コンクリート製の直接基礎とする。

基礎は機器の荷重に充分耐え得る地耐力をもつ堅固な地盤の上に構築しなければならない。

(2) 設計条件

1) 機器重量 (2 組分)

基礎鉄筋コンクリート (2 基)	@ 134.2t	268.4t
水車 (3,300kW × 2 台)	@ 3.7t	7.4t
発電機 (3,700kVA × 2 台)	@ 21.5t	43.0t
入口弁 (径600 × 2 個)	@ 10.0t	20.0t
変圧器 (屋外型 × 2 基)	@ 19.0t	38.0t

2) 地盤状態

図-3-6-9は対象地区の地盤状態を示すものである。本プロジェクトで実施した第3号ボーリングテストによると地表より4.3m深さまでは崩積堆積物で、内容は小さな岩のかげら混じりの土砂である。N値は地表下1m深さでN=20、3.5mの深さで、N=5となっている。この層の下層は堆積段丘で細粒から中粒の砂土からなっている。

この層のN値は地表下5.0mでN=10を記録し、それからは深くなるにつれてN値は14、15、16と上昇しており、地表からの深さ約7.0mでN $\geq$ 20のゾーンに入る事が判明した。

上記に示した機器荷重に対しては、地耐力が10t/m<sup>2</sup>以上で且つ何等不同沈下を起こさない支持層でなければならない。従って、このままの地盤状態では不具合であるので、現地盤の地表下5.0m迄を良好な材料（小砂利と砂の混合物）で入換え、埋戻しは薄い層状にして積み上げ、各層は水締め輾圧をバイブレーション・コンパクターで行い、該支持層がN値N $\geq$ 10位になるまでに改良する。

次表5.4-1は各機器毎にその基礎方式を示したものである。

表5.4-1 水力発電機の基礎型式

主要機器	重量	設置場所	数量	基礎寸法 / 重量	基礎型式	地盤改良
1 水車 ランナー ケーシング 入口弁 発電機 固定子 回転子	3.7t × 2 = 7.4t  10t × 2 = 20.0t 21.5t × 2 = 43.0t  計 35.2t × 2 = 70.4t	室内	2台	(2.6×2.6 × 3.3 + 1.5 × 3.3 - 1.2 × 1.5 × 1) × 2.4 = 134.2t  計 134.2t × 2 = 268.4t	直接基礎型式 接地圧： $\frac{134.2 + 35.2}{18.76} = 9.03\text{t/m}^2$	地表下 5.0m 迄良質 (砂土) と入れ換え改良目標値 (N) N ≥ 10
2 変圧器	19.0t × 2 = 38.0t	室外	2基	12m × 5.5m = 66 m <sup>2</sup>  0.5 × 66 × 2.4 = 79.2t	直接基礎型式 接地圧： $\frac{79.2 + 38}{60} = 1.8\text{t/m}^2$	
3 天井走行クレーン (16本)	@ 8.5t × 4SHEEL = 34.0t	室内	1台	柱垂直荷重：44t 基礎フーチング：2.2 <sup>2</sup> = 4.84m <sup>2</sup>	直接基礎型式 接地圧： $\frac{44}{4.84} = 9.09\text{t/m}^2$	
4 付属電機機械	100kg ~ 300kg	室内	1式		建屋床	

#### 5.4.8 発電所

発電所の位置は Mai Kholaj川にかかる Rajbuwali truss Bridge の下流約700m の右岸とする。

発電所には発電機室及び配電盤室を設け、発電機室には据付及び保守用に天井走行のクレーンを設ける。

発電所床面は洪水位に対し、十分安全な高さとし、所内の洩水等は自然流下により排出させる。

建屋は水車及び発電機基礎とは絶縁している。建屋の自重及び活荷重である天井走行クレーンの荷重はすべての柱に分布されて、柱基礎のフーチングにより下層地盤に伝達される。

計算によれば、柱垂直荷重はクレーン活荷重の最大となる位置の場合は44t となる。従って基礎フーチングの寸法は2.2m×2.2mとすると、平均接地圧は9.09t/m<sup>2</sup>となり、N値≥10の地盤上に柱のフーチングを設ける必要がある。

##### (1) 建屋の規模

###### 1) 主要機器：

水車及び関連機器                    2組

水車

入口弁

調速器

油圧装置

給排水装置

発電機及び関連機器                2組

発電機

磁励装置

補助機器

水車／発電機設置面積            @2.00m<sup>2</sup>×2

天井走行クレーン（発電機室内設置）

ホイスト・フック下部空間高さ	4.5m
最大揚重量	16t
サドル車輪数	2 × 2 = 4 輪
最大輪荷重	8.5t

#### 運転操作盤

操作盤	2 台 × 1.0m × 2m = 4 m <sup>2</sup>
制御盤	5 台 × 1.5m × 0.8m = 6 m <sup>2</sup>
高圧盤	5 m × 3.5m = 17.5 m <sup>2</sup>
超高圧盤	4.5m × 2.0m = 9 m <sup>2</sup>

#### 2) 運転／維持管理要員

管理者（技術者と兼任する場合）	1 名
土木技術者	1 名
電機技術者	1 名
電機技能者	3 名（3 交代）
初級技能者	3 名（3 交代）

#### 3) 所要面積

発電所は平屋建てとする。各機器の配置所要面積は夫々次の通りである。

- ① 水車／発電機（2 組）室  
9.5m × 20.0m = 190.0 m<sup>2</sup>（柱芯間隔）
- ② 荷卸し場（工場兼用）  
9.5m × 5.0m = 47.5 m<sup>2</sup>
- ③ 操作室  
6.3m × 20.0m = 126.0 m<sup>2</sup>
- ④ 蓄電池室  
6.3m × 5.0m = 31.5 m<sup>2</sup>
- ⑤ 変圧器置場（屋外）  
5.5m × 12.0m = 66.0 m<sup>2</sup>

## (2) 構造及び仕様の概要

発電所の建屋は平屋建ての主建築物（軒高7.6m）とその下屋である（軒高4.0m）の付属建築物よりなり、総建築面積は 395.0㎡である。

建屋の構造及び仕様の概要は表5.4 - 2の通りである。



表5.4-2 建屋の構造と仕様

建屋/室区分	構造	屋根	外壁/扉/窓	床	内壁/仕切壁	天井
主 建 築 物	発電機室	—RCC	—コンクリートブロック壁モルタル仕上げ	—無筋コンクリート(1:3:6)	—モルタル仕上げ —ペイント塗	無
	荷卸し場	—RCC —緩勾配屋根 —防水	—鋼製扉/窓サッシ —ペイント塗	—モルタル仕上げ —シーラーコート		
下 屋	操作室	—RCC	—コンクリートブロック壁モルタル仕上げ	—無筋コンクリート(1:3:6)	—煉瓦間仕切り壁 —モルタル仕上げ —ペイント塗	無
	蓄電池室	—RCC —緩勾配屋根 —防水	—鋼製扉/窓サッシ —ペイント塗	—モルタル仕上げ —シーラーコート		

注：1. 換気扇、冷却措置、天井扇及び台所器具を設置する。

2. 電灯は主として蛍光灯とする。

### (3) 発電所敷地

敷地は前述の位置に約 2,000㎡の面積を造成する。敷地のマイコーラ川沿いの約100mは石積工により護岸する。

石積み工の天端は EL.437mとし、敷地は EL.437.7mの高さに平坦に均し仕上げるものとする。

因みに、マイコーラ川の発電所地点に於ける計画洪水位は EL436,700である（図ILAM-F/S006 発電所配置図参照のこと）。

#### 5.4.9 放水路

放水路の水位は発電所位置に於いてEL436.7mで計画し、若し万一計画洪水位に上昇した場合でも、マイコーラ川に放流するため約 30m下流まで導水路により導水してからマイコーラ川に放流するもので、とくにフリーボードも充分余裕をもつものとする。

導水路は開渠とし、石積工により築造する。

#### 5.4.10 アクセス

計画地点の大部分は地形急峻な溪谷部にあり、特にプワコーラ川左岸に位置する。取水地点(EL.760m)及び横坑地点(EL.755m)付近までは、これらに近接のイラム市街のEL.1,080m(バザール付近)からは車の通れる既存道路はない。従って、これらの地点に至る工事中道路を一部新設あるいは既設道路を改修する必要がある。

工事中道路は砂利道で幅員は2.5m、勾配10%～15%以下を標準とし、適宜待避所を設ける。取水地点及び横坑地点までの工事中道路長はそれぞれ約 2.6km、1.5kmである。又、水槽地点までの工事中道路長は 0.3kmである。

発電所地点は重量機器搬入時にマイコーラ川(川幅50m)を横断するためコンクリートパイプ及び蛇籠を水中に設置して築造する潜水道路を設ける。又、維持管理用道路は右岸に約700mの道路を設ける。

## 5.5 発電機器及び送変電機器の計画

### 5.5.1 発電機器

発電機器は、輸送面、運転維持管理面等のネパールの実情を考慮して、2台案とする。

#### (1) 水車

有効落差300m、使用水量 2 m<sup>3</sup>/sから考えて横軸ペルトン水車とする。

水車の概略仕様は次の通りである。

台数	2台
型式	横軸2射ペルトン水車
出力	3,300kW
有効落差	304m
最大使用水量	2.5 m <sup>3</sup> /s
回転速度	600rpm
比速度	19.2m-kW
ニードル閉鎖時間	30sec
デフレクター閉鎖時間	2 sec
水圧上昇率	<10%
速度変動率	<50%
水車起動方式	手動及び半自動
水車停止	自動

#### (a) 入口弁

型式	スルース弁
操作	手動

#### (b) 调速機

型式	電気式又は機械式
ニードル操作	電動又は油圧駆動
デフレクター操作	電動又は油圧駆動

(c) 給水装置

(図5.5-1 発電所配置図参照のこと)

(2) 発電機

保守面の便利さを考え、ブラッシュレス励磁方式とする。発電機の概略仕様は次の通りである。

台数	2台
型式	横軸三相交流同期発電機
出力	3,700kVA
電圧	11 kV
力率	0.85
周波数	50Hz
絶縁	F級
冷却方式	出口管通風

(図5.5-1 発電所配置図参照のこと)

(3) 制御

制御は半自動制御方式とし、最小限2名の運転員が、水車発電機の運転操作及び各種の制御及び計測を行う方式とする。

本発電機の完成以前にイラム地区はネパール電力網に接続されているため、通常は系統並列運転するものとする。即ち常に系統のサイクル、電圧に同期させて運転し、系統事故の際はこの発電所も停止させるが、系統側が回復しない限り再起動させないものとする。但し、系統の事故が長時間になる場合には、イラム変電所から電力網に連結する断路器を開き、イラム変電所より配電する範囲の単独運転も可能な方式とする。系統事故が回復した場合には一旦発電所を停止し、前述の断路器を閉じて、発電所を再起動させる。

制御室には、11KV配電盤、低圧配電盤、直流電源等を配列し、発電所の制御、運転を行う。

(図5.5-2 発電所単線結線図参照のこと)

### 5.5.2 変電機器

第7次送変電拡張計画にて予定されているイラム変電所（33KV/11KV, 400V, 3MVA）が完成していることを前提にして計画を進める。

発電機電圧11KVを発電所の変電所で33KVに昇圧し、約4.7km、33KV送電線を敷設し、イラム変電所の一次側（33KV）にて電力網に接続するものとする。

#### (a) 変圧器

台数	2台
型式	屋外三相油入自冷変圧器
容量	3,700kVA
電圧	11KV/33kV ±2.5%, ±5%

#### (b) キュービクル（高温配電盤）

台数	1式
型式	33kV 屋内式
遮断機	真空又はガス遮断機

### 5.5.3 送電線

電柱管の標準間隔は75mとし、1km毎に耐張型の電柱を置くものとする。電柱は組立式鋼板製とし、使用導線は鋼心アルミニウムより線（ACSR）“Dog”（断面積100mm<sup>2</sup>）を使用し、3相3線1回線とする。

#### 外気条件

気温：	平均30℃ 最高40℃ 最低0℃
風圧荷重：	75kg/m <sup>2</sup>
電圧/回線数	33kV 1回線
導線	ACSR “Dog”
碍子	ピン碍子（一般電柱：A型） 耐張碍子（耐張型電柱：B型）
電柱	亜鉛メッキ 組立式 鋼板製

図 5.5 - 3	送電線単線結線図	} 参照のこと
図 5.5 - 4	送電線ルート	
図 5.5 - 5	電柱 (A型)	
図 5.5 - 6	電柱 (B型)	

## 第 6 章





## 第6章 実施計画

### 6.1 実施工程

発電設備の主要なものは、取水設備、沈砂池、トンネル、水槽（調整池）及び水圧管路などの土木工事によるものである。これらの設備は地形急峻な溪谷山腹にあり、とくに取水地点およびトンネルの中間に設ける横坑地点へは工事用車輛が通れる既存の道路がないので、工事実施上の厳しい制約となっている。

従って、全体工事工程上、これら両地点へ安全確実に工事用資機材を搬入できる工事用道路の確保が鍵となるので、この道路新設、既設道路の拡幅改良、運搬補助用索道の設置等最優先させることにした。

全体工事工程は表6.1-1に示すとおりで、工事期間は約36ヶ月を要する。

表 6.1-1 全体工事工程表

Table 6-1-1 Construction Schedule

Rainy Season : June ~ October  
Dry Season : November ~ May

ITEM	QUANTITY	1												2												3											
		F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
PREPARATORY WORKS & TEMPORARY FACILITIES		Pier Accommodation												Aggregate & Concrete Plant																							
ACCESS ROAD	Lgth. 3600 m	Commencement of Construction																								Commencement of Service Service											
CONNECTION ROAD	Lgth. 1500 m (ADIT)																																				
INTAKE DAM	Exv. 490 m <sup>3</sup> Conc. 1350 m <sup>3</sup>													Exv.												Conc.											
INTAKE		Order to Proceed by Employer												Exv.												Conc.											
SETTLING BASIN	Exv. 2050 m <sup>3</sup> Conc. 700 m <sup>3</sup>													Exv.												Conc.											
HEADRACE	Lgth. 3200 m Exv. 17610 m <sup>3</sup> Conc. 5740 m <sup>3</sup>													Exv.												Conc.											
HEADTANK	Exv. 3240 m <sup>3</sup> Conc. 2210 m <sup>3</sup>													Exv.												Conc.											
SPILLWAY	Exv. 590 m <sup>3</sup> Conc. 240 m <sup>3</sup>													Exv.												Instl.											
PENSTOCK	Exv. 4110 m <sup>3</sup> Conc. 1670 m <sup>3</sup> Instl. 990 m													Exv.												Conc.											
POWERHOUSE	Exv. 1680 m <sup>3</sup> Conc. 1065 m <sup>3</sup> House 395 m <sup>2</sup>													Exv.												Conc.											
ELECTRO-MECHANICAL																																					
TURBINE & GENERATOR	3,700 KVA 2 units													Instl.												Instl.											
TRANSMISSION LINE & SUBSTATION	33 KV cct x 4.7 km	Order to proceed by Employer												Order to proceed by Employer												Instl.											
REMARKS		Dry Season												Rainy Season												Dry Season											
		Dry Season												Rainy Season												Rainy Season											

NOTE :  
 Excavation  
 Concrete  
 Concrete Works  
 Other Works  
 Installation

## 6.2 準備工事

### 6.2.1 工事用道路

取水地点へは、イラム市街地既設道路から約 1.0kmの道路の新設および 1.6 kmの既設道路の拡幅改良が必要となる。

この工事を早期に完成させるために、既存の歩道を利用して数ヶ所から同時に着手する。道路は有効幅員 2.5 m、勾配 10～15%程度とし、適当な場所には退避のための拡幅部を設ける。また、横杭地点及び取水地点へは、イラム市街地既設道路から夫々約 1.5km及び 2.6kmの道路の新設、拡幅改良を行う。全体工程上、トンネル工事がクリテカルであるので、この道路の早期完成のために 3ヶ所程度から同時に着手する。道路の幅員、勾配などは取水地点への道路と同じとする。

水槽および水圧管路地点は、既存県道に近接しているうえ地形も比較的緩勾配である。既存道路の有効利用することとし、工事用道路約 0.3kmを新設する。なお、県道や周辺農地との取合部の工事にあたり関係者の了解を得て、円滑に工事を進める。

発電所地点は、工事中の資機材の搬入には、マイコーラ川横断のための潜水道路の建設が必要である。又工事中の出水、発電所完成後の管理のため、マイコーラ橋、下流右岸沿いに約 0.7kmの道路を新設する。

### 6.2.2 工事用機械および仮設備

土木工事に使用する主要な工事機械は次のとおりである。

表6.2-1 工事用道路

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
ブルドーザー	D31A	2台	掘削、盛土
クローラードリル	空気消費量 3 m <sup>3</sup> /min	2台	掘削
レッグ ドリル	空気消費量 2 m <sup>3</sup> /min	6台	掘削
ピック ハンマー	空気消費量 1 m <sup>3</sup> /min	6台	掘削
ダンプトラック	6t ~7t積	4台	運搬
バックホー	0.25 m <sup>3</sup> 容量	3台	掘削、積込
コンプレッサー	可搬式	2台	掘削

表6.2-2 取水設備（沈砂池を含む）

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
クローラードリル	空気消費量 3 m <sup>3</sup> /min	1台	掘削
レッグ ドリル	空気消費量 2 m <sup>3</sup> /min	2台	掘削
ピックハンマー	空気消費量 1 m <sup>3</sup> /min	4台	掘削
ブルドーザー	D31A	2台	掘削
バックホー	0.25 m <sup>3</sup> 容量	1台	掘削、積込
ダンプトラック	6t ~7t積	2台	共用
トラック	4t ~6t積	2台	共用
バイブレーター		3台	コンクリート
水中ポンプ	φ 8"	1台	共用
"	φ 6"	2台	共用
"	φ 4"	2台	共用
発電機	45kVA	2台	共用
コンプレッサー	空気消費量 8 m <sup>3</sup> /min	2台	共用
トラッククレーン	5t 吊	1台	共用
ミキサー	0.6 m <sup>3</sup>	1台	コンクリート
セントル	鋼製	1台	コンクリート
レール	15kg/m	500 m	コンクリート

表6.2-3 トンネル

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
レッグ ドリル	空気消費量 2 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
ピックハンマー	空気消費量 1 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
ロッカーショベル	RS20k級 (0.17 m <sup>3</sup> )	2 台	掘削
ブルドーザー	D31A	1 台	礫処理
ポンプ	φ 6"	2 台	共用
"	φ 4"	4 台	共用
"	φ 3"	4 台	共用
コンクリートプラント	15 m <sup>3</sup> /h	1 式	0.6 m <sup>3</sup> ミキサー
バイブレーター		4 台	コンクリート
セントル	鋼製	2 台	コンクリート
発電機	100kVA	2 台	共用
コンプレッサー	空気消費量 8 m <sup>3</sup> /min	2 台	共用
送風機	20kW	2 台	共用
トラッククレーン	5 t 吊	1 台	共用
レール	15kg/m	7,000m	共用

表6.2-4 水 槽 (調整池を含む)

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
ブルドーザー	D31A	2 台	掘削、埋戻
クローラードリル	空気消費量 3 m <sup>3</sup> /min	1 台	掘削
レッグ ドリル	空気消費量 2 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
ピック ハンマー	空気消費量 1 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
バックホー	0.25m <sup>3</sup> 容量	2 台	掘削、積込
ダンプトラック	6t ~7t積	4 台	運搬、埋戻
ドーザーショベル	0.25m <sup>3</sup> 容量	2 台	掘削、埋戻
トラックミキサー	2m <sup>3</sup> 容量	2 台	コンクリート
バイブレーター		4 台	コンクリート
排水ポンプ	φ 3"	3 台	共用
トラッククレーン	5 t 吊	1 台	共用
発電機	45kVA, 35kVA 各 1台	2 台	共用

表6.2-5 水圧管路

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
クローラードリル	空気消費量 3 m <sup>3</sup> /min	2 台	掘削
レッグドリル	空気消費量 2 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
ピックハンマー	空気消費量 1 m <sup>3</sup> /min	4 台	掘削
ブルドーザー	D31A	2 台	掘削、埋戻
ドーザーショベル	0.25m <sup>3</sup> 容量	2 台	掘削、積込
バックホー	0.25m <sup>3</sup> 容量	2 台	掘削、
ダンプトラック	6t ~7t積	2 台	運搬
トラクミキサー	2m <sup>3</sup> 容量	2 台	コンクリート
バイブレーター		4 台	コンクリート
トラッククレーン	5t 吊	2 台	共用
トラック	4t ~6t積	2 台	共用
発電機	25kVA 3台	3 台	共用
溶接機	150A	2 台	鉄管
捲揚機	単胴 15kW 2台	2 台	鉄管
レール	15kg/m	700m	鉄管

表6.2-6 発電所 放水路

機 械 名	仕 様	数 量	備 考
ブルドーザー	D31A	1 台	掘削、整地
バックホー	0.25m <sup>3</sup> 容量	1 台	掘削、積込
ダンプトラック	6t ~7t積	2 台	運搬
トラクミキサー	2m <sup>3</sup> 容量	1 台	コンクリート
バイブレーター		2 台	コンクリート
排水ポンプ	φ 4"	2 台	共用
排水ポンプ	φ 3"	2 台	共用
トラッククレーン	5t 吊	1 台	共用
発電機	45kVA	1 台	共用
コンクリートプラント	30m <sup>3</sup> /h、45kVA	1 式	コンクリート
骨材プラント	20kVA	1 台	コンクリート

本地点における主要な仮設備は、事務所、宿舎、倉庫、火薬庫などの仮建物および工事用道路、動力、照明設備、給排水設備、骨材プラント、コンクリートプラントなどの工事関連設備がある。これらの設備の設置に当たっては、維持管理、本設備への転用、撤去などを考慮して設置場所を選定する。

### 6.2.3 主要資機材名

表6.2-7 主要資機材表

資機材名	仕様	数量	備考
セメント	普通ポルトランドセメント	3,500t	水圧管路用(240t) 横軸ペルトン車 発電所 主要変圧器 送電線 発電所～17km 市街変電所 (計画中)
鉄筋	異形筋	230t	
ゲート	B=1.0～3.0m	6門	
鉄管	φ1.10m～φ0.60m	990 m	
水車	3,300kW	2台	
発電機	3,700kVA	2台	
主要変圧器	3,700kVA	2台	
送電線	33kV×4.7km	1式	

主要資機材は表6.2-7に示すとおりであるが、コンクリート用の骨材の入手は以下の方法による。

発電所建設に必要なコンクリート量、仮設備の基礎用を除き、約13,300m<sup>3</sup>である。これに使用する細、粗骨材量は26,500tとなる。このコンクリート用骨材の入手は発電所付近の河川敷地内の砂礫堆積層からの採取を予定している。

取水ダム付近の河床に堆積している砂利やトンネル掘削礫の一部の流用も考えられるが、何れも必要全体量から纏まった数量の確保が期待出来ないこと、採取選別、水洗い設備の分散、これら機械の移設設置の手間、費用等からみて得策ではないと考えられる。

発電所付近の河川敷地内の砂礫堆積層は質量ともに充分と考えられ、ブレーカーの設置を必要とするものの、篩分け、水洗いによって細粗骨材の確保は可能である。したがって、工事に必要な骨材の採取は1ヶ所に集中させ、ここで粒度別のストックパイルに貯蔵しておき、必要に応じて、各工事ヶ所に設ける骨材集積所へ供給し、コンクリート打設に具える。

#### 6.2.4 工事用電力

工事用電力は既設電力系統が建設サイトに存在しないので、すべて、ディーゼル発電機を現地に据付けて、電力の供給を行わねばならない。必要な発電設備は次のとおりである。

表 6.2-8 発 電 設 備

設 置 場 所	容量(kVA)	台数	全容量(kVA)	備 考
事業者事務所	25	2	50	事務所、宿舎、給排水、照明
工事实施事務所	25	2	50	同 上
工事用道路	25	2	50	
取水地点付近	45	2	90	沈砂池含む
横坑付近	100	2	200	コンプレッサ、コンクリートプラント
水槽付近	45 35	1 1	80	調整池を含む
水圧管路付近	25	3	75	
発電所付近	45	1	45	
骨材プラント	20	1	20	
コンクリートプラント	45	1	45	2×0.6 m <sup>3</sup> ミキサ用
計			705	

#### 6.2.5 重量機材の搬入

ネパールは内陸国であるため、海外から搬入を必要とする発電機器（水車、発電機、主要変圧器ほか）、鋼板、工事用機械などはカルカッタで陸揚げし、陸路で国境のビラトガル（ネパール）を經由して現地に輸送されることになる。これらのうち単体として最大重量では主要変圧器と考えられ、その輸送重量は19t、荷姿寸法では発電機回転子が高さ6.0m、幅1.6m、奥行1.6m程度と推定される。

ビラトナガルからアナルマニまでは平坦地であるうえ、道路も整備されているが、これより工事現場までの間の山岳部の道路状況はトンネルは存在しない



ものの、路盤、勾配、曲率半径等は必ずしも良好でなく、事前に調査を必要とする。特に架設橋梁についての制限荷重、桁材の劣化程度を見極め、場合によっては補強、仮設橋の架設、迂回路の新設等の対応も必要となろう。また、これら重量物の輸送は雨期を避けるべきである。

## 6.3 取水設備

### 6.3.1 取水ダム

取水ダムおよび取水口の工事が、本格化するのには、工事中道路が完成してから乾期に開始される。

取水ダムセンター付近の河床部は、露岩しており、全体的にみて堆積土砂礫の厚さは、下流の河床部はやや厚いものの、1m程度と推定される。また、サイト上流部の河床に巨石、玉石が数多く見られる。

諸準備を整えたのち、工事は、河川流量が少なく安定している乾期に行う河川締切り工事開始によって本格化する。締切りはまず右岸側河床の一部を河流方向に幅5.0m、深さ2.0m程度開削して河床の低下を計り、これを仮排水路とする。引き続き、ダムセンターの上下流に仮締切り堤を設けて、河流をさきに設けた仮排水路に転流させて、左岸側のダムおよび取水口の基礎掘削およびコンクリート打設などの作業を行う。一方、これと前後して、河床部以外のダムアバットメントおよび両岸山腹急傾斜面の安定のための切取りを行う。

左岸側のダム、取水口などがダム越流天端以上にコンクリートが打設されると、さきに設けた仮締切りの上下流部、堤体部を左岸側に切替え、河流を左岸側の越流部より流下させて、残っている右岸側のダム基礎の掘削およびコンクリートの打設等を行う。仮締切り材料は付近にある河床砂礫、玉石、粘土質土砂などを利用するほか、麻袋、蛇籠を使用する。ダムコンクリートは、ダム付近に設けるコンクリートプラント(0.6m<sup>3</sup>ミキサー)で所定の配合コンクリートが製造される。コンクリート打設にあたっては、基礎地盤処理、ブロック割り、打設高、養生日数、打継目処理等ダム施工基準を厳守する。

また、工事中なんらかの事故により、諸材料の搬入が中止されることに対処して、材料の予備を予め確保しておく必要がある。

なお、ダム付近における流水に悪影響を及ぼすと考えられる河床に見られる巨石を処理して、流水の円滑化を図ることが必要である。

### 6.3.2 取水口

取水口は、ダム頂部にダム軸方向に長さ16.5m、これと直角方向に幅1.0m、深さ0.75m～2.0mのダム越流水の取り入れ水路（チロリアン方式）から制水ゲートを経て左岸側の取水室の取水トンネル入口まで20.5mの区間である。

したがって、取水口はダムの一部ともいえるもので、基礎処理、コンクリートの打設などの主要工事は、河水のダム右岸側への転流時に実施する。河水の左岸側への切替え時には、取水口部に設けたゲートによって河川水の流入を遮断し、これをダム天端から越流させる。取水口のゲート上屋（取水室）上部の作業は流水に関係なく引き続き行う。

なお、取水口の施工に当たっては、ダム頂部の越流部となる取入口は、流下してくる土砂礫による磨耗を最小限にするため、耐久性のあるコンクリート、ゴム材、鋼材等による補強、余裕のあるスクリーン設置などを採用する。

### 6.3.3 沈砂池

取水ダム位置と周辺地形上から地下に設けるが、その通水断面は幅5.0m、高さ3.4mで長さは56mとなるため、規模の大きい空洞掘削作業とスパンの長いコンクリート巻立作業となる。付属して、沈殿砂を排出させるための排砂門と長さ170mの排砂路を設けるが、これを利用して、掘削屑、諸材料などの搬出、搬入を行う。

掘削は地質状況によっては、ロックボルト、鋼製支保材を使用する。また、コンクリート打設順序は、アーチ部を先行して施工する逆巻工法を採用して安全に作業を進める。コンクリート巻立には鋼製のセントルを使用するが、可能打設量によって、セントルの長さを定める必要がある。

## 6.4 導水路トンネル

### 6.4.1 掘削

トンネルの長さは 3,200m(沈砂池末端以降) であるので、掘削の進行状態は全体工事工程を決める重要な要素となる。したがって、掘削途中に悪質地質箇所、多量の湧水などに遭遇することも考慮して工法、工期を設定する必要がある。

本地点のトンネル長は比較的長いうえ、断面も作業に必要な最小断面を採用するので、作業性は良好でないため、中間に作業横坑を設け、工期の確保を計った。この場所はトンネルを約33:6.7の割合に分ける場所とし、上流側(2,133m)及び下流側(1,050m)の2切羽として作業を進める。

掘削方式は、全断面掘削とし礫出しはドコモビール式を採用し、作業は2交代、進行は4.5m/日を予定する。掘削機械はレグドリル2台、ピックハンマー2台、礫積み込みはロッカーショベル(RS20K 0.17m<sup>3</sup>)を使用し、礫の搬出は人力による礫トロを使用する。坑内の適切な場所に退避所を設け、掘削礫、コンリート、諸材料等の搬出、搬入の円滑化を計る。

掘削工事、安全上、鋼製支保材を使用するほか、悪質地質、湧水に備えて、予め支保材、排水ポンプ、パイプ、ロックボルト類を準備する。なお、粉塵、発破後の後ガス等の排出は、坑内作業環境、作業効率上必要であるので、適切な換気設備の設置が必要となる。

### 6.4.2 ライニング工事

ライニングは掘削終了後、引き続いて行うが、この打設方法は掘削、全区間のアーチ部側壁部を巻立てを終了をしたのち、インバートコンクリートを打設するいわゆる分離方式を採用する。ライニングは通水粗度面からトンネル全長にわたって行う計画である。掘削岩盤面が良好であっても通水上側壁部、インバート部のライニングは実施する。

現場にコンクリートプラント(0.6m<sup>3</sup>程度)を設置し、練上りコンクリートを

鍋トロを使用して打設個所に運搬し、これを打設する。アーチ部、側壁部のライニングの型枠はメタルフォームを使用し、進行は12m/日程度を予定する。インバートコンクリートはトンネル工事の最終段階であるので、既設の配管、レール、枕木、ポンプ等の諸設備を撤去しながら行うことになる。

また、横坑および坑口付近は、掘削屑の搬出路、空気圧縮機、エンジン、コンクリートプラント、セメント倉庫、給水設備、排水設備、火薬庫等の諸設備を適切に効率よく配置する必要がある。

なお、トンネル工事は乾期、雨期ともに可能であるので、工所用諸材料搬入のための工所用道路を常に良好な状態に管理することも重要である。

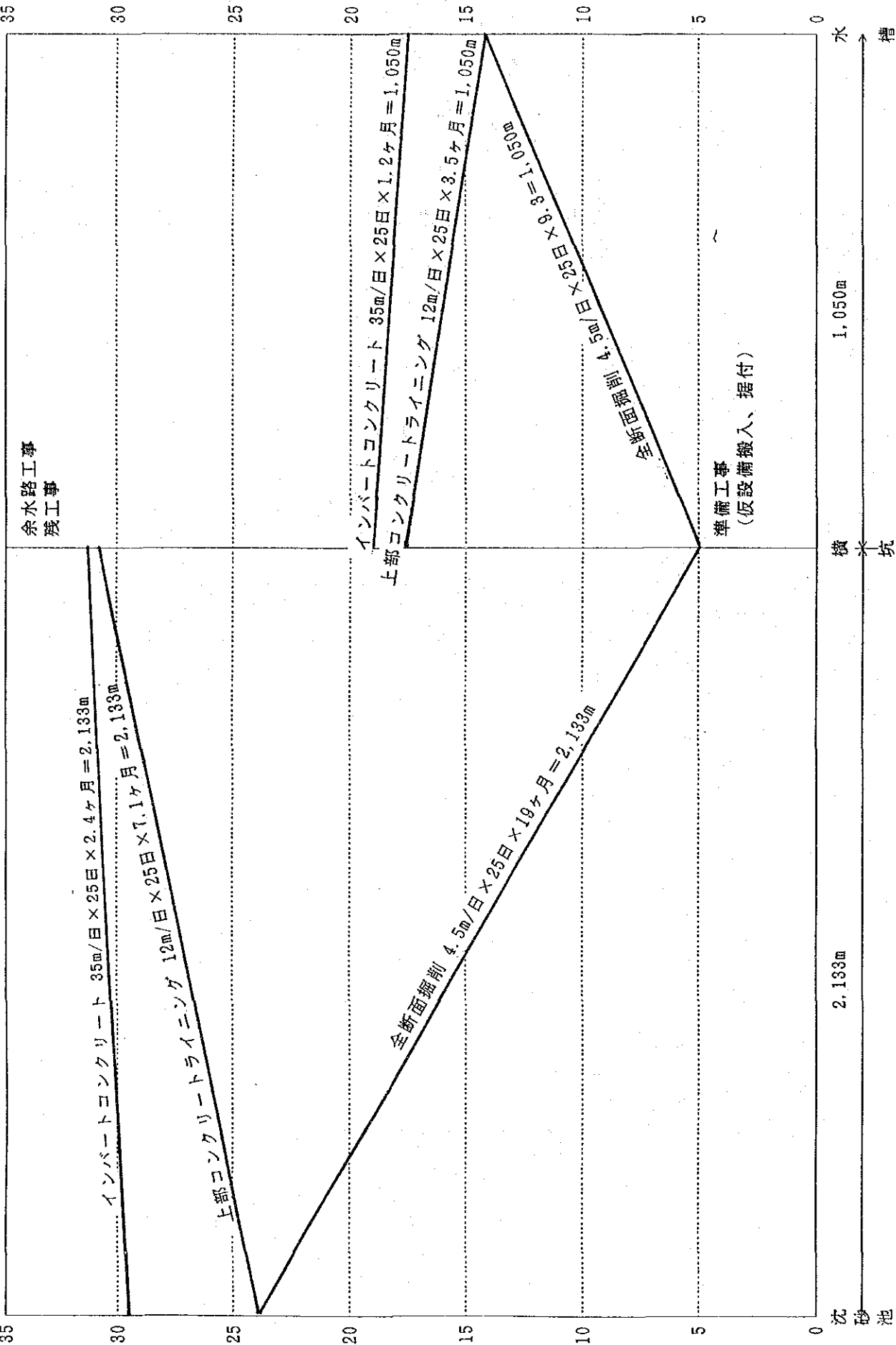
#### 6.4.3 工事工程

導水路のトンネルの工事工程は次のとおりである。

導水路トンネル工程表

ヶ月 35

ヶ月 35



## 6.5 水槽（調整池付）

トンネル末端に接続する水槽とこの西側に隣接する調整池は、ともに緩傾斜地に設置される。これらの高さはそれぞれ2.0m～7.5mおよび3.9mの鉄筋コンクリート造である。

水槽の高さが高くなる場所の壁コンクリートの施工には、漏水防止のため、良好な作業環境下で、止水板の使用、継目レイタンスの除去など適切な打継目処理を行って打設しなければならない。

一方、調整ポンプは、地形にあわせて設置されるので、平面形状は不規則になるが、工事範囲は2,000㎡程度と広いので機械施工に適している。工事に当たって、切取、盛土、埋戻し、鉄筋・型枠の組立、コンクリートの運搬・打設の各作業を計画にもとずいて効率よく進められる。この構造物の目的から水密性の高いことが必要であるので、打継目の施工を入念に処理するとともに、浸透水の集排水、点検などに配慮する必要がある。

## 6.6 水圧管路

全長990mの水圧管路は、末端部（150m）が急勾配地（30～40°）で平面的にも大きく彎曲するが、他の部分は平面的にはほぼ直線で勾配も比較的緩い傾斜地に設置される。

管の径は1.10m～0.60m、重量約は240t、固定台12ヶ、支台133ヶを持つ。

工事は地形、工程上から3工区程度に分割し、各工区毎に基礎掘削、コンクリートの運搬打設、鉄管の運搬、吊込み、据付の各作業を進める。

工事は、作業時間、発破時刻、諸防護柵の設置など安全性を確かめてから実施する。

緩傾斜地における各作業は、特に問題はないが、急傾斜地で安全で効率よく作業を進めるには豊富な経験が必要とする。

使用するコンクリートは、別に設けるコンクリートプラントからトラックミキサー車によって現地に運搬し、打設されるが、急傾斜地では主にシュートを使用する。

鉄管は、管径が小さいので、重量が軽く、取扱いが容易であるが、据付長さが長いので、必要に応じて、インクライン、クレーン等を使用する。

なお、水圧管路が県道と交叉する場所は、路面下に鉄管を配置することから、工事にあたって、安全確保、交通への支障をできるだけ与えない措置を講ずる。



## 6.7 発電所

水車発電機室のほか、配電盤室をも含める、発電所建屋敷地は約 400㎡と比較的広く、周りも平坦地であるので作業条件はよい。

敷地内で行った地質ボーリング調査によれば、地表下 6m まではあまり地耐力が期待できない土、砂、崖錐屑であることが判明している。

このため、重量をもつ水車、発電機などの回転機械とこれら重量物の吊上げ時の荷重に対して、安全な地耐力をもった基礎でなければならない。この対策としては、いろいろ考えられるが、ここでは軟弱層を除去し、代わりに貧配合のコンクリートに置き換えて所要の地耐力をもつ基礎にする。

軟弱層の除去作業中、前面を流れるマイコーラ川や背面山腹からの浸透水などからの湧水によって、切取面の土砂崩落を引き起こすトラブルが考えられるので、このようなトラブルを避けるため、この作業は乾期に行うものとする。



## 第 7 章



## 第7章 事業費積算

### 7.1 積算条件

工事費は次のとおり積算する。

1. 施工計画および計画の地点の自然条件、工事規模、施工技術水準なども考慮した。
2. 工事積算の範囲はアクセス道路、土地、補償費、取水設備、沈砂池、導水路トンネル、水槽、水圧管路、発電所などを含む土木設備と発電設備、関連送電線、予備費、仮設備、技術管理費を含む費用とする。
3. 工事数量は基本設計図により積算する。
4. 建設用機械類は主として当該国既存のものを使用する。
5. 発電、送電、変電各設備機器は当該国又は第三国において、設計、製作されたものを供給する。
6. 為替レートは1993年10月時点の当該国レート（国立銀行売出し価格 1 \$ = 48.25Rs）とする。
7. 技術管理費には、実施設計費、補足調査費、工事主体者側の仮設備維持費、人件費および工事管理費を含むものとして、全工事費の10%を計上する。
8. 予備費は工事用道路、補償費の10%、土木工事費の15%、電機設備及び送電線の10%を計上する。

## 7.2 工事単価

建設工事費算出のために採用した工事単価は、ネパールに於いて最近実施された同種の発電計画のフィジビリティースタデーで使用しているものを参考とする。使用した主要工事単価は次表7.2.1のとおりである。

表7.2.1

項 目	単位	単 価 (\$)	備 考
切 取 土砂 岩	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	5.5 13	
盛土(玉石) " (土砂) 埋戻し	m <sup>3</sup>	13.5 7.0 4.5	
掘 削 トンネル	m <sup>3</sup>	90	
コンクリート マスコンクリート 鉄筋コンクリート トンネル覆工	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	160 270~310 310	
石積 練石積	m <sup>3</sup>	75	
蛇籠		20	
鋼材 鋼管 ゲート 支保材 スクリーン	kg kg kg kg	3.5 9.0 2.3 2.7	
道路 砂利道 拡幅改良	km km	90,000 36,000	

### 7.3 土地収用費及び補償対策費

工事に伴って買収の対象となるのは、畠地または荒蕪地に位置する水槽、調整池、水圧管路及び工事中道路などの敷地であり、取水設備、発電所敷地は、河川敷地内に設けることからこの対象にはならない。

対象となる敷地のうち、工事中道路敷については、仮設であっても将来にわたって地域住民の利用が可能となり、地域にとって損失よりもむしろ大きな利便を受けるものであって、土地買収費は地元負担と考えられる。

また、補償費の対象となるのは、立木補償、家屋立退、移転費用、耕作補償及び仮設備敷地補償が考えられるが、現地には補償すべき立木がなく、また工事によって移転を要する家屋も2～3戸に過ぎない。

このように本計画における土地収用費、補償対策費は、水槽、調整池及び水圧管路に係るものが主に対象となるが、その費用も特に大きくないものと推定され、他地点の事例を参考にして 156,000 \$ を計上する。

## 7.4 事業費及び年度別事業費

### 7.4.1 事業費

7.1の積算条件によって事業費を概算すると、次の表7.4-1の通りである。

#### 1. 総括表

表7.4-1

単位：1,000 \$

	項 目	金 額	備 考
1	道路・橋梁	390.0	
2	土地補償	156.0	
3	土木工事費	6,634.8	
	取水設備	333.1	
	沈砂池	454.0	
	トンネル	3,623.8	
	水槽	586.6	
	水圧管路	1,261.3	
	発電所	327.6	
	放水路	48.4	
4	電気設備	3,540.0	
5	送電線路	94.0	
6	小 計	10,814.8	
7	仮設備	1,081.5	⑥の10%
8	予備費	1,413.2	①②④⑤の10% ③の15%
9	計	13,309.5	
10	技術管理費	1,331.0	⑨の約10%
11	総 計	14,640.5	



2. 内訳明細表 (単位: 1.0\$)

(1) 工事用道路

		単位	数量	単価	金額
取水地点	新設	km	1.0	90,000	90,000
	拡幅	〃	1.6	36,000	57,600
横坑地点	新設	〃	1.5	90,000	135,000
水槽 (水圧管路)	新設	〃	0.3	90,000	27,000
発電所	新設	〃	0.7	90,000	63,000
	その他	式	1.0		17,400
小計					390,000

(2) 取水設備

		単位	数量	単価	金額
切取		m <sup>3</sup>	490	13	6,370
コンクリート		〃	1,090	160	174,400
鉄筋コンクリート		〃	210	310	65,100
練石積		〃	—	—	—
盛土		〃	540	13.5	7,290
ゲート		kg	1,440	9	12,960
スクリーン		〃	1,800	2.7	4,860
角落し		—	—	—	—
ノ切工		式	1		62,120
小計					333,100

## (3) 沈砂池

	単位	数量	単価	金額
掘削	m <sup>3</sup>	1,080	90	97,200
コンクリート	"	25	230	5,750
鉄筋コンクリート	"	280	310	86,800
練石積	"	—	—	—
盛土	"	—	—	—
ゲート	kg	360	9	3,240
鋼材	"	5,940	2.3	13,662
角落し	式	1		3,600
小計				210,252

(4) 排砂路  $l = 170.0\text{m} + \text{監査廊 } 36.0$ 

	単位	数量	単価	金額
切取	m <sup>3</sup>	30	13	390
掘削	m <sup>3</sup>	940	90	84,600
コンクリート	(坑口)"	25	230	5,750
巻立コンクリート	"	370	310	114,700
練石積	"	—	—	—
盛土	"	—	—	—
ゲート	kg	—	—	—
鋼材	"	13,000	2.3	29,900
角落し	2ヶ所 式			7,200
その他				1,208
小計				243,748
	沈砂池計			454,000

(5) トンネル (取水直後)  $\ell = 17\text{m}$ 

	単位	数量	単価	金額
掘削	m <sup>3</sup>	190	90	17,100
巻立コンクリート	"	50	310	15,500
コンクリート	—	—	—	—
吹付コンクリート	—	—	—	—
鋼材	kg	950	2.3	2,185
ゲート	"	4,500	9	40,500
角落し	式	1		3,600
小計				78,885

(6) 余水吐  $\ell = 120\text{m}$ 

	単位	数量	単価	金額
切取	m <sup>3</sup>	—	—	—
掘削	"	450	90	40,500
巻立コンクリート	"	190	310	58,900
小計				99,400

(7) トンネル ( $\ell = 3,200\text{m} + 34\text{m}$ )

	単位	数量	単価	金額
掘削	m <sup>3</sup>	16,970	90	1,527,300
巻立コンクリート	"	4,500	310	1,395,000
鉄筋コンクリート	"	1,000	270	270,000
吹付コンクリート	—	—	—	—
ロックボルト	—	—	—	—
鋼材	kg	40,500	2.3	193,150
小計				3,285,450

## (8) 横坑 (ℓ = 100 m)

	単位	数量	単価	金額
切取	m <sup>3</sup>	40	13	520
掘削	"	550	90	49,500
巻立コンクリート	"	200	310	62,000
練石積	"	40	75	3,000
鋼材	kg	9,700	2.3	22,735
小計				160,065
トンネル計				78,885 + 99,400 + 3,285,450 + 160,065 = 3,623,800

## (9) 水槽

	単位	数量	単価	金額
切取	m <sup>3</sup>	840	5.5	4,620
掘削	"	330	13.0	4,290
コンクリート	"	250	230	57,500
鉄筋コンクリート	"	530	270	143,100
練石積	"	180	75	13,500
埋戻し	"	420	4.5	1,890
ゲート	kg	720	9	6,480
スクリーン	"	4,500	2.7	12,150
バルブ	式	1		9,000
角落し	"	1		3,600
小計				256,130

## (10)水槽 (調整池)

		単位	数 量	単 価	金 額
切 取		m <sup>3</sup>	1,730	5.5	9,515
掘 削		"	340	13	4,420
コンクリート	敷	"	460	230	105,800
鉄筋コンクリート	ウォール	"	610	270	164,700
練石積	法尻部	"	180	75	13,500
盛 土		"	760	7	5,320
埋戻し		"	550	4.5	2,475
ゲート		kg	1,800	9	16,200
角落し		式			7,200
その他					1,340
小 計					330,470
計					586,600

## (11)水圧管路 (ℓ = 990 m)

		単位	数 量	単 価	金 額
切 取		m <sup>3</sup>	1,990	5.5	10,945
掘 削		"	2,120	13	27,560
練石積	サドル	"	180	75	13,500
コンクリート		"	1,190	230	273,700
鉄筋コンクリート		"	300	270	81,000
埋戻し (盛土 890m <sup>3</sup> 含む)		"	2,970	4.5	13,365
鋼 管		kg	240,000	3.5	840,000
その他					1,230
小 計					1,261,300

## (12) 発電所

		単位	数量	単価	金額
切取		m <sup>3</sup>	510	5.5	2,805
掘削		"	1,170	13.5	15,795
コンクリート		"	145	230	33,350
鉄筋コンクリート		"	830	270	224,100
練石積	法尻部	"	90	75	6,750
盛土		"	1,980	7.0	13,860
埋戻し		"	1,260	4.5	5,670
整地	伐根他	式			25,270
計					327,600

## (13) 放水路

		単位	数量	単価	金額
切取		m <sup>3</sup>	550	5.5	3,025
コンクリート		"	45	230	10,350
鉄筋コンクリート		—	—	—	—
練石積	水路	m <sup>3</sup>	250	75	18,750
盛土		"	200	7.0	14,000
蛇籠		"	90	20	1,800
角落し		—	—	—	—
小計					48,400

#### 7.4.2 年度別事業費

年度別事業費は次のとおりである。

表7.4-2

単価：1,000 \$

項目 \ 年	第1年	第2年	第3年	第4年	計
道路・橋梁	280.0	55.0	55.0	—	390.0
土地、補償費	110.0	—	46.0	—	156.0
土木工事費	1,660.0	2,980.0	1,994.8	—	6,634.8
電気送電工事費	1,180.0	1,180.0	1,274.0	—	3,634.0
仮設備	973.0	—	108.5	—	1,081.5
予備備	350.0	630.0	433.2	—	1,413.2
技術管理費	671.0	330.0	330.0	—	1,331.0
計	5,224.0	5,175.0	4,241.5	—	14,640.5

#### 7.4.3 投入物別事業費

投入物別年度別事業費は表7.4.2のとおりである。この投入物別年度別事業費は、外貨、内貨分事業費の算出と経済価格の算出に用いるものである。

表7.4-3 投入物別年度別事業費

単位：\$

	外貨比率%	1年	2年	3年	4年	計	外貨分	内貨分
a. 労務費								
未熟練工	0	—	97,582	131,850	103,983	333,385	—	333,385
熟練工(ローカル)	0	—	243,065	328,349	259,009	830,423	—	860,423
熟練工(外国人)	100	—	72,531	97,980	77,289	247,800	247,800	—
b. 燃料費	80	—	235,338	317,911	250,775	804,024	643,219	160,805
c. 建設機械費	75	—	661,374	893,432	704,758	2,259,564	1,694,674	564,890
d. 設備費	90	—	1,043,420	1,409,525	1,111,864	3,564,809	3,208,328	356,481
e. 材料費								
セメント	25	—	335,151	452,746	357,136	1,145,033	286,259	858,774
鋼材	70	—	151,055	204,056	160,964	516,075	361,253	154,822
f. その他	50	—	280,315	378,670	298,703	957,688	478,844	478,844
g. 仮設備	65	—	973,000	—	108,500	1,081,500	702,179	379,321
h. 土地補償費	0	—	110,000	—	46,000	156,000	—	156,000
i. 技術管理費	0	—	671,000	330,000	330,000	1,331,000	—	1,331,000
小計								
予備費		—	350,000	630,000	433,200	1,413,200	917,540	495,660
合計		—	5,223,831	5,174,489	4,242,181	14,640,501	8,540,096	6,100,405
外貨分		—	2,884,571	3,145,352	2,510,173	8,540,096		
内貨分		—	2,339,260	2,029,137	1,732,008	6,100,405		



## 第 8 章



## 第8章 計画の評価

### 8.1 発電コスト

#### 8.1.1 水力発電

イラム小水力発電プロジェクトの発電コスト及び本章における計画の評価は第7章にて積算した初期投資コストを前提とする。

発電コストは初期投資コスト（市場価格）706.4百万NRs.（表8.1-1参照）と運転・維持費（O&Mコスト）であり、年間O&Mコストは初期投資コストの1.5%（10.60百万NRs.）をみている。

ベースケースでは、水力発電設備の建設期間を3年間、操業期間を47年間と計画しているため、プロジェクトサイクルにおける総O&Mコストは498.20百万NRs.（10.60百万NRs / 年 × 47年）となる。

表8.1-1 小水力発電初期投資費用（市場価格）  
（単位：百万Nルピー）

年次 項目	合 計			第1年	第2年	第3年	備 考
	内 貨	外 貨	計				
1. 労 賃 (1)未熟練 (2)熟練	16.1 40.1	— 12.0	16.1 52.1	4.7 15.2	6.4 20.6	5.0 16.3	(1 <sup>フル</sup> :48.25 Nルピー)
2. 燃料費	7.8	31.0	38.8	11.4	15.4	12.0	
3. 建設機械	27.2	81.8	109.0	31.9	43.1	34.0	
4. 設備類	17.2	154.8	172.0	50.3	68.0	53.7	
5. 材料 (1)セメント (2)鋼材	41.4 7.5	13.8 17.4	55.2 24.9	16.2 7.3	21.8 9.8	17.2 7.8	
6. その他	23.1	23.1	46.2	13.5	18.3	14.4	
7. 仮設設備	18.3	33.9	52.2	47.0	—	5.2	
8. 土地関連費	7.5	—	7.5	5.3	—	2.2	
9. 技術管理費	64.2	—	64.2	32.4	15.9	15.9	
10. 予備費	23.9	44.3	68.2	16.9	30.4	20.9	
合 計	294.3	412.1	706.4	252.1	249.7	204.6	

### 8.1.2 ディーゼル発電

(1) 経済分析における便益の算出に際しては、「代替施設法」を用いる。この手法は、水力開発プロジェクトの経済分析の伝統的手法であり、当該水力発電プロジェクトと同等な容量を有する水力以外の最も安価な代替施設の建設及び運転維持費が、こちらを採用しなかった場合、節約されるので、その節約額、すなわち、代替施設の総費用をもって便益とする手法である。従って、この手法に基づいて、算出される内部収益率は、代替経済内部収益率と呼ばれている。

(2) ネパールの発電設備についてみると、水力発電設備とディーゼル発電設備のほかは、さしたる発電設備は見当たらない。この原因は、石炭、石油及び天然ガスの資源が未だに発見、開発されていないこと、燃料の輸送手段が発達していないこと等に依るものと思われる。従って、代替施設は、「ディーゼル発電設備 (3,100kW × 2基)」とする。

ネパールでは、上記規模のディーゼル発電設備を最近建設した実績がないので、ディーゼル発電設備の初期投資額の積算に際しては、他の途上国の例、製品価格等を参考にして積算した。その結果は、表8.1-2の如くである。即ち、初期投資額は272.7百万NRs(市場価格)であり、建設期間は2年間である。

(3) 上記表8.1.2-(1)に基づいて算出した初期投資額の計算価格は244.7百万NRs.である(表8.3-2参照)。

次に計算価格におけるディーゼル発電設備の更新費用、O&Mコスト等について述べる。

ディーゼル発電設備の耐用年数を20年と想定し、20年目ごとに更新する計画とする。更新の費用は、過去の実例を参考として、初期投資額の80%(195.76百万NRs.)とする。

ディーゼル発電設備の年間のO&Mコストは、同設備の初期投資額の1.5% (3.67百万NRs.) に年間の潤滑油コスト (8.36百万NRs.) を加えた12.03百万NRs. である。従って、プロジェクトサイクルにおける総O&Mコストは、565.41百万NRs. (12.03百万NRs./年×47年) となる。

また、燃料費として、年間ディーゼルオイルコストは、100.67百万NRs. (2.30NRs./kWh × 43,771,000kWh/年) となる。従って、プロジェクトサイクルにおける総燃料費は4,731.49百万NRs. (100.67百万NRs./年×47年) となる。

なお、潤滑油と燃料は、総じて輸入品で賄われることとなろう。したがって、いずれも、CFI Border 価格を適用している。

表8.1-2 ディーゼル発電初期投資費用 (市場価格)  
(単位: 百万Nルピー)

年次 項目	合計			第1年	第2年	備考
	内貨	外貨	計			
1. 労賃 (1)未熟練 (2)熟練	6.2 14.0	— 3.9	6.2 17.9	— —	6.2 17.9	(1ドル:48.25 Nルピー)
2. 燃料費	3.3	11.9	15.2	—	15.2	
3. 建設機械	11.2	32.8	44.0	—	44.0	
4. 設備類	—	67.0	67.0	—	67.0	
5. 材料 (1)セメント (2)鋼材 (3)その他	15.2 3.6 8.9	5.0 8.1 8.8	20.2 11.7 17.7	— — —	20.2 11.7 17.7	
6. 仮設設備	8.3	14.3	22.6	—	22.6	
7. 土地関連費	—	—	—	—	—	
8. 技術管理費	24.8	—	24.8	12.4	12.4	
9. 予備費	9.3	16.1	25.4	—	25.4	
合計	104.8	167.9	272.7	12.4	260.3	

## 8.2 財務評価

### (1) 財務分析手法

財務分析においては、使用総資本を対象とした「総資本財務内部収益率」を算出する。

#### ① 費用

費用は8.1.1項に記載されている初期投資費用と運転維持費用（O&Mコスト）であり、いずれも市場価格である。これらは基準年の固定価格で計算し、プライス・エスカレーションは含めない。年間のO&Mコストは、初期投資費用の1.5%と見積もっている。

#### ② 便益

便益は売電収入である。売電収入は単位当りの平均電力料金（2.27NRs./kWh）に販売電力量を乗じたものである。年間販売電力量は、年間発生電力量（43,771,000kWh）における所内消費量とロスの率を4%と想定し、42,020,000kWh（43,771,000kWh × 0.96）と想定する。従って、年間売電収入は95.39百万NRs.（42,020,000kWh × 2.27NRs./kWh）となる。

### (2) 財務的内部収益率（FIRR）

上記(1)に基づいて計算した結果は、FIRR=10.65%（ベースケース）となった。数字が若干低いのは、現行電力料金が政策的にかなり低く押さえられていることに依るものと思われる。このことはNEAから聴取したLRMCに基づいて計算された電力料金（4.63NRs./kWh）との比較から伺える。

### (3) 感度分析

感度分析は、下記の変動因子を想定してそれぞれ行った結果、以下の如くとなった。

	FIRR
① 工期の遅れにより便益の発生が1年遅れた場合	10.06%

② 初期投資費用の10%コストオーバーラン	9.38 %
③ 同じく20%のコストオーバーラン	8.94 %
④ 自己資本を対象として、年利10%、10年の据置きを 含む30年の期間で初期投資費用の85%を事業実施者 が借入れた場合を想定して、計算した場合	10.01 %

なお、ベースケースおよび上記①から④までの計算表は表8.2-1の如くである。

#### (4) 財務分析結果

現行料金を便益に用いてのFIRRは、ベースケースで10.65%であり、「8.3節」で述べるEIRRに比べて相対的に低い数値を示している。そもそも電力料金は本計画のために設定されたものではないが、この低い数値は前記の如く、電力料金が政策的にかなり低くおさえられていることに依るものと思われる。このことは、LRMCに基づいて計算された電力料金(4.63NRs./kWh)と現行電力料金(2.27NRs./kWh)との比較からも伺える。

ネパール政府から事業実施者へのODAソフトローン等の転貸年利は10%であるので「(3)感度分析」の④のケースを試算してみたところ、FIRR=10.01となった。この数字に鑑み、初期投資額の何割かを借入で賄う場合、事業実施者が収益を上げるためには、借入率と転貸金利を出来る限り低くするよう努力することが望ましい。

表 8.2 - 1 (1)

FINANCIAL CALCULATION ANALYSIS					NEPAL : ILAM SMALL HYDRO-ELECTRIC POWER PROJECT					(UNIT : MILL. NRs)					
BASE CASE					CASE-1 : ONE YEAR DELAY CASE					CASE-2 : 10% COST OVER-RUN CASE					
YEAR	IRR = 10.65 %				NET CASH IN-FLOW	IRR = 10.06 %				NET CASH IN-FLOW	IRR = 9.73 %				NET CASH IN-FLOW
	INVEST. & REPLACE	O & M COST	TOTAL COST	TOTAL BENEFIT		INVEST. & REPLACE	O & M COST	TOTAL COST	TOTAL BENEFIT		INVEST. & REPLACE	O & M COST	TOTAL COST	TOTAL BENEFIT	
1	252.10		252.10		-252.10	201.68		201.68		-201.68	277.31		277.31		-277.31
2	249.70		249.70		-249.70	199.76		199.76		-199.76	274.67		274.67		-274.67
3	204.60		204.60		-204.60	163.68		163.68		-163.68	225.06		225.06		-225.06
4		10.60	10.60	95.39	84.79	141.28		141.28		-141.28		10.60	10.60	95.39	84.79
5		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
6		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
7		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
8		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
9		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
10		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
11		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.50	10.60	95.39	84.79
12		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
13		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
14		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
15		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
16		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
17		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
18		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
19		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
20		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
21		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
22		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
23		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
24		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
25		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
26		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
27		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
28		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
29		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
30		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
31		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
32		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
33		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
34		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
35		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
36		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
37		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
38		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
39		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
40		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
41		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
42		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
43		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
44		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
45		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
46		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
47		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
48		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
49		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
50		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79		10.60	10.60	95.39	84.79
TOTAL	706.40	498.20	1,204.60	4,483.33	3,278.73	706.40	487.60	1,194.00	4,387.94	3,193.94	777.04	498.20	1,275.24	4,483.33	3,208.09

CASE-3 : 20% COST OVER-RUN CASE					
YEAR	IRR = 8.94 %				NET CASH IN-FLOW
	INVEST. & REPLACE	O & M COST	TOTAL COST	TOTAL BENEFIT	
1	302.52		302.52		-302.52
2	299.64		299.64		-299.64
3	245.52		245.52		-245.52
4		10.60	10.60	95.39	84.79
5		10.60	10.60	95.39	84.79
6		10.60	10.60	95.39	84.79
7		10.60	10.60	95.39	84.79
8		10.60	10.60	95.39	84.79
9		10.60	10.60	95.39	84.79
10		10.60	10.60	95.39	84.79
11		10.60	10.60	95.39	84.79
12		10.60	10.60	95.39	84.79
13		10.60	10.60	95.39	84.79
14		10.60	10.60	95.39	84.79
15		10.60	10.60	95.39	84.79
16		10.60	10.60	95.39	84.79
17		10.60	10.60	95.39	84.79
18		10.60	10.60	95.39	84.79
19		10.60	10.60	95.39	84.79
20		10.60	10.60	95.39	84.79
21		10.60	10.60	95.39	84.79
22		10.60	10.60	95.39	84.79
23		10.60	10.60	95.39	84.79
24		10.60	10.60	95.39	84.79
25		10.60	10.60	95.39	84.79
26		10.60	10.60	95.39	84.79
27		10.60	10.60	95.39	84.79
28		10.60	10.60	95.39	84.79
29		10.60	10.60	95.39	84.79
30		10.60	10.60	95.39	84.79
31		10.60	10.60	95.39	84.79
32		10.60	10.60	95.39	84.79
33		10.60	10.60	95.39	84.79
34		10.60	10.60	95.39	84.79
35		10.60	10.60	95.39	84.79
36		10.60	10.60	95.39	84.79
37		10.60	10.60	95.39	84.79
38		10.60	10.60	95.39	84.79
39		10.60	10.60	95.39	84.79
40		10.60	10.60	95.39	84.79
41		10.60	10.60	95.39	84.79
42		10.60	10.60	95.39	84.79
43		10.60	10.60	95.39	84.79
44		10.60	10.60	95.39	84.79
45		10.60	10.60	95.39	84.79
46		10.60	10.60	95.39	84.79
47		10.60	10.60	95.39	84.79
48		10.60	10.60	95.39	84.79
49		10.60	10.60	95.39	84.79
50		10.60	10.60	95.39	84.79
TOTAL	847.68	498.20	1,345.88	4,483.33	3,137.45





表 8. 2 - 1 (2)

EQUITY BASE

IRR = 10.01 %

YEAR	INVEST. & REPLACE	REPAY P. & I.	O & M COST	TOTAL COST	LOAN AMOUNT	ELECTRIC TARIFF	TOTAL BENEFIT	NET CASH IN-FLOW
1	252.10	21.43		273.53	214.29		214.29	-59.24
2	249.70	42.65		292.35	212.25		212.25	-80.11
3	204.60	60.04		264.64	173.91		173.91	-90.73
4		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
5		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
6		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
7		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
8		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
9		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
10		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
11		87.06	10.60	97.66		95.39	95.39	-2.27
12		84.06	10.60	94.66		95.39	95.39	0.73
13		81.06	10.60	91.66		95.39	95.39	3.73
14		78.06	10.60	88.66		95.39	95.39	6.73
15		75.06	10.60	85.66		95.39	95.39	9.74
16		72.05	10.60	82.65		95.39	95.39	12.74
17		69.05	10.60	79.65		95.39	95.39	15.74
18		66.05	10.60	76.65		95.39	95.39	18.74
19		63.05	10.60	73.65		95.39	95.39	21.74
20		60.04	10.60	70.64		95.39	95.39	24.75
21		57.04	10.60	67.64		95.39	95.39	27.75
22		54.04	10.60	64.64		95.39	95.39	30.75
23		51.04	10.60	61.64		95.39	95.39	33.75
24		48.04	10.60	58.64		95.39	95.39	36.75
25		45.03	10.60	55.63		95.39	95.39	39.76
26		42.03	10.60	52.63		95.39	95.39	42.76
27		39.03	10.60	49.63		95.39	95.39	45.76
28		36.03	10.60	46.63		95.39	95.39	48.76
29		33.02	10.60	43.62		95.39	95.39	51.77
30		30.02	10.60	40.62		95.39	95.39	54.77
31			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
32			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
33			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
34			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
35			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
36			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
37			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
38			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
39			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
40			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
41			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
42			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
43			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
44			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
45			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
46			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
47			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
48			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
49			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
50			10.60	10.60		95.39	95.39	84.79
TOTAL	706.40	1,715.29	498.20	2,919.89	600.44	4,483.33	5,083.77	2,163.88