

6.4 開発時期の検討

6.4.1 一般

本プロジェクトの開発時期はSNIレベルで、需要に対して供給力が不足する時期が一応の目安となる。

本プロジェクトの運転開始年は、Paute-C 発電所が運転開始した後と本報告書では想定する。INECELは、Paute-C 発電所の運転開始後の次期プロジェクトとしていくつかの開発計画地点を計画している。従って、次期開発地点の選定については、技術、経済性、資金計画等を総合的に検討して決定されることが期待される。

本項では、Chespiプロジェクトの開発年を1993年から1997年の間にあると想定し、本プロジェクトを考慮しない場合の需要供給バランスの検討を行う。

供給力としては、水力発電所の電力量を優先的に充当する。水力電源では供給不足が生じた場合は火力電源で供給するものとする。

水力および火力発電所の全てを運転しても供給不足が生ずる場合はその不足供給力を各月毎に計算する。この検討結果を判断してChespiプロジェクトの運転開始年を想定することとする。

需要供給バランス計算のためのフローチャートをFig. 6-1に示した。

6.4.2 需要供給バランスの考察

Chespi水力発電所の運転開始年を想定するために、1993年から1997年までの期間について需要供給のバランスを検討する。

供給設備としては、INECELが作成している1995年までの電力設備計画の資料に基づいている。即ち、電力量供給力としては、現時点1985年から1995年までに開発される電源設備を用い、1985年以前の電源設備の電力量については、1984年の運転実績を使用する。なお、水力発電所については、前述の通り電力量シュミレーションによって供給電力量を算定する。さらに、火力発電所については、INECELの火力発電所廃止計画を需要供給バランスの検討に考慮する。

既設および1993年までに開発される水力設備、合計 1,526MWによる電力量は1965年から1984年までの水文期間20ヶ年平均で 7,186GWh となり、最大発生電力量は 8,860 GWh、最小電力量は 4,952GWh である。

月別では7月が最も電力量が多く 810GWh となる。一方最低は12月で 429GWh とな

り、最大電力量との比は53%と小さい。これは水力発電設備の殆どがAmazon川流域に位置しており、Amazon川流域の水文特性によるものと考えられる。

1993年から1997年までの各年の電力需要供給バランスを考察すると次の通りである。

a) 1993年断面

水力発電設備の電力量 7,186GWh のうち 6,201GWh(86.3%) の電力量が有効化し、この有効電力量は全電力需要量の86.5%に相当する。

残りの電力需要量 970GWh は、その時点における火力設備 699MWで供給するものとする。また、水文期間の各月における最濁水時(超過確率5%)においても全期間火力設備で供給することができる。

b) 1994年断面

水力発電所の電力量の内 6,438GWh(89.6%) が有効化する。この有効電力量は全電力需要の83.3%である。

残りの電力需要量 1,290GWh は、この年の火力設備 619MWで供給するものとする。しかし、水文期間の各月の最濁水時を検討すると、2月、12月において供給力不足が生ずる。特に12月では、火力発電所の設備を高負荷運転したとしても最濁水年には28.5GWh の供給不足が生ずる。

c) 1995年断面

水力発電所の電力量の92.4% 6,639GWh が有効化する。有効電力量は全電力需要量の80.1%となる。

残りの電力需要量 1,654GWh については、この年の火力設備容量 607MWで供給するものとする、火力発電所の設備利用率は31.1%となる。

しかし、水文期間の各月の最濁水時を検討すると、1月、2月、11月および12月において供給不足が生ずる。特に12月は水文期間中で86GWh の供給不足を生ずることがわかる。

d) 1996年断面

水力設備の電力量の95.6% 6,868GWh が有効化し、この値は全電力需要の75.1%に相当する。

残りの電力需要量 2,280GWh、すなわち全電力需要量の24.9%は、この年の火力発電設備が供給することとなる。この年の火力発電容量は 581MWで設備利用率は44.8%となる。しかし、12月においては、平均値のみで見た場合でもこの年の火

力設備容量では供給出来なくなる。

更に渇水年においては、1月、2月、10月、11月および12月と約半年間は供給不足が生ずる。最大の供給不定月は12月で、20ヶ年の水文期間中10ヶ年は供給不足となる。

e) 1997年断面

水力発電所の電力量の97.6% 7.011GWh が有効化し、この値は全電力需要量の71.4%に相当する。

残りの電力需要量の2,809GWh は全電力需要量の28.6%に相当する。この残りの電力需要量は、この年に保有する火力発電所で供給するものとする。火力発電所の設備利用率は64.8%となる。但し、1月、2月、11月および12月の各月においては、水文期間の平均電力量で見た場合でも、火力設備では供給できない。更に渇水年においては6月、7月および8月以外の月には供給不足が生ずる。

上記の結果を Table-6-27、6-28、6-29、6-30、6-31、およびFig-6-3に示す。

6.4.3. 開発時期の検討結果

全国系統を考慮した需要供給バランスの検討によると、月別電力量が大きく変動していることが知られている。この理由は水力発電所の位置が偏在していることによるものと考えられる。電力量の不足は年の始めと終わりに卓越している。電力量の月間変動量はPaute-C 発電所が運転開始した後、一段と顕著になっている。従って、月別電力量の変動を減少させるために、かつ年の始めと終わりの電力量の不足を補うためには、水文特性の異なったプロジェクトの開発が期待される。

1994年1月に少量の電力量不足が予測される。この電力量不足は水文期間の最渇水月に発生するものであり、この年の電力不足は少量のため克服することが出来るだろう。

1994年の終わりおよび1995年の始めには、多少大きな電力量不足が予想され、この傾向は年毎に増大する。1996年の終わりから、たとえ火力発電所を全負荷運転をしても慢性的な電力量不足が発生する。

このプロジェクトが1990年代の中頃に運転開始されるとするならば、運転開始年は1995年が妥当であろう。この勧告は需要供給バランスの検討から導かれたものである。

この場合、Chespi計画の電力量は、既設水力発電所の電力量が優先的に需要に充当されるとすると、数年間潜在化することとなる。

しかし、運転開始年が1995年より1、2年遅れたとしても、内部収益率は大きく変わらないことが判明している。従って、運転開始年を上記の通りとして、本プロジェクトの財務および経済評価を行うこととする。

勿論、INECELにおいて他のプロジェクトを考慮の上、最終的な運転開始年を設定することを期待する。

Table 6-27 kWh Balance in 1993 (Without Chespi P/S)

Item	Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1	Energy Demand (GWh)	603.9	577.3	606.8	594.6	613.9	586.0	585.2	596.0	576.6	609.6	598.1	624.0	7,172.0
2	Hydro Effective Energy (GWh)	429.7	459.3	574.2	707.8	700.8	735.3	810.2	726.8	604.8	574.7	433.9	428.9	7,186.4
3	Hydro Salable Energy (GWh)	426.6	439.7	534.7	574.9	580.0	568.6	578.7	577.2	535.0	533.4	428.2	424.2	6,201.3
4	Hydro Effective Ratio (3/2) (%)	99.3	95.7	93.1	81.2	82.8	77.3	71.4	79.4	88.5	92.8	98.7	98.9	86.3
5	Other Necessary Energy(1-3) (GWh)	177.3	137.6	72.1	19.7	33.9	17.4	6.5	18.8	41.6	76.2	169.9	199.8	970.7
6	Thermal Installed Capacity (MW)	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	699.0	-
7	Thermal Plant Factor (%)	34.1	29.3	13.9	3.9	6.5	3.5	1.2	3.6	8.3	14.7	33.8	38.4	15.8
3'	Hydro Energy in Driest Year (GWh)	250.3	217.1	290.7	431.7	381.1	468.0	454.7	357.0	379.0	289.3	234.0	223.7	3,976.6
5'	Other Necessary Energy(1-3') (GWh)	353.6	360.2	316.1	162.9	232.8	118.0	130.5	239.0	197.6	320.3	364.1	400.3	3,195.4
7'	Thermal Plant Factor (%)	68.0	76.7	60.8	32.4	44.8	23.4	25.1	46.0	39.3	61.1	72.3	77.0	52.2
8	95% Thermal Effective Energy (GWh) $(6) \times (\text{day}) \times 24 \times 0.95 \times 0.96$	474.3	428.4	474.3	459.0	474.3	459.0	474.3	474.3	459.0	474.3	459.0	474.3	5,584.4
9	Insufficient Energy $9 = 1 - 3' - 8$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	Insufficient Frequency in 20 Years	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/240

Table 6-28 KWh Balance in 1994 (Without Chespi P/S)

Item	Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1	Energy Demand (GWh)	650.6	622.0	652.7	640.6	661.3	631.3	630.5	642.1	621.3	657.0	644.4	672.2	7,727.0
2	Hydro Effective Energy (GWh)	429.7	459.3	574.2	707.8	700.8	735.3	810.2	726.8	604.8	574.7	433.9	428.9	7,185.4
3	Hydro Salable Energy (GWh)	429.7	447.8	545.4	605.0	607.5	602.6	621.7	613.6	558.2	548.2	431.2	428.6	6,437.7
4	Hydro Effective Ratio (3/2) (%)	100.0	97.5	95.0	85.5	86.7	82.0	76.7	84.4	92.3	95.4	99.4	99.5	89.6
5	Other Necessary Energy(1-3) (GWh)	220.9	174.2	108.3	35.6	53.8	28.7	8.8	28.5	63.1	108.8	213.2	245.6	1,289.5
6	Thermal Installed Capacity (MW)	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	619.0	-
7	Thermal Plant Factor (%)	48.0	41.9	23.5	8.0	11.7	6.4	1.9	6.2	14.2	23.6	47.8	53.3	23.8
3'	Hydro Energy in Driest Year (GWh)	250.3	217.1	407.3	431.7	381.1	488.0	454.7	357.0	379.0	289.3	234.0	223.7	4,093.2
5'	Other Necessary Energy(1-3') (GWh)	400.3	404.9	246.4	208.9	280.2	163.3	175.8	285.1	242.3	367.7	410.4	448.5	3,633.8
7'	Thermal Plant Factor (%)	86.9	97.3	53.5	46.9	60.8	36.6	38.2	61.9	54.4	79.8	92.1	97.4	67.0
8	95% Thermal Effective Energy (GWh) (6) × (day) × 24 × 0.95 × 0.96	420.0	379.4	420.0	406.5	420.0	406.5	420.0	420.0	406.5	420.0	406.5	420.0	4,945.3
9	Insufficient Energy $g = 1 - 3' - 8$ (GWh)	0	25.5	0	0	0	0	0	0	0	0	3.9	28.5	57.9
10	Insufficient Frequency in 20 Years	0/20	1/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	1/20	1/20	3/240

Table 6--29 KWh Balance in 1995 (Without Chespi P/S)

Item	Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1	Energy Demand (GWh)	698.3	667.6	701.6	687.5	709.9	677.5	676.7	689.1	666.2	704.9	691.6	721.5	8,293.0
2	Hydro Average Energy (GWh)	429.7	459.3	574.2	707.8	700.8	735.3	810.2	726.8	604.8	574.7	433.9	422.9	7,186.4
3	Hydro Effective Energy (GWh)	429.7	451.5	555.0	633.8	633.5	634.9	660.7	641.8	577.6	557.9	433.6	428.9	6,638.9
4	Hydro Effective Ratio (3/2) (%)	100.0	98.3	96.7	89.5	90.4	88.3	81.5	88.3	95.5	97.1	99.9	100.0	92.4
5	Other Necessary Energy(1-3) (GWh)	268.6	216.1	146.6	53.7	76.4	42.6	16.0	47.3	89.2	147.0	258.0	292.6	1,654.1
6	Thermal Installed Capacity (MW)	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	607.0	-
7	Thermal Plant Factor (%)	59.5	53.0	32.5	12.3	16.9	9.7	3.5	10.5	20.4	32.6	59.0	64.8	31.1
3'	Hydro Energy in Driest Year (GWh)	250.3	217.1	290.7	431.7	381.1	468.0	454.7	357.0	379.0	289.3	234.0	223.7	3,976.6
5'	Other Necessary Energy(1-3') (GWh)	449.0	450.5	410.9	255.8	328.8	209.5	222.0	332.1	287.8	415.6	457.6	497.8	4,316.4
7'	Thermal Plant Factor (%)	99.2	110.4	91.0	58.5	72.8	47.9	49.2	73.5	65.9	92.0	104.7	110.2	81.2
8	95% Thermal Effective Energy (GWh)	411.9	372.0	411.9	398.6	411.6	398.6	411.6	411.6	398.6	411.6	398.6	411.9	4,849.3
9	Insufficient Energy 9 = 1 - 3' - 8	36.1	78.5	0	0	0	0	0	0	0	4.0	59.0	85.9	263.5
10	Insufficient Frequency in 20 Years	3/20	3/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	1/20	2/20	2/20	11/240

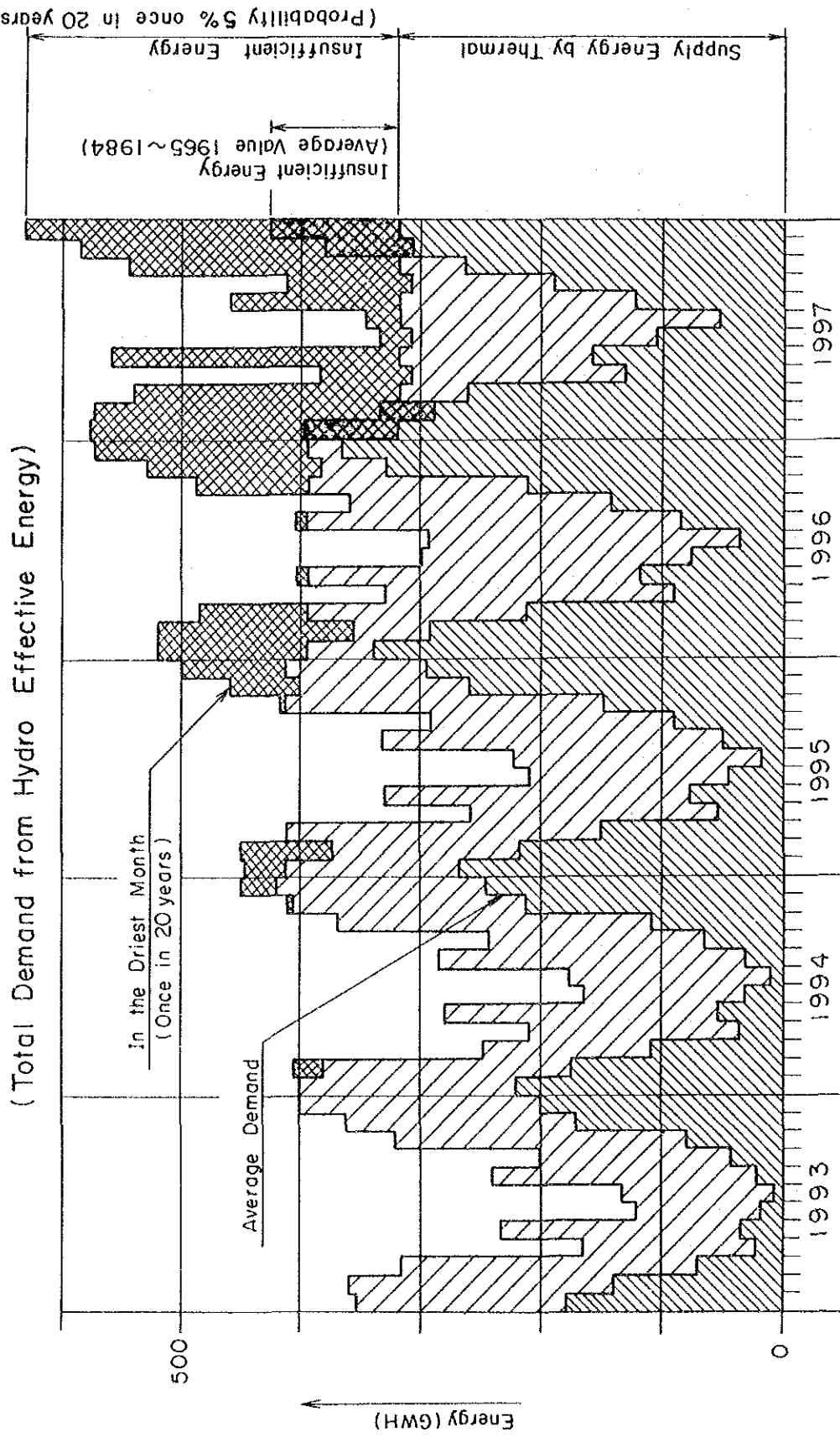
Table 6-30 KWh Balance in 1996 (Without Chespi P/S)

Item	Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1	Energy Demand (GWh)	770.3	736.4	773.9	758.4	783.0	747.4	746.5	760.2	735.5	777.6	762.9	795.9	9,148.0
2	Hydro Average Energy (GWh)	429.7	459.3	574.2	707.8	700.8	735.3	810.2	726.8	604.8	574.7	433.9	428.9	7,166.4
3	Hydro Effective Energy (GWh)	429.7	455.0	555.4	668.1	666.6	672.1	712.7	673.9	594.8	566.9	433.9	428.9	6,868.0
4	Hydro Effective Ratio (3/2) (%)	100.0	99.1	98.5	94.4	95.1	91.4	88.0	92.7	98.3	98.6	100.0	100.0	95.6
5	Other Necessary Energy(1-3) (GWh)	340.6	281.4	208.5	90.3	116.4	75.3	33.8	86.3	140.7	210.7	329.0	367.0	2,280.0
6	Thermal Installed Capacity (MW)	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	581.0	-
7	Thermal Plant Factor (%)	78.8	72.1	48.2	21.6	26.9	18.0	7.8	20.0	33.6	48.7	78.7	84.9	44.8
3'	Hydro Energy in Driest Year (GWh)	250.3	217.1	290.7	431.7	381.1	468.0	454.7	357.0	379.0	289.3	234.0	223.7	3,976.6
5'	Other Necessary Energy(1-3') (GWh)	520.0	519.3	483.2	326.7	401.9	297.4	291.8	403.2	356.5	488.3	528.9	572.2	5,171.4
7'	Thermal Plant Factor (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	95% Thermal Effective Energy (GWh)	394.2	356.0	394.2	381.5	394.2	381.5	394.2	394.2	381.5	394.2	381.5	394.2	4,641.4
9	Insufficient Energy 9 = 1 - 3' - 8 (GWh)	125.8	163.3	89.0	0	7.7	0	0	9.0	0	94.1	147.4	176.0	814.3
10	Insufficient Frequency in 20 Years	10/20	6/20	1/20	0/20	0/20	0/20	0/20	1/20	0/20	3/20	8/20	11/20	40/240

Table 6-31 KWh Balance in 1997 (Without Chespi P/S)

Item	Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May.	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1	Energy Demand (GWh)	826.8	790.5	830.8	814.1	840.6	802.3	801.3	816.0	789.5	834.7	819.0	854.4	9,820.0
2	Hydro Average Energy (GWh)	429.7	459.3	574.2	707.8	700.8	735.3	810.2	726.8	604.8	574.7	433.9	428.9	7,186.4
3	Hydro Effective Energy (GWh)	429.7	457.7	571.1	684.3	684.5	698.6	750.6	697.0	602.3	572.6	433.9	428.9	7,011.2
4	Hydro Effective Ratio (3/2) (%)	100.0	99.7	99.5	96.8	97.7	95.0	92.6	95.9	99.6	99.6	100.0	100.0	97.6
5	Other Necessary Energy (1-3) (GWh)	397.1	332.8	259.7	129.8	156.1	103.7	50.7	119.0	187.2	262.1	385.1	425.5	2,803.8
6	Thermal Installed Capacity (MW)	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	469.0	-
7	Thermal Plant Factor (%)	113.8	105.6	74.4	38.4	44.7	30.7	14.5	34.1	55.4	75.1	114.0	122.0	68.4
3'	Hydro Energy in Driest Year (GWh)	250.3	217.1	290.7	431.7	381.1	468.0	454.7	357.0	379.0	289.3	234.0	223.7	3,976.6
5'	Other Necessary Energy (1-3') (GWh)	576.5	573.4	540.1	382.4	459.5	334.3	346.6	459.0	410.5	545.4	585.0	630.7	5,843.4
7'	Thermal Plant Factor (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	95% Thermal Effective Energy (GWh)	318.2	287.4	318.2	308.0	318.2	308.0	318.2	318.2	308.0	318.2	308.0	318.2	3,746.8
9	Insufficient Energy (GWh) 9 = 1 - 3' - 8	258.3	286.0	221.9	74.4	141.3	26.3	28.4	140.8	102.5	227.2	277.0	312.5	2,096.6
10	Insufficient Frequency in 20 Years	13/20	12/20	7/20	2/20	3/20	2/20	1/20	2/20	3/20	6/20	14/20	15/20	80/240

Fig. 6-3 Energy Demand (Without Project)



第7章 予備設計

第7章 予備設計

7.1	ダム	7 - 1
7.1.1	ダムサイトの選定	7 - 1
7.1.2	調整池の堆砂とフラッシング	7 - 1
7.1.3	ダム形式の選定	7 - 29
7.1.4	ダム諸設備	7 - 29
7.2	取水口	7 - 34
7.2.1	形式選定	7 - 34
7.2.2	構造一般	7 - 35
7.3	導水路トンネル	7 - 35
7.3.1	導水路トンネルのルート選定	7 - 35
7.3.2	導水路トンネル内径の決定	7 - 36
7.3.3	その他一般	7 - 40
7.4	調圧水槽	7 - 40
7.4.1	調圧水槽一般	7 - 40
7.4.2	サージング計算	7 - 41
7.5	水圧管路	7 - 44
7.5.1	水圧管路のルート選定	7 - 44
7.5.2	水圧管路内径の決定	7 - 47
7.5.3	水圧管路の分岐位置と使用鋼材	7 - 47
7.5.4	水撃圧の計算	7 - 49
7.5.5	水圧鉄管の強度計算	7 - 54
7.6	発電所	7 - 61

7.7. 電気設備	7 - 84
7.7.1 主機の決定	7 - 84
7.7.2 主回路および屋外変電所	7 - 85
7.7.3 発電所建家	7 - 85
7.7.4 変電所（開閉所）	7 - 85
7.7.5 通信設備	7 - 99
7.7.6 送電設備	7 - 99

TABLE LIST

	Page
Table 7-1 Grain-size Distribution	7-6
Table 7-2 The Results of Component Analysis of Rio Guayllabamba	7-6
Table 7-3 Microscopic Observation	7-11
Table 7-4 The Annual Sediment Inflow Quantities of Chespi Dam	7-21
Table 7-5 The Results of Calculation in Reservoir of Chespi	7-22
Table 7-6 Flood Discharge of Chespi Dam	7-30
Table 7-7 Comparison of Headrace Tunnel	7-36
Table 7-8 Comparison of Construction Program (Headrace Tunnel)	7-37
Table 7-9 Economic Comparison of Powerhouse Site and Type of Turbine	7-46
Table 7-10 Comparison of Penstock Tunnel	7-69
Table 7-11 Comparison of Powerhouse	7-70
Table 7-12 Comparison of Penstock Tunnel	7-71
Table 7-13-1 Comparison of Powerhouse	7-72
Table 7-13-2 Comparison of Powerhouse	7-73
Table 7-13-3 Comparison of Powerhouse	7-74
Table 7-13-4 Comparison of Powerhouse	7-75
Table 7-14 Comparison of Penstock Tunnel	7-76
Table 7-15-1 Comparison of Powerhouse	7-77
Table 7-15-2 Comparison of Powerhouse	7-78
Table 7-16 Comparison of Penstock Tunnel	7-79
Table 7-17-1 Comparison of Powerhouse	7-80
Table 7-17-2 Comparison of Powerhouse	7-81
Table 7-17-3 Comparison of Powerhouse	7-82
Table 7-17-4 Comparison of Powerhouse	7-83
Table 7-18 Properties of ACSR and GSW	7-101

FIGURE LIST

	Page
Fig. 7-1 Grain-Size Distribution Curve	7-4
Fig. 7-2 Reservoir Sedimentation Profile (Normal Year--No.1)	7-23
Fig. 7-3 Reservoir Sedimentation Profile (Normal Year--No.2)	7-24
Fig. 7-4 Reservoir Sedimentation Profile (Dry Year)	7-25
Fig. 7-5 Reservoir Sedimentation Profile (Wet Year)	7-26
Fig. 7-6 Reservoir Flushing Profile (Normal Year)	7-27
Fig. 7-7 Discharge Capacity of Spillway	7-31
Fig. 7-8 The Type of Intake	7-34
Fig. 7-9 The Headrace Tunnel Route	7-36
Fig. 7-10 Economic Diameter Diagram	7-39
Fig. 7-11 Surge Tank	7-41
Fig. 7-12 Surging Curve	7-43
Fig. 7-13 Route of Penstock	7-45
Fig. 7-14 Economic Diameter Diagram	7-48
Fig. 7-15 Penstock Water-Hammer	7-53
Fig. 7-16 Steel Penstock Design Head Diagram	7-56
Fig. 7-17 Plan of Powerhouse Area of Francis Turbine Type	7-63
Fig. 7-18 Plan of Powerhouse Area of Pelton Turbine Type	7-64
Fig. 7-19 Longitudinal Section of Each Turbine	7-65
Fig. 7-20 Plan of Powerhouse Area of Francis Turbine Type	7-66
Fig. 7-21 Plan of Powerhouse Area of Pelton Turbine Type	7-67
Fig. 7-22 Longitudinal Section of Each Turbine	7-68
Fig. 7-23 One Line Diagram of Chespi Power Plant	7-87
Fig. 7-24 138kV Switchyard Layout	7-89
Fig. 7-25 One Line Diagram of San Antonio Substation	7-95
Fig. 7-26 Plan of 138kV Switchyard of the San Antonio Substation	7-97
Fig. 7-27 Route Map of Transmission Line	7-103
Fig. 7-28 Steel Tower Configuration	7-105
Fig. 7-29 Transmission Plan of Quito Region (in 1985)	7-107

DRAWING LIST

	Page
DWG. 1 DAM AND WATERWAY GENERAL PLAN	7-109
DWG. 2 DAM PLAN	7-111
DWG. 3 DAM PROFILE	7-113
DWG. 4 DAM TYPICAL CROSS SECTION	7-115
DWG. 5 WATERWAY INTAKE PLAN, PROFILE AND SECTION ...	7-117
DWG. 6 WATERWAY HEADRACE TUNNEL PLAN,	7-119
PROFILE AND SECTION	
DWG. 7 WATERWAY SURGE TANK PLAN, PROFILE AND	7-121
SECTION	
DWG. 8 WATERWAY PENSTOCK PLAN	7-123
DWG. 9 WATERWAY PENSTOCK PROFILE AND SECTION	7-125
DWG. 10 POWERHOUSE PLAN	7-127
DWG. 11 POWERHOUSE PROFILE AND SECTION	7-129
DWG. 12 WATERWAY (ALTERNATIVE)-1 PLAN	7-131
DWG. 13 WATERWAY (ALTERNATIVE)-1 PROFILE AND SECTION .	7-133
DWG. 14 WATERWAY (ALTERNATIVE)-2 PLAN	7-135
DWG. 15 WATERWAY (ALTERNATIVE)-2 PROFILE AND SECTION .	7-137
DWG. 16 WATERWAY (ALTERNATIVE)-3 PLAN	7-139
DWG. 17 WATERWAY (ALTERNATIVE)-3 PROFILE AND SECTION .	7-141

第 7 章 予 備 設 計

7.1 ダム

7.1.1 ダムサイトの選定

マスタープランレベルで決められたダム軸付近でダム構造上の地形的、地質的各要因を考慮すると共に、当地点の特殊的要因である堆砂とそのフラッシングが最も有効に作用するようにダムサイトを選定した。

当ダムサイト地点は、調整池を含めて第5章地質および材料で述べたように構造上最適な地点である。また、地形的には兩岸共に急峻であり、洪水吐、排砂設備、取水口等の構造物は理想的な配置が可能である。

一方、堆砂とそのフラッシングについては、7.1.2で述べる如く流入量の平水年で年1回程度、豊水年で年3回程度のフラッシングで調整池に堆砂する土砂を下流に排除することにより、ダム機能を維持することが可能である。

7.1.2 調整池の堆砂とフラッシング

1) 一 般

Chespi発電所の最も重要な問題点である調整池内の堆砂形状とフラッシングによる排砂形状の検討を行う。この堆砂シュミレーションは、運転開始月日が確定していないので1月1日から堆砂が始まるものとして計算を開始し、調整池内が満砂になった時点で排砂ゲートを開けて排砂を行い、堆砂した土砂が下流に完全に排除された時点で排砂ゲートを閉めて再び貯水するものである。上記の操作を繰り返すことにより、ダムの機能を損なうことなく発電が可能となる。

2) 基 本 式

a) 流砂の連続式

河床変動は断面平均量として扱い、以下の式で表すものとする。

$$\Delta Z = \frac{Q' B - Q B}{B \Delta x (1 - \lambda)} \Delta t \quad \dots\dots (1)$$

$$\Delta Z = Z (t + 1) - Z t \quad \dots\dots (2)$$

ここに、

- ΔZ : Δt 時間内の河床変動量
- Q_B : 上流断面からの流入土砂量
- Q_B : 下流断面からの流出土砂量
- B : 河床変動幅
- λ : 空隙率 (= 0.4)
- Z : 河床高さ
- Δx : 区間距離

b) 浮遊土砂量式

河床変動は現地河床材料の諸試験結果および INECBL の関係資料から浮遊土砂が支配的であり、浮遊土砂による計算を行った。

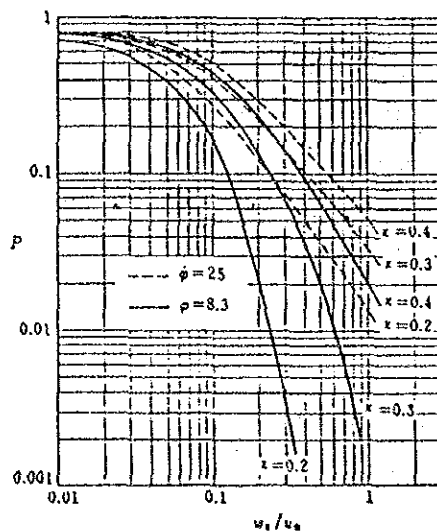
Lane Kalinske の式

$$q_s = q \cdot C_o P / \sigma \dots\dots(3)$$

$$C_o = 5.55 \Delta F(W_o) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{W_o} \right) \exp \left\{ - \left(\frac{W_o}{u_*} \right)^2 \right\} \right]^{1.61} \dots\dots(4)$$

ここに、

- q_s : 単位巾、単位時間当りの浮遊土砂量
- q : 単位巾当りの流量
- P : 下記図表による k 、 v 、 u_* の関数



注) : Karmanの定数には 0.4を用いる。

C_o : 河床濃度 (ppm)

$\Delta F(W_o)$: 沈降速度(W_o)なる砂粒が河床砂礫中に占める割合 (%)

σ : 土粒子単位体積重量

c) 沈降速度 (W_o)

以下の式で計算する。

$$d \text{ (cm)} \geq 0.58 \quad : \quad W_o = 73.2 d^{1/2}$$

$$0.58 > d \geq 0.11 \quad : \quad W_o = 81.5 d^{0.667}$$

$$0.11 > d \geq 0.015 \quad : \quad W_o = 171.5 d$$

$$0.015 > d \quad : \quad W_o = 1194.00 d^2$$

d) 総流入土砂量

$$Q_B = q_s \times B \times 10^{-4} / (1 - \lambda)$$

3) 計算順序

計算の手順を示すと以下のようになる。

- (1) 初期河床状態について T_o 時刻の流量において不等流計算を行う。
- (2) 各断面について摩擦速度 (u_*) を求める。
- (3) 粒径ごとに流砂量式より流砂量を求める。
- (4) 上記の流砂量の総和により Q_B を求める。
- (5) (1)により河床変動量を求め、(2)により変動後の河床高を求める。
- (6) 上記(1)から(5)を繰り返し計算を調整池の所要の堆砂面まで行う。
- (7) 調整池が満砂になったら、排砂ゲートを開放して開水路にして、上記と同様な計算を行い、調整池に堆砂した土砂を排除する。
- (8) 調整池の排砂が完了したら、排砂ゲートを閉塞して排砂完了後の断面積を用いて(1)の計算から再度始める。

4) 計算条件

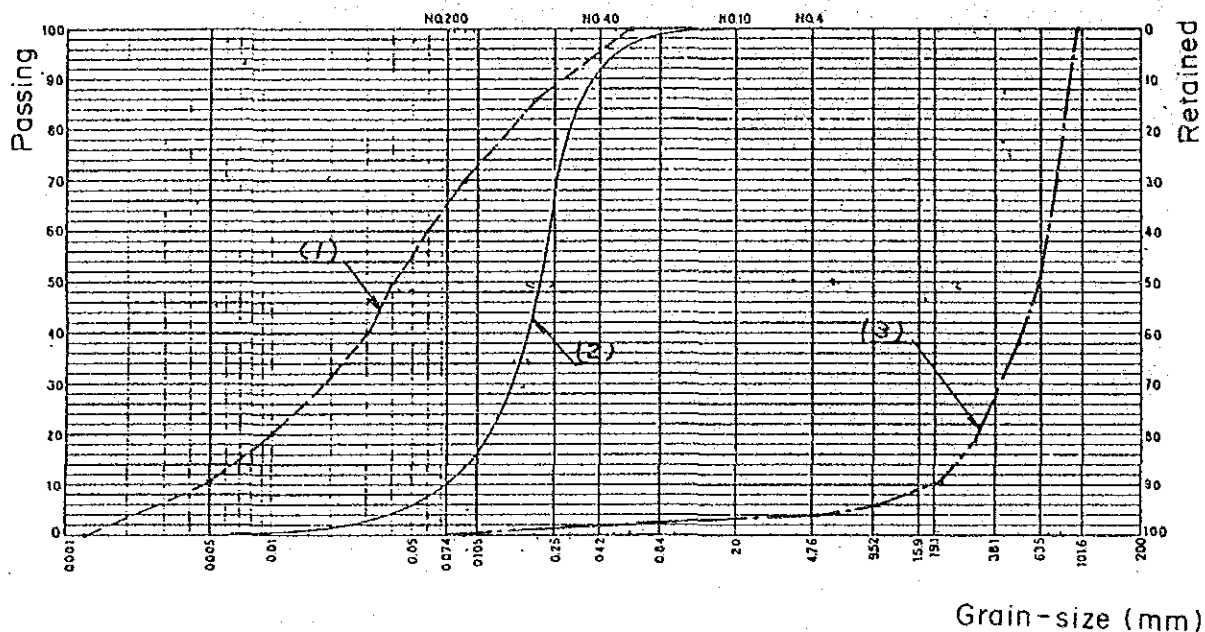
a) 調整池堆積土砂の粒度分布および性質

a)-1 粒度分布曲線

ダム調整池内での河床形状の変化を推定する目的でダム地点に堆積した現

河床材料の粒度分布を測定するとFig7-1に示すような粒度分布曲線を示す。

Fig. 7-1 Grain-Size Distribution Curve



(1)式：A. J. Cubi測水所平均浮遊土砂

(2)式：Chespiダム地点採取土砂

(3)式：A. J. Cubi測水所平均河床土砂

上記(1)~(3)の粒度分布式があるが、洪水時の粒度分布と濁水時の粒度分布の違いなどから今回は(2)式を使用する。

その理由は(2)式は実際にダム地点に堆積していることおよび(1)式と(3)式の差が大きく毎日流入する土砂の粒度分布曲線を一本化しないと計算上非常に複雑になること等を考慮して全体の平均に近い(2)式を用いる。

上記により(2)式における粒度分布はTable 7-1 に示す値を堆砂計算に使用する。

流砂量は浮遊物と掃流土砂に区分されるが、これらの量は流入量によって変わる。従って (1)式 (3)式を合成して計算することは非常に複雑である。

一方フィジビリティスタディ段階では調整池の機能が確保しえるか、またもし排砂できるとした場合排砂の頻度がどのくらいかを確認することが重要な課題である。

(1)式の堆砂粒径は非常に小さく0.1 mm以下の粒径は70%をしめ、タービンへの影響は少ないものと考えられる。一方 (3)式の粒径分布は全堆砂量の10%以下と想定される。

Table 7-1 Grain-size Distribution

Representative Diameter (mm)	1.1	0.54	0.37	0.23	0.14	0.09	0.04
Percentage (%)	2	5	11	48	17	8	9

a)-2 流入河川水の成分分析

河川水の成分分析結果はTable7-2 に示す通りである。同表は6ヶ所の
 平均値である。表から判明するようにGuayllabamba川の水は特に問題とな
 る要因はもってはいない。

Table 7-2 The Results of Component Analysis of Rio Guayllabamba

	P. H	Suspension material (mg/l)	Si (mg/l)	Al (mg/l)	Fe (mg/l)	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	Na (mg/l)	K (mg/l)	Cl (mg/l)	So (mg/l)
Chespi	7.90	93	21.6	ND	ND	22.3	22.9	46.1	7.3	31.1	23.4
Detectable Limit			6.2	0.62	0.11	0.32	0.026	0.053	0.060	1.8	4.1

- 注 1) S. S以外はミリポアフィルター (0.45 μ) による濾過水を使用。
 2) Clの海砂中の塩分含有量試験 (土木学会、日本道路協会)、SO₄は硫酸バリウムを用いた重量分析法、その他は原子吸光光度法にて行った。
 3) NDは検出限界以下を示す。
 4) 資料水は1985年1月21日、A. J. Cubi測水所にて採取。

a)-3 流入土砂の成分分析

調整池に流入する土砂の成分分析をX線検査で行った。その結果はFig
 7-2およびTable7-3に示す。また、それぞれの拡大顕微鏡写真を次頁以降
 に示す。X線解析の結果、流入土砂の50%は斜長石であり新鮮なものが多

く、モース硬度 5 以上の比較的硬質な鉱物が多量に含まれていると考えられる。

GP ROLL PAPER

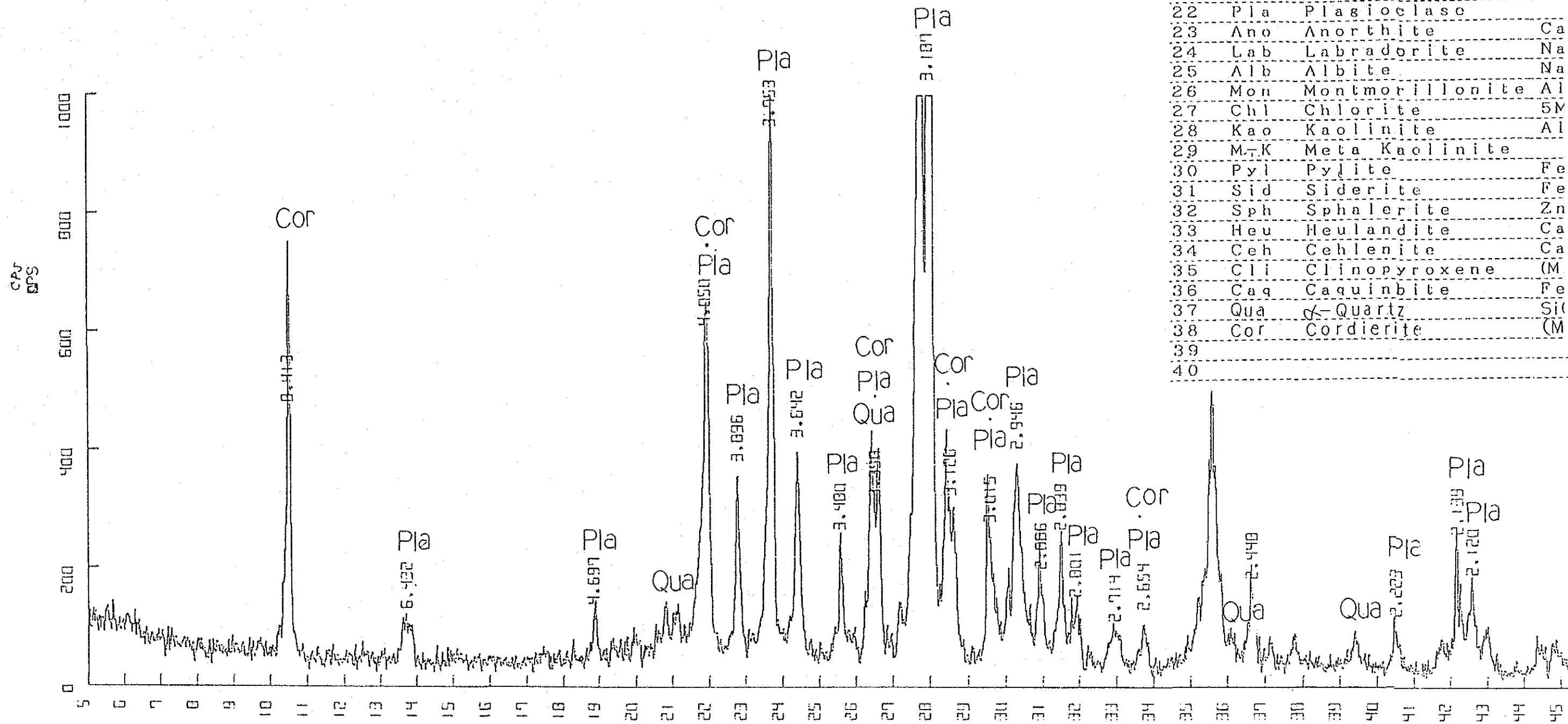
PLOTTER PRINTER

GP ROLL PAPER

PLOTTER PRINTER

GP ROLL PAPER

PLOTTER PRINT



GP ROLL PAPER

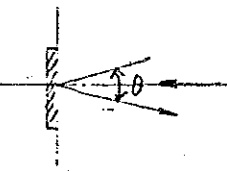
PLOTTER PRINTER

GP ROLL PAPER

PLOTTER PRINTER

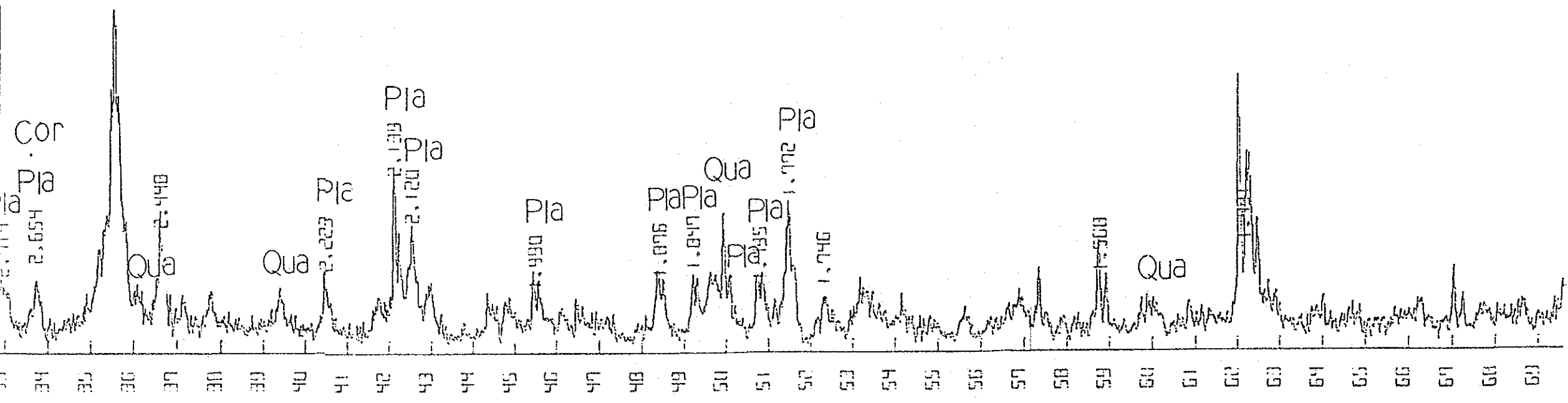
GP ROLL PAPER

PLOTTER PRINT



21	Ett	Ettringite	$Ca_4Al_3(SO_4)_3(OH)_4 \cdot 25H_2O$
22	Pla	Plagioclase	
23	Ano	Anorthite	$CaAl_2Si_2O_8$
24	Lab	Labradorite	$NaAlSi_3O_8 \cdot CaAlSi_3O_8$
25	Alb	Albite	$NaAlSi_3O_8$
26	Mon	Montmorillonite	$Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot 6H_2O$
27	Chl	Chlorite	$5MgO \cdot Al_2O_3 \cdot 3SiO_2 \cdot 4H_2O$
28	Kao	Kaolinite	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$
29	M-K	Meta Kaolinite	
30	Pyl	Pyrite	FeS_2
31	Sid	Siderite	$FeCO_3$
32	Sph	Sphalerite	ZnS
33	Heu	Heulandite	$CaAl_2Si_7O_{22} \cdot 6H_2O$
34	Ceh	Cehlenite	$Ca_3Al_2Si_7O_{22}$
35	Cli	Clinopyroxene	$(Mg,Fe)SiO_3$
36	Caq	Caquinbite	$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$
37	Qua	α -Quartz	SiO_2
38	Cor	Cordierite	$(Mg,Fe)_2Al_4Si_2O_{12}$
39			
40			

ANGLE	INTEN	D-VALUE	FWHM
10.499	496	8.413	0.300
13.751	72	6.432	0.300
18.880	80	4.697	0.300
21.918	520	4.050	0.300
22.793	293	3.896	0.300
23.680	863	3.753	0.300
24.417	330	3.642	0.300
25.576	196	3.480	0.300
26.522	251	3.358	0.320
27.374	2204	3.187	0.320
28.531	222	3.126	0.280
29.596	213	3.015	0.280
30.311	340	2.946	0.240
30.952	127	2.886	0.240
31.482	188	2.839	0.260
31.917	71	2.801	0.160
32.965	55	2.714	0.320
33.740	78	2.654	0.280
35.625	441	2.518	0.360
36.675	110	2.448	0.280
40.540	70	2.223	0.280
42.286	208	2.132	0.228
42.610	131	2.120	0.220
45.540	44	1.990	0.280
48.462	65	1.876	0.280
49.276	73	1.847	0.280
50.826	49	1.795	0.280
51.532	169	1.772	0.300
52.340	54	1.746	0.340
58.834	68	1.568	0.280
62.181	99	1.491	0.140



BEIGERFLEX RAD: /
 TARGET/FILTER(C/MONOCHERO): MA
 VOLTAGE/CURRENT: 40 KV/ 30
 STEP WIDTH: 0.02DEG
 PRESET TIME: 0.45ED
 ANGLE ZOOM: 2
 SMOOTHING: 3

Table 7-3 Microscopic Observation

Sample No, CHESPI Date Apr, 1985
 Thin-Section No, A-1 Observed by K, Iguchi
 Texture ; River sand (unconsolidated) . Sample obtained by quartering, and microscope specimens were made on embedding in resin.

Description

Hardness (Mohs)	Mineral	Vol. %	Feature
6	Plagioclase	50	Colorless, prominent zoning , strong automorphic nature, mostly comparatively fresh.
6	Hornblende	15	Green or brown with pleochroism. Strong automorphic nature, mostly comparatively fresh.
5 ~ 6	Augite	5	Strong automorphic nature. Light brown.
6	Opaque Minerals	5	Mostly strongly magnetic and assumed to be magnetite. The four minerals hereinabove mostly in form of individual sand particles.
?	Rock fragment (Basalt)	10	Andesitic basalt. Roughly the same as andesite below.
?	(Andesite)	10	Plagioclase and hornblende are observed as phenocrysts. Hornblende altered in parts.
3	(Limestone)	≒ 0	Rock fragments of calcite or rock altered and metasomatized into calcite recognized.
?	(Mudstone)	≒ 0	Fragments of argillaceous rock are observed.
7	Quartz	≒ 0	Practically no individual sand particle seen, but exists together with plagioclase in fine granophyre.

Note ; Vol % roughly reckoned by visual observation.

Others ; Almost grains range in diameter from 0.1 to 0.6 mm and are not rounded.

Although eliminated in making thin section, round gravels of about ϕ 5 mm were also contained.

Comment ; Comparatively hard minerals of Mohs hardness 5 or over make up at least 80 percent of whole.



x 50



x 100



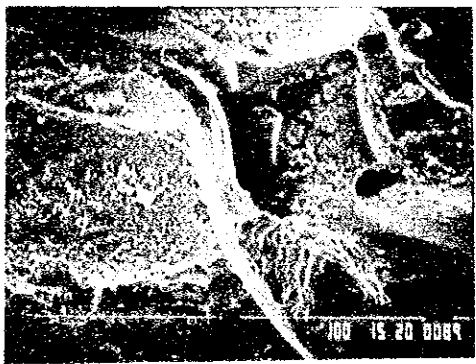
x 50



x 200



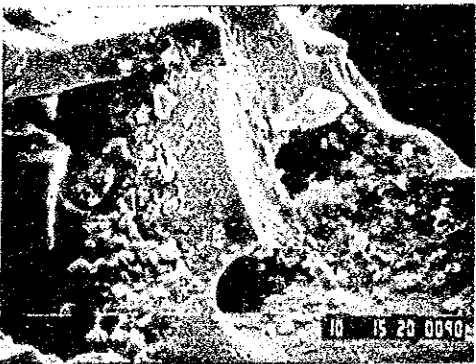
x 100



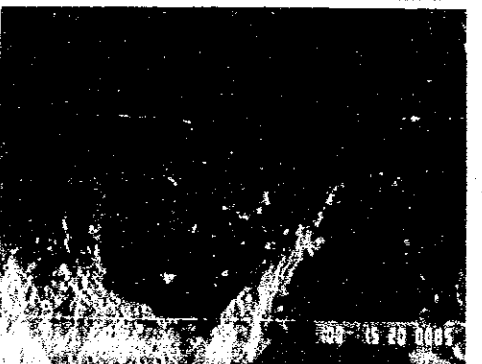
x 500



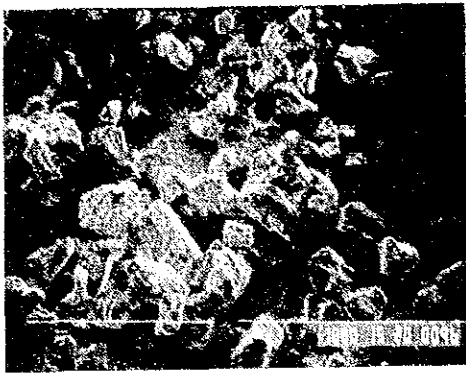
x 200



x 1000



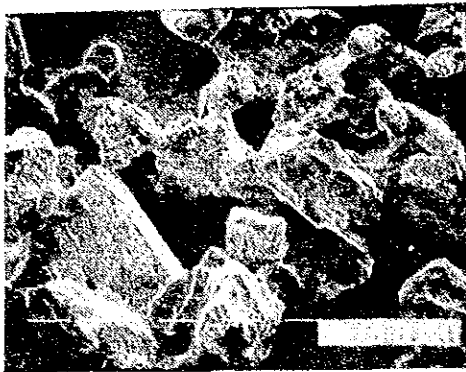
x 500



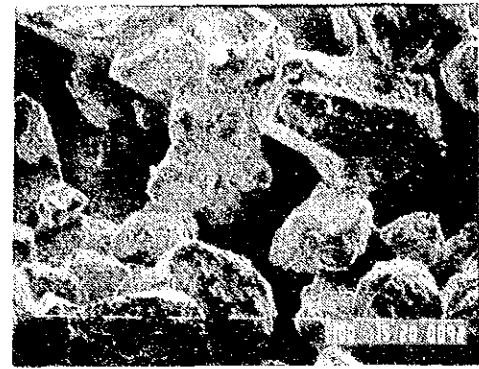
x 50



x 50



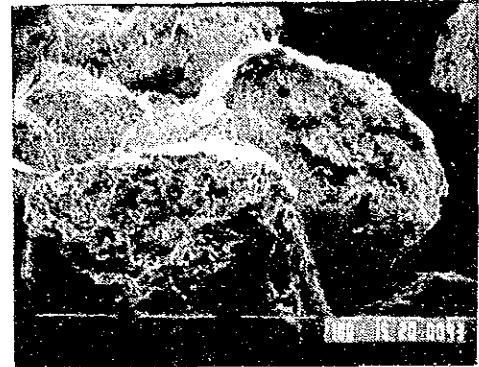
x 100



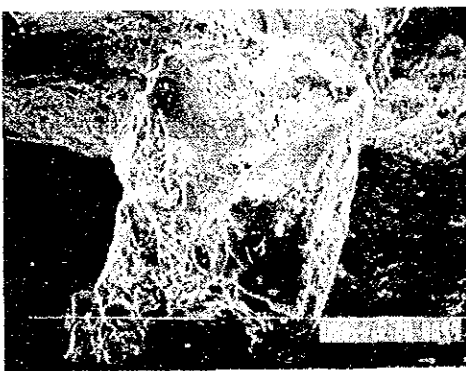
x 100



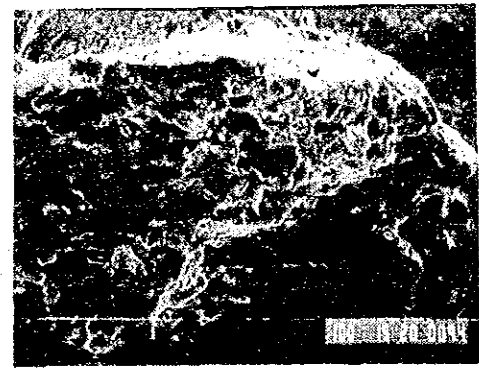
x 200



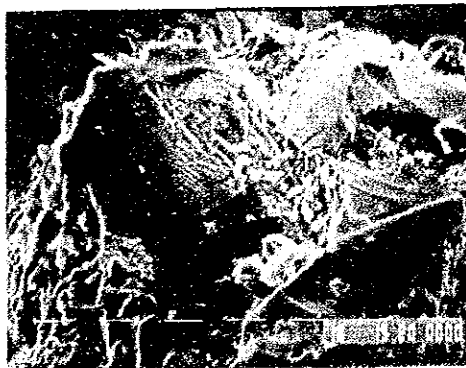
x 200



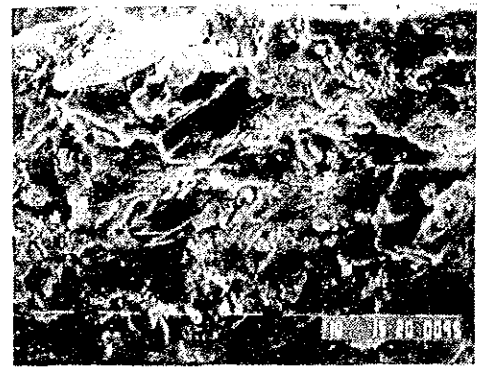
x 500



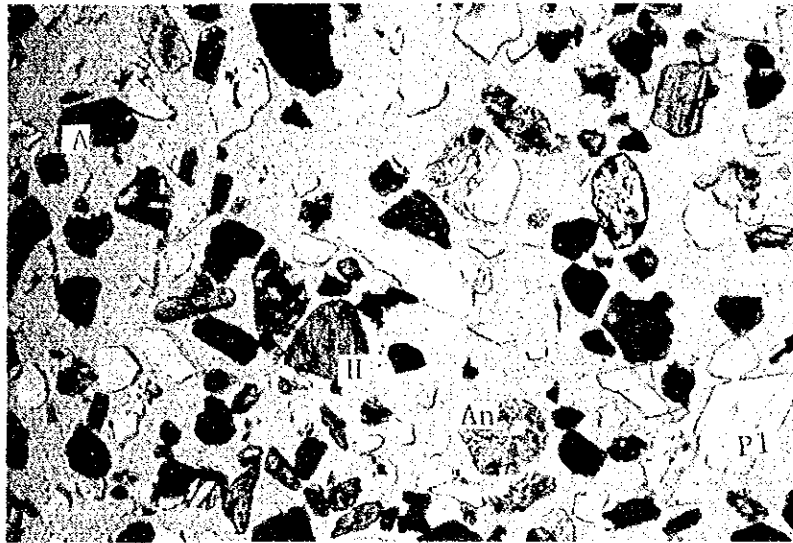
x 500



x 1000

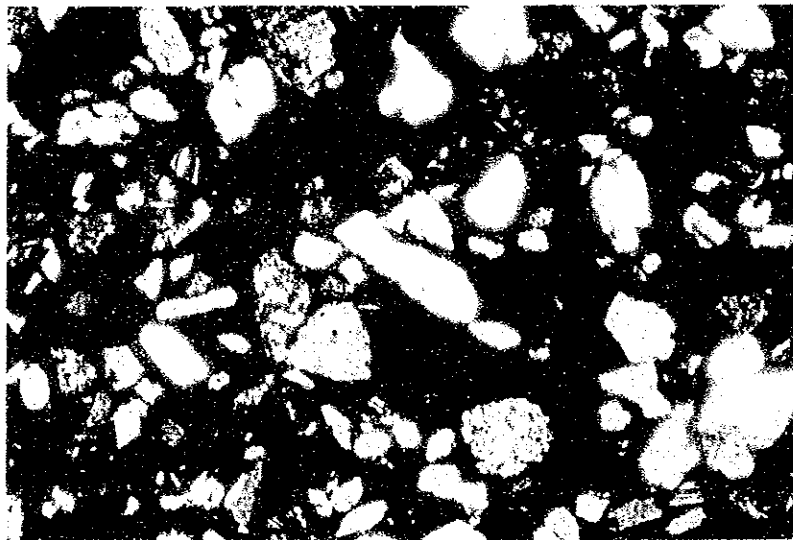


x 1000



0 1mm

open 4 x 10

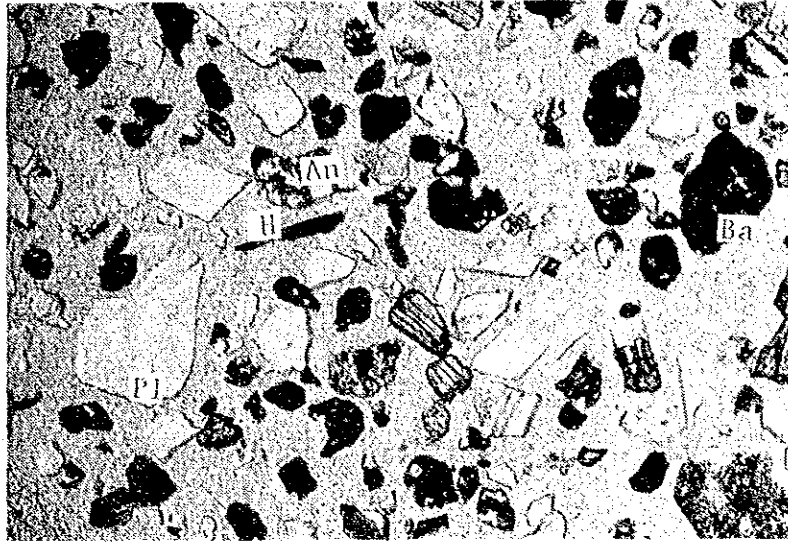


0 1mm

close 4 x 10

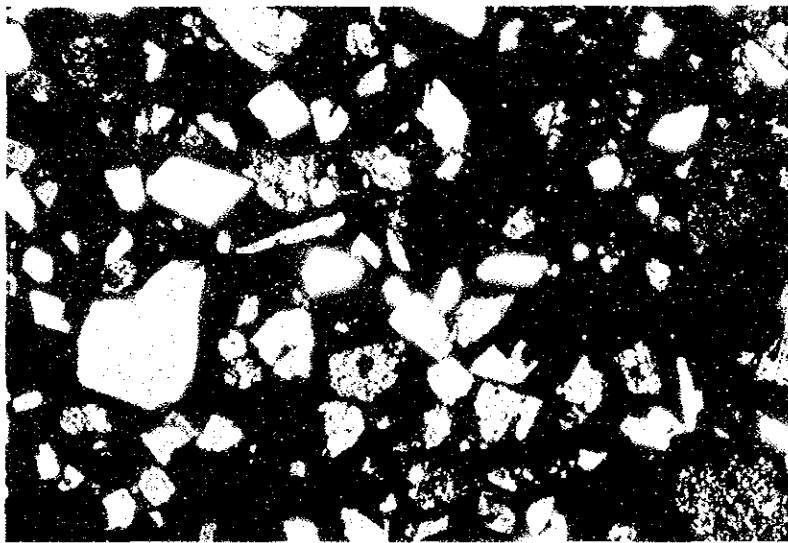
LEGEND

- P1 Plagioclase
- H Hornblende
- A Augite
- Op Opaque minerals
- Ba Fragment of Basalt
- An Fragment of Andesite
- Md Fragment of Mudstone
- Q Quartz



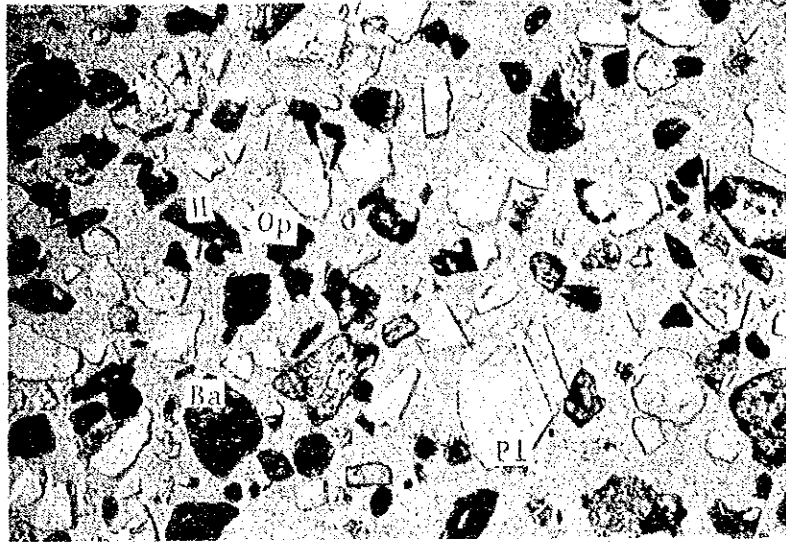
0 1mm

open 4 x 10



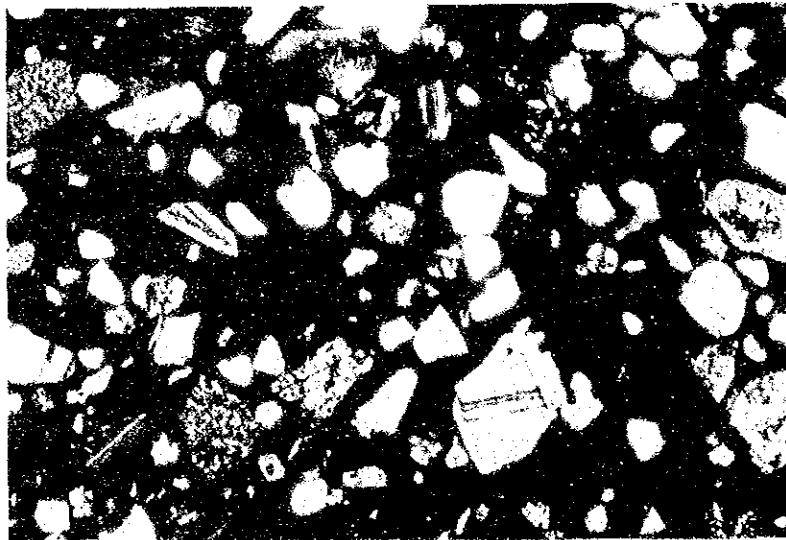
0 1mm

close 4 x 10



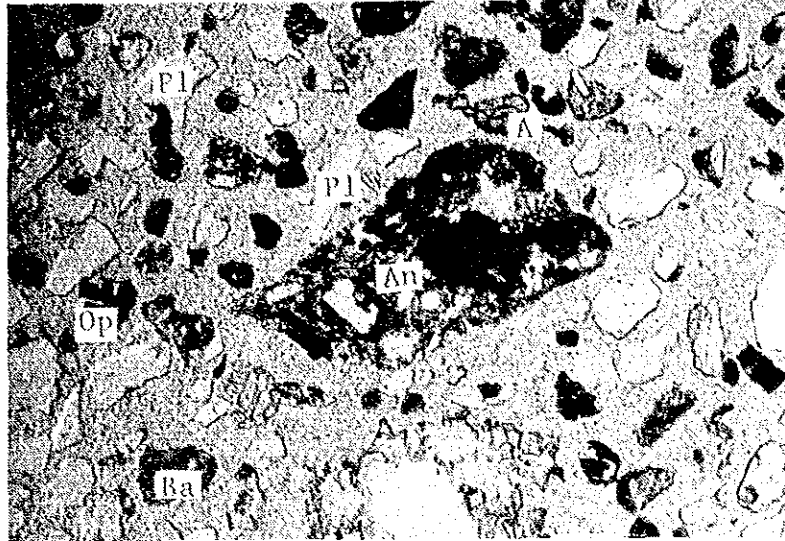
0 1mm

open 4 x 10



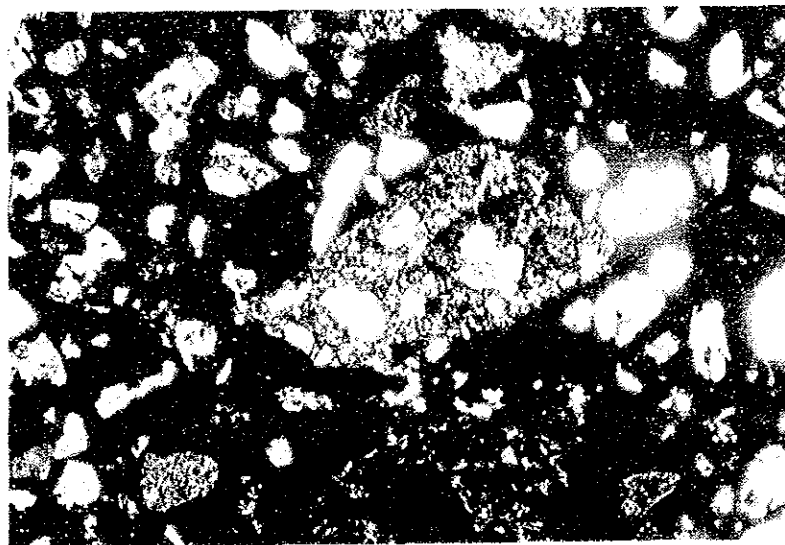
0 1mm

close 4 x 10



0 1mm

open 4 x 10



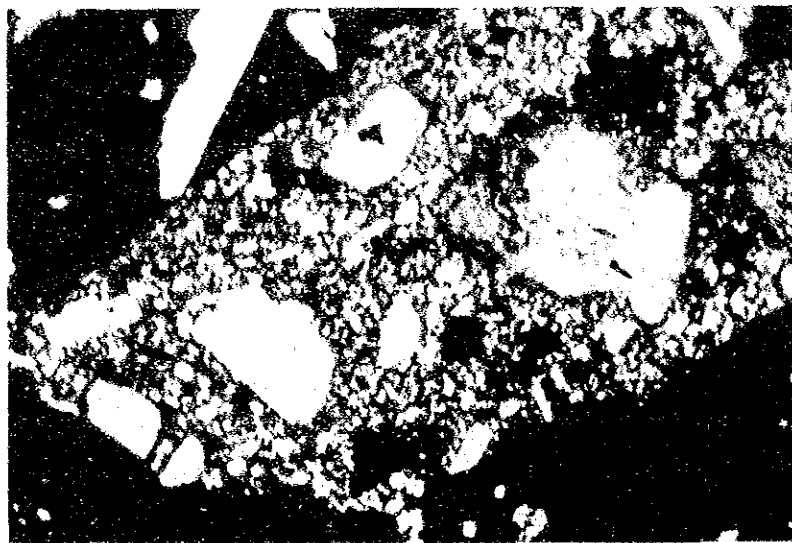
0 1mm

close 4 x 10



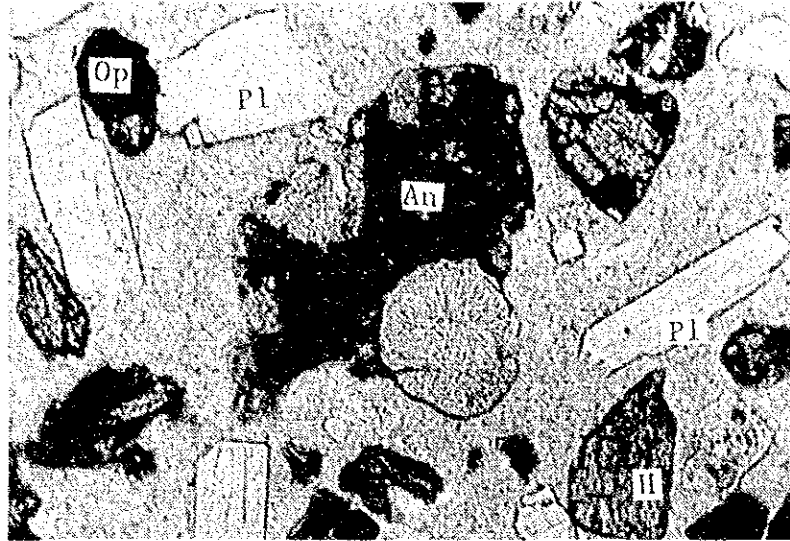
0 0.5mm

open 10 x 10



0 0.5mm

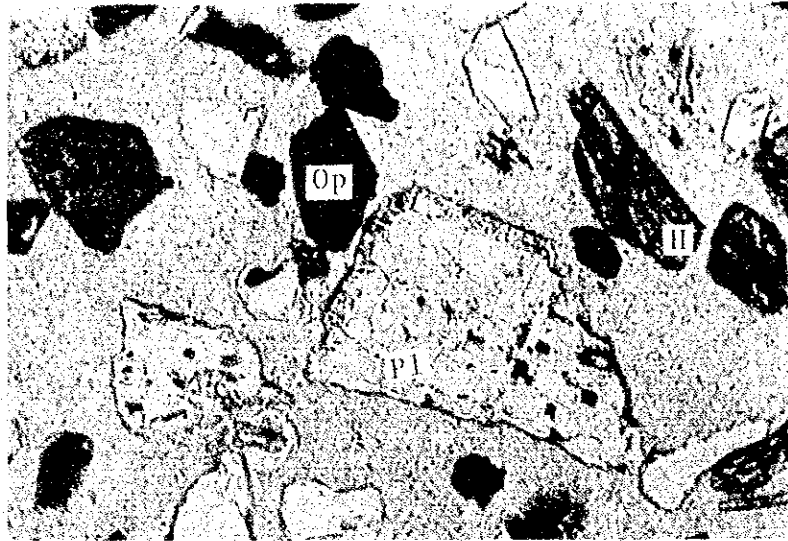
close 10 x 10



0 0.5mm open 10 x 10



0 0.5mm close 10 x 10



0 0.5mm open 10 x 10



0 0.5mm close 10 x 10

b) 計 算 年

INECELよりの収集データによると流入土砂量の推定式は、

$$\text{Log } Q = 0.337 \text{ Log } Q_s + 1.156$$

であり、これより、

$$Q_s = 0.03197 \times Q^{2.967}$$

ここに、

Q_s : 流入土砂量 (ton / day)

Q : Cubi測水所流量 (m³ / s)

となる。これを用いて年間流入土砂量を求めたものをTable7-4に示す。

Table 7-4 The Annual Sediment Inflow Quantities of Chespi Dam

(×10³ton)

1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972
3450	1393	1639	1772	2914	6938	5380	6017
1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
—	—	—	4486	—	938	598	1498
1981	1982	Average					
982	2858	2915					

この結果より代表年を1972年（豊水年）、1978年（渇水年）、1982年（平水年）として、それぞれの流入量が3ヶ年ずつ連続することとして計算を行う。

c) 流量データ

ダム流入量データは、豊水年、渇水年、平水年それぞれのA. J. Cubi測水所のデータを次式によりダム地点に換算して用いる。

$$Q = 1.19 \times Q_c$$

ここに、

Q : ダム地点流入量 (m^3/s)

Q_c : Cubi測水所流入量 (m^3/s)

d) ダム操作 (下流端境界条件)

(i) ダム水位は満水位から底水位に毎日変化するため、中間水位である標高 1442.00m を一定とする。

(ii) ダム地点で堆砂面が堆砂ゲートの中間標高付近である E.L. 1410.00 m を限度として堆砂ゲートを開く。

(iii) 堆砂完了は堆砂ゲートのクレスト標高 1407.50m 付近まで排砂が完了した時点で排砂ゲートを閉める。

5) 計算結果

計算結果を Fig7-2~Fig7-6 に示し、また、豊水年、平水年、渇水年の調整池堆砂および排砂パターンを Table7-5 に示す。

Table 7-5 The Results of Calculation in Reservoir of Chespi

Data	1st year			2nd year			3ed year					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nomal Year (1982)				▼			▼			▼		
				12/19-21			5/27-29			12/28-30		
Dry Year (1978)										▼		
										3/12-14	4/21-23	
Wet Year (1972)	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼			▼	▼	▼
	2/8-10	3/26-28	9/23-25	1/27-29	3/19-21	4/18-20				1/25-27	3/25-27	7/23-25

- ・ ▼排砂操作
- ・ 渇水開始はいずれも1月1日
- ・ データはその年のデータを3回繰り返し使用している。

Fig. 7-2 Reservoir Sedimentation Profile (Normal Year—No.1)

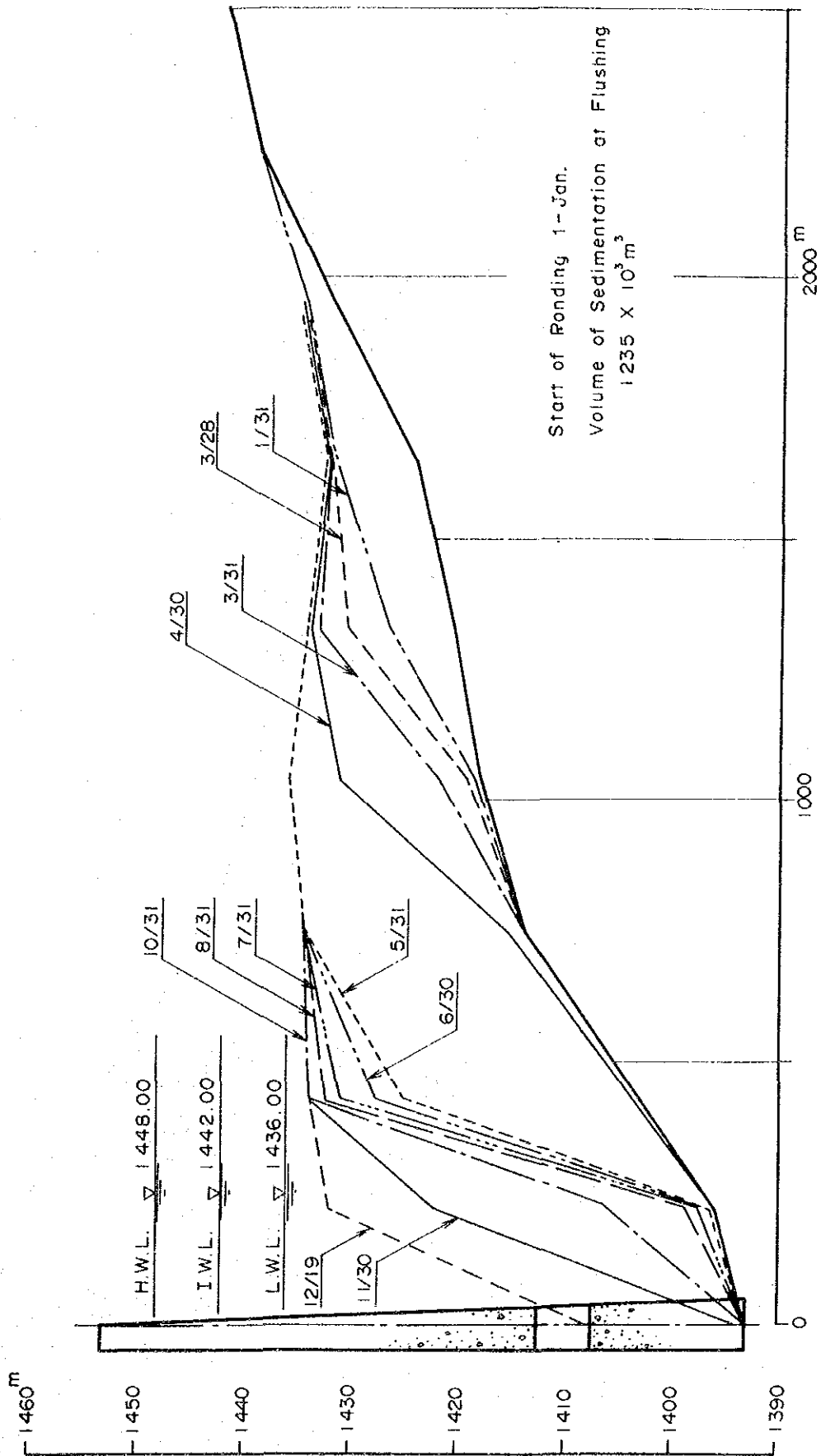


Fig. 7-3 Reservoir Sedimentation Profile (Normal Year—No.2)

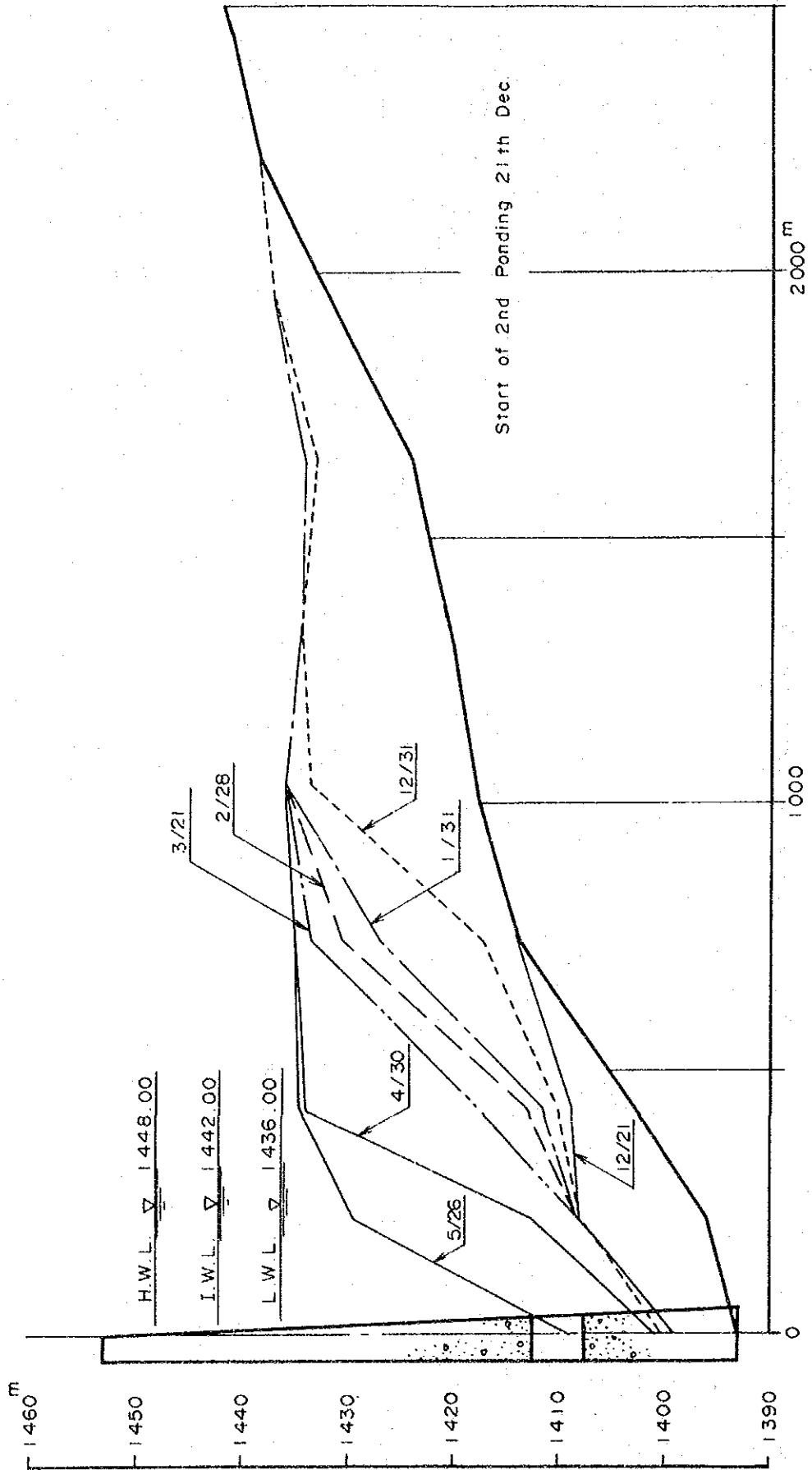


Fig. 7-4 Reservoir Sedimentation Profile (Dry Year)

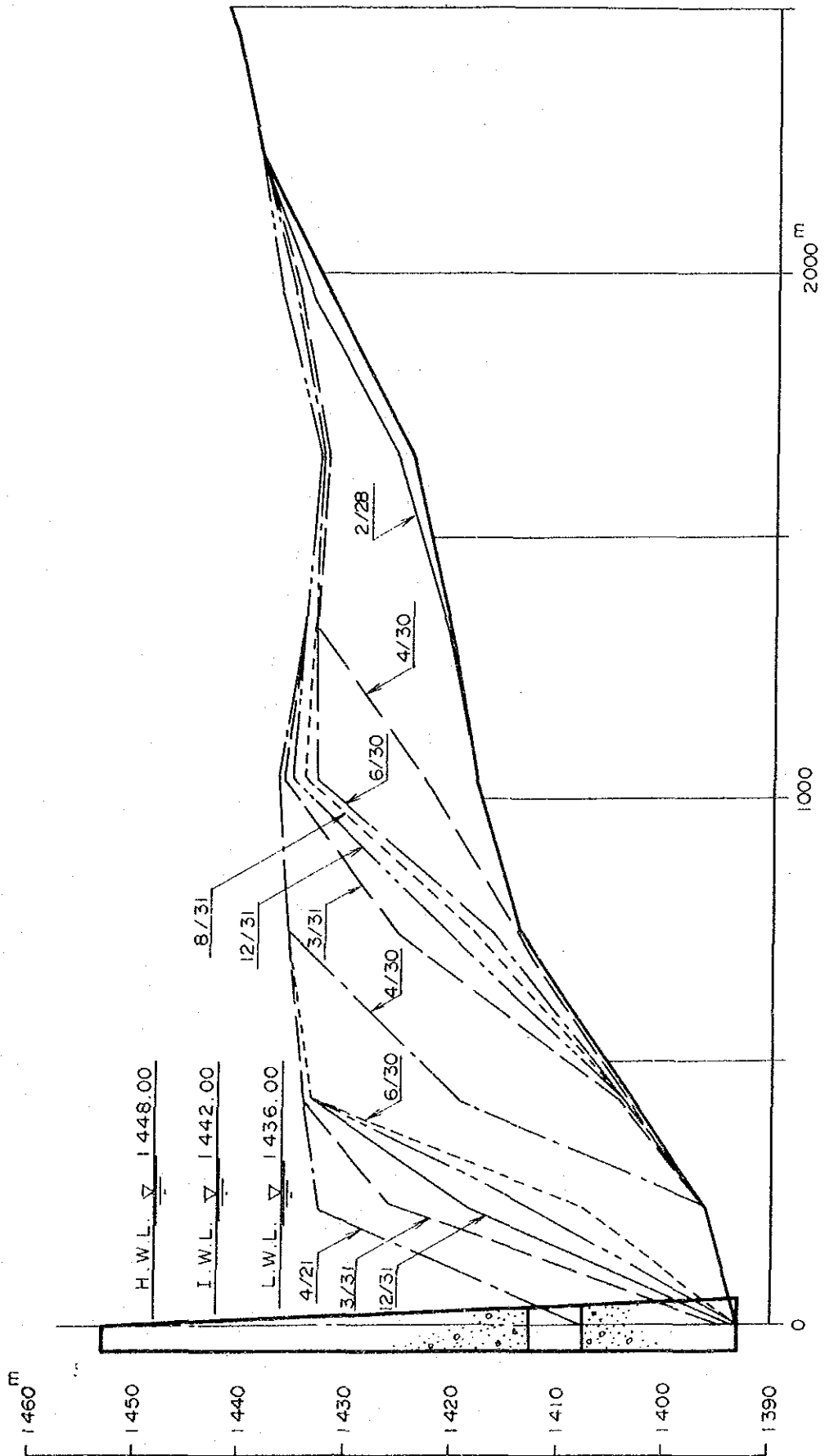


Fig. 7-5 Reservoir Sedimentation Profile (Wet Year)

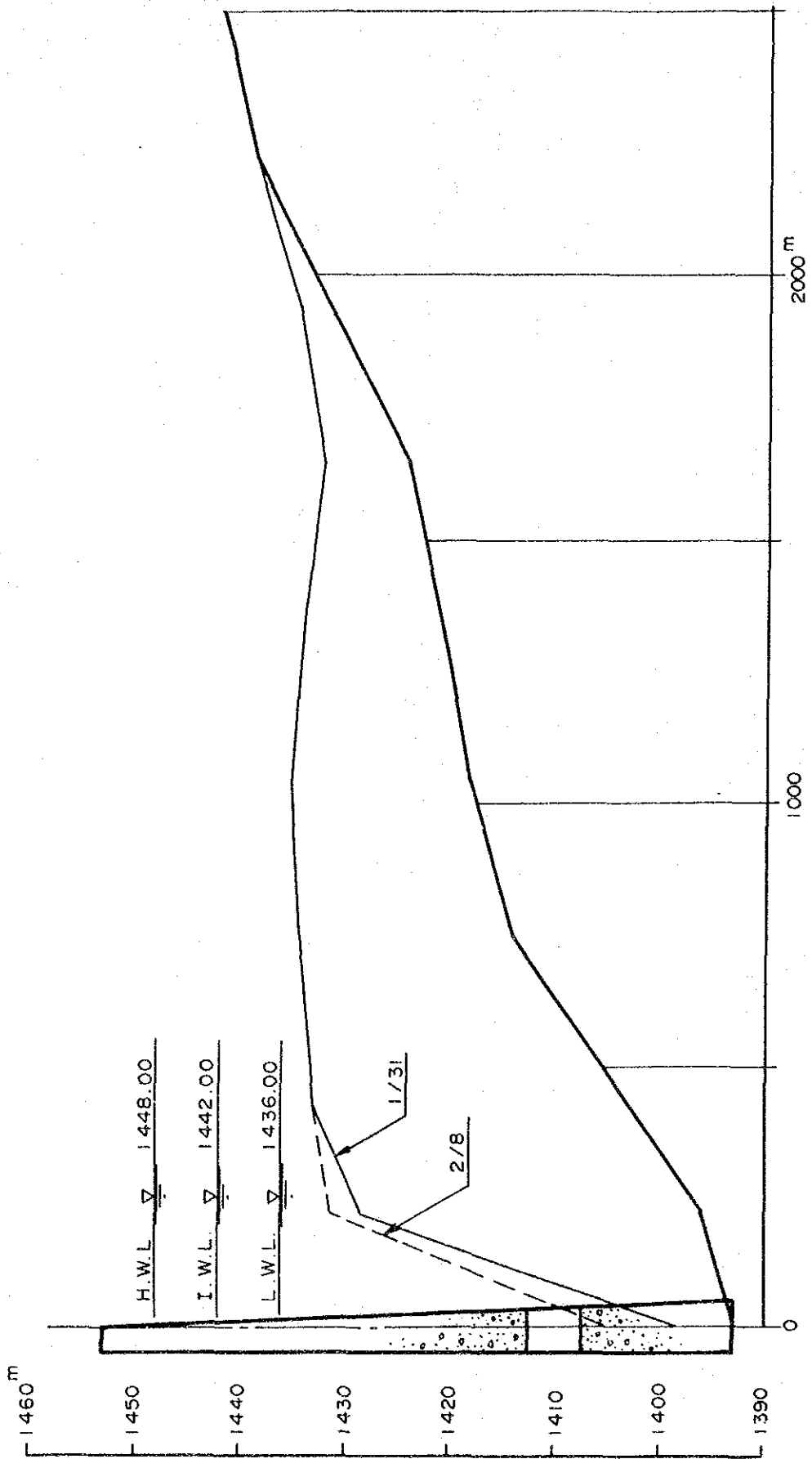
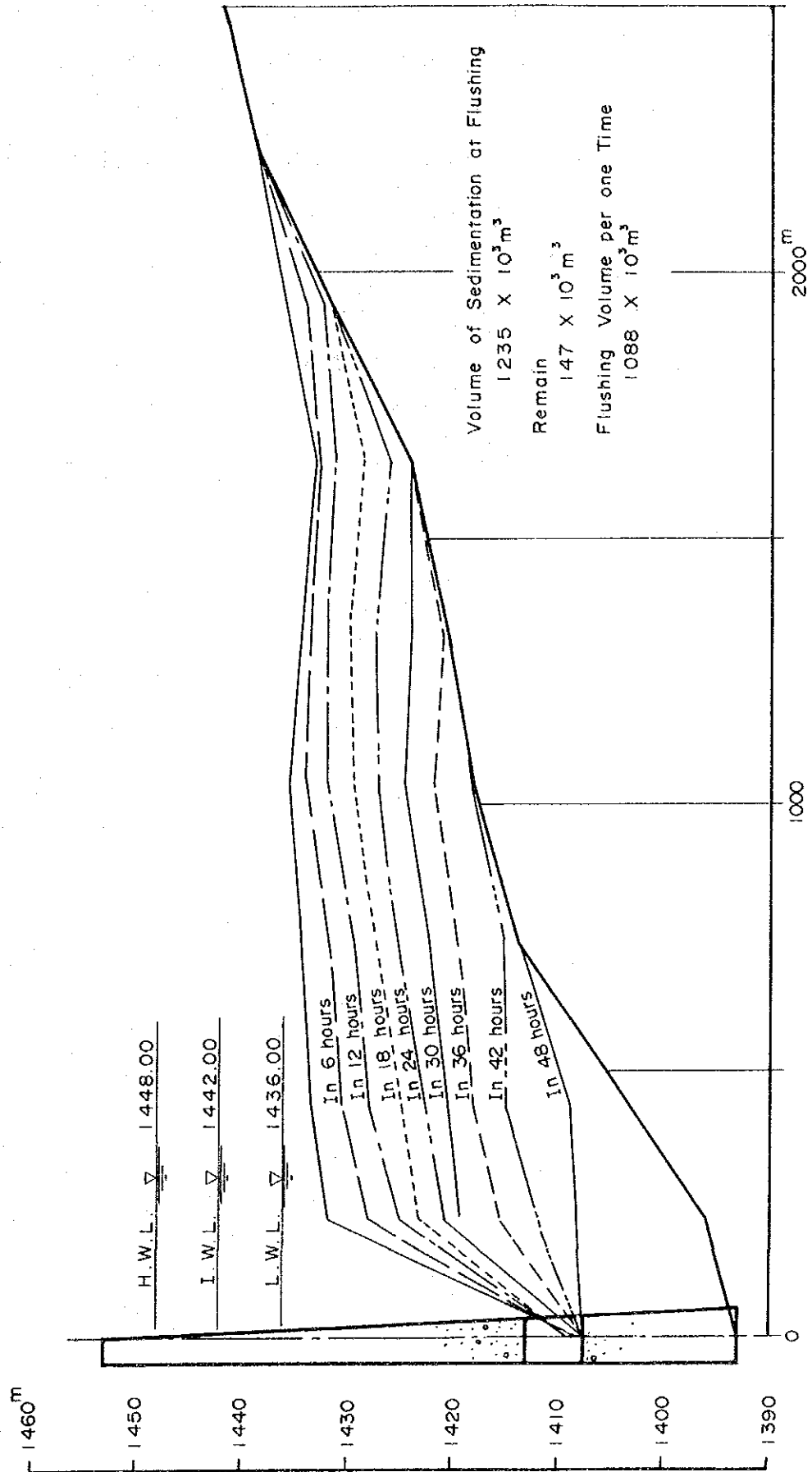


Fig. 7-6 Reservoir Flushing Profile (Normal Year)



上記の結果より、豊水年においては年間3回～4回、平水年においては年間1回、渇水年においては3年間に1回の調整池内に堆砂した土砂を排除することになる。なお、1回の排砂に要する時間は調整池水位の低下に約6時間、排砂に要する時間が約48時間、再度貯水に要する時間が約10時間、合計で約64時間（約3日）が必要となる。

本検討の結果、調整池の堆砂は排砂ゲートを通じて排砂できることが明らかとなった。今後、詳細設計に当たっては、流量と堆砂量および堆砂の粒度分布について、更らに詳細な調査を行なうことが期待される。

しかしながら、(1)式、(3)式を合成して詳細な計算を詳細設計に当たっては実施すると共に、計算結果をチェックするためモデルテストの実施が望まれる。

7.1.3 ダム型式の選定

ダム型式は重力ダム、アーチダム、ロックフィルダム等が考えられるが、Chespi地点は以下の理由から重力ダムを選定した。

- (1) 地形が非常に急峻であること。
- (2) ダム堤体内に排砂装置を設ける必要がある。
- (3) 取水口は右岸に設けるよりダム内に設けた方が土木工事費の節約が出来てより経済的となる。
- (4) ロックフィルダム等にすると別に洪水吐設備を設ける必要があり、地形条件を考慮すると経済的にならない。

7.1.4 ダム諸設備

1) 洪水吐

洪水吐の対応洪水量は第4章水文と気象より $Q = 2.300 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。洪水吐には常用洪水吐と非常用洪水吐を設置した。常用洪水吐は自然越流方式としてゲート操作をなくす方式とし、年1～2回程度の洪水に対して対処出来ることとした。

非常用洪水吐は常用洪水吐と両者で既応最大洪水量に対応して対処出来る構造とした。

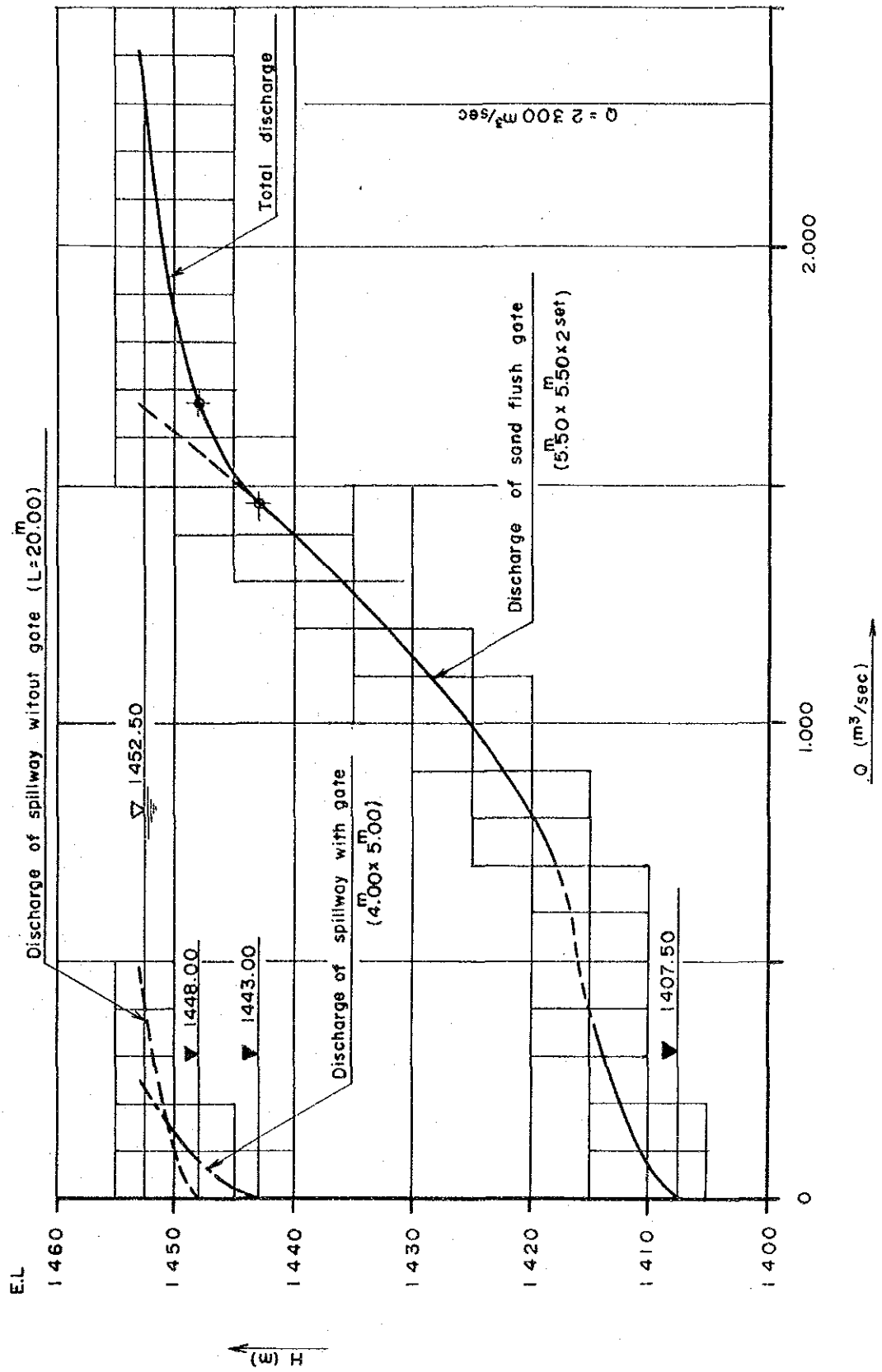
また、設計洪水流量に対しては排砂ゲートを加えて対処出来る方式とした。

各洪水吐の対応洪水流量はTable7-6およびFig7-7に示す。

Table 7-6 Flood Discharge of Chespi Dam

W.L. (m)	Discharge (m ³ /sec)				Note
	Free flow	Gate flow	Sand flash gate (x2)	Total	
1 407.5			0	0	Change flow
1 408.2			11.6	11.6	
1 409.0			32.8	32.8	
1 410.4			92.9	92.9	
1 411.9			170.6	170.6	
1 413.3			262.7	262.7	
1 414.8			367.1	367.1	
			}	}	
1 418			712.2	712.2	
1 420			798.8	798.8	
1 425			982.4	982.4	
1 430			1 136.8	1 136.8	
1 440			1 395.4	1 395.4	
1 443		0	1 464.0	1 464.0	
1 445		20.4	1 508.0	1 528.4	
1 448	0	85.2	1 571.8	1 657.0	
1 449	36.5	113.3	1 592.5	1 742.3	
1 450	109.2	144.1	1 612.8	1 866.1	
1 451	210.5	177.1	1 633.0	2 020.6	
1 452	337.3	212.1	1 653.0	2 202.4	
1 452.5	409.3	230.1	1 662.8	2 302.2	
1 453.0	487.2	248.6	1 672.6	2 408.4	

Fig. 7-7 Discharge Capacity of Spillway



2) ダム非越流部の高さ

ダムの排越流部の高さは次式により求めるものとする。

$$\text{設計水位が常時満水位} \quad h_f = h_w + h_e + h_a$$

$$\text{設計水位が設計洪水位} \quad h_f = h_w$$

上記の計算値の大きい方の値を採用するものとする。

ここに、

h_f : 必要水位からの加算値 (m)

h_e : 地震による波浪高さ (m)

h_w : 風による波浪高さ (m)

h_a : 洪水吐の有無による加算値 (= 0.5m)

a) 地震による波浪高さ

$$h_e = \frac{1}{2} \frac{k \tau}{\pi} \sqrt{g H_o}$$

ここに、

k : 水平震度 (= 0.12)

τ : 地震周期 (= 1.0 sec)

H_o : 常時満水位からの調整池の水深 (= 56.00 m)

$$h_e = \frac{1}{2} \times \frac{0.12 \times 1.0}{\pi} \times \sqrt{9.8 \times 56.00} = 0.45 \text{ m}$$

b) 風による波浪高さ

$$H_w = 0.00086 V^{1.1} F^{0.45}$$

ここに、

F : 対岸距離 (= 300 m)

V : 10分間の平均風速 (= 30 m/s)

$$h_w = 0.00086 \times 30^{1.1} \times 300^{0.45} = 0.47 \text{ m}$$

c) 非越流部の高さ

設計水位が常時満水位の場合

$$h_f = h_w + h_e + h_a$$

$$= 0.47 + 0.45 + 0.50 = 1.42 \text{ m}$$

非越流部標高 $1,448.00 + 1.42 = 1,449.50 \text{ m}$

設計洪水水位が洪水水位の場合

$$h_f = h_w$$

$$= 0.47$$

非越流部標高 $1,452.50 + 0.47 \approx 1,453.00 \text{ m}$

したがって非越流部の高さは、1,453.00 mとする。

3) 仮排水計画

工事中のGuayllabamba川の河川を切替える必要がある。この方法として河川巾が広い場合は半川締切工法が考えられる。また河川巾が狭い場合は仮排水トンネルを設けてダム地点の河川流を切り替えて工事を行う方法がある。

当地点は河川巾が極端に狭く仮排水トンネルで水廻しをするのが最良の方法である。

設計洪水量はコンクリートダムであるので、3年確率洪水の $400 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。したがって、この流量を流下せしめるためにはトンネル径を 6.0 m とし、上流締め切り高さを標高 1408.00 m とした。

7.2 取水口

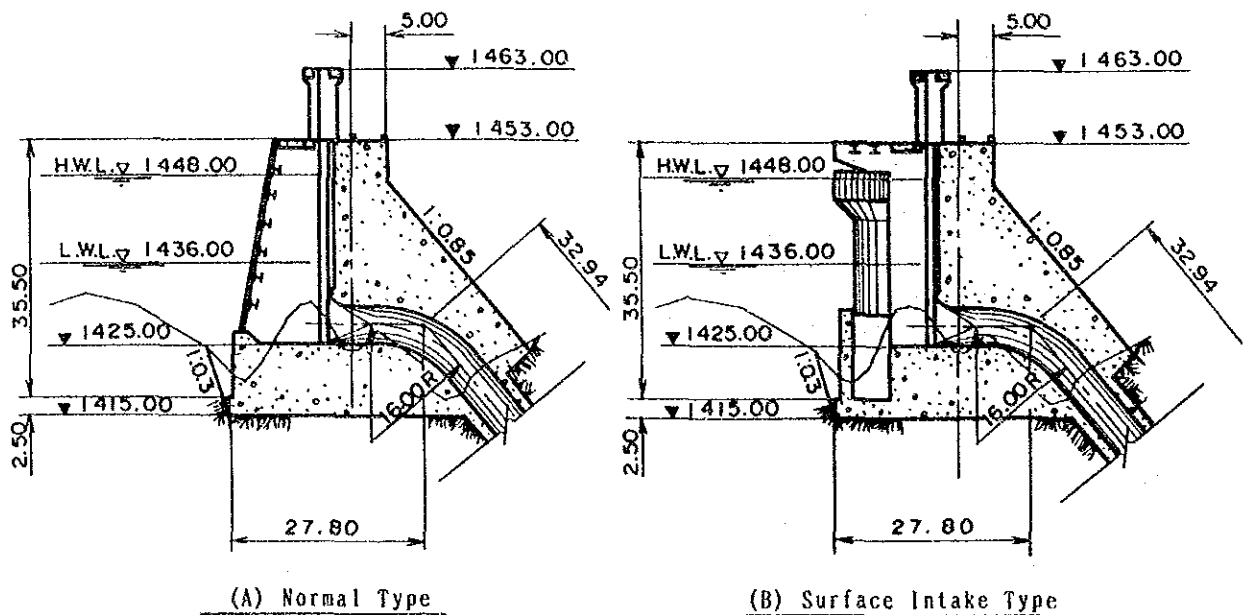
7.2.1 型式選定

取水口の型式は Guayllabamba 川の流入土砂量とその粒度分布によって決定される。流入土砂量が少ない場合は、ダム前面または調整池内に Fig 7-8 に示すような全面スクリーンを設置する普通タイプの取水口で問題はないが、Chespi 地点では 7-1 で述べられるように流入土砂量が多いこと、およびその粗度分布が極端に細かいこと等の理由から、表面取水方式のタイプを選定する。

この表面取水方式のタイプでは以下の利点がある。

- (i) 調整池の表層水 $H = 3.0\text{m}$ を取水するので、ダム直上流において、仮に土砂が取水口に流入するとしても浮遊する最も細かい粒子しか流入しない。
- (ii) シリンダーゲートを保護する外周コンクリートが取水口前面にあるため、仮に調整池の堆砂面が計画以上に上昇しても発電に支障をきたすことはない。
- (iii) シリンダーゲートが調整池水位の変動に従って上下するので、シリンダーゲート上部にスクリーンを設置することによって全面にスクリーンを張る必要はない。

Fig. 7-8 Type of Intake



7.2.2 構造一般

1) 取水口の位置

取水口の位置は以下の理由でダム本体に直接設置する。

- (i) ダム右岸は地形が非常に急峻であり、そこに取水口を設けると、掘削、コンクリート等の土木工事費が増大するため、ダムに直接取水口本体を設置する方が経済的である。
- (ii) 取水口をダム排砂ゲートの真横に設置することで堆砂の影響を極力少なくすることが可能である。
- (iii) 浮遊土砂による取水口への影響はダム右岸でもダム本体直前でも同じである。

2) スクリーン、表面取水ゲートおよび制水ゲート

スクリーンは表面取水ゲートの上に設置し、通過流速を $v = 1.0 \text{ m/sec}$ 以内にするにより、スクリーンから表面取水ゲートへの荷重負荷を軽減した。

表面取水ゲートはその構造、及び水密性が複雑なため、貯水池の全水圧を負担させないで内外圧をバランスして操作可能とする方式を採用することによりゲート重量を軽くして、水位の変動に容易に追従する構造とした。

取水口制水ゲートは導水路トンネルから発電所までの構造物の点検あるいは事故等に対して貯水池の水位に関係なく開閉できる構造とした。

取水口前面の堆砂面が1,430.00mに達した時点で2門の排砂ゲートを用いて堆砂を排砂する必要がある。

堆砂は取水口閉部に堆積するとは考えられないが、バルゴ付の高水圧排砂パイプを装置し、この排砂パイプを排砂ゲートのそれと連絡させて取水口内部の堆砂を排砂すること、または排砂パイプ装置を設置することも考えられる。この種の検討は実施設計の段階で考慮されることが期待される。

日本にはこの種の取水口の実績が多数あり、有効に作動している。

7.3 導水路トンネル

7.3.1 導水路トンネルのルート選定

導水路トンネルのルート選定はFig7-9に示すようにダム付近の作業坑と調圧水槽付近に設ける作業坑の間のトンネルルートを比較検討して最も経済的なルートを決定する。

Fig7-9に示すように調圧水槽から約 2.0km上流に作業坑を設けてケース〔I〕からケース〔V〕までの工事費と工事期間にかかる金利を考慮した総工事費を計算するとTable 7-7の如くである。

工事期間の比較は総てのケース共掘削は普通工法で月間 110m、巻立コンクリートを月間 145mで計画している。

Fig. 7-9 Headrace Tunnel Route

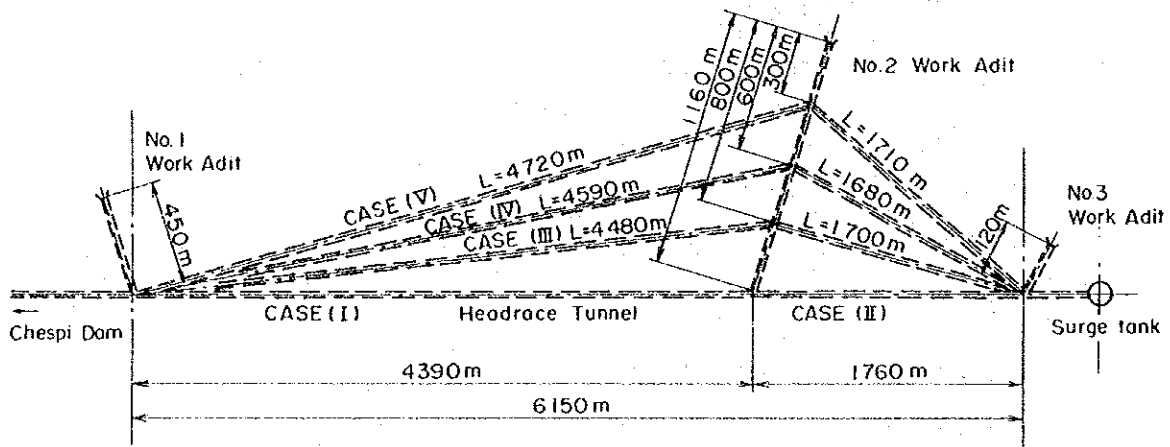


Table 7-7 Comparison of Headrace Tunnel

	Construction Cost(C) 10 ³ US\$	Term of Construction(t) Year	Interest (T) T=0.4 CRt	Total Cost 10 ³ US\$
Case (I)	51 067	4 733	9 668	60 735
Case (II)	53 854	4 081	8 791	62 645
Case (III)	53 533	3 958	8 475	62 008
Case (IV)	53 658	3 881	8 330	61 988
Case (V)	54 300	3 850	8 362	62 662

上記の結果より導水路トンネルのルートはダム付近の作業坑から調圧水槽まで最も経済的であるケース〔I〕の直線で結ぶこととする。

Table 7-8 Comparison of Construction Program (Headrace Tunnel)

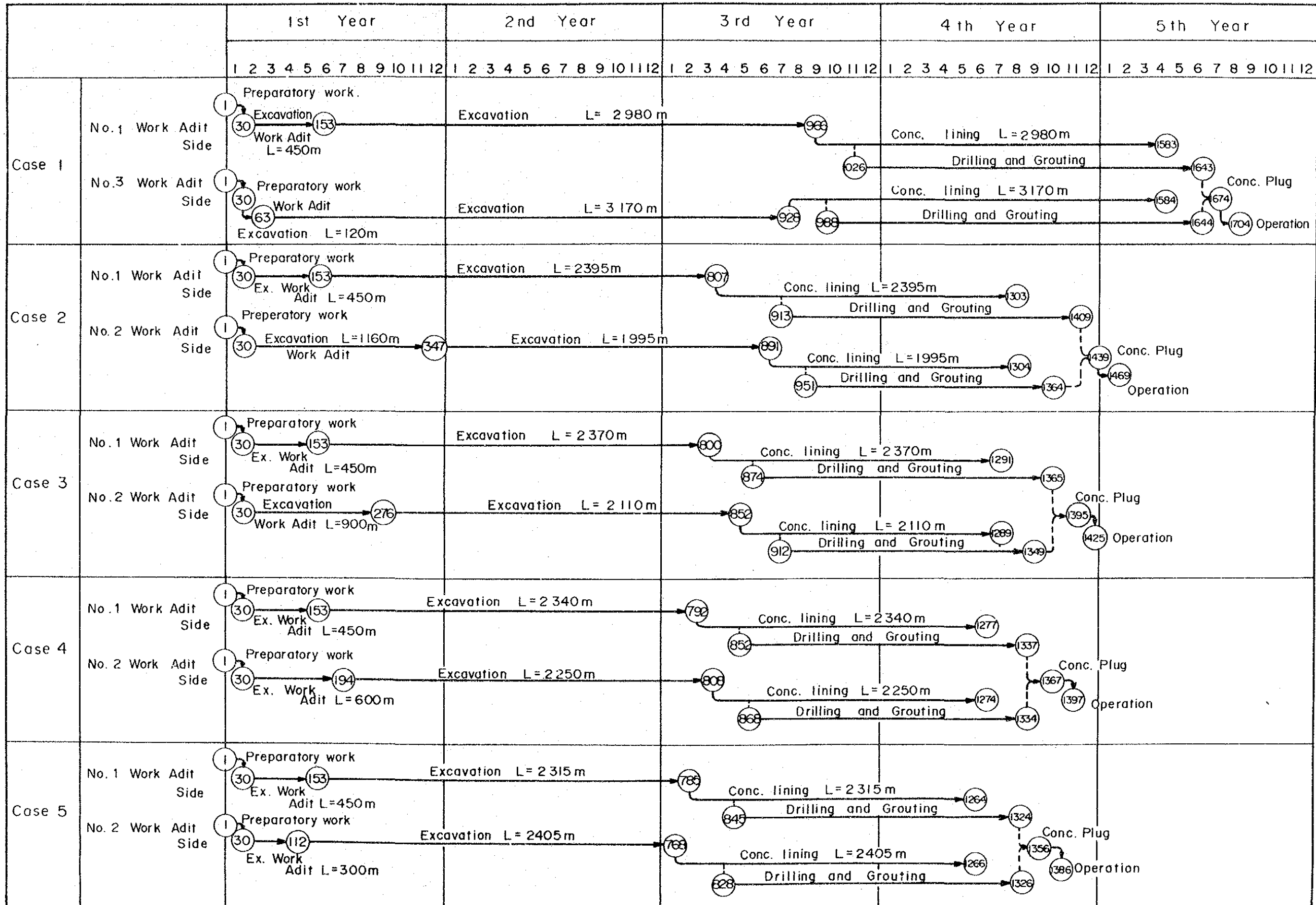
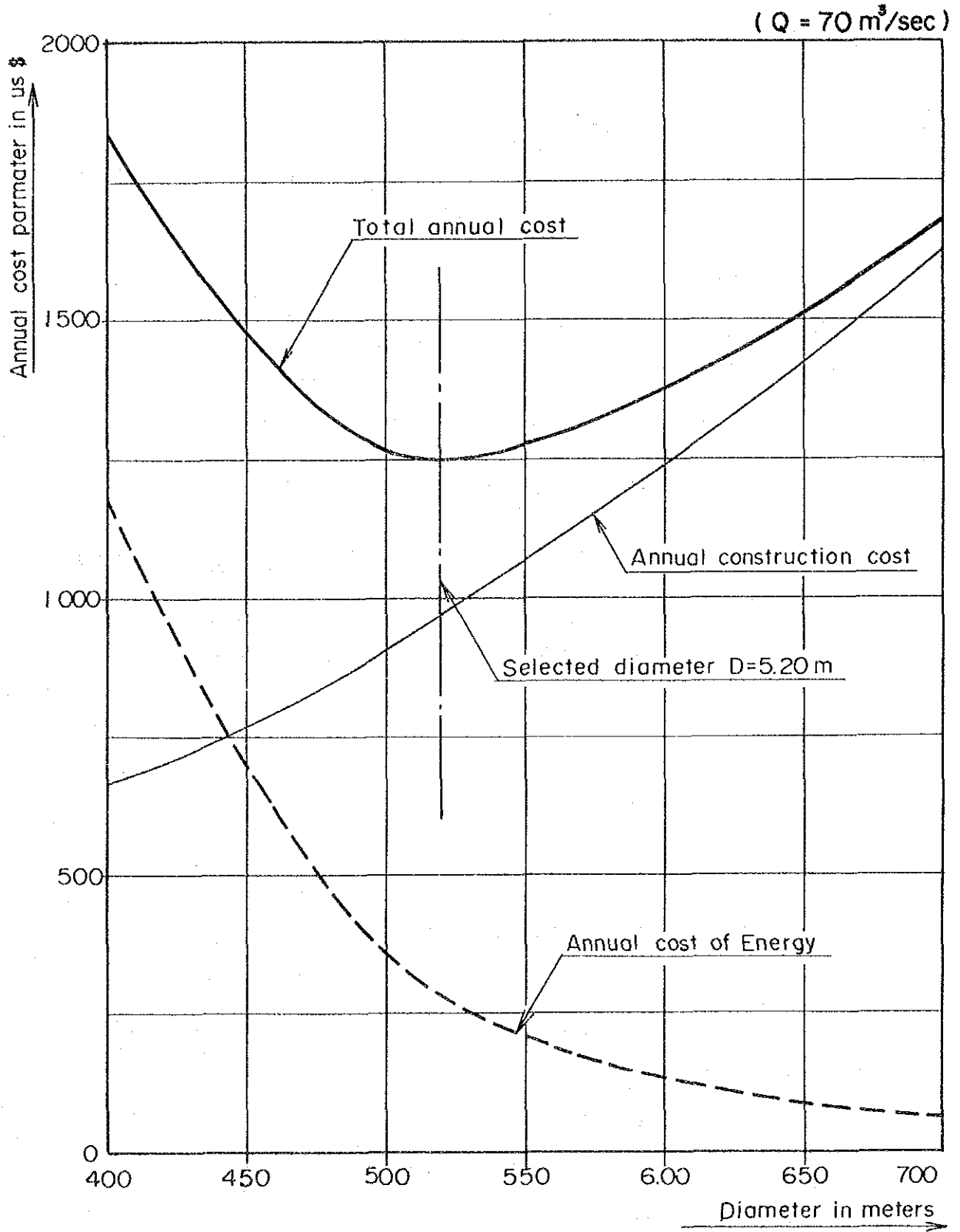


Fig. 7-10 Economic Diameter Diagram



7.3.2 導水路トンネルの内径の決定

導水路トンネルの内径の決定は、単位長さ当りの内径別工事費に対する年経費と内径別損失水頭による年間損失電力料金の合計が最小になる内径を選定した。選定結果はFig7-10に示すように $D = 5.20\text{m}$ が最も経済的な内径となる。

7.3.3 導水路トンネルその他一般

導水路トンネルについてルート選定および内径の決定以外について以下のような設計を行った。

- (i) 取水口付近の地山のかぶりの薄いところ約200m区間については設計内圧は内張り鉄管で保持する構造とする。
- (ii) 導水路トンネル掘削による周辺地山のゆるみ領域に対しては巻立コンクリート終了後、1断面、8本、1本当りの長さ3.0m、間隔3.0mでグラウトを施工する。
- (iii) No1作業坑トンネルと導水路トンネル交点付近は約20m区間にわたり内張り鉄管でライニングを行い、将来の保守に供するためのマンホールを設置すると共にNo1作業坑は連絡坑として残すことにする。
- (iv) No2作業坑は掘削および巻立コンクリートの本工事に使用すると共に将来の排砂設備としての役目をするような設計とする。

7.4 調圧水槽

7.4.1 調圧水槽一般

調圧水槽は地形、地質条件を考慮して、オリフィスタイプとし、上部水室を有する設計とした。

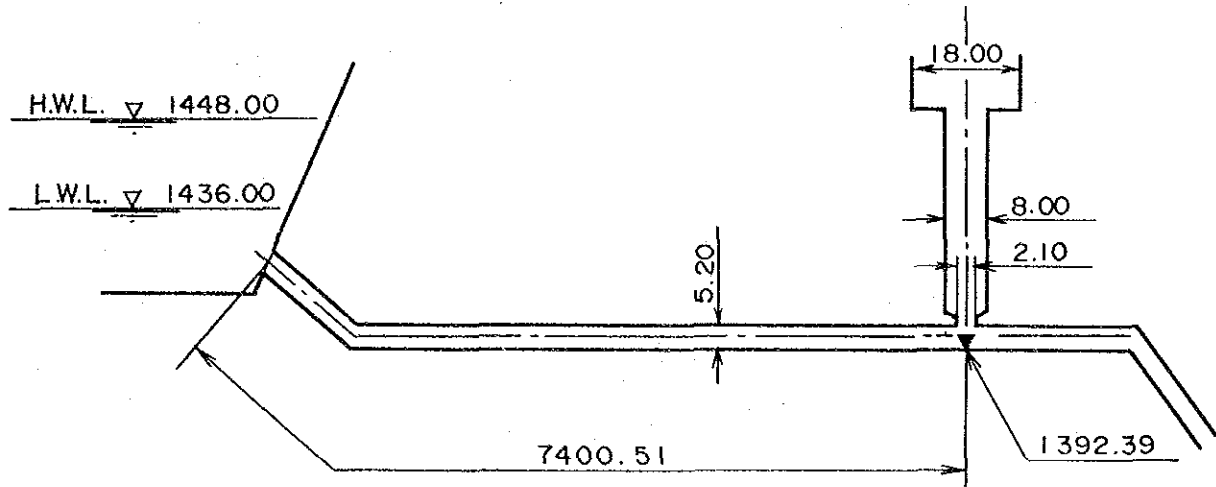
立坑内径およびオリフィス径の決定は以下の条件を満足するように計算し、立坑内径8.0mオリフィス径2.1mとした。

- (i) オリフィスの限界流量に対する検討。
- (ii) 負荷シャ断、および負荷急増に対する最適オリフィス径の検討。
- (iii) 動的振動の安定に対する検討。

7.4.2 サージング計算

サージングの計算はFig7-11に示す諸元を用いて計算を行う。貯水池水位は全負荷シヤ断時は満水位とし、半負荷急増時は低水位を用いる。

Fig. 7-11 Surge Tank



1) 基本方程式

$$\frac{dv}{dt} = \frac{Z - \epsilon \cdot |V| \cdot V - K}{L/g}$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q - f \cdot V}{F}$$

$$K = \phi \cdot |Q| \cdot Q$$

ここに、

Z : 調圧水槽水位 (調整池水位を0として下向きを正とする。)

V : 導水路トンネル内流速 (m/sec)

f : 導水路トンネル断面積 (cm²)

L : 導水路トンネル延長 (m)

F : 調圧水槽断面積 (m²)

ϵ : 導水路トンネル損失水頭係数

Q : 調圧水槽基部流量 (m³/sec)

K : 制水口抵抗

ϕ : 制水口損失係数

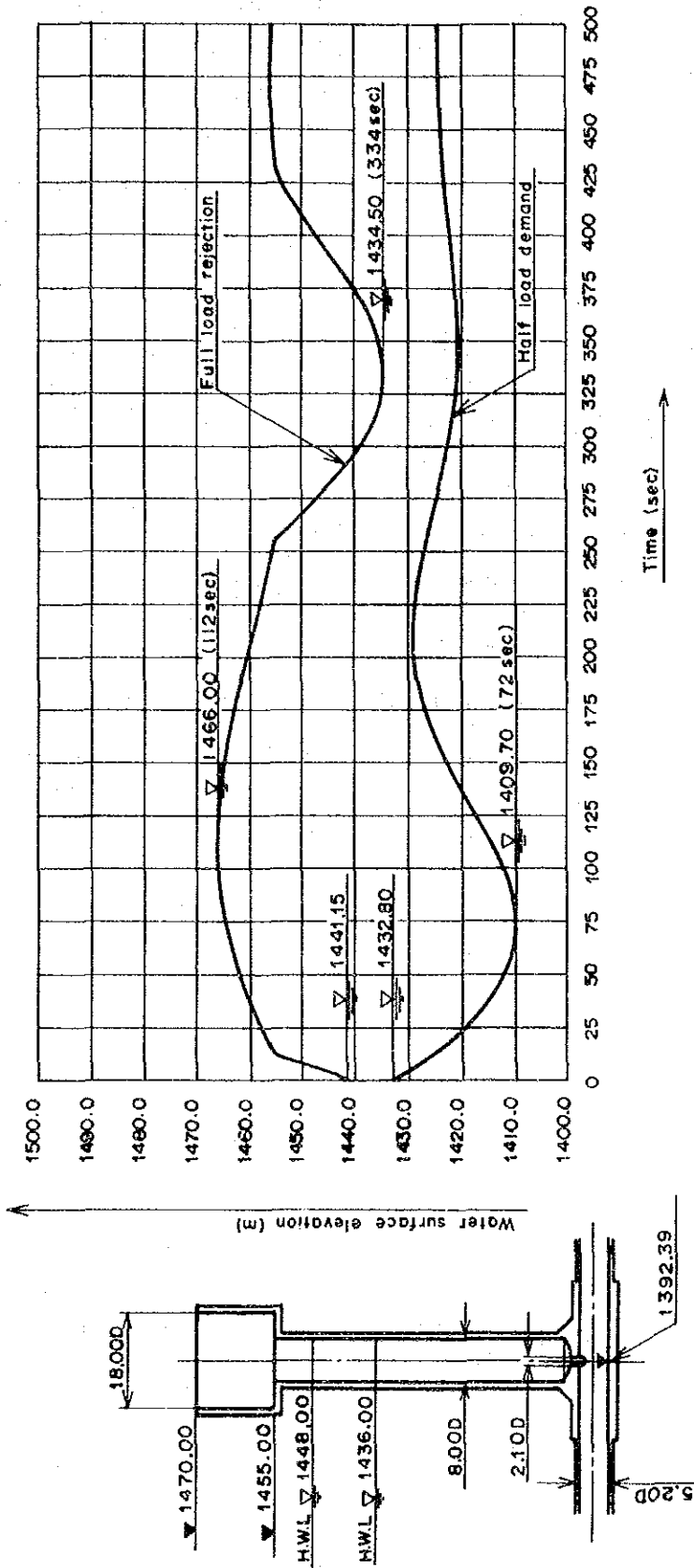
2) 基本数値

導水路トンネル	$f = 21.24 \text{ m}^2$	$L = 7400.51 \text{ m}$
調圧水槽	$F_1 = 50.26 \text{ m}^3$ (D = 8.00 m)	
	$F_2 = 254.47 \text{ m}^3$ (D = 18.00 m)	
制水口損失係数	流入時 0.9	
	流出時 0.5	
負荷シヤ断時	閉鎖時間 $T_1 = 0 \text{ sec}$	$Q = 70 \text{ m}^3 / \text{sec} \rightarrow 0$
	調整池水位 1448.00 m	
	導水路損失水頭係数 $E_{up} = 0.630098$	
半負荷急増時	閉鎖時間 $T_2 = 0 \text{ sec}$	$Q = 35 \text{ m}^3 / \text{sec} \rightarrow 70 \text{ m}$
	調整池水位 1436.00 m	
	導水路損失水頭係数 $E_{down} = 1.1713$	

3) 計算結果

数値計算は IBM/S370-M155型電子計算機を用いて 0.5秒刻みでルンゲ・クッタ
ーの数値積分法によって行った。結果は図 - Fig. 7-12に示す通りである。

Fig. 7-12 Surging Curve



In the case of full load rejection

$Q = 70 \text{ m}^3/\text{sec} \rightarrow 0 \text{ m}^3/\text{sec}$

$n = 0.011$

$e_{up} = 0.630096$

Reservoir water surface = 1448.00m

In the case of half load demand

$Q = 35 \text{ m}^3/\text{sec} \rightarrow 70 \text{ m}^3/\text{sec}$

$n = 0.015$

$e_{dawn} = 1.171355$

Reservoir water surface = 1436.00m

7.5 水 圧 管 路

7.5.1 水圧管路のルート選定

水圧管路のルートは発電所の位置を含めて決定されるが、当地点については地形が非常に急峻なこと、及び地質条件で断層等の有無、構造物の掘削法面の崩壊等の危険性のない場所で、かつ、保守管理を含めたより経済的なルートとしてFig7-13に示すような2ルート、4ケースが考えられる。

上記2ルート、4ケースについて比較検討するとTable7-9に示すように〔I〕ルート、1ケースが最も経済的となる。また、このケースは以下の利点を他のケースに比べて有している。

- (i) 現在、調査工事のために発電所までのアクセス道路があり、その法面の掘削状況及びボーリング工事の結果から地質状況の把握は充分なされており、工事中及び保守管理の面で問題となる要素はない。
- (ii) 上記のアクセス道路があるため、工事及び保守管理が容易である。

Fig. 7-13 Route of Penstock

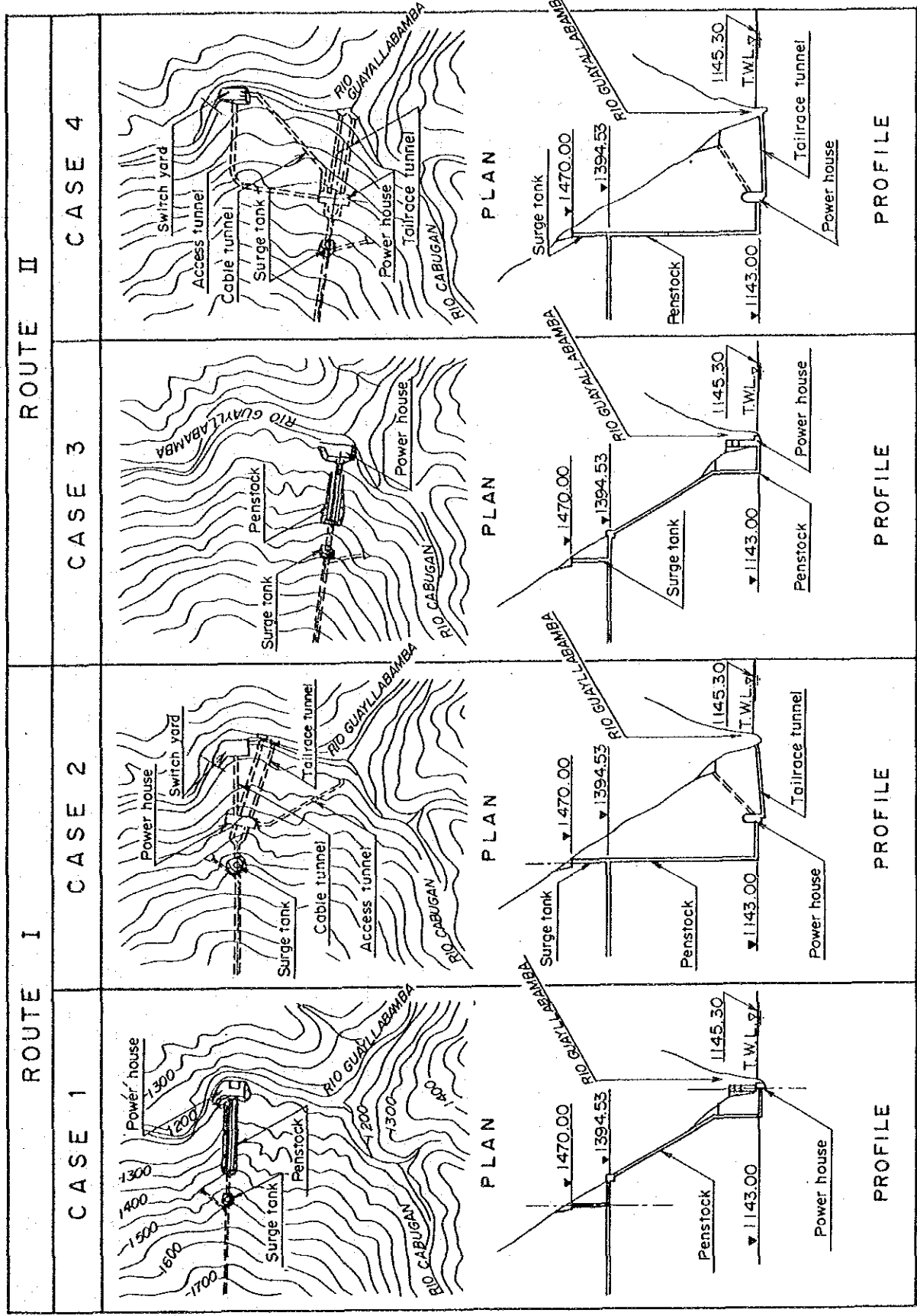


Table 7-9 Economic Comparison of Powerhouse Site and Type of Turbine

Unit : 10³ US \$

Case (I) - 1

Type turbine	Unit	Civil works							Electrical works	Total cost
		Penstock	Power house	Tailrace tunnel	Access tunnel	Cable tunnel	Switchyard	Total		
Francis type	2	10984	10208	0	0	0	0	0	31158	52350
	3	11517	11719	0	0	0	0	0	35008	58244
	4	12162	13775	0	0	0	0	0	39238	65175
Pelton type	2	11151	11741	0	0	0	0	0	36396	59288
	3	11651	14021	0	0	0	0	0	42483	68155
	4	12058	14640	0	0	0	0	0	50092	76790

Case (I) - 2

Type turbine	Unit	Civil works							Electrical works	Total cost
		Penstock	Power house	Tailrace tunnel	Access tunnel	Cable tunnel	Switchyard	Total		
Francis type	2	7005	8476	6523	2648	1073	1831	1831	31713	59269
	3	7696	9538	8399	2478	1033	1934	1934	36021	67099
	4	8351	10463	9392	2232	1055	2040	2040	40654	74187
Pelton type	2	7131	13858	4995	3115	1033	1831	1831	36783	68746
	3	8369	15681	5660	2737	974	1934	1934	43375	78730
	4	8556	14484	5856	2562	1055	2040	2040	51429	85982

7.5.2 水圧管路の内径の決定

水圧管路の内径決定は単位長さ当りの内径別工事費に対する年経費と内径別損失水頭による年間損失電力料金の合計が最小になる内径を選定した。

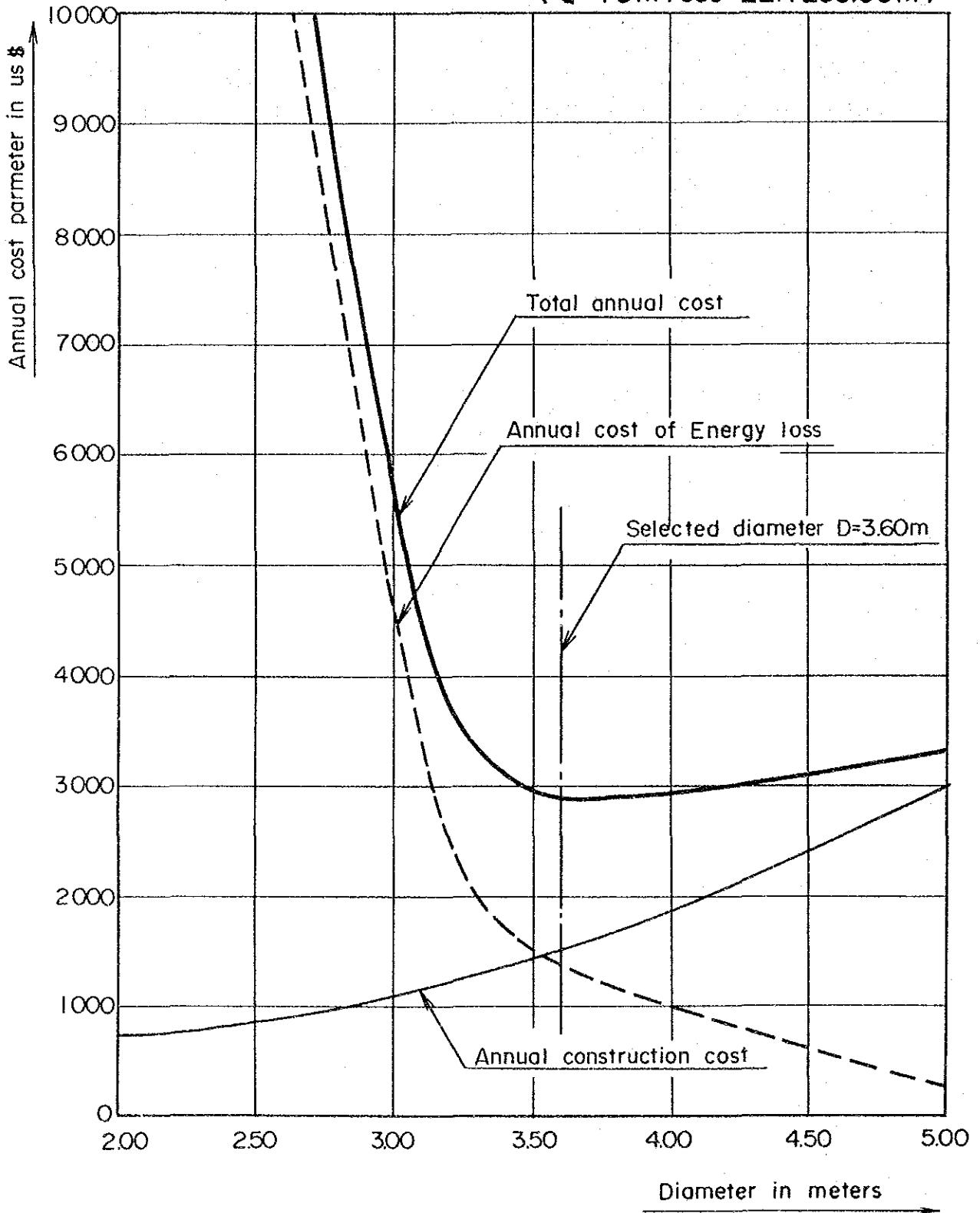
内径の決定条件として分岐を考慮した重心距離に対する標高換算 E.L. 1250.00mを基準断面として計算した。計算結果はFig7-14に示すように $D = 3.60\text{m}$ が最も経済的となり、この $D = 3.60\text{m}$ を基準に発電所方向にはケーシング接続内径 $D = 2.10\text{m}$ まで漸縮させ、また調圧水槽方向には導水路トンネル内径 $D = 5.20\text{m}$ まで漸拡させるものとする。

7.5.3 水圧管路の分岐位置と使用鋼材

水圧管路の分岐位置は土木工事費を含めて考慮すると、発電所直上流で分岐するのが最も経済的であり、分岐方法はエッシャーウェイスタイプで損失水頭を極力小さくするようにする。また、使用鋼材はSM-58クラスを使用する。

Fig. 7-14 Economic Diameter Diagram

($Q = 70\text{m}^3/\text{sec}$ EL. 1250.00m)

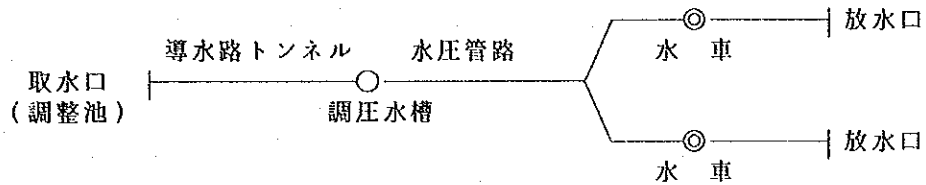


7.5.4 水撃圧の計算

1) 概要

水圧管路は調圧水槽基部から発電所直上流まで一部がトンネル埋設管で、一部が明りの水圧鉄管1条で導き、ここにおいて2条に分岐し、各水車に接続する。

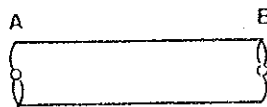
2) 計算方法



上図のような管路系において、水車のガイドベーンの開度を変えた際に生ずる圧力および流量の変化を次節に示す。

基本式を0.01秒ごとに逐次近似法によって解いて求める。ガイドベーンの開度は直線変化するものとし、損失水頭は想定した管路端に集中して生ずるものとし、実際の管路長によって計算する。また、サージングの影響も含めた値を算出するものとする。

3) 基本式



上図のような単一管路における圧力波の計算の基本式は次のとおりである。

$$H_A(t) \pm S \cdot Q_A(t) = H_B(t - \frac{L}{a}) \pm S \cdot Q_B(t - \frac{L}{a})$$

ここに、

$H_A(t)$: 時刻 t における A 点の圧力

$Q_A(t)$: 時刻 t における A 点の流量

$H_B(t - \frac{L}{a})$: 時刻 $t - \frac{L}{a}$ における B 点の圧力

$Q_B(t - \frac{L}{a})$: 時刻 $t - \frac{L}{a}$ における B 点の流量

S : 定数 = $\frac{a}{g \cdot A}$

a : 管内の圧力波の伝播速度

g : 重力の加速度

A : 管の断面積

L : 管の長さ

4) 境界条件

(i) 閉塞器における境界条件

閉塞器すなわちガイドベーンにおいて直線的閉塞を行う場合、次のような境界条件が成り立つ。

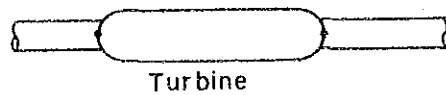
$$Q_A(t) = \left(1 - \frac{t}{T}\right) \sqrt{H_{A_1}(t) - H_{B_1}(t)}$$

ここに、

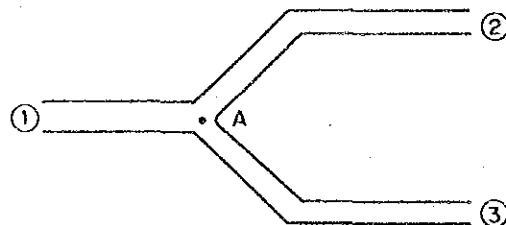
t : 閉塞器の閉塞時間内の任意の時間

$$(0 \leq t \leq T)$$

T : 閉塞器の閉塞時間



(ii) 分岐における境界条件



分岐においては、3条の管路はA点で圧力が等しいこと、および流量が連続すること。

すなわち、

$$Q_{①,t} = Q_{②,t} + Q_{③,t}$$

が成り立つことが境界条件となる。

(iii) 取水口(調整池)における境界条件

取水口においては、次の境界条件が成り立つ。

$$H_{A,t} = H_{A,0}$$

5) 基本数値

計算に使用した数値は次のとおりである。

(i) 導水路トンネル

長さ	7400.51 m
断面積	21.24 m ² (D = 5.20 m)

(ii) 調圧水槽

上部水室敷標高	E.L. 1455.00 m
上部水室断面積	254.47 m ² (D = 18.00 m)
立坑断面積	50.26 m ² (D = 8.00 m)
立坑基部標高	E.L. 1397.59 m

(iii) 水圧管路

長さ	調圧水槽～分岐	525.33 m
	分岐～水車 1号	52.02 m
	2号	52.02 m
断面積(等価断面積)		
	調圧水槽～分岐	11.783 m ² (3.86 m)
	分岐～水車 1号	3.723 m ² (2.18 m)
	2号	3.723 m ² (2.18 m)

(iv) 放水路

長さ	16.22 m
断面積	5.11 m ²

(v) 水 車

最大使用水量	35.0m ³ /sec × 2台 = 70m ³ /sec
台 数	2台
中 心 標 高	E. L 1,143.00 m
閉 塞 時 間	6.0 sec

(vi) 水 位

貯水池水位	E. L 1,148.00 m
放水 位	E. L 1,145.30 m

(vii) 圧力伝播速度 1,000 m/sec

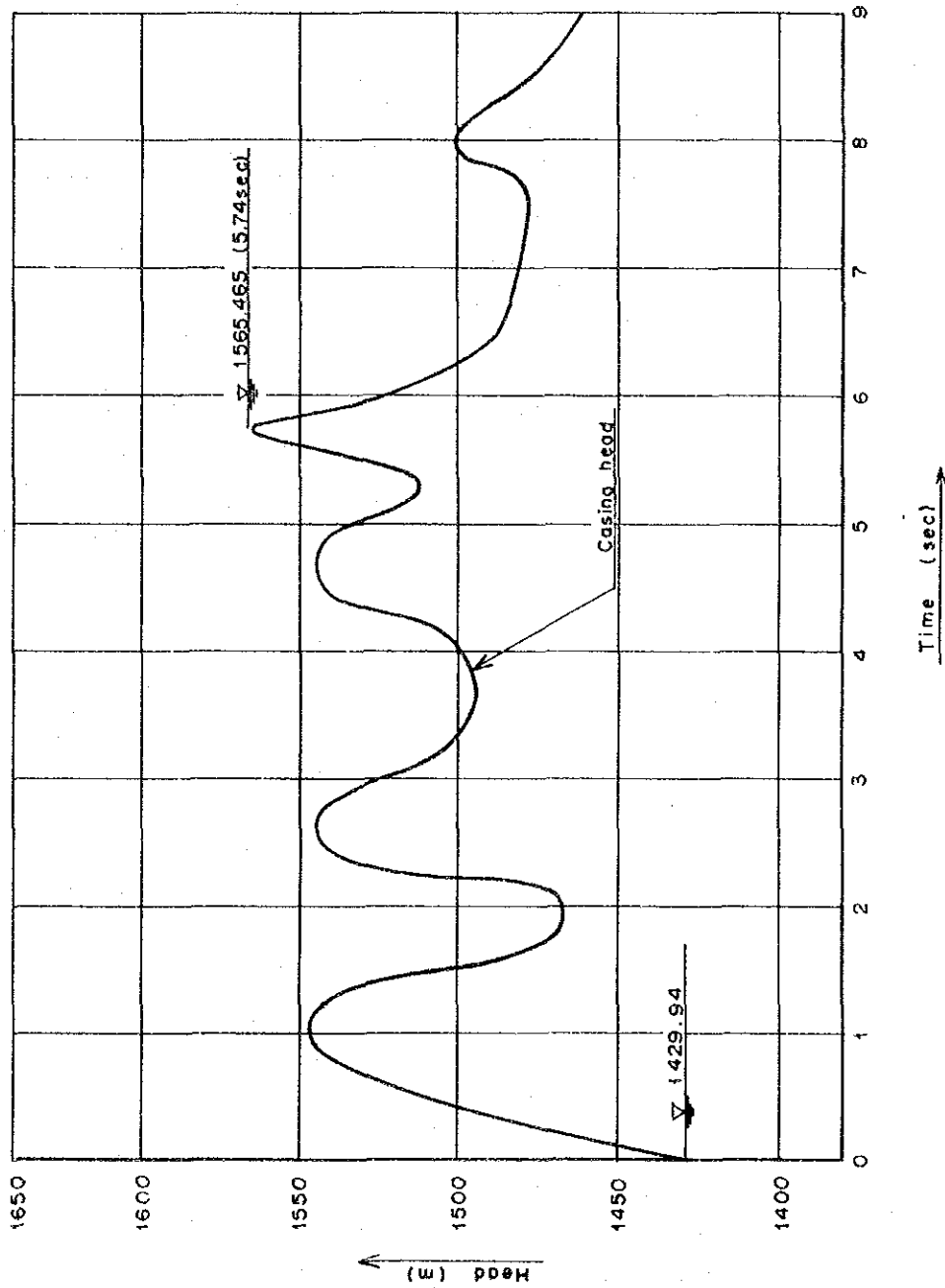
6) 計 算 結 果

計算は電化計算機により0.01秒ごとに行った。計算結果はFig7-15に示すとおりである。

水撃圧の最大値を静止圧との比で示すと、次のとおりとなる。

$$H_{A, (5.74)} / H_{A, (0)} = \frac{117.47}{305.00} = 0.385$$

Fig. 7-15 Penstock Water-Hammer



Reservoir water Surface elevation	1 448.00 m
Tailrace water Surface elevation	1 145.30
Maximum discharge	35 m ³ /sec x 2 = 70 m ³ /sec
Number of generator	2 units
Closing time	6 sec
Pressure wave Propagation velocity	1,000 m/sec

7.5.5 水圧鉄管の強度計算

1) 概要

水圧管路は、溶接鋼板製の一部埋設、一部明り方式とし、内外圧に対してそれぞれ十分な強度をもつよう設計する。

設計内圧は静水圧と水撃圧およびサージングによる上昇圧力の和をもとにして計算する。設計外圧は埋設管部で 4.0kg/cm²とする。

2) 内圧に対する検討

(i) 主要点における設計水頭

水撃作用およびサージングによる上昇水圧は「7.5.4 水撃圧の計算」をもとにして水車中心において水車中心静水頭の約40%、分岐部において約37%、調圧水槽基部において約7%とする。中間は直線変化するものとする。

(ii) 管厚の計算

管厚の計算は次式で計算する。

$$\text{トンネル部} \quad \sigma = \frac{PD(1-\lambda)}{2(t-\epsilon)\delta}, \quad t = \frac{PD(1-\lambda)}{2\sigma a \delta} + \epsilon$$

$$\text{明り部} \quad \sigma = \frac{PD}{2(t-\epsilon)\delta}, \quad t = \frac{PD}{2\sigma a \delta} + \epsilon$$

ここに、

σ : 鉄管の円周方向応力 (kg/cm²)

P : 作用内厚 (kg/cm²)

D : 管内径 (cm)

λ : 岩盤負担率 (20%とする。)

t : 管厚 (cm)

ϵ : 余裕厚 (= 0.15cm)

δ : 縦方向溶接継手効率 (= 0.95)

σ_a : 鉄管の許容応力 (SM58 $\sigma_a = 2400\text{kg/cm}^2$)

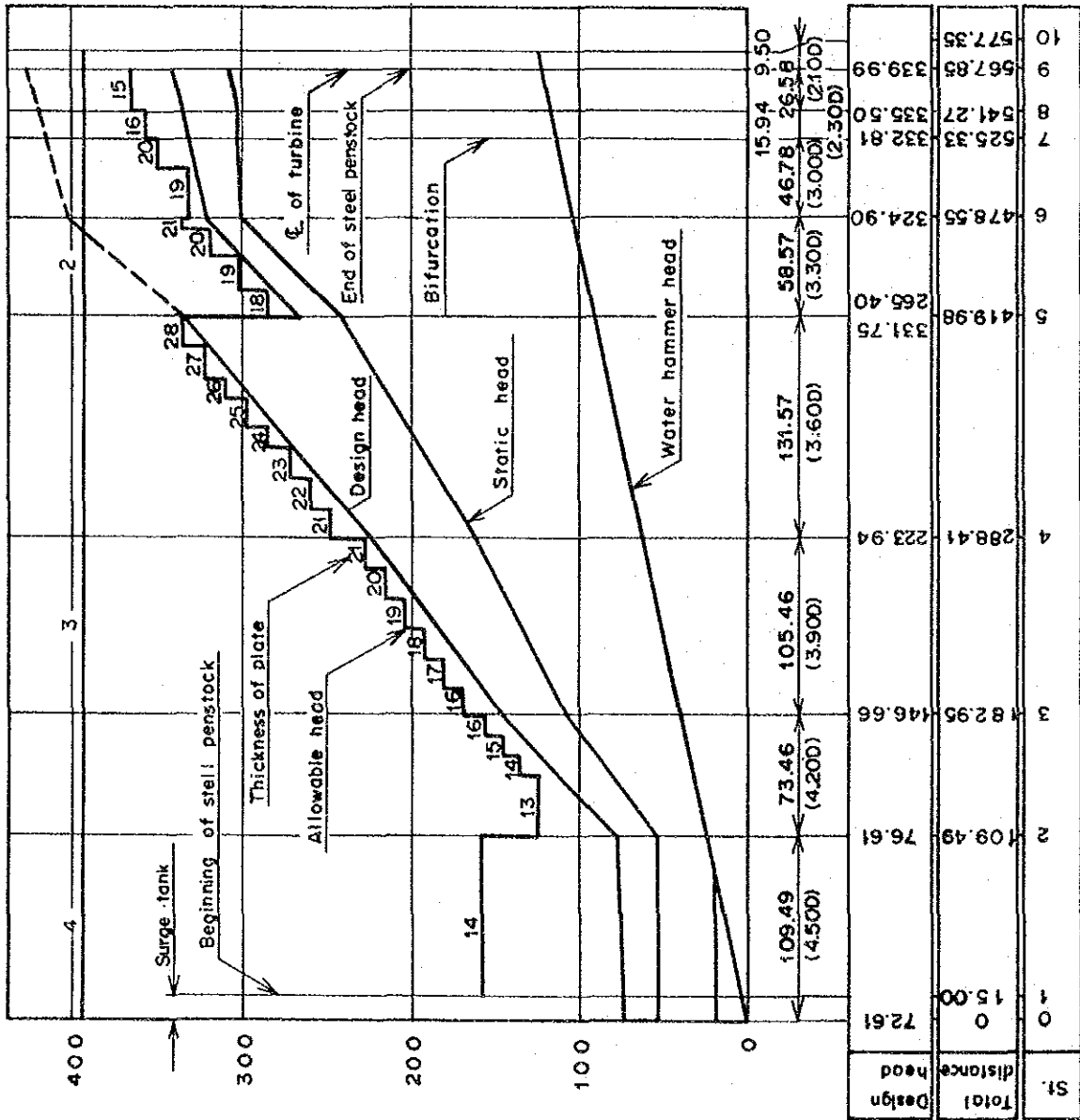
また、最小板厚は次式で算出する。

$$t = \frac{D + 800}{400} \text{ (mm)}$$

(ii) 計 算 結 果

水圧鉄管の設計水頭および管胴厚をFig7-16に示す。

Fig. 7-16 Steel Penstock Design Head Diagram



Specification

Maximum discharge 70m³/sec

Maximum static head 305.00m

Water hammer (at turbine) 122.00m

Closing time 6.0 sec

Material

Allowable tensile stress 2400 kgf/cm²

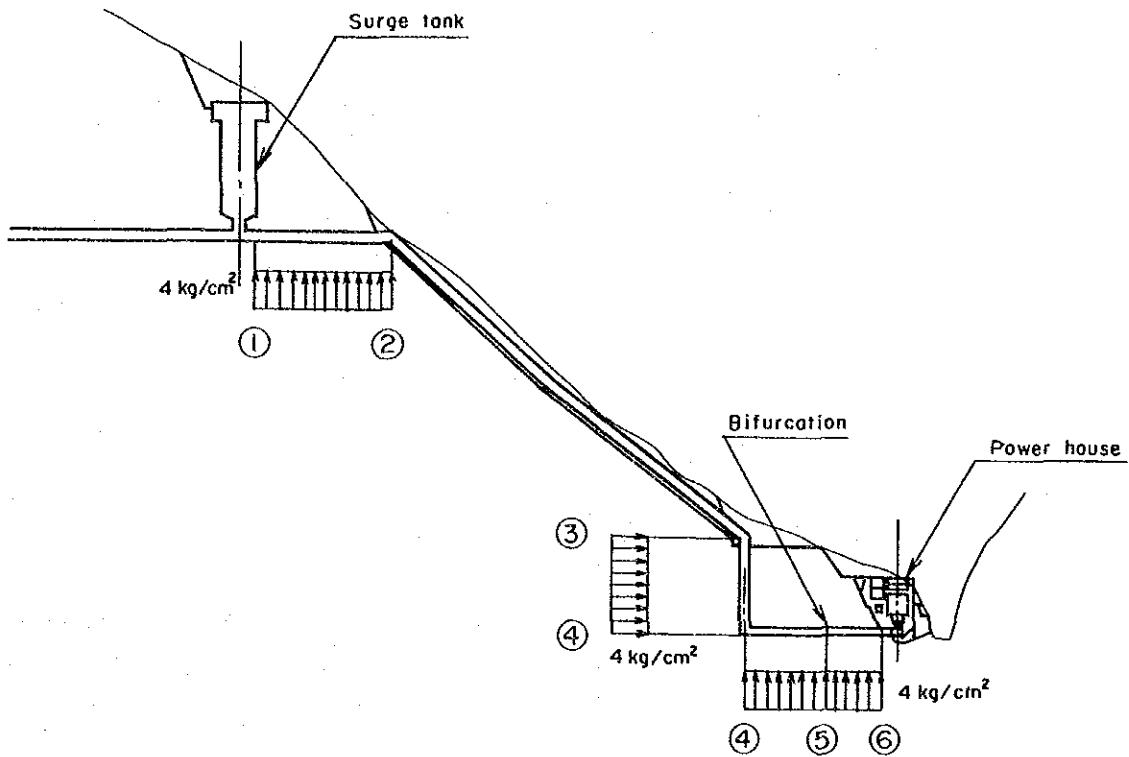
Weldig efficiency 95 %

Corrosion allowanse 1.5mm

3) 外圧に対する検討

(i) 計算方針

図に示す設計外圧に対して、補剛材の要・否を計算し、補剛材を必要とする場合は想定した補剛材に対する計算を行う。



(ii) 補剛材のない場合の限界座屈応力

B. Amstutzの式により計算する。

$$\left(\frac{K_0}{r_m} + \frac{\sigma_N}{E_s} \right) \left(1 + 12 \frac{r_m^2}{t^2} \cdot \frac{\sigma_N^{1.5}}{E_s} \right) = 3.36 \frac{r_m}{t}$$

$$\cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E_s} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\sigma_m}{t} \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E_s} \right)$$

ここに、

K_0 : コンクリートと管外面とのすき間

$$= 5.2 \times \left(\frac{D_0}{2} + t + \epsilon \right) / 10,000 \text{ (cm)}$$

$$r_m : \frac{D_o + t + e}{2} \quad (\text{cm})$$

σ_N : 変形を生じた部分の管胴板の円周方向応力 (kg/cm²)

$$E_s^* : \frac{E_s}{1 - \nu^2}$$

t : 管 胴 厚

$$\sigma_F^* : \mu \frac{\sigma_F}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}}$$

ν : ポアソン比 (= 0.3)

$$\mu : 1.5 - 0.5 \times \frac{1}{\left(1 + 0.002 \frac{E_s}{\sigma_F}\right)^2}$$

σ_F : 材料の降伏点応力 = 4.600kg/cm²

上記により計算結果は次表の通りである。

Sta.	Diameter cm	Thickness cm	External Pressure kg/cm ²	External pressre (with safety factor 1.5)	Critical buckling stress kg/cm ²	Stiffeners	Note
①	450	1.4	4.0	6.0	4.6	Yes	
②	450	1.4	4.0	6.0	4.6	"	
③	330	1.8	4.0	6.0	15.2	No	
④	315	1.9	4.0	6.0	20.6	"	
⑤	230	1.6	4.0	6.0	24.5	"	
⑥	210	1.5	4.0	6.0	25.7	"	

(iii) 補剛材の必要とする場合の限界座屈応力

iii-1) 管胴本体の限界座屈応力 (S. Timoshenko の式)

$$\frac{(1 - \nu_s^2) r_o' P_k}{E_s \cdot t} = \frac{1 - \nu_s^2}{(n^2 - 1) \left(1 + \frac{n^2 \ell^2}{\pi^2 r_o'^2} \right)} + \frac{t^2}{12 r_o'^2} \left\{ (n^2 - 1) + \frac{2n^2 - 1 - \nu_s}{1 + \frac{n^2 \ell^2}{\pi^2 r_o'^2}} \right\}$$

ここに、

P_k : 限界座屈応力 (kg/cm²)

E_s : 弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

ν_s : ポアソン比 (0.3)

t : 管厚 (cm)

n : しわの数

r_o' : 管外面までの半径 (cm)

ℓ : 補剛材の間隔

iii-2) 補剛材の限界座屈応力 (E. Amstutz の式)

$$\left(\frac{K_o}{r_m} + \frac{\sigma_{cr}}{E_s} \right) \left(1 + \frac{r_m^2}{i^2} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{E_s} \right) = 1.68 \frac{r_m}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_{cr}}{E_s} \left(1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{r_m}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_{cr}}{E_s} \right)$$

ここに、

σ_{cr} : 補剛材部の境界座屈応力 (kg/cm²)

σ_F : 材料の降伏点応力 (4600kg/cm²)

K_o : コンクリートと管外面とのすき間

$$= 5.2 \left(\frac{D_o}{2} + t + e \right) / 10,000 \text{ cm}$$

E_s : 鋼の弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

$$r_m : \frac{D_o + t + e}{2} \text{ cm}$$

i : 補剛材合成断面の回転半径 (cm)

e : 補剛材合成断面の重心からの管内面までの距離 (cm)

管胴板の有効巾

$$b_0 = 1.56 \sqrt{r_m \cdot t} + b$$

ここに、

b_0 : 管胴板の有効巾 (cm)

r_m : 管半径 (cm)

t : 管胴厚 (cm)

b : 補剛機ウェブの厚さ (cm)

補剛材の平均圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{P_0 \cdot r_0 \cdot b_0}{S_0 + 1.56t \sqrt{r_m \cdot t}}$$

ここに、

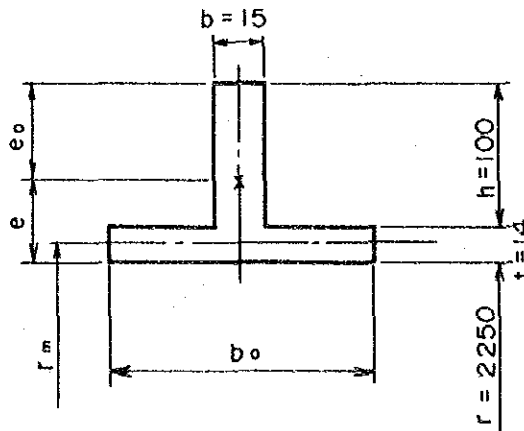
P_0 : 換算外圧

S_0 : 補剛材断面積 = $b(t + h)$

iii-3) 計算結果

計算結果は下記に示す通りである。

測点①～②区間に対して補剛材が必要となり、下記に図示する補剛材を2.00m毎に使用するとすれば限界座屈応力は管胴本体で $P_k = 7.61 \text{ kg/cm}^2$ 、補剛材で $\sigma_{cr} = 3.728.50 \text{ kg/cm}^2$ となる。 $\sigma_{cr} / \sigma_c = 4.55$ となり、充分安全である。



7.6 発 電 所

発電所の位置、水車型式および水車台数の決定は発電所単独で考えないで、水圧管路から下流の水路系と進入道路、および屋外開閉所等を含めた総合的な構造物として検討する必要がある。

現地調査の結果、地形、地質条件の良否および保守管理等を含めた総合的な判断から「7.5.1 水圧管路のルート選定」項で述べたような2ルート、4ケースが考えられる。

各ケースの経済比較の結果はTable7-9に示すとおりであり、平面ルート〔I〕、ケース1が最も経済的となる。以下各ケースについてその諸元、および長短を記述する。

i) 平面ルート〔I〕、ケース1について

i-1) 水 圧 管 路

水車台数別の分岐はFig7-17, 7-18, 7-19に示す通りであり、比較表はTable7-10に示す通りである。

i-2) 発 電 所

水車型式別および台数別の比較表はTable7-11に示す通りである。

i-3) 水圧管路、発電所、総合比較

水圧管路と発電所を含めた総合比較をすると以下の通りとなる。

- ① Table 7-10およびTable 7-11に示す通り最も経済的な水車型式、台数はフランシスタイプの2台案となる。
- ② 水圧管路の分岐の複雑性は2台案が最も簡潔であり、トンネル部の長さも短い。
- ③ ベルトン水車型式にすると配電盤室、ケーブル処理室等の別棟を発電所本体とは別に設ける必要がある。
- ④ 損失水頭はベルトン水車2台案がフランシス水車2台案に比して約1.10 m ($H = 8.80 - 6.30 - 1.40$) (放水位の差) 小さく、発電力に換算すると約700 kWとなる。しかし、ベルトン2台案は単機寸法および重量が輸送限界を超えており、採用することは困難である。

ii) 平面ルート〔I〕、ケース2について

ii-1) 水 圧 管 路

水車台数別の分岐はFig7-20, 7-21, 7-22に示す通りであり、比較表はTable7-12

～7-16に示す通りである。

ii-2) 発電所および付属構造物

水車型式別および台数別の比較表はTable7-13-1～7-13-4に示す通りである。

ii-3) 水圧管路および発電所総合比較

このケースについて総合比較すると以下の通りである。

- ① 水圧管路および発電所、単独で経済比較するとケース1より安くなるが、放水路トンネル、搬入路トンネル等の付属構造物を加えて総合的に比較するとケース1の方が経済的となる。
- ② 地質条件を考慮すると、地下発電所地点は比較的クラック等が多く介在していると考えられ、発電所周辺の岩盤を補強する必要がある。

iii) 平面ルート〔II〕、ケース3について

iii-1) 水圧管路および発電所

分岐、水車型式別および台数別はFig7-17～7-19に示す通りであり、その比較表はTable7-7-14～7-7-15に示す通りである。

iii-2) 水圧管路および発電所の総合比較

このケースについて総合比較すると以下の通りである。

- ① 地形、地質を考慮すると、特に発電所地点の掘削量が増大し、ケース1より経済的とならない。
- ② このケースで最も経済的なケースはフランス2台案である。また、ケース1と比較すると有効落差で約10m増大する。これは出力で3.6%である。しかし、工事費では18.4%の増加となり、ケース1が経済的となる。

iv) 平面ルート〔II〕、ケース4について

iv-1) 水圧管路および発電所

分岐、水車型式別および台数別はFig7-20～7.22に示す通りであり、その比較表はTable7-16～7-17に示す通りである。

iv-2) 水圧管路および発電所の総合比較

このケースについて総合比較をすると以下の通りである。

- ① このケースのうちではフランス2台案が有利であるが、ケース2と同様にケース1が最も経済的となる。

Fig. 7-17 Plan of Powerhouse Area of Francis Turbine Type

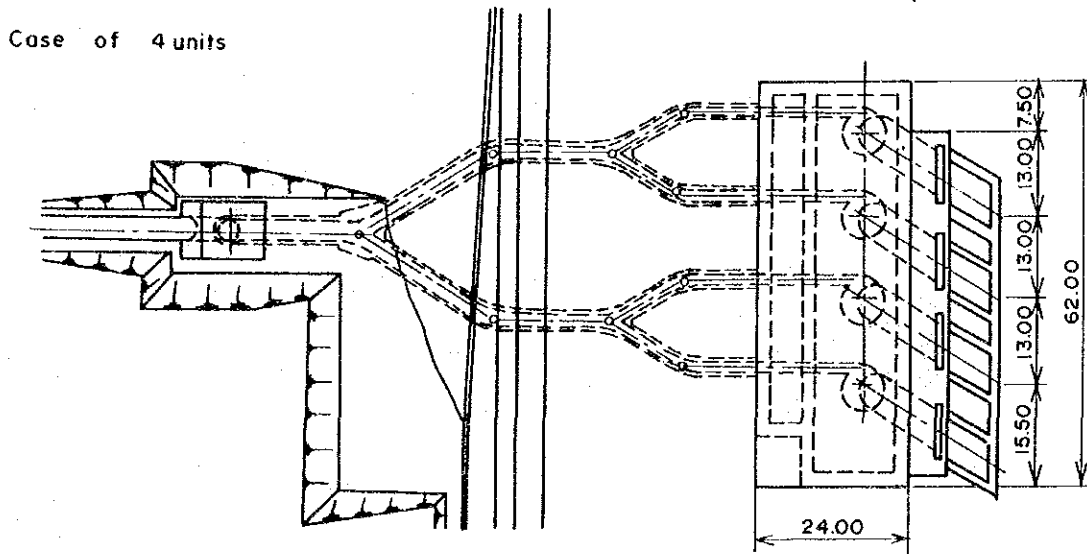
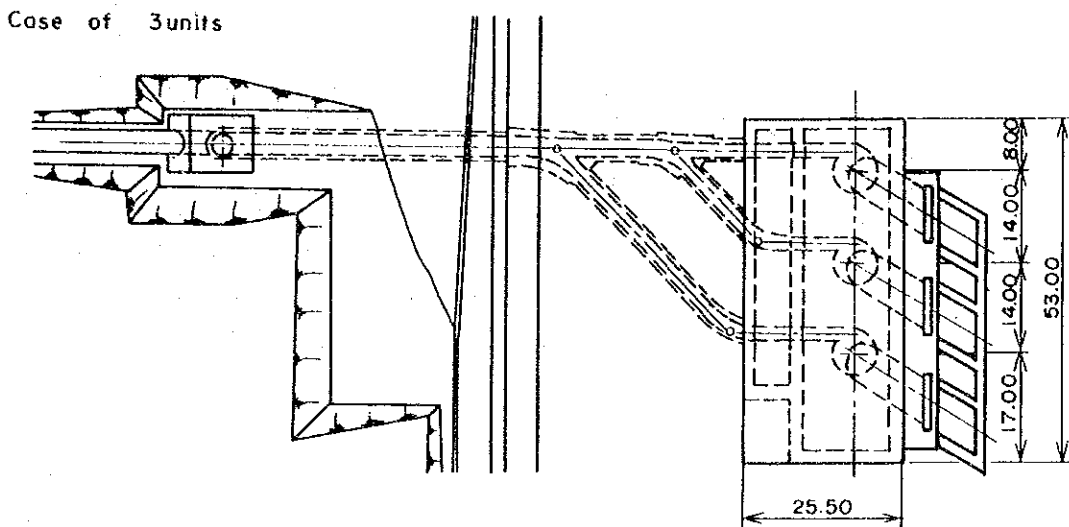
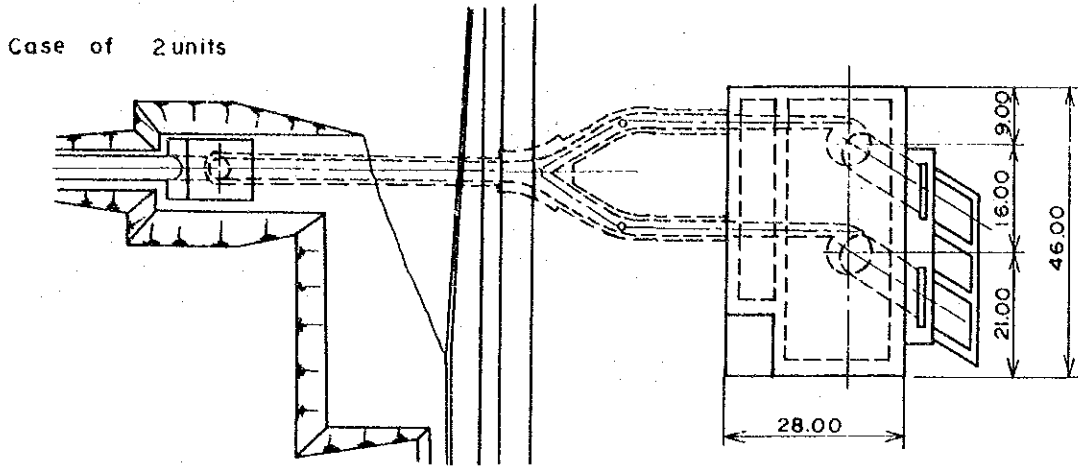


Fig. 7-18 Plan of Powerhouse Area of Pelton Turbine Type

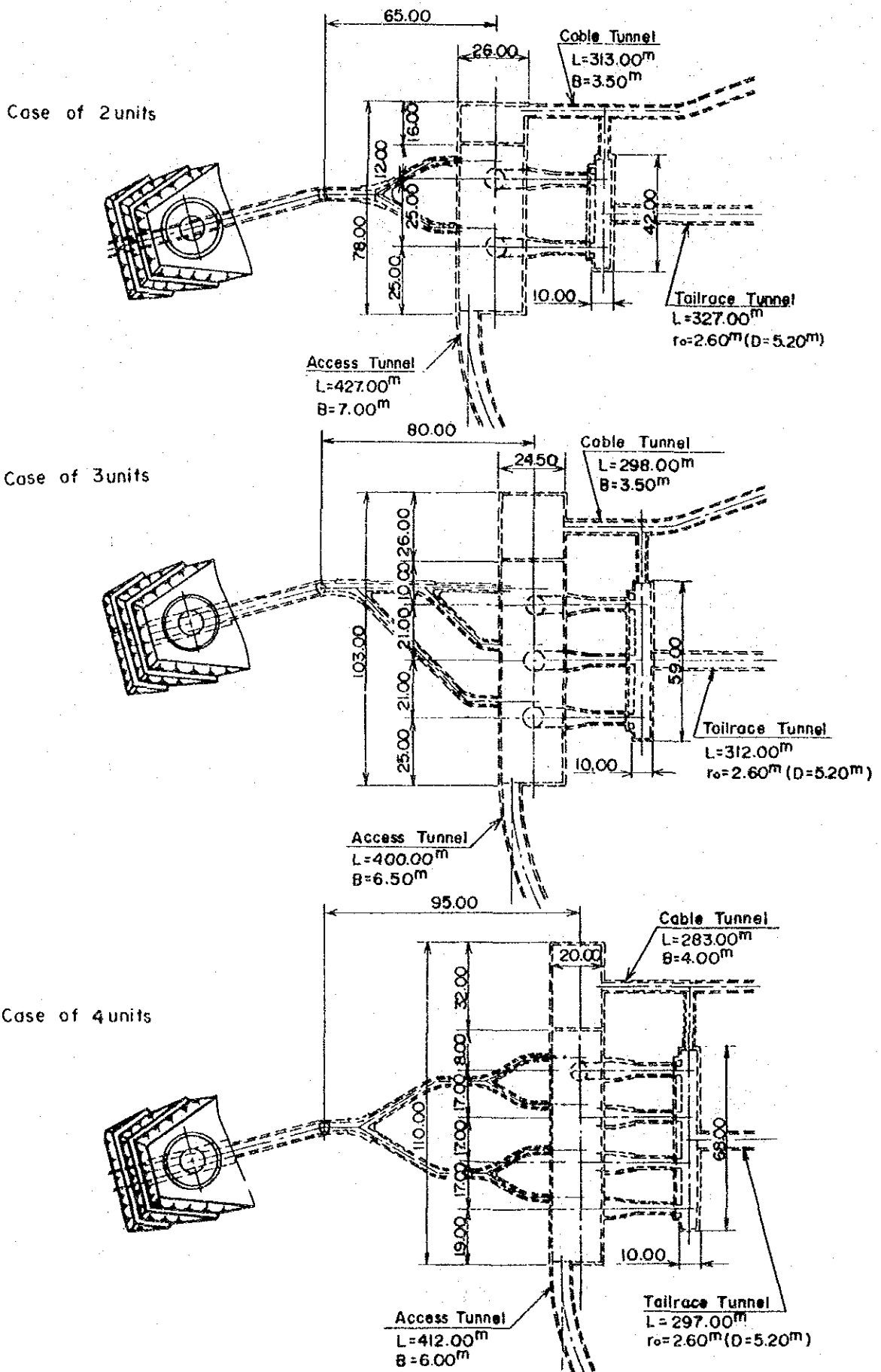
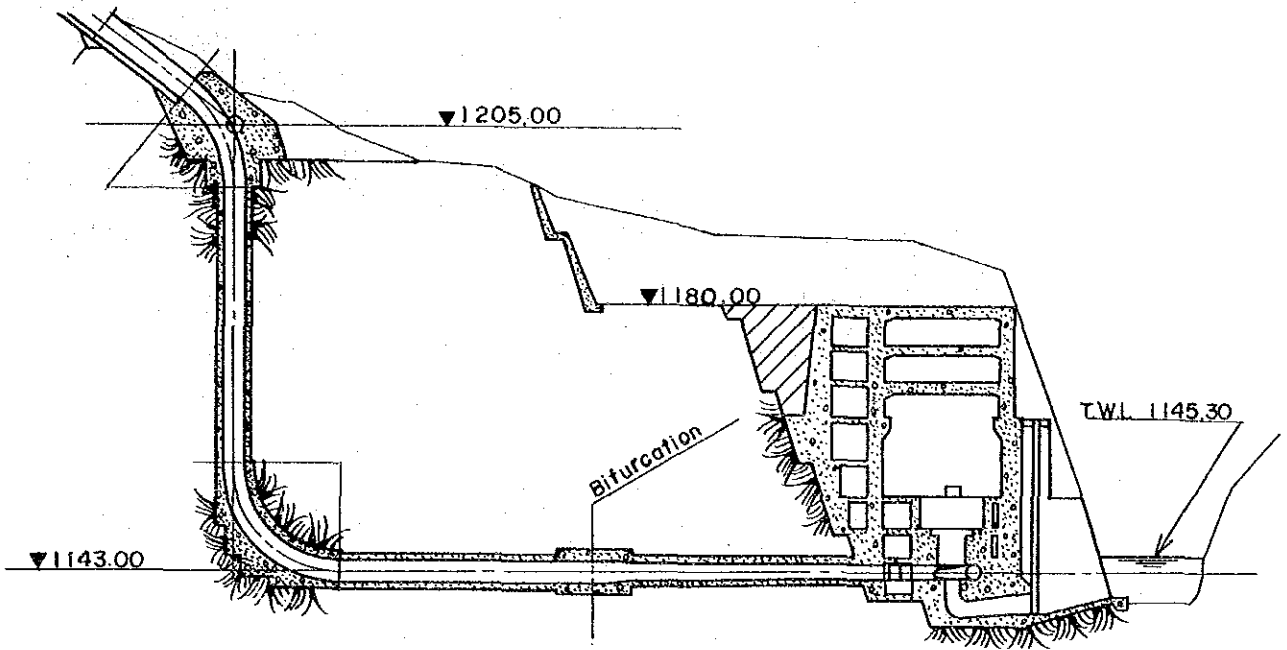
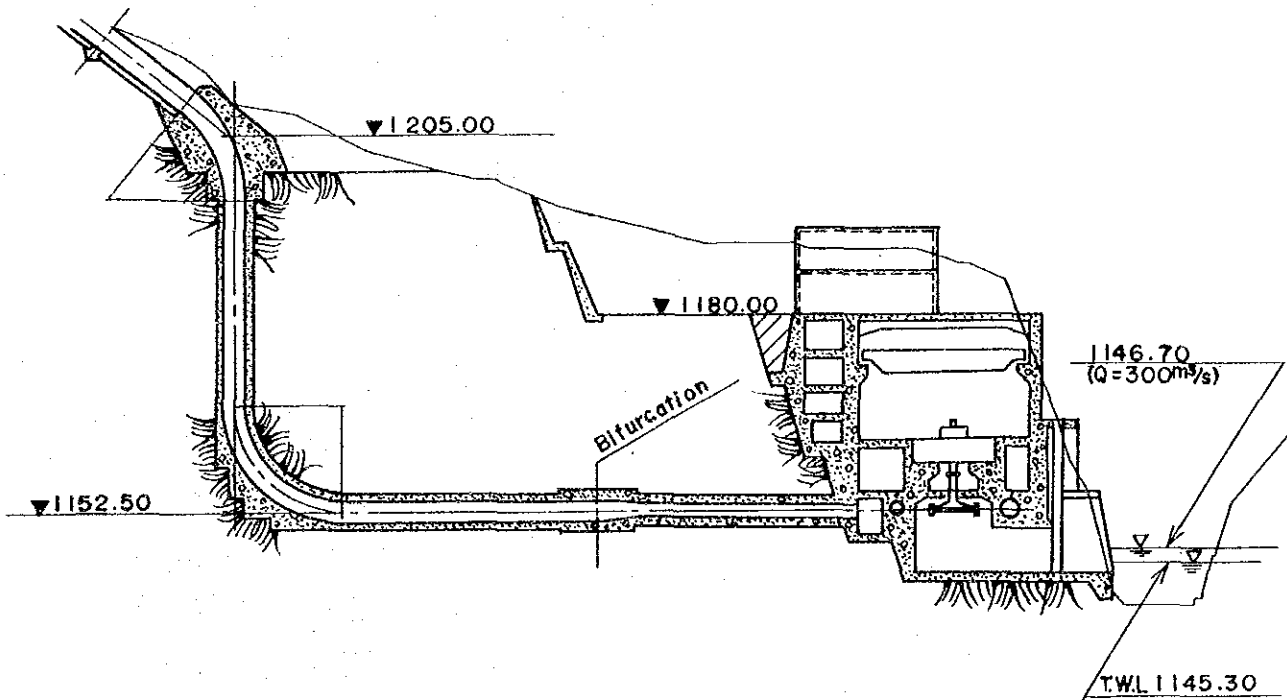


Fig. 7--19 Longitudinal Section of Each Turbine



Francis turbine type (Case of 2 units)



Pelton turbine type (Case of 2 units)

Fig. 7-21 Plan of Powerhouse Area of Pelton Turbine Type

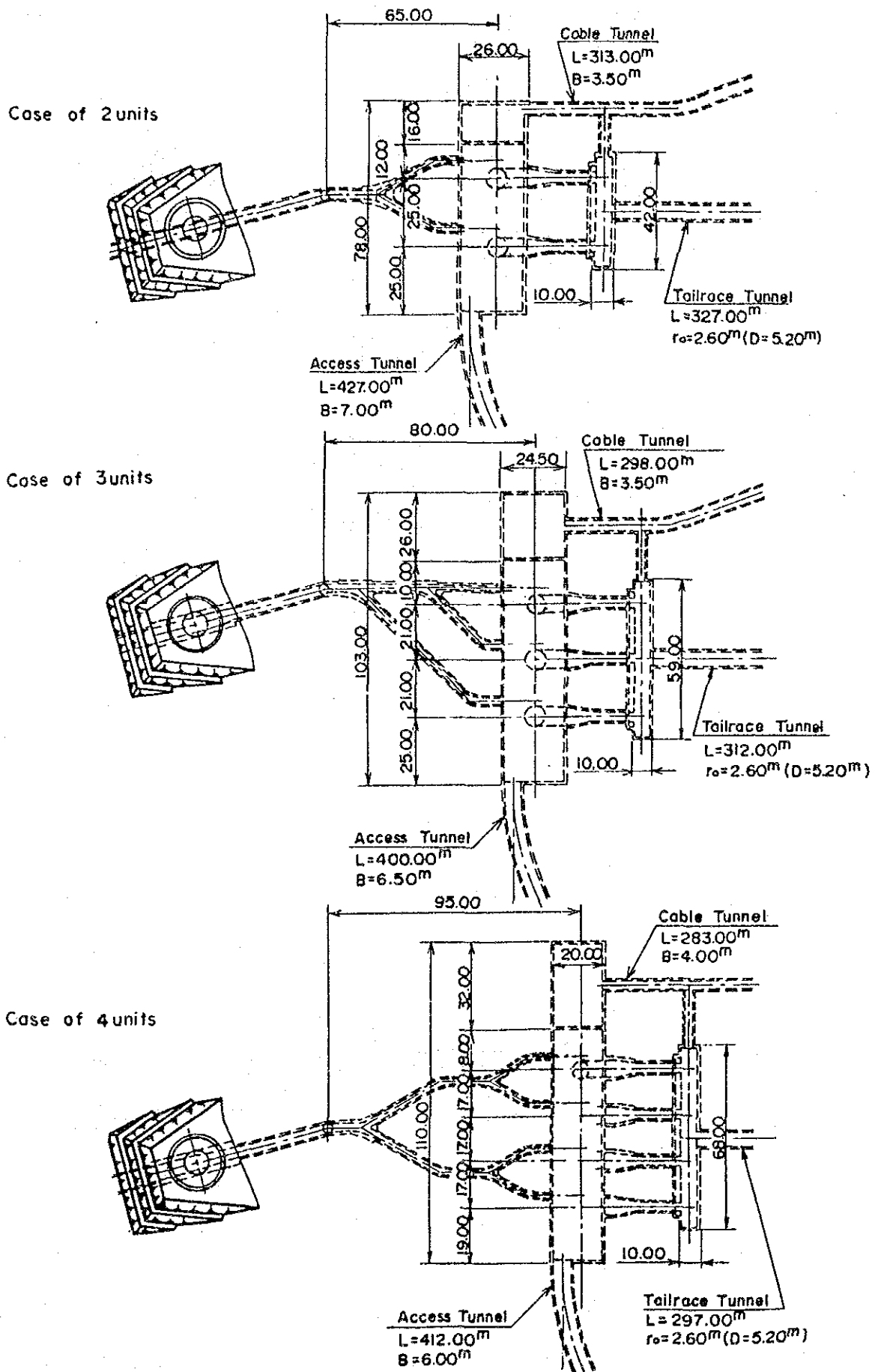
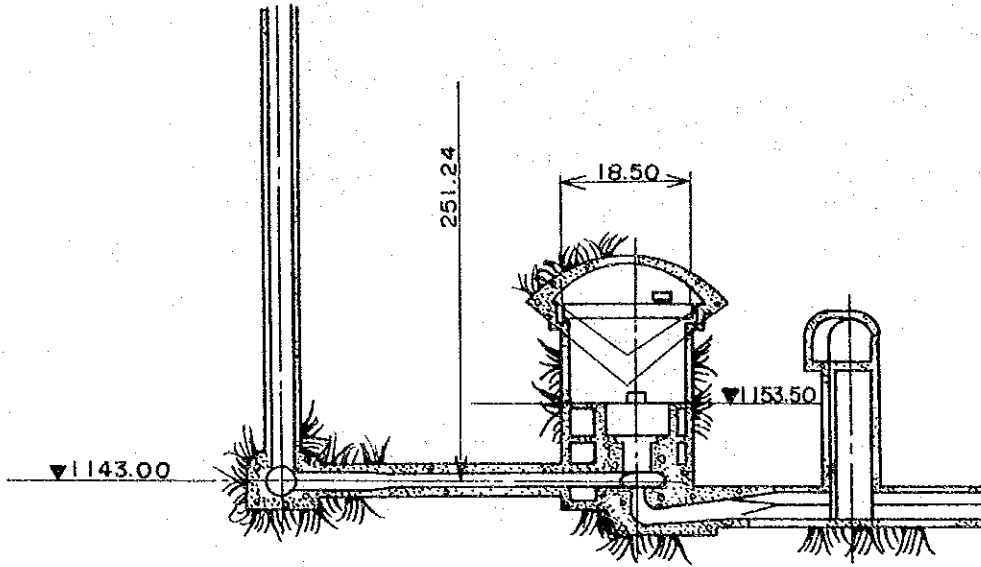
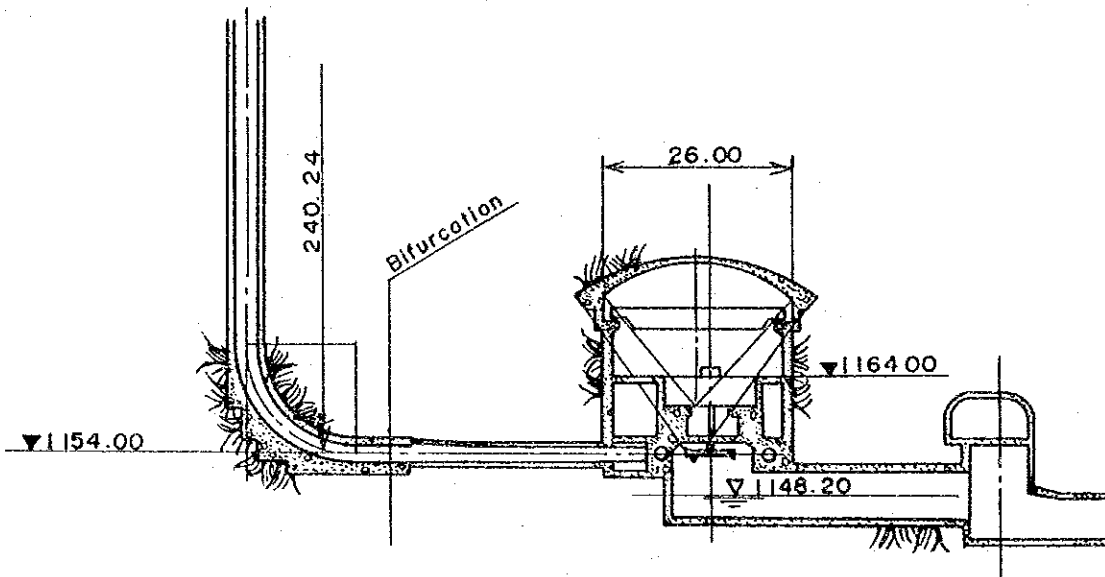


Fig. 7-22 Longitudinal Section of Each Turbine



Francis turbine type (case of 2 units)



Pelton turbine type (case of 2 units)

Table 7-10 Comparison of Penstock Tunnel

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
Length of penstock (m)	552.85	562.83	560.79	544.06	558.30	549.36
Front of bifurcation(m)	510.33	512.33	480.33	500.83	483.83	463.83
After of bifurcation(m)	42.52 x 2	{ 42.20 44.70 50.50 }	{ 44.38x2 36.08x4 }	43.23 x 2	{ 57.50 65.77 74.47 }	{ 51.65x2 33.88 x4 }
Diameter of penstock						
Front of bifurcation (m)	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00
After of bifurcation (m)	2.30~2.10	2.30~1.70	2.30~1.45	3.00~2.70	3.00~2.50	3.00~2.00
Loss head (m)	8.80	11.20	12.40	6.30	8.80	10.00
Excavation (open) (m³)	15 400	15 400	15 400	15 400	15 400	15 400
" (shaft)(m³)	1 200	1 200	1 200	1 000	1 000	1 000
" (tunnel)(m³)	4 100	5 400	6 600	4 700	5 800	6 600
Concrete (open) (m³)	5 460	5 460	5 460	5 460	5 460	5 460
" (filling)(m³)	2 730	3 950	5 090	2 980	3 810	4 560
Weight of steel penstock (ton)	1 110	1 180	1 260	1 150	1 210	1 260
Cost (x10³US \$)	10 984	11 517	12 162	11 151	11 651	12 058

Table 7-11 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
Width (W) (m)	28.00	25.50	23.50	35.50	34.00	29.50
Length (L) (m)	46.00	53.00	62.00	63.00	78.00	81.00
Height (H) (m)	44.50	43.50	42.50	38.00	37.50	36.00
Belong to building (control room and cable spreading room)	With power house	With power house	With power house	Without power house (2.00x20.00x20.00) (H) (B) (L)	Without power house (2.00x20.00x20.00) (H) (B) (L)	Without power house (2.00x20.00x20.00) (H) (B) (L)
☎ of turbine (m)	16.00	14.00	13.00	25.00	21.00	17.00
Tailrace water level (m)	1145.30	1145.30	1145.30	1152.50	1152.50	1152.50
Excavation (m³)	169 300	190 800	217 700	167 000	187 200	193 000
Concrete (m³)	33 650	38 850	46 790	41 050	50 960	54 270
Gate (ton)	54	66	68	41	46	48
Cost (x10³US\$)						
Civil works	21 192	23 236	25 937	22 892	25 672	26 698
Electrical works	31 158	35 008	39 238	36 396	42 483	50 092
Total cost	52 350	58 244	65 175	59 288	68 155	76 790

Table 7-12 Comparison of Penstock Tunnel

	Francis Type				Pelton Type			
	2 Units	3 Units	4 Units		2 Units	3 Units	4 Units	
Length of penstock (m)	319.16	338.72	366.66		329.45	358.69	364.75	
Front of bifurcation(m)	277.66	288.22	291.22		291.22	286.22	286.22	
After of bifurcation(m)	41.50 x 2	{ 42.20 44.70 50.50	{ 44.38 x 2 31.06 x 4		38.23 x 2	{ 55.50 63.77 72.47	{ 48.65 x 2 29.88 x 4	
Diameter of penstock								
Front of bifurcation (m)	3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00		3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00	
After of bifurcation (m)	2.30~2.10	2.30~1.70	2.30~1.45		3.00~2.70	3.00~2.50	3.00~2.00	
Loss head (m)	5.00	5.20	5.50		4.90	5.40	5.60	
Excavation (shaft) (m³)	4 100	4 100	4 100		3 900	3 900	3 900	
" (tunnel) (m³)	2 200	3 300	4 600		2 300	4 200	4 600	
Concrete (shaft) (m³)	2 150	2 150	2 150		2 060	2 060	2 060	
" (tunnel)(m³)	1 430	2 310	3 420		1 270	2 440	2 940	
Weight of steel penstock (ton)	500	580	640		540	700	710	
Cost (x10³US\$)	7 005	7 696	8 351		7 131	8 369	8 556	

Table 7-13-1 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
1) Power house						
Width (W) (m)	18.50	16.00	14.50	26.00	24.50	20.00
Length (L) (m)	58.00	77.00	91.00	78.00	103.00	110.00
Height (H) (m)	39.00	38.00	36.50	38.00	37.00	35.50
Belong to building (control room and cable spreading room.)	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00
ϕ of turbine (m)	16.00	14.00	13.00	25.00	21.00	17.00
Tailrace water level (m)	1145.30	1145.30	1145.30	1154.00	1154.00	1154.00
Excavation (m³)	37 700	35 800	36 700	63 100	68 800	55 200
Concrete (m³)	15 970	16 800	20 240	22 490	27 200	27 640
Cost (x10³ US \$)						
Civil works	8 476	9 538	10 463	13 858	15 681	14 484
Electrical works	31 713	36 021	40 654	36 783	43 375	51 429

Table 7-13-2 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
2) Access tunnel						
Width (W) (m)	6.00	5.80	5.50	7.00	6.50	6.00
Length (L) (m)	431.40	412.75	388.40	427.40	400.00	412.00
Excavation (m ³)	18000	16600	14600	21900	18700	17300
Concrete (m ³)	2800	2700	2500	3100	2900	2700
Cost of civil works (x10 ³ US\$)	2648	2478	2232	3115	2737	2562
3) Cable tunnel						
Width (W) (m)	3.50	3.50	4.00	3.50	3.50	4.00
Length (L) (m)	327.81	312.80	282.80	313.00	298.00	283.00
Excavation (m ³)	5400	5200	5500	5200	4900	5500
Concrete (m ³)	1930	1840	1820	1840	1750	1820

Table 7-13-3 Comparison of Powerhouse

	Francis Type				Pelton Type			
	2 Units	3 Units	4 Units		2 Units	3 Units	4 Units	
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	1 073	1 033	1 055		1 033	974	1 055	
3) Tailrace tunnel								
Diameter(D) (m)	3.70x3	3.10x3	2.60x3		5.20x1	5.20x1	5.20x1	
Length (L) (m)	352.00	337.00	307.00		327.00	312.00	297.00	
Excavation (m ³)	22 600	27 400	28 600		23 900	28 000	30 000	
Concrete (m ³)	8 260	9 830	10 090		7 730	8 600	9 200	
Gate (ton)	32	39	40		24	27	28	
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	6 384	8 139	9 110		4 811	5 476	5 672	
4) Out let								
Excavation (m ³)	800	1 200	1 700		1 400	1 400	1 400	
Concrete (m ³)	550	820	1 100		630	630	630	
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	139	206	282		184	184	184	

Table 7-13-4 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
5) Switchyard						
Width (W) (m)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Length(L) (m)	100.00	110.00	120.00	100.00	110.00	120.00
Excavation (m³)	61 500	67 600	73 800	61 500	67 600	73 800
Concrete (m³)	1 610	1 780	1 960	1 610	1 780	1 960
Cost of civil works (x10³ US \$)	1 019	1 122	1 228	1 019	1 122	1 228
6) Access road						
Width (W) (m)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Length (L) (m)	350.00	350.00	350.00	350.00	350.00	350.00
Cost of civil works (x10³ US \$)	812	812	812	812	812	812
7) Total cost (x10³ US \$)						
Civil works	20 551	23 328	25 182	24 832	26 986	25 997
Electrical works	31 713	36 021	40 654	36 783	43 375	51 429
Total cost	52 264	59 349	65 836	61 615	70 361	77 426

Table 7-14 Comparison of Penstock Tunnel

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
Length of penstock (m)	525.09	535.07	533.03	516.30	530.54	519.60
Front of bifurcation(m)	482.57	484.57	452.57	473.07	456.07	436.07
After of bifurcation(m)	42.52 x 2	{ 42.20 44.70 50.50 }	{ 44.38 x 2 36.08 x 4 }	43.23 x 2	{ 57.50 65.77 74.47 }	{ 51.65 x 2 31.88 x 4 }
Diameter of penstock						
Front of bifurcation (m)	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00	4.50~3.00
After of bifurcation (m)	2.30~2.10	2.30~1.70	2.30~1.45	3.00~2.70	3.00~2.50	3.00~2.00
Loss head (m)	8.20	10.70	11.90	5.80	8.20	9.50
Excavation (open) (m³)	11150	11150	11150	11150	11150	11150
" (shaft)(m³)	2550	2550	2550	2110	2110	2110
" (tunnel)(m³)	3890	4880	6090	4340	5390	6130
Concrete (open) (m³)	4800	4800	4800	4800	4800	4800
" (filling)(m³)	3020	3330	5470	3030	3950	4830
Weight of steel penstock (ton)	1200	1250	1290	1150	1200	1240
Cost (x10³US\$)	11391	11687	12369	11150	11612	11993

Table 7-15-1 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
1) Power house						
Width (W) (m)	28.00	25.50	23.50	35.50	34.00	29.50
Length (L) (m)	46.00	53.00	62.00	63.00	78.00	81.00
Height (H) (m)	44.50	43.50	42.50	38.00	37.50	36.00
Belong to building (control room and cable spreading room)	With power house	With power house	With power house	Without power house	Without power house	Without power house
ϕ of turbine (m)	16.00	14.00	13.00	25.00	21.00	17.00
Tailrace water level (m)	1133.30	1133.30	1133.30	1140.50	1140.50	1140.50
Excavation (m³)	460 410	528 000	554 900	504 300	524 400	530 200
Concrete (m³)	49 860	55 060	63 000	57 260	67 170	70 480
Gate (ton)	32	39	40	24	27	28
Cost (x10³ US \$)						
Civil works	18 880	20 407	22 483	20 442	22 788	23 410
Electrical works	31 158	35 008	39 238	36 396	42 483	50 092

Table 7-15-2 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
2) Access road						
Length (L) (m)	270.00	270.00	270.00	270.00	270.00	270.00
Width (W) (m)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	562	562	562	562	562	562
Total cost (x10 ³ US \$)	50 600	55 977	62 283	57 400	65 833	74 064

Table 7-16 Comparison of Penstock Tunnel

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
Length of penstock (m)	442.26	461.82	489.76	452.55	481.79	487.85
Front of bifurcation(m)	400.76	411.32	414.32	414.32	409.32	409.32
After of bifurcation(m)	41.50 x 2	{ 42.20 44.70 50.50 }	{ 44.38 x 2 31.06 x 4 }	38.23 x 2	{ 55.50 63.77 72.47 }	{ 48.65 x 2 29.88 x 4 }
Diameter of penstock						
Front of bifurcation (m)	3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00	3.80~3.00
After of bifurcation (m)	2.30~2.10	2.30~1.70	2.30~1.45	3.00~2.70	3.00~2.50	3.00~2.00
Loss head (m)	6.20	6.40	6.70	6.10	6.50	6.80
Excavation (open) (m³)	5 500	5 500	5 500	5 500	5 500	5 500
" (shaft) (m³)	3 900	3 900	3 900	3 700	3 700	3 700
" (tunnel)(m³)	4 100	5 000	6 200	4 000	5 900	6 300
Concrete (open) (m³)	2 200	2 200	2 200	2 200	2 200	2 200
" (shaft) (m³)	2 080	2 080	2 080	1 990	1 990	1 990
" (tunnel)(m³)	2 390	3 170	4 250	2 100	3 320	3 820
Weight of steel penstock (ton)	700	780	840	740	900	910
Cost (x10³US\$)	8 918	9 543	10 184	8 988	10 221	10 408

Table 7-17-1 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
1) Power house						
Width (W) (m)	18.50	16.00	14.50	26.00	24.50	20.00
Length (L) (m)	58.00	77.00	91.00	78.00	103.00	110.00
Height (H) (m)	39.00	38.00	36.50	38.00	37.00	35.50
Belong to building (control room and cable spreading room)	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00	With switchyard 12.00x20.00x20.00
℄ of turbine (m)	16.00	14.00	13.00	25.00	21.00	17.00
Tailrace water level(m)	1133.30	1133.30	1133.30	1141.50	1141.50	1141.50
Excavation (m³)	37 700	35 800	36 700	63 100	68 800	55 200
Concrete (m³)	15 970	16 800	20 240	22 490	27 200	27 640
Cost (x10³US\$)						
Civil works	8 476	9 538	10 463	13 858	15 681	14 484
Electrical works	31 713	36 021	40 654	36 783	43 375	51 429

Table 7-17-2 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
2) Access tunnel						
Width (W) (m)	6.00	5.80	5.50	7.00	6.50	6.00
Length (L) (m)	457.10	438.45	414.10	453.10	425.70	437.70
Excavation (m ³)	19 100	17 500	15 500	23 200	19 800	18 300
Concrete (m ³)	2 900	2 800	2 600	3 200	3 000	2 800
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	2 689	2 508	2 262	3 157	2 788	2 593
3) Cable tunnel						
Width (W) (m)	3.50	3.50	4.00	3.50	3.50	4.00
Length (L) (m)	384.60	369.59	339.59	369.79	354.79	339.79
Excavation (m ³)	6 400	6 100	6 600	6 100	5 900	6 600
Concrete (m ³)	2 260	2 170	2 190	2 170	2 090	2 190

Table 7-17-3 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	1 265	1 206	1 256	1 206	1 168	1 256
3) Tailrace tunnel						
Diameter(D) (m)	3.70x2	3.10x3	2.60x4	5.20x1	5.20x1	5.20x1
Length (L) (m)	190.00	175.00	145.00	165.00	150.00	135.00
Excavation (m ³)	16 400	20 600	21 900	17 900	22 100	24 000
Concrete (m ³)	5 660	6 870	7 050	5 590	6 450	7 060
Gate (ton)	32	39	40	24	27	28
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	4 290	5 513	5 952	3 490	4 155	4 543
4) Out let						
Excavation (m ³)	800	1 200	1 700	1 400	1 400	1 400
Concrete (m ³)	550	820	1 100	630	630	630
Cost of civil works (x10 ³ US \$)	139	206	282	184	184	184

Table 7-17-4 Comparison of Powerhouse

	Francis Type			Pelton Type		
	2 Units	3 Units	4 Units	2 Units	3 Units	4 Units
5) Switchyard						
Width (W) (m)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Length (L) (m)	100.00	110.00	120.00	100.00	110.00	120.00
Excavation (m³)	61 500	67 600	73 800	61 500	67 600	73 800
Concrete (m³)	1 610	1 780	1 960	1 610	1 780	1 960
Cost of civil works (x10³ US \$)	1 019	1 122	1 228	1 019	1 122	1 228
6) Access road						
Width (W) (m)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Length (L) (m)	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00
Cost of civil works (x10³ US \$)	312	312	312	312	312	312
7) Total cost (x10³ US \$)						
Civil works	18 190	20 405	21 755	23 226	25 410	24 600
Electrical works	31 713	36 021	40 654	36 783	43 375	51 429
Total cost	49 903	56 426	62 405	60 009	68 785	76 029