

CENTRAL HIDROELECTRICA
DEL "AMBI": ESTUDIO DE
LAS CARACTERISTICAS DE
LA DEMANDA, DE LA TU-
BERIA Y DE LA TURBINA.

TESIS PREVIA A LA OB-
TENCION DEL TITULO
DE INGENIERO EN LA
ESPECIALIZACION DE IN-
GENIERIA ELECTRICA DE
LA ESCUELA POLITECNI-
CA NACIONAL.

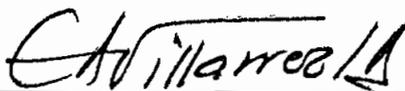
por:

RAUL YEPEZ LARA

QUITO - ECUADOR

Noviembre - 1.968

Certifico que este trabajo fue realizado
en su totalidad por el Sr. Raul. Yepes L.



Ing. ~~Abdón~~ Eduardo Villareal

Profesor de la Escuela Politécnica Ncnal.
CONSULTOR DE TESIS.

INDICE GENERAL DE MATERIAS

	<u>Página</u>
<u>CAPITULO PRIMERO</u>	
Consideraciones preliminares	1-01
<u>Subcapítulo 1-a): FINALIDAD DEL PRESENTE ESTUDIO, CARACTERIS-</u>	
<u>TICAS</u>	1-02
1.a-1 Es una obra de realización urgente	1-02
1.a-2 Es una obra que tiene carácter de previa	1-03
1.a-3 Es una obra que no acarrea mayores problemas se-	
cundarios.	1-03
1.a-4 Es una obra realizable	1-03
1.a-5 Conclusiones	1-03
<u>Subcapítulo 1-b) : RESEÑA DEÑ PROYECTO /</u>	1-04
<u>Subcapítulo 1-c) : ESTUDIO DE LA DEMANDA</u>	1-06
1.c.-1 La demanda en el pasado y en el presente	1-06
1.c-2 Datos estadísticos	1-06
1.c.2-1 Análisis diferenciado y comparación de la deman-	
da entre 1.954 y 1.966.	1-07
1.c.2-2 Estado analítico de la carga	1-09
1.c.2-3 Factores de crecimiento anual obtenidos por com-	
paración en 11 $\frac{1}{2}$ años	1-10
1.c.2-4 Conclusiones	1-11
1.c-3 La demanda semanal actual	1-11
1.c-4 Predicción de ña carga futura	1-12
1.c.4-1 Cifra por efecto del crecimiento de la carga que	
actualmente existe	1-12
1.c.4-2 Cifra por efecto de la carga industrial pronos-	
ticada a 1.966	1-13
1.c.4-3 <u>Nota:</u> La demanda industrial del futuro lejano .	1-16
1.c-5 La zona de Ibarra interconectada a la nueva cente	
tral "Ambi".	1-17
1.c.5-1 La curva de demanda semanal futura de Ibarra ..	1-19
1.c.5-2 Las curvas de duración y porcentaje de Ibarra en	
el futuro	1-20
1.c-6 Proyección de la demanda y evolución de la capa-	
cidad de generación en el Sistema Tulcán, Ibarra,	
Cayambe.	1-23

1.c.6-1	Análisis circunstancial	1-23
1.c.6-2	Proyección de la demanda en el Sistema T.I.C. entre 1.966 y 1967	1-26
1.c.6-3	Potencia generadora de las centrales y plan de incrementos de ésta	1-26
1.c.6-4	La demanda del Sistema T.I.C. atendida median- te la central Ambi y demas centrales menores de la zona	1-27
1.c.6-5	Generación de la Central Ambi y consumo de Ibarra entre 1.968 y 1.998	1-32
1.c-7	Funcionamiento de las centrales en la curva de carga típica del Sistema T.I.C.	1-33
1.c.7-1 funcionamiento de ... para un día de 1.972	1-33
1.c.7-2 funcionamiento de ... para un día de 1.977	1-34
1.c-8	Elaboración de la curva de carga característica a la central Ambi,operando como "central de pi- cos".	1-35
<u>CAPITULO SEGUNDO : DETERMINACION DE LA POTENCIA</u>		2-01
<u>Subcapítulo 2-a) : POTENCIA DISPONIBLE</u>		2-01
2.a-1	Estudios hidrológicos	2-01
2.a-2	El caudal de diseño, comprobación mediante el análisis de frecuencias y probabilidades	2-01
2.a.2-1	Registros	2-01
2.a.2-2	Elaboración de la curva del caudal probable	2-02
2.a.2-3	La altura bruta de caída	2-05
<u>subcapítulo 2-b) : POTENCIA NETA</u>		2-06
2.b-1	La potencia de "aguas fluyentes"	2-06
2.b-1-1	Factores de planta y potencia regulada	2-06
2.b-2	El caudal regulado	2-07
<u>Subcapítulo 2-c) : CAPACIDAD DE LA PLANTA</u>		2-08
2.c-1	Almacenajes de regulación anual	2-08
2.c-2	El reservorio de regulación diaria	2-08
2.c-3	Capacidad inicial de la planta	2-16
2.c-4	Capacidad máxima y de ampliación de la central Ambi.	2-16

<u>Subcapítulo 2-d) : ANALISIS DE LA ALTERNATIVA COMO CEN-</u>		
	<u>TRAL PARA SERVICIO EXCLUSIVO A IBARRA</u>	2-17
2.d-1	Cálculo de la capacidad de la central Ambi, del reservorio y de una potencia auxiliar, para $20 \frac{m^3}{seg}$, 80% prob.	2-18
2.d-2	Para el caudal de estiaje $1,1 \frac{m^3}{seg}$. valor de potencia auxiliar y reservorio.	2-21 -
<u>CAPITULO TERCERO : EL EQUIPO HIDROMECHANICO DE GENERA-</u>		
	<u>CION.</u>	3-01
<u>Subcapítulo 3-a) : TUBERIA DE PRESION</u>		3-01
3.a-1	Antecedentes	3-01
3.a.1-1	Proyecto según C.N. de R.	3-01
3.a.1-2	Proyecto según "E.Y.C.O."	3-01
3.a.1-3	Objeciones	3-01
3.a-2	Diámetro de la tubería, estimación inicial, pérdidas de carga.	3-02
3.a.2-1	Fórmulas empíricas	3-02
3.a.2-2	El escalonamineto telescópico del diámetro	3-05
3.a.2-3	Conclusión	3-07
3.a.2-4	Calculo de las pérdidas de carga	3-08
3.a.2.4-1	Porcentaje admisible de pérdida de carga	3-08
3.a.2.4-2	Factores determinantes de la pérdida de car- ga.	3-08
3.a.2.4-3	Datos característicos de la tubería de pre- sión.	3-08
3.a.2.4-4	Pérdida por rejilla fina	3-09
3.a.2.4-5	Pérdida por compuerta	3-09
3.a.2.4-6	Pérdida por entrada	3-10
3.a.2.4-7	Pérdida por roce continuo	3-10
3.a.2.4-8	Pérdida por cambios de dirección	3-11
3.a.2.4-9	Pérdida por cambios de sección	3-12
3.a.2.4-10	Pérdida por válvula	3-13
3.a.2.4-11	Pérdida total de carga	3-13
3.a-3	Cálculo del golpe de aiete	3-14
3.a.3-1	La velocidad de propagación de la onda pertur- badora a	3-14

3.a.3-2	La velocidad de circulación del agua	3-16
3.a.3-3	Búsqueda del mínimo tiempo de cierre	3-17
3.a.3-4	Valor de la sub-presión	3-17
3.a.3-5	Valor de la sub-presión para un punto más saliente de la tubería	3-18
3.a.3-6	Cálculo de la sub-presión para los demás codos de la tubería	3-19
3.a.3-7	Cálculo del tiempo de apertura para el caudal total y vacío producido en el codo superior	3-20
3.a.3-8	Cálculo del espesor del tubo en el codo propenso a la depresión	3-21
3.a.4	Análisis y determinación del diá- metro económico	3-22
3.a.4-1	Cálculo de las pérdidas de energía en la tubería doble de diámetros equi- valentes a 0,95 m.	3-22
3.a.4.1-1	Las pérdidas de energía para el año inicial (método de horas equiv.)	3-22
3.a.4.1-2	Pérdida de energía desde 1.969 hasta 1.972	3-23
3.a.4.1-3	Pérdida de energía durante 1.977	3-24
3.a.4.1-4	Pérdida de energía desde 1.978 hasta 1.998	3-25
3.a.4.1-5	Pérdidas de energía para otros diáme- tros de tubería doble	3-27
3.a.4-2	Pérdidas de energía en la tubería, caso de ser 1 solo ducto	3-28
3.a.4.2-1	Diámetro equivalente de la tubería de presión a 1 ducto (única)	3-28
3.a.4.2-2	Cálculo de las pérdidas de energía en el tubo único de diámetro equivalente a 1,25 m, en 30 años	3-29
3.a.4.2-3	Pérdidas de energía para otros diámetros de tubería tipo único	3-30
3.a.4-3	Procedimiento para determinar la inver- sión monetaria requerida para instalar la tubería de presión	3-31
3.a.4.3-1	Inversión económica para la tubería de presión única, de $D_{eq} = 1,25$ m para 30 años de vida útil	3-32

3.a.4.3-2	Inversión económica para la tubería de presión doble, a dos etapas, para $D_{eq} = 0,95$ m.	3-35
3.a.4-4	Valor del KWH al nivel de tubería de presión	3-37
3.a.4-5	Síntesis de la comparación económica	3-39
3.a.4-6	Diámetro económico y tipo de tubería	3-41
3.a.4-7	Conclusiones - Autocrítica	3-41

<u>Subcapítulo 3-b) <u>LOS BLOQUES DE ANCLAJE PARA LA TUBERÍA DE PRESION</u></u>		3-42
3.b-1	Nomenclatura y simbología empleada	3-42
3.b-2	Cálculo de esfuerzos y diseño de cada uno de los 4 anclajes	3-44
3.b-2	Esfuerzos sobre el 1 ^{er} anclaje	3-44
3.b.2-1	Diseño del 1er. anclaje	3-45
3.b-3	Esfuerzos sobre el 2 ^o anclaje	3-47
3.b.3-1	Paso de la locomotora N ^o 37 sobre el 2 ^o anclaje	3-48
3.b.3-2	Cálculo-ejemplo, para determinar la compresión del terreno ocasionada por el segundo bloque de anclaje	3-49
3.b.3-3	Diseño del 2 ^o anclaje	3-49
3.b-4	Esfuerzos sobre el 3 ^{er} anclaje	3-52
3.b.4-1	Diseño del 3 ^{er} anclaje	3-53
3.b.5	Esfuerzos sobre el 4 ^o anclaje	3-55
3.b.5-1	Diseño del 4 ^o anclaje	3-56

<u>Subcapítulo 3-c): <u>EL PROBLEMA DEL FRACCIONAMIENTO EN GRUPOS</u></u>		3-58
3.c-1	Factores que intervien en las diversas posibilidades de fraccionamiento	3-59
3.c-2	Conclusiones	3-59

CAPITULO CUARTO: LA TURBINA. 4-01

<u>Subcapítulo 4-a): <u>CARACTERISTICAS DE LAS TURBINAS PARA LA CENTRAL "AMBI"</u></u>		4-01
4.a-1	Potencia que servirá la turbina	4-01
4.a-2	Estado de admisión de máximo rendimiento de la turbina	4-01

4.a-3	Velocidad específica a plena capacidad de la turbina	4-02
4.a-4	Altura de aspiración de turbina	4-03
4.a-5	Velocidad específica máxima	4-04
4.a-6	Valores de N_s y H_s en el estado de óptimo funcionamiento de turbina	4-04
Subcapítulo	4-b): <u>CONSIDERACIONES TEORICAS SOBRE LA TURBINA</u>	4-04
4.b-1	Cálculo de las velocidades tangenciales en el rodete tipo Francis	4-05
4.b.1-1	Comprobación	4-06
4.b-2	Diámetro del rodete	4-07
4.b.2-1	Número de vueltas unidad	4-07
4.b.2-2	Diámetro unidad	4-07
4.b.2-3	Diámetro real de entrada	4-07
4.b.2-4	Valor definitivo del diámetro de entrada	4-07
4.b-3	El valor fijado para u_1	4-08
4.b-4	El diámetro de salida del rodete	4-08
4.b-5	Las velocidades absolutas y las relativas en función de la admisión	4-08
4.b.5-1	Las velocidades absolutas C_2 y relativa V_2 a la salida del rodete	4-08
4.b.5-2	Relación de diámetros	4-09
4.b.5-3	La velocidad tangencial u_{2m}	4-09
4.b.5-4	El diámetro promedial de salida	4-10
4.b.5-5	La velocidad absoluta de escape C_{2m}	4-10
4.b-6	El triángulo de las velocidades de salida	4-10
4.b-7	Cálculo analítico de las velocidades absolutas C_2 en varios estados de admisión de la turbina	4-11
4.b-8	Estimación de los ángulos de salida en el álabe del rodete	4-12
4.b-9	Las velocidades relativa V_1 y absoluta C_1 del agua a la entrada del rodete	4-13
4.b.9-1	Determinación del coeficiente	4-14
4.b-10	Análisis en el triángulo de entrada	4-15
4.b-11	Construcción de la parábola de entrada	4-16
4.b-12	Construcción del triángulo de entrada	4-17
4.b-13	Estimación de los ángulos de entrada del álabe, en estados de admisión	4-19

<u>Subcapítulo 4-c):</u> <u>DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE LA</u>		
	<u>TURBINA</u>	4-20
4.C-1	Diámetro "d" del eje o árbol	4-20
4.C-2	El diámetro de evacuación a la salida del rodete	4-21
4.C-3	Número de álabes y el factor de estrangulamiento	4-23
4.C-4	Estimación del ancho del canal a la salida ..	4-23
4.C-5	La longitud de la línea de salida	4-25
<u>Subcapítulo 4-d):</u> <u>PROCEDIMIENTO DEL TRAZADO DEL PERFIL</u>		
	<u>DEL RODETE</u>	4-25
4.d-1	Comprobación del perfil del rodete	4-28
4.d.1-1	Prodedimiento	4-28
4.d.1-2	Conclusión	4-29
<u>Subcapítulo 4-e):</u> <u>EL RENDIMIENTO DE LA TURBINA</u>		4-29
4.e-1	El tubo de aspiración	4-30
4.e-2	Recuperación mediante el tubo de aspiración .	4-31
4.e-3	El rendimiento global de la turbina	4-34
4.e-4	Otras dimensiones generales de la turbina . . .	4-35
<u>Subcapítulo 4-f):</u> <u>TRAZADO DEL ALABE DEL RODETE DE LA</u>		
	<u>TURBINA FRANCIS ESPIRAL</u>	4-35
4.f-1	Procedimiento	4-35
4.f-2	Radio de la circunferencia-base de evolventes.	4-37
4.f-3	Trazado del álabe en su extremo de salida . .	4-38
4.f.3-1	La paralela al eje o-o	4-38
4.f.3-2	Trazado en plante de las evolventes	4-39
4.f.3-3	Trazado del filete límite :li - 2i	4-40
4.f-4	Trazado del álabe en su extremo de entrada . .	4-40
4.f-5	Trazado de otras trayectorias del álabe . . .	4-43
4-g	CONSTRUCCION DEL MOLDE EN MADERA	4-45

INDICE DE TABLAS Y CUADROStablapágTCAPITULO I .

1-01	Datos estadístidicos de demanda, exclusiva a Ibarra	1-06
1-02	Datos estadísticos de Ibarra y alrededores, Dic/.54 .	1-08
1-03	Datos estadísticos de Ibarra y alrededores, Ago/.66	1-08
1-04	Datos estadísticos de Ibarra y alrededores, Ago/.66	1-09
1-05	Factores de crecimiento anual de la carga	1-10
1-06	Crecimiento de la carga típica existente, para 1.969	1-12
1-06.a	Análisis de la posible demanda futura (Ibarra y alled)	1-18
1-07	Datos de carga horaria de la curva de duración	1-21
1-07	Datos para la elaboración de la curva de porcentaje	1-21
1-08	Demandas máximas anuales: Sistema T.I.C.	1-26
1-09	Capacidad nominal y firme de las centrales del Sistema T.I.C.	1-26
1-10	Capacidad a incrementarse después de 1.968	1-27
1-11	Satisfacción de la demanda mediante El Ambi y las centrales menores del Sistema TIC, entre 1.968 y 1.977	1-27
1-12	Aporte anual de energía del río Ambi, por períodos	1-28
1-13	Aporte anual de energía del río Ambi de 1.969 a 1.977	1-29
1-14	Generación anual de Central Ambi entre 1.968 y 1.980	1-29
1-15	Capacidad nominal y firme de las centrales del Sistema TIC, para caudal de $2\text{m}^3/\text{sg}$ y para $1,1\text{ m}^3/\text{sg}$ en el río Ambi, desde 1.968 a 1.977	1-30
1-16	Demandas y aporte de energía de las centrales del Sistema TIC entre 1.978 y 1.986	1-31
1-17	Generación de central Ambi y consumo de Ibarra entre 1.968 y 1.998	1-32

CAPITULO II .

2-00	Promedios mensuales de gastos medios diarios del río Ambi desde Ago /.63 hasta Ene /.67	2-02
2-01	Frecuencia y probabilidad de caudales, río Ambi . .	2-03
2-02	Cargas de Operación de la central Ambi en Sistema TIC	2-09
2-03	Cálculo para el reservorio diario, para $1,1\text{ m}^3/\text{seg}$	2-10
2-04	Cálculo para el reservorio diario, para $2\text{ m}^3/\text{seg}$	2-11
2-05	Cálculo del reservorio diario, para un día de 1.972 y $1,1\text{ m}^3/\text{seg}$ en el río Ambi	2-12
2-06	Capacidades a determinar en la central y reservorio del Ambi, caso de servir exclusivamente a Ibarra	2-23

CAPITULO III.

3-01	Velocidad de propagación de la onda perturbadora ..	3-14
3-02	Valores de sobre y sub presión para los codos de la tubería de presión y para el tiempo crítico de cierre	3-20
3-03	Resumen de cálculos para determinar la pérdida anual de energía por circulación en la tubería de presión	3-23
3-04	Cálculo de las pérdidas de energía ocasionadas por la tubería de presión desde .973 a 1.977	3-26
3-05	Pérdidas de energía durante 30 años ocasionadas por distintos diámetros de tubería de presión doble	3-28
3-06	Pérdidas de energía durante 30 años ocasionadas por distintos diámetros de tubería de presión única ...	3-31
3-07	Costos de 1 ^{er} establecimiento por etapas en la tubería de presión doble, de $D_{eq} = 0,95$ m.	3-35
3-08	Gastos anuales de explotación, tubería doble . . .	3-36
Anexo 3-10	Determinación del diámetro económico de la tubería doble de presión	3-V
Anexo 3-09	Diámetro económico, para tubería única	3-VI

CAPITULO IV.

4-01	Estado de admisión de la turbina de máximo rendimiento	4-02
4-02	Valores resumidos de N_s de la turbina, para distintas posibilidades de velocidad sincrónica	4-03
4-03	Altura de succión para varias posibilidades de N_s .	4-04
4-04	Relación: ancho de entrada a diámetro, en la turbina	4-09
4-05	Resumen de velocidades a la salida del rodete . . .	4-13
4-06	Resumen de velocidades a la entrada del rodete . . .	4-18
4-07	Número de álabes admisible, por experiencias, para el rodete de la turbina	4-23
4-08	Resumen del cálculo para determinar el trazado de los filetes límites de las "turbinas parciales" . .	4-29
4-09	Datos de velocidad y ángulos a la entrada y salida del rodete, para el cálculo del rendimiento	4-30
4-10	Resumen del rendimiento del rodete para varios estados de admisión	4-30
4-11	Porcentaje energético recuperado en el tubo de aspiración de la velocidad de descarga, normal a la sección de circulación	4-33
4-12	Idem ... para la velocidad tangencial del tubo . . .	4-33
4-13	Porcentaje de H_N total recuperado por el tubo . . .	4-33
4-14	Rendimiento conjunto de rodete y tubo de aspiración	4-34

INDICE DE GRAFICOSpág.CAPITULO I .

1-01	Proyección de la demanda y evolución de la capacidad de generación (solo para Ibarra y su zona) . .	1-22
1-02	Sistema eléctrico Tulcán, Ibarra, Cayambe: croquis geográfico con L. de T. y centrales	1-24
1-03	Proyección de la demanda y evolución de la capacidad de generación, para todo el Sistema T.I.C. . .	1-25
Anexo 1-01	Aprovechamiento hídrico del río Ambi	1-I
Anexo 1-02	Curvas características de demanda semanal, exclusivas a Ibarra	1-II
Anexo 1-03	Curvas características de demanda semanal, exclusivas a Ibarra (Set/64; /.65; /.67)	1-III
Anexo 1-04	Curvas de demanda semanal futura, exclusivas a Ibarra y "aledaños".	1- IV
Anexo 1-05	Curva de duración y curva de porcentaje de la carga, exclusivo para Ibarra y "aledaños" . .	1-V
Anexo 1-06	Abastecimiento y ubicación de las centrales en la curva de carga diaria del Sistema TIC.	1-VI

CAPTULO II .

2-01	Curva de duración probable del caudal medio mensual del río Ambi (Agosto /.63 - Enero /.67)	2-04.
2-02	Cálculo del reservorio de regulación diaria de la central Ambi, para un día de 1.972 y $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$	2-14
2-03	Cálculo del reservorio de regulación diaria de la central El Ambi, para un día de 1.977 y $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$	2-15
2-04	Cálculo del reservorio de regulación diaria de la central Ambi, para un día de 1.977 y $Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$	2-16

CAPTULO III .

3-01	Determinación del diámetro económico	3-40
Anexo 3-02	Ubicación del tanque de presión, tubería y casa de máquinas de la Central Ambi	3-I
Anexo 3-03	Perfil del terreno y de la tubería de presión	3-II
Anexo 3-04	Determinación del grueso de la pared de la tubería	3-III
Anexo 3-05	Valores efectivos del golpe de ariete	3-IV
Anexo 3-06	Disposición en planta de los equipos de la casa de máquinas	3-VII
Anexo 3-07	Corte en elevación de la casa de máquinas . .	3-VIII

CAPITULO IV .

CAPITULO IV.

4-01	Velocidades: tangencial relativa y absoluta en un tubo curvo de sección decreciente	4-05
4-02	Esquema del triángulo de velocidades en la salida	4-10
4-03	Triángulo de velocidades a la salida del rodete . .	4-11
4-04	La velocidad absoluta en la salida del rodete	4-11
4-06	Esquema del triángulo de velocidades de entrada . .	4-15
4-07	Gráfico de las velocidades de entrada del rodete . .	4-18
4-08	El canal de salida entre álabes	4-22
4-10	Corte del perfil del rodete lento de la turbina . .	4-26
4-11	Trazado del perfil del rodete	4-27
4-12	Gráfico del rendimiento de la turbina	4-34
4-13	Diseño del álabe del rodete	4-36
4-14	Diseño del álabe del rodete: trazado del perfil límite la - 2a	4-41
4-15	Trazado conjunto de los filetes límites li - 2i, y la - 2a, del rodete	4-42
4-16	Trazado de la sección para el moldeado del álabe .	4-44

CAPITULO PRIMEROCONSIDERACIONES PRELIMINARES

Previamente al estudio, exposición de datos y a cálculos del presente proyecto es conveniente hacer conocer su objetivo, dentro del plan global que tienen en mente los organismos de electrificación de la localidad y del país, y por otra parte un bosquejo ligero y esquemático del proyecto mismo ubicado dentro de las circunstancias que actualmente rodean a esta obra de explotación hidroeléctrica.

La ciudad de Ibarra, incluso el perímetro sub-urbano (Norte; Yahuarcocha; Sur; Chaupistancia y el Alpargate; Oeste; Asaya, Alpachaca y Ejido), es y ha sido siempre el centro principal de estudio para la demanda y aprovechamiento de energía.

Además de este problema urbanístico constituyen centros de consumo de íntima ligazón la parroquia de Caranqui ya urbanizada y la parroquia rural de San Antonio, que están servidas por las actuales plantas: el Ambi y la diesel - eléctrica, mediante una línea común de 6 KV.

La clase de demanda de energía pertenece a la de tipo doméstico y a la residencial de clase media, con predominio de instalación de alumbrado incandescente. Industria no existe, pero como tal se llama y en los catastros de la Empresa Eléctrica se hacen en este tipo de anotaciones, a ciertas instalaciones monofásicos de aserraderos, carpinterías y mecánicas.

El sistema de aprovechamiento de energía en épocas muy anteriores (1.930 - 1.940) se lo hacía aprovechando el río Tahuando con 2 grupos generadores de 60 Kw, el primero y el segundo de 150 Kw. Luego desde el año 1.940, el aprovechamiento de las aguas del río Ambi entre los kilómetros 27,4 a 29,3, mediante la Central "Hoja Blanca" ha dado abasto a unos 620 Kw incluso sobrecargas, mediante dos generadores, potencia que ha sido utilizada por los centros ya indicados.

En esta pequeña planta hidroeléctrica del Ambi, se venía trabajando, desde el inicio, con suspensión del servicio por una media hora al día debido a las necesidades de limpieza de sedimentos y arena que se acumulan en el tanque de presión y parte del canal de aducción, ya que no existe allí, desarenadores de ninguna especie.

También se producía suspensión adicional de 5 horas semanales, en el día lunes, por igual motivo.

Esta deficiencia y en especial la de la sobrecarga nocturna se las ha tratado de solucionar, al menos temporalmente, con la instalación de 632 KW en dos grupos diesel - eléctricos gemelos, uno de los cuales se los montó a fines de 1.960 y el otro a mediados del año 1.963.

Desde comienzos de 1.967 se ha comprado a Cotacachi 200 Kw.

El organismo encargado de estos problemas de electrificación ha sido hasta el mes de Marzo de 1.960, el M.I. municipio de Ibarra mediante la respectiva Empresa Eléctrica; luego de esta fecha se ha constituido la Empresa Eléctrica; "Ibarra" Sociedad Anónima (E . E. I. S. A.). Con esto se han obtenido ventajas para solucionar el -----

problema de electrificación, pues se han deslindado en enorme grado situaciones de influjo político y personal que caracterizan a las entidades municipales del país, pero sin embargo falta rapidez para la solución técnica y racional de estos problemas. En especial la empresa actual carece de un departamento técnico propio y eficiente que le asesore técnicamente en sus dificultades, y si bien es cierto que se han hecho estudios por organismos capaces (Caja Nacional de Riego, Ing, Rueff, INECEL,) y aún por empresas comerciales que han aconsejado unilateralmente, sin embargo en la Empresa Eléctrica "Ibarra" no ha existido un criterio técnico, especialmente en lo que a previsión futura respecta, si como tal se llama al estudio y al dictamen de Ingenieros de la Escuela Politécnica Nacional o de Universidad del país que trabajasen en un departamento especialmente dedicado al enfoque de los problemas técnicos, de esta empresa. Por tal motivo se han suscitado en forma tan grave problemas de estancamiento industrial, crisis de escasez de energía eléctrica y aún estrechez económica de la empresa.

Pero desde Abril de 1.963 con la participación del Instituto Ecuatoriano de electrificación (INECEL) como accionista de la Empresa Eléctrica "Ibarra", el horizonte se ha ampliado notablemente pues la actividad de la empresa está siendo respaldada y basada en criterios ya técnicos y racionales.

La Empresa Eléctrica y de Riego "Ibarra" S.A. se constituyó con un capital inicial de \$ 16'500.000 (pertenencias de la anterior empresa municipal, dinero efectivo por aporte del gobierno y por emisión de bonos).

El resto correspondía a pequeños accionistas, siendo el más fuerte de ellos la Caja Nacional de Riego con \$ 200'000 de capital aportado. Pero en Abril de 1.963 se deslinda el asunto "riego" y la empresa es sólo de electrificación, entrando además a constituirse en socio INECEL con 33.845.000 de sucres, dando a la actual Empresa Eléctrica "Ibarra" un capital total de \$ 50'000.00. Para emprender en obras de electrificación existen en esta empresa \$ (9'500.00 más \$ 5'000.000.00 anuales concedidos por decreto Ejecutivo. Esta base económica hizo factible conseguir un préstamo de 600.000 libras esterlinas para negociar la financiación de la obra de electrificación de Ibarra.

1-a) FINALIDAD DEL PRESENTE ESTUDIO: CARACTERISTICAS.

1-a-1) Es una obra de realización urgente: Las necesidades del centro de consumo de Ibarra y sus alrededores próximos exigen pronta solución al problema. Ya que no se ha tenido visión técnica para preveer esta situación no es justo ni conveniente acudir exclusivamente a equipos térmicos, como el diesel - eléctrico, por lo subido que resulta la tarificación para los clientes. La obra hidroeléctrica del "Ambi", soluciona para un lapso prudencial el problema.

1-a-2) Es una obra que tiene el carácter de previa: Esta circunstancia en miras de un proyecto mayor: "Lita", "Apaquí", "Yahuarcocha" o la Red Nacional Interconectada, se presenta el proyecto "Ambi" como una solución provisional para aprovechar el tiempo en observaciones, estudios y consecución de capitales y luego más tarde poder realizar tales proyectos, los mismos que interconectados a la red eléctrica en construcción para todo el país, tendrían las características de obras nacionales de enorme beneficio social. Con todo, en el plan de interconexión programado según INECEL, la nueva central del AMBI contribuirá a solucionar la escasez de energía de la provincia del Carchi y de otros cantones como Otavalo y Tabacundo, mediante el excedente de energía no utilizado por Ibarra y su zona. Tal demanda será satisfecha en la medida que no afecte al desarrollo de Ibarra principalmente.

Mediante la conformación del Sistema Tulcán - Ibarra - Cayambe, a más de obtener que se supla a sí mismo durante el lapso 1.968 - 1.976 se habrá conseguido para el futuro que los incrementos de potencia exigidos por la zona que alimente este sistema, sea satisfecha mediante la Red Nacional. La línea de transmisión que se interconecte con dicha red se la ha proyectado entre Quito e Ibarra, para el año 1.976, con una longitud de 115 Km. y con la tensión de 230 KV.

1-a-3) Es una obra que no acarrea mayores problemas secundarios: No hay inundación de tierras por remansos fuertes o reservorios de magnitud enorme, y por consiguiente no se suscitan problemas de orden social o de expropiación de tierras. Los únicos problemas que se deben afrontar en este proyecto son los que intrínsecamente corresponden a este tipo de obras y que se solucionan mediante Hidráulica y Electrotecnia.

1-a-4) Es una obra realizable: Contando con lo estudiado y realizado por la Caja Nacional de Riego. Por el Ing. Max Rueff y la Compañía EYCO y luego de la exposición total del estudio consignado en el presente trabajo, el proyecto hidroeléctrico del "Ambi" tienen bases concretas que lo caracterizan y constituyen como un verdadero proyecto realizable. Quizá el punto más vulnerable sea el de la Hidrología del río, pero es aún mejor que aquellas del Lita, o Apaquí, o Tahuando, pues se ha consignado datos que demuestran poder contar con un mínimo de estiaje de $1,1 \frac{m^3}{seg}$, conclusión tomada de las observaciones y comparaciones de los diferentes caudales que absorben y nuevamente se entregan al río Ambi antes de la bocatoma construída.

1-a-5) Conclusiones:

El presente estudio tiene entonces dos objetos básicos:

- 1-a-5-1).- Justificar la realización de la planta hidroeléctrica del "Ambi" con el cálculo y diseño de obras para una potencia de 6.000 Kw, hacer un análisis económico y técnico para el diámetro de la tubería, como un estudio detenido de las características mecánicas de la Turbina.
- 1-a-5-2).- Mediante el estudio racional técnicamente desarrollado de este tópico presentarlo como Tesis de Grado previa a la obtención de título de Ingeniero Eléctrico, que como requisito previo exigen los reglamentos y disposiciones de la Escuela Politécnica Nacional a los egresados de la Institución.

1-b) RESEÑA DEL PROYECTO.

(Ver aprovechamiento hídrico, Gráf. # 1-01, pág. 1 - I)

El río "Ambi", llamado también por los conocedores el "Río de Oro" debido a que sus aguas son aprovechadas sucesivamente para el riego o para energía (hay cuatro plantas hidroeléctricas que actualmente se sirven de él), presenta algunas posibilidades para ser utilizado en un nuevo salto. Y debido a esto es que ya anteriormente a la idea de regar la planicie de Salinas, se pensó instalar una planta hidroeléctrica de unos 2.500 Kw aproximadamente en el Km 35, (el Km 0 - 00 corresponde a la bocatoma de la planta hidroeléctrica de Otavalo) o sea 6 Km aguas abajo de la central "Hoja Blanca" que sirve a Ibarra.

Pero esta posibilidad ha sido descartada después de que se ha resuelto aprovechar las aguas del río Ambi para regadío de los nuevos sembríos de caña de Salinas, cosa que se hará prolongando el canal que alimenta a la planta hidroeléctrica hoy existente, para transportar por dicho canal las aguas del río luego de que hayan movido las turbinas de la nueva planta; en estas circunstancias la casa de máquinas actual será levantada, pues su canal de aducción estará cumpliendo otras finalidades.

De este modo la Caja Nacional de Riego previas conversaciones con el Municipio de Ibarra y la Empresa Eléctrica, han visto la posibilidad y aún la necesidad de que la nueva obra hidroeléctrica sobre el Ambi tenga la ubicación tal que la descarga se haga en un punto anterior a la actual casa de máquinas para no perder altura y poder llevar el agua a Salinas. Entonces con una magnífica decisión han acordado que el salto nuevo sea unos metros antes que el dique de captación de actual "Hoja Blanca" Km 27,4 (4 Km aguas abajo de confluencia con Cariyacu) para transportar por el canal hoy existente, las aguas descargadas por las turbinas de la nueva planta que han aprovechado previamente la energía.

En tal virtud la Caja Nacional de Riego, quien realizara el estudio de regadío de Salinas, acordó también con el Municipio de Ibarra hacer los estudios hidráulicos para la provisión de una nueva planta en el sitio ya mencionado y con la bocatoma en el Km 21.

Sintetizado en las cifras claves dicho estudio concluyó así:

Caudal de utilización =	4m ³ /seg.
Salto total =	181,57 m.
Caída bruta =	173,90 m.
Caída neta =	172,50 m.
Potencia neta al eje de las turbinas =	7.600 HP

Cabe anotar que C.N.de R. (siglas de Caja Nacional de Riego) hizo el aforo del "caudal de utilización" en el Km 29,3 o sea frente a la descarga de la actual casa de máquinas y no en la bocatoma nueva que está 9,3 Km aguas arriba.

De acuerdo a este dato es que C.N. de R. concluye con la potencia anotada arriba y también requiere de tubería de presión a travez

de cada una circulando: 2m³/seg.; cada ducto está diseñado con 3

diámetros escalonados telescópicamente desde 1,50 m en el tanque de presión hasta 1,10 m en la entrega a la turbina.

Ante estos datos cabe decir que felizmente se han echo estudios posteriores sobre todo en lo que respecta a la tubería de presión, pues la presentada por C.N. de R. resulta completamente antieconómica por la amortización del capital requerido. (Resulta para la pérdida de carga que C.N.deR. mismo calcula en 1,40m tan solo de 0,8% de la altura bruta).

(Ver memoria sobre estudios de la planta eléctrica para "Ibarra" Caja Nacional de Riego de 1.958).

Despues de este estudio y al entrar de accionista INECCEL se contrata el 14 de Abril de 1.964 con la compañía EYCO, para que realice los estudios definitivos sobre este proyecto.

La compañía de estudio EYCO concluye en los siguientes datos básicos:

Caudal para planta actual	= 2,22 m ³ /seg.
Caudal "firme en nueva bocatoma	= 2,10 m ³ /seg.
Cafda bruta del tanque de presión a la descarga de turbinas	máx. = 175,25 m. normal = 172,25 m.
Cafda neta del diseño de las turbinas	Máxim. = 172,96 m. normal = 169,85 m.
Caudal normal de diseño	= 2,9 m ³ /seg.
Potencia neta normal	= 4.000 Kw
Embolsando el lago "San Pablo" se obtendría:	
Caudal utilización en el río	= 4 m ³ /seg.
Potencias mediante regulación de aguas	Factor diario carga es 45% : N = 13.800 Kw Factor " " es 40% : N = 12.000 Kw
<u>Tubería de presión:</u> (para 8.000 Kw)	
Diámetro interior constante	= 1,40 m.
Caudal de circulación	= 5,8 m ³ /seg.
Largo	= 317 m.

Pérdida de carga : " un poco más " que 2% (dato de EYCO)

Caso de llegar a 12.000 Kw o 13.800 Kw en la capacidad de la central, se instalará otro ducto igual.

Ante estos datos, tanto de G.N.de R. como de la compañía EYCO, previendo otra posibilidad en cuanto al caudal del río y el posible incremento futuro de este es que la presente Tesis de Grado contempla

nuevamente el problema de la tubería de presión y su mejor solución para el presente y para el futuro. Esto se estudia en el cap.III, letra b.

1-c) ESTUDIO DE LA DAMANDA:

En este punto se trataría sobre el estado de la carga, con la descomposición de esta para los mejores resultados de análisis. A través de este trabajo y en base a la elaboración de la curva futura de demanda semanal se tendrá la pauta para los cálculos subsiguientes.

1-c-1.-) La demanda en el pasado y en el presente:

Ibarra y sus alrededores, como centro principal de interés tuvo la primera instalación hidroeléctrica en el año 1.910. Sin embargo los datos estadísticos referentes a este renglón energético no se los ha obtenido sino desde 1.951 aunque en forma esporádica con la cifra de la carga máxima de 440 Kw; una verdadera anotación del funcionamiento de la demanda horaria no se hizo sino a partir de Octubre de 1.956, a pesar que la Empresa Eléctrica Municipal tuvo vida desde el año de 1930.

Al mes de Agosto de 1.966 el estado de generación y de demanda eléctrica es así:

Existe la pequeña central hidroeléctrica de "Hoja Blanca" en el río Ambi la misma que está constituida de los grupos alternadores acoplados en paralelo que han proporcionado cargas hasta 620 Kw (775 Kva).

Además existen dos grupos diesel eléctricos gemelos que en conjunto proporcionan 630 Kw (800 KVA), acoplados a la línea de transmisión proveniente del Ambi.

Actualmente el servicio es ininterrumpido, cosa que no ocurría hasta antes de Mayo de 1.963, pues existían horas de interrupción diarias por asuntos de limpieza y del canal de aguas.

1-c-2.-) Datos estadísticos:

A continuación van transcritos algunos valores extractados de los registros de "EEISA", de informes y estudios de la Junta de Planificación Económica y de datos proporcionados por el actual Jefe Técnico de la Empresa.

TABLA 1- 01						
Año	Consumo anual (Kwh)	Carga media anual Kw	Carga máxima Kw	Factor de Carga	Factor de Crecimiento anual. De Nmáx	Datos obtenidos de :
1.950						I N C I E R T O
1.954	2'290.000	262	550	47,7%		
1.955	2'450.000	280	580	48,3%	5,3%	Informes de la Jta. Nac. de Planif. y Coordinac. Económica
1.956	2'530.130	289	600	49,8%	3,5%	Nº - EI/2 - 22 - 56.
1.957	2'676.070	305	650	47,0%	8,3%	Registro de la Empresa.

1.958	2'778.100	317	700	45,3%	7,8%	"
1.959	2'742.220	313	750	41,8%	7,2% x	"
1.960	2'603.280	297	800	37,2%	6,8%	"
1.961	2'845.374	362	900	36,2%	12,5% x x	"
1.962	3'136.228	358	930	38,5%	3,3%	"
1.963	3'258.325	372	1180	31,6%	26,8% x x x	"
1.964	3'426.872	391	1120	34,9%	5,3% x x x x	"
1.965	3'647.470	417	1160	36,0%	3,6%	"
1.966	3'865.580	441	1200	36,7%	3,2% x x x x x	"
1.967	4'184,300	478	1300	34,6%	8,1% x x x x x x	"

x Daño en el generador #1 de la central Ambi

x x Puesta en servicio del primer grupo Diesel

x x x Puesta en servicio del segundo grupo diesel

x x x x Factor negativo de crecimiento

x x x x x Toda la generación está a máxima capacidad.

x x x x x x Se compra 200 Kw constantes a Cotacachi.

Nótese en el cuadro que antecede que las cifras consignadas proporcio-
nan enorme irregularidad como aprovecharse de estas para hacer
pronósticos futuros globales. Por ejemplo el factor de crecimiento para
los años de 1.959 a 1.964 es de lo más irregular debido a las nuevas
instalaciones de equipo Diesel realizadas, como también a los daños
ocurridos en el generador de la central Hoja Blanca en 1.959; sin embar-
go que los registros estadísticos son al respecto de lo más completos.

Además nótese que para el año de 1.964 se ha presentado un decrecimen-
to en el valor de pico máximo de la carga, hecho que aduce el Departam-
ento Técnico de la Empresa a razones de control en los clientes median-
te la instalación de medidores al 60% de los clientes al tipo fijo que
hasta esa fecha usufructuaban así del servicio eléctrico.

1-c-2-1. Análisis diferenciado y comparación de la demanda entre 1.954 y 1.966.

La Junta Nacional de Planificación y Coordinación Económica realizó en
1.954 un estudio referente al problema de electrificación de Ibarra y
de la provincia de Imbabura (Informe 29-9/55) allí se consignan datos de
la demanda energética de Ibarra y sus alrededores. Estos datos traducidos
al actual sistema de clasificación de clientes que tiene el siguiente
código:

R₁ = Consumidor tipo residencial de hasta 30 Kwh al mes.

R₂ = Consumidor tipo residencial desde 50 Kwh al mes e más.

C₁ = Consumidor tipo comercial de hasta 20 Kwh al mes.

C₂ = Consumidor tipo comercial desde 50 Kwh al mes e más se los puede

expresar de la manera siguiente:

TABLA 1-02 DATOS ESTADISTICOS DE LA DEMANDA ELECTRICA DE IBARRA Y SUS ALEDAÑOS; (Potencia en Kw)

Fecha: XII/54	IBARRA + CARANQUI				ALEDAÑOS:	
	Residen- cial+co- mercial.	Alumbra- do+servi- cio Púb.	Indust.	Pérdida	Alpachaca, Olive Florida, San Anto- nio, Alpargate, etc.	
Potencia máxi- ma en la hora general de pico (7pm)	208	70	30	24	Serv.Dom. 210	Pérd. 12
Potencia de pi- co en cada cen- tro de consumo	332 Kw				226 Kw	
Potencia total máxima de pico que sirve la planta. (7 pm)	558 Kw					
Número de Habi- tantes.	19.385				4.425	
Cuociente ener- gético.	17,1 w #/hbt.				5,1 w#/hbt.	

Para la fecha de Agosto/66) en base al número y clase de clientes de la zona urbana registrados en los catastros de EEISA. se consignan los siguientes datos:

TABLA 1-03

$$f \text{ demanda} = \frac{N \text{ máx. pico}}{N \text{ tot. instal.}}$$

IBARRA + CARANQUI

Tipo de cli- ente:	Nº-Clientes	Carga inst. Cliente	Carga Ins talada	Factor demanda	Carga máx.Simultá nea de pico(h:7pm)	
R ₁	2.161	0,55 Kw	1.190 Kw	0,22	263	Kw.
R ₂	921	0,900Kw	828 "	0,18	149	Kw.
C ₁	431	0,400Kw	172 "	0,15	26	Kw.
C ₂	374	1,250Kw	468 "	0,37	173	Kw.
TOTALES	3.887		2.658Kw.	23%	611	Kw

El estudio pertinente realizado por la compañía "EYCO" en el año de 1.964 consignan estos datos:

(1) Consumo general ($R_1 + R_2 + C_1 + C_2$ de Ibarra + Caranqui)	477 Kw
(2) Alumbrado y servicios públicos	124 Kw
(3) 20% Industria	38 Kw
(4) Pérdidas de distribución y transmisión	56 Kw
(5) Sector de "aledaños" (barrios del Olivo, Alpachaca, Alpargate, etc.)	310 Kw
(1.964) N máx. de pico	<u>1005 Kw</u>

De acuerdo a esta clasificación y análisis a la ----- fecha de VIII/66 se tiene:

1-c-2-2 ESTADO ANALITICO DE LA CARGA (1.961)

1 Consumo general ($R_1 + R_2 + C_1 + C_2$ de Ibarra y Caranqui	611
2 Alumbrados y servicios públicos + industria + pérdidas	252
3 Zona de "aledaños"(El Olivo, Alpargate, etc.)	312

(1.965) N máx. de pico 1175 Kw.

Que resumiendo el estado de carga para 1.966 análogamente con el cuadro presentado para 1.964:

TABLA 1-04 DATOS ESTADISTICOS DE LA DEMANDA ELECTRICA DE IBARRA Y ALEDAÑOS:

Fecha: VIII/66

Potencia en Kw

	Ibarra + Caranqui				ALEDAÑOS:	
	Resid. + Comerc.	Alumbrado y serv.púb.	Indust.	Pérdidas.	Alpachaca, Olivo, La Esperanza, etc.	
Potencia máxima en la hora general de pico 7 pm.	611	125	40	62	Serv. Domést. 312	Pérdidas 25
Potencia de pico en cada centro de consumo.			838 Kw			337Kw.
Potencia total máxima de pico que sirven las plantas (7pm)			1.175 Kw			
Número de habitantes.	28.574				5.340	
Cuociente energético.	29,4 watt/hbte.				6,3 watt/hbte.	

Con estas cifras analíticas de la demanda que servirá la nueva planta Ambi, se puede hacer comparaciones y sacar conclusiones para una pauta útil al futuro.

Así, según el cuadro de la carga, consumo y factor de carga desde 1.954 a 1.966 da para cada período anual enorme disimilitud respecto de sus inmediatos, debido a la irregularidad del incremento de la potencia generada y a daños eventuales en las máquinas existentes.

Sin embargo observando el caso en forma panorámica se puede entenderle como si hubiese partido de 1.954 a 1.966 de manera regular y uniforme pues como queda dicho, los clientes no han sido los irregulares sino la generación, en este caso los cortes y los saltos de crecimiento de la demanda han sido efecto de la anómala producción de energía antes que de otros factores (abandono de la localidad, salubridad política y economía etc.)

1-c-2-3 FACTORES DE CRECIMIENTO ANUAL OBTENIDOS POR COMPARACION ENTRE 11¹/₂ AÑOS DE LAPSO (de 1.954 a 1.966)

TABLA 1 - 05

	IBARRA Y CARANQUI			ALEDAÑOS		
	Resid + Comerc.	Serv.Púb. Edif.Púb.	Induct.	Pérdidas	Serv. Domést.	Pérdidas.
Nmáx.en 1.954	208	70	30	24	210	12
" en 1.966	611	125	40	62	312	25
F _{crec.}	9,83%	5,17%	2,5%	---	3,5%	-----

El factor de crecimiento anual de la carga se la estima mediante la fórmula que estudia el crecimiento de la población humana (fórmula del monto en la operación del interés compuesto), la misma que vale:

$$N_1 = N_0 (1 + f_{\text{crec.}})^t$$

Siendo :

N_1 = potencia en fecha adelante.

N_0 = potencia en fecha atrás

$f_{\text{crec.}}$ = Factor de crecimiento anual de Nmáx.

t = tiempo transcurrido en años

$$f_{\text{crec.}} = \text{antilog} \left(\frac{\log N_1 + \text{colog } N_0}{t} - 1 \right)$$

Así, por ejemplo
para:

Dic. de 1.954, $N_0 = 208$ Kw

Mayo de 1.966, $N_1 = 611$ Kw

$f_{\text{crec.}} = \text{antilog}$

$$\frac{\log 611 + \text{colog } 208}{11,5} - 1 = 9,83\%$$

1-c-2-4 CONCLUSIONES:

El cociente energético progresivo, conforme transcurre el tiempo, significa una tendencia al incremento del nivel medio de vida de la población. Cuando la zona urbana tenga un cociente del orden de 45 a 50 Wa/hbte. se podrá contar con el influjo de una mediana industria.

Para los primeros años que opere la nueva instalación, es usual considerar un "salto" o incremento de la carga que no obedece al índice normal de crecimiento. En el presente caso este incremento posiblemente sería por efecto de las primeras industrias que se instalen, ya que el tipo residencial e comercial muy poco elevará su nivel pues se requiere previamente una mejora de las entradas económicas de los clientes. Para un futuro próximo (1.968 o 1970) según los planes de interconexión de INECEL hay que tener en cuenta también las cargas de otros poblados tales como : Cayambe (500 Kw); Atuntaqui (200 Kw); Pimampiro (200 Kw); Ambuquí (200 Kw); Zona occidental : (100 Kw);
TOTAL $\frac{1}{2}$ 1.200 Kw.

1-c-3 LA DEMANDA SEMANAL ACTUAL (entre 1.965 a 1.968).

De todas las curvas de demanda (anual, mensual, semestral, etc.) en nuestros climas la más importante es la semanal: es el período de tiempo que determina al ciclo de actividad y del aprovechamiento energético. De ahí que para ingeniería eléctrica la curva respectiva da la idea de como aprovechar un nuevo sistema y aún la conveniencia o inconveniencia para ser instalado. Esta aseveración puede comprobarse observando la similitud que presentan las curvas de carga semanales de : Septiembre de 1.957, Sept. de 1.961; Sept. de 1.962; Sept. de 1.963; Sept. de 1.964 y Sept. de 1.967 las que van graficadas (Ver gráf 1-01. 1- 02 Ver anexos I - II, I - III). Varían éstas solo por la magnitud de las ordenadas, o sea por el influjo del factor de crecimiento anual.

Los datos estadísticos que permiten graficar las curvas semanales típicas se toman especialmente en atención a estados críticos; ya sea por la magnitud de la demanda o por los períodos de estío, refiriéndose esto último para las plantas hidroeléctricas.

En el caso que nos ocupa las mayores cargas anuales se ha registrado en la fecha correspondiente al 24 de Diciembre de cada año, de 7 a 9 de la noche y también el 31 de este mes a las 8 p.m. con duración de 1 hora como máximo.

Pero a más de esta realidad, es más imperioso el análisis y consideraciones que se hagan respecto de la demanda para el mes de Septiembre, pues durante esta temporada se producen en el río Ambi las mayores sequías. Además hay que hacer notar que para el 24 y 31 de Diciembre que son días navideños la carga industrial es irregular.

Ante las consideraciones presentadas, es pues conveniente hacer estudios y pronósticos en base a la demanda semanal ocurrida para la 2^a o 3^a semana del mes de Septiembre. La cual con mayor aproximación se repite el resto del año; sobre esta demanda semanal típica influirán los posibles incrementos de la demanda industrial futura y otras, las mismas que se estudian a continuación.

1-c-4 PREDICCIÓN DE LA CARGA FUTURA

Este tipo de predicción tiene un triple motivo:

- 1.- Decidir sobre la conveniencia o inconveniencia de una instalación hidroeléctrica por el comportamiento que tendrá ante la demanda que crece con el tiempo;
- 2.- Planificar las características de la obra hidroeléctrica: Número de unidades, tipo de tubería, redes, etc, y etapas de construcción y de ampliación; y
- 3.- Para dar la pauta en cuanto a tarificación y funcionamiento económico de la instalación.

Para lograr un pronóstico de la demanda futura se debe tener presente 3 factores básicos:

- 1.-) La fecha en la cual se admite: esté funcionando la nueva planta; (por consiguiente el valor de la demanda en tal fecha).
- 2.-) El factor de crecimiento anual de la carga: de ser posible analizado según la clase de carga.
- 3.-) Las clases de carga exigidas por los clientes: residencial, comercial, industrial, etc.

EL PRIMER FACTOR.—La fecha de puesta en marcha está fijada para Febrero de 1.968 según el contrato de EEISA con ETECO. La que resta de 1.968 o sea hasta Diciembre puede considerárselo como un tipo prudencial de estabilización de la demanda. O sea que propiamente el año inicial normal de operación será en 1.969.

EL SEGUNDO DE ESTOS FACTORES: el índice de crecimiento anual de las cargas fué analizado detenidamente en el punto anterior.

EL TERCER FACTOR.—o sea el referente a la clase de carga futura, se condiciona de acuerdo a dos calidades:

1-c-4-1 Cifra por efecto del crecimiento de la carga del tipo que actualmente existe, pronosticada para Dic. de 1.969 y que de acuerdo a los factores de carga consignados sería así:

T A B L A 1 - 06

TIPO DE CARGA	Dic./1.965	Factor crecim.	Dic./1.969
Consumo general ($R_1 + R_2$)	611 Kw	10%	895 Kw
$C_1 + C_2$ de Ibarra a Caranqui Alumbrado	125 "	5,2%	154 Kw

TTTT TIPO DE CARGA	F E C H A S		
	Dic./1.965	Factor Crecim.	Dic./ 1.969
Industria	40 Kw	Salto.	? ?
Aledaños	312 "	3,5%	359 Kw
Pérdidas totales	87 "		112 "
Carga Máxima	1.175 Kw		1.520 Kw
T O T A L			

1-c-4-2.- (Cifra por efecto de la carga industrial pronosticada para 1.969.

1-c-4-2-A) ARTESANIAS Y TALLERES DE MECANICA.- (Existen de estos 20), cuyos propietarios han manifestado ampliarán su potencia eléctrica para mover compresores, soldadoras, tornos, esmeriles, etc. Requiriendo por taller entre 1 a 3 Kw más. También algunas carpinterías; pequeños molinos de granos y café; hilado y elaboración de sacos de cabuya, que integran el renglón de la industria casera y artesanal exigirán como potencia base 80 Kw pues actualmente se observa ya un clamer que puede significar el 50 % o 60 % de esa cifra. El factor de carga anual para esta clase de servicio es del orden del 40%, ó 45 %, que proporcionaría:

Carga media anual : 80 Kw x 0,40 = 32 Kw

Consumo Anual : 32 Kw x 8.760 h/año = 280.000 Kw h/año.

1-c-4-2-B.-) Pasteurizadora - embotelladora de leche y productos afines: Se están realizando las conversaciones y acuerdos previos, (interviene Ministerio de Fomento F.A.O.), con lo cual esta instalación será realidad a mediados o fines de 1.964.

Actualmente Ibarra consume por los 6.000^{lit}/día de leche. La zona de Imbabura, a la que abastecerá luego la planta pasteurizadora, consume unos 13.000^{lit}/día. Si se tiene en cuenta el incremento de la ganadería de la provincia. Así como también la mejor aceptación de la leche pasteurizadora en el mercado, probablemente después del 2^o ó 3^{er} año la planta pasteurizadora tenga que abastecer una demanda diaria de cerca de 30.000^{lit}/día.

Además la transformación de la leche en quesos, mantequilla, crema, etc. exigen un consumo energético - según los manuales - de 20 Kwh que 5.000 Lit.

significarían: 120 Kwh/ día ; y en el año

Consumo: 120 Kwh/día x 365 $\frac{\text{días}}{\text{año}}$ = 43.000 Kwh/ año.

$$\text{Carga media : } \frac{43.000 \text{ Kwh}}{8.760 \text{ h}} = 5 \text{ Kw}$$

$$f \text{ Carga anual : (acceptable) = 50\%}$$

$$\text{Carga máxima anual} = \frac{5 \text{ Kw}}{0,50} = \underline{\underline{10 \text{ Kw}}}$$

1-c-4-2-C.-Desmotadora de algodón:(fuente de informac.:Jta.de Planificación).

Se instaló ya a mediados de 1.962 y se proyecta llegar a un rendimiento

de 100 $\frac{\text{ton}}{\text{año}}$ de algodón,(semilla = 200 $\frac{\text{ton}}{\text{año}}$). El consumo de energía anual será en el orden de: 42.500 $\frac{\text{Kwh}}{\text{año}}$. Lo cual proporciona:

$$\text{Carga media anual : } \frac{42.500 \text{ Kwh}}{8.760 \text{ h}} = 5 \text{ Kw}$$

$$f \text{ carga anual (según manuales) = 70\%}$$

$$\text{Carga máxima anual} = \frac{5 \text{ Kw}}{0,70} = 7 \text{ Kw}$$

1-c-4-2-D.-Alimentos balanceados para ganado:(informac.CORFORNOR)

Su funcionamiento normal ha sido planificado para el año 1.968. Esta industria operará contando con los sub- productos del Ingenio Azucarero de Tababuela, como también con productos agrícolas de la zona y otros excedentes, (pasteurizadora, canal frigorífico, desmotadora, etc.), para mantener una producción de 5.000 $\frac{\text{tens.}}{\text{año}}$. Requerimiento energético: 300.00 $\frac{\text{Kwh}}{\text{año}}$

$$\text{Significa: Carga media anual : } \frac{300.000 \text{ Kwh}}{8.760 \text{ horas}} = 35 \text{ Kw}$$

$$f \text{ Carga anual (según manuales) = 40 \%}$$

$$\text{Carga máxima anual} = \frac{35 \text{ Kw}}{0,40} = 85 \text{ Kw}$$

1-c-4-2-E.- Paneles de bagazo prensado:(informac.:Jta.Planif.Económica)

Está proyectado para el año 1.969 la instalación de esta industria como un derivado del Ingenio Azucarero, del cual utiliza el bagazo como materia prima.

Se estima una producción anual de 500.000 metros cuadrados de paneles prensados (espesor promedio = 13 mm). La energía requerida es de 600.000 Kwh/año

$$\text{Significa: Carga media anual} = \frac{600.000 \text{ Kwh}}{8.760 \text{ h}} = 68,5 \text{ Kw.}$$

^f carga anual (según manuales) = 70 %

$$\text{Carga máxima anual} = \frac{68,5}{0,7} = 98 \text{ Kw.}$$

1-c-4-2-F.-)Camal frigorífico:(informac.:Jta.Planif.Económ.):

Para 1.967 se proyecta con la construcción y montaje de un camal frigorífico con capacidad de elaboración y almacenaje de 16.250 bobinos al año.

Requerimiento energético: 153.000 Kwh/año. Significa:

$$\text{Carga media anual} = \frac{153.000 \text{ Kwh}}{8.760 \text{ h}} = 18 \text{ Kw.}$$

^fCarga anual (según manuales) = 60 %

$$\text{Carga máxima anual} = \frac{18 \text{ Kw}}{0,60} = \frac{30 \text{ Kw}}{\text{-----}}$$

1-c-4-2-G.- Talleres del FF.CC. del Norte : 200 Kw.

Haciendo un resumen del análisis precedente, el valor de la carga máxima anual de la instalación industrial - en su propia hora de pico - del futuro será:

	CARGA MAXIMA
A).-Artesanía,talleres mecánicos e industria casera.....	80 Kw
B).-Pasteurizadora de leche y productos afines.....	10 "
C).-Desmotadora de algodón.....	7 "
D).-Alimentos balanceados para ganado.....	85 "
E).-Talleres FF.CC. del Norte.....	200 "
F).-Camal frigorífico.....	30 "
G).-Paneles de bagazo de caña de azúcar.....	98 "

Potencia máxima para la instalación industrial

futura en su propia hora de pico.(10 a,m.)..... 500 Kw.

Después de haber analizado y determinado la carga industrial que se presentará en el año 1.971,hay que aclarar que las cifras consignadas como carga industrial máxima se refieren a los valores que se presentan en el propia hora de pico de la demanda industrial,o sea entre las 10 de la mañana o a veces las 4 de la tarde, en que prima este tipo de demanda pues la carga por alumbrado conectada es muy baja.

Según la observación de las estadísticas de nuestro país, se extrae que entre las 7 de la noche (19 horas),en la cual ocurre la mayor carga residencial y comercial de alumbrado,la carga tipo industrial se reduce en cambio al mínimo valor; siendo en algunas ocasiones el 35% al 40 % el valor máximo del registrado en su propia hora de pico.

En tal razón, para el caso presente acepto - por seguridad de operación el 40 % de la carga máxima del pico industrial, o sean:
 $500 \times 0,40 = 200 \text{ Kw}$, que se sumarán a los valores de pico de la carga residencial y comercial de las 7 p.m., para todos los días de la semana, excepto sábados y domingos en los cuales la carga industrial baja mucho o aún disminuye totalmente .

Nota:

1.c-4-3- LA DEMANDA INDUSTRIAL DEL FUTURO LEJANO:

Como tal es la que puede presentarse en años muy adelantados a contar de hoy, .Su determinación valoriza en la realidad es un tante aventurada, pero como dato generalizado cabe sin embargo tomarla en cuenta por su posibilidad más o menos cierta. Estaría integrada en la siguiente forma:

1-c-4-3-a).- Instalación de fábricas textiles en base al algodón:

Ya el Ing. Ouvrard en su estudio e informe N° EI/2 - 29. 9/55 a la Junta de Planificación y Coordinación Económica, en el año 1955, considera esta perspectiva mediante el incremento del cultivo del algodón, pues la planicie de Salinas tiene magníficas condiciones para este cultivo, máxime si se tiene en cuenta que el plan de regadío de la misma que abarca 4.000 Ha. está iniciado en su realización, y el Ministerio de Fomento se halla interesado de este producto agrícola.

A más de estos antecedentes, la ciudad de Ibarra ha sido siempre mirada como un sitio propicio para la instalación de una industria de tejidos (tal el caso de la "Algodonera" de Atuntaqui) y el comercio de esta clase de artículos elaborados es muy solicitado en la ciudad.

Existen actualmente la entrada del textil colombiano, en su mayoría de contrabando, como también por parte del Gobierno Central el propósito de combatirlo. Luego si a una o más fábricas de esta clase se les brinda oportunidades, mediante el ablandamiento de los impuestos y con mejores garantías de estabilidad, pueden instalarse en Ibarra industrias de este tipo, sea nuevas o filiales de las existentes en el resto del país, con la circunstancia adicional de que en la actualidad Ibarra no posee una sola industria de esta clase y existe en cambio mano de obra abundante y barata.

La industria textil para satisfacer las necesidades expuestas bien pudiera requerir de 200 Kw a 300 Kw.

1-c-4-3-b).- Industria de sosa cáustica y de sal común:

De las minas de sal de Salinas(N.O. de Ibarra), explotadas actualmente en forma primitiva, se observa un rendimiento de aproximadamente:

25 Kg. sal

■ 3 tierra

En cuanto a la industrialización de la sosa cáustica es necesario anotar que en el año de 1.962 el país importó por este concepto 2.190 toneladas.

Sin embargo de que la Junta de Planificación Económica haya escogido otra zona del país para este tipo de explotación, es necesario consignar aquí también los datos del mismo Ing. Ouvrard quien dice:

es posible obtener 3^{ton.}/ día de sosa cáustica al tratar 120 m³ de tierra. Ante esta posibilidad, un rendimiento de 2,5 $\frac{Kwh}{Kg.sosa}$ se puede estimarlo como normal. Luego, para una primera etapa de producción (1^{ton}/día) se precisaría de unos 170 Kw; y para más tarde (5 á 6^{ton}/día) se necesitaría quizá de 700 a 900 Kw.

La industria obtenible en un futuro mediano, necesitaría de aproximadamente 800 Kw la cual sería observable dentro de unos 10 á 15 años adelante.

(en 1.978).

En vista de la incertidumbre que encierran estas posibilidades de industrialización de Ibarra en un futuro lejano, conviene guardar al respecto las debidas precauciones, para tomarlas en cuenta como cargas industriales que afecten inmediatamente en el funcionamiento de la planta nueva del Ambi.

Con todos los análisis precedentes hechos sobre la estimación de la demanda de energía eléctrica en el futuro, se puede dar ya la cifra final que se presentará como carga máxima en el año 1968, para que sea satisfecha por la planta hidroeléctrica del Ambi que también principiará a operar en este año. La cifra final de la carga máxima compuesta así:

<u>Año : 1.969</u>	<u>Hora de pico: 7 de la noche (19^a hora)</u>
En la ciudad de Ibarra y alrededores, carga	
máxima del tipo actual, considerada	
crecida por efecto del avance del tiempo.....	1.536 Kw
En atención a la industria futura,	
carga máxima observable a las 19 horas.....	200 Kw
<hr/>	
CARGA MAXIMA DE PICO (año 1.969).....	1.736 Kw

Para años más allá de 1.969, incluso este, se consigna en el cuadro de predicción de la carga en el futuro: (ver la página anterior, tabla 1-06 a)

1-c-5 La zona de Ibarra interconectada a la nueva central Ambi.

Como puede observarse en el cuadro que antecede, se ha hecho un enfoque detallado de la demanda energética requerido por Ibarra y sus alrededores.

Sin embargo para el resto de la provincia de Imbabura quedaría en el futuro una de estas dos alternativas:

Instalación de nuevas centrales pequeñas de servicio local
(puede ser incrementando modestamente las actuales)

Suministro de energía mediante otro sistema proveedor.

TABLA 1.06-a ANALISIS DE LA POSIBLE DEMANDA FUTURA (IBARRA Y ALEDAÑOS)

ESTADO ANALITICO DE LA demanda: (Válido para el lapso desde XII-1965 a VI-1966)

- ① Consumo General: $R_1 + R_2 + C_1 + C_2$ de Ibarra y Caranqui = 611 Kw
- ② Alumbrado + Edif. Públic. + 20% para Industria + Pérdidas = 252 Kw
- ③ Zona de "aledaños" (El Olivo, "Sn. Antonio", "Alpachuca", etc.) = 312 Kw

$$N_{\text{máx.}} = \frac{\text{potencia máxima de pico de las 7 p.m.}}{1}$$

$$N_{\text{máx. de pico}} = 1.175 \text{ Kw}$$

LAPSOS	tipo de carga:									N _{máx. TOTAL}
	① Consumo General		② Alumbrado y Edif. Públ.		③ Industria		③ ALEDAÑOS		Pérdidas *	
	frec	N _{máx}	frec	N _{máx}	frec	N _{máx}	frec.	N _{máx}	N	
1º de partida: Dic de 1.965		611		125		40		312	87	1.175 Kw (Dic/65)
2º inicial: desde 1.965 hasta 1.969 (= 4 años)	10%	895	5,2%	154	—	200	3,5%	359	112	1.520 Kw 1.736 Kw → (Dic/69)
		id.						id.	id.	
3º estable: 1970 a 1.974 (= 5 años)	11%	1.510	2,6%	174	6%	268	3%	415	187	2.567 Kw (Dic 1.74)
4º estable: 2ª etapa de ampliación; doble exp. po. 1975 a 1.979	9%	2.320	2,3%	195	6%	359	3%	480	268	3.622 Kw (Dic 1.79)
5º limitada: 1980 a 1.986 (= 7 años)	7%	3.725	2,0%	225	5,5%	505	3%	590	405	5.450 Kw (Dic 1.86)

(* Pérdidas = 5,5% para Distribución; 4% para Transmisión; 2,5% para Consumo ilícito.)
N = POTENCIA en Kw

Teniendo en cuenta el criterio de que a mayor diversificación de unidades generadoras el costo es también mayor y en base al empeño en el que se halla el organismo director de estos programas: INECEL, queda para el resto de la zona acudir a un servicio de interconexión.

Este servicio de interconexión que alimente a los demás cantones y sus parroquias rurales con caseríos respectivos deberá caracterizarse fundamentalmente:

- 1) Por la estabilidad de servicio a largo plazo,
- 2) por la independencia en el desenvolvimiento del tipo de la demanda, tanto al centro que sirve con prioridad al que resulta secundariamente alimentado.

El significado de lo primero es obvio. Lo segundo sin dejar de tener su importancia en la técnica de proyección de sistemas afecta enormemente en la sociología de los centros humanos, de tal modo que no se puede dejar sin oído a las aspiraciones y planes que hacen por sí mismos los pueblos y ciudades en miras a su futuro progreso material.

Dando prioridad al criterio de que: "LA NUEVA CENTRAL AMBI ES UNA OBRA EN MARCHA, INICIADA DESDE 1.958, Y CONCEBIDA DESDE ALLI COMO OBRA PREVIA A LA REALIZACION DE UN PROYECTO MAYOR", la misma que debió ponerse en marcha en 1.964 (1) para servir exclusivamente a Ibarra y su zona solucionándole en un lapso prudencial (20 años) al crecimiento de su demanda energética. Al mismo tiempo estimulaba el incremento de instalaciones industriales, prolongando así su propio desarrollo económico y social.

Ante estas circunstancias, el Plan Nacional de interconexión, concebido por INECEL da preferencia al desarrollo industrial para la zona de Cayambe y Tulcán, sirviéndose para esto de la central Ambi, como planta cubre picos.

1-c-5-1) La curva de demanda semanal futura de Ibarra.

Este análisis se lo particulariza debido a la importancia que tiene este centro humano comparativamente al resto del Sistema Tulcán - Ibarra - Cayambe, del que se hace un enfoque detallado más adelante.

Teniendo en cuenta los gráficos de demanda, máximas demandas anuales, clase de demanda, factores de carga y de crecimiento anual de la demanda de Ibarra, conviene elaborar la curva de demanda semanal futura característica a Ibarra y su zona próxima de influencia.

La semana de pronósticos corresponde a una de mediados de Septiembre de 1.969, que es coincidente con los de estiaje del río Ambi ya graficadas.

El Factor de Forma que permite construir la curva de demanda de la 2ª semana de Septiembre de 1.969 en base a una semana similar de Septiembre de 1.967 resulta del cociente entre las cargas máximas semanales de los años citados, o sea:

$$f_{\text{forma}} = \frac{1.520 \text{ Kw}}{1.080} = 1,3$$

(1) Ver Tomo de Las Obras y Servicios Públicos Económicos"

Este factor de forma vá multiplicando a cada una de las 168 ordenadas del gráfico de demanda de la 3^a semana de Septiembre de 1.967, proporciona la curva de demanda de la 2^a semana de Septiembre de 1.969, la misma que tendrá iguales características que aquella que sirvió de base para construirla. Ver gráfico 1-04, anexo 1 - IV, curva "A". En este mismo gráfico conecta la curva "B" que muestra la demanda semanal industrial, la misma que ha sido construida mediante la ayuda de curvas patrones que tienen cargas del tipo industrial que se presentará en Ibarra.

Luego en el mismo gráfico, en la curva "C", se ha obtenido la curva de demanda semanal futura (Sept. de 1.968) mediante la fisión de las dos curvas presedentes, trabajo que consta de la adición de las ordenadas ocurridas a la misma hora de la semana.

1-C-5-2) Las curvas de duración y de porcentajes futuras, de Ibarra.

La curva de duración, representada como "A" en el gráfico N^o 1-05, anexo 1-V se la obtiene colocando las cargas horarias como ordenadas, y en órden a la magnitud que se observa en la curva característica de demanda semanal, de tal modo que a cada valor de la carga le corresponda un tiempo igual al que ha permanecido durante toda la semana tal valor de carga. Para mejor aplicación en el futuro las cargas se registran como porcentajes de la carga máxima.

Se puede ver por ejemplo, en el citado gráfico que la carga base significa el 30 % de la máxima.

En la tabla 1-07 pág. 1-21 constan los datos estadísticos y cálculos que sirvieron para graficar la curva de duración.

La curva de porcentajes que va representada en la misma hoja de anexos 1 - V .gráf. 1 -05, se la obtiene del siguiente modo:

Se divide con varias líneas horizontales (10 por ejemplo) al área bajo la curva de duración. La separación de estas líneas en este caso:

$$\frac{1.750 \text{ Kw}}{10} = 175 \text{ Kw.}$$

Se determina por cálculo o planímetro el valor de estas áreas parciales delimitadas así: por el vértice superior de la curva de duración, por el segmento de la curva de duración y por cada línea horizontal hasta donde se considera el segmento del eje vertical de las cargas que vá desde dicha línea horizontal hasta el vértice ya citado. Luego cada uno de estos valores de energía se transformarán en porcentajes de la energía generada en toda la semana.

A continuación se toman los valores de carga que marque cada línea horizontal sobre el eje vertical. Estos valores se toma desde el vértice hacia abajo, (o sea corresponden a la diferencia existente entre la carga máxima y la carga normal); luego estos datos se transforman en porcentajes de la carga máxima registrada en la curva de duración.

DATOS DE CARGA HORARIA PARA LA ELABORACION DE LA CURVA DE DURACION SEMANAL.

(a partir de la curva de demanda semanal futura)

Carga Kw	Duración horas								
1.620	1	1.105	4	930	1	745	1	565	2
1.595	1	1.100	2	915	2	740	1	560	2
1.585	1	1.095	2	905	1	735	1	555	3
1.565	1	1.090	6	885	3	730	1	550	1
1.535	2	1.080	2	880	3	725	2	540	1
1.520	2	1.075	3	875	2	720	1	535	2
1.515	1	1.070	1	870	1	705	1	515	1
1.490	1	1.065	2	865	1	695	1	510	1
1.460	1	1.060	1	860	1	690	1		
1.415	1	1.050	4	855	1	680	1		
1.395	1	1.045	2	850	1	675	1		
1.375	1	1.040	1	845	1	660	1		
1.365	1	1.035	2	840	1	650	2		
1.350	1	1.030	1	830	1	645	2		
1.325	1	1.025	1	820	1	640	4		
1.315	1	1.020	1	815	1	635	1		
1.305	1	1.015	2	810	1	625	1		
1.270	1	995	1	805	2	610	2		
1.255	1	985	1	800	1	600	3		
1.245	1	980	2	795	1	595	1		
1.220	1	975	3	790	1	590	4		
1.190	1	965	2	780	2	585	1		
1.135	1	955	3	775	1	580	4		
1.120	1	945	1	765	1	575	1		
1.110	1	935	1	760	2	570	3		

DATOS PARA LA ELABORACION DE LA CURVA DE PORCENTAJES

(a partir de la curva de duración)

ABSCISAS:	
K w h	Porcentajes del consumo semanal
185	0,195 %
1.640	1,060 %
4.880	3,150 %
10.280	6,630 %
22.925	14,800 %
41.570	26,800 %
66.950	43,800 %
96.350	62,200 %
125.750	81,000 %
155.150	100,000 %

ORDENADAS:	
Kw (diferencia)	Porcentajes de la carga máx. semanal:
175	10 %
350	20 %
525	30 %
700	40 %
875	50 %
1.050	60 %
1.225	70 %
1.400	80 %
1.575	90 %
1.750	100 %

Fig. J-01 PROYECCION DE LA DEMANDA Y EVOLUCION DE LA CAPACIDAD DE GENERACION

2^a POSIBILIDAD

PARA IBARRA Y SU ZONA DE INFLUENCIA,

(Ces. de Greda)

EXCLUIDO CAROH Y CATAMP

COM PARACION CON
Programacion de INECEL
(evenda grafica)

GENERACION AMBI-197ANOS = 3.000.000 M.M.H. (tab. 011-7)

Ambi 80000
Drevalda 18220
Cotacachi 44911
Altoportul 4445

11.82 Kva
10.282 Kva

11.82 Kva
10.282 Kva

Potencia que provee el Sistema Nacional Interconectado con el P.M.H. de la zona.

Sistema Iruca, Ibarra, Cayambe
Zona: Ibarra, Cotacachi, Atunqui, Cayambe

Galacachi, Alameda, Vilcayambue
Banda y sus alrededores

3.000 KVA
Drevalda 18220
Cotacachi 44911
Altoportul 4445

11.82 KVA
10.282 KVA

DEMANDAS MAXIMAS

capacidad instalada

Notas:

- (3) La zona de Ibarra, Cotacachi y Drevalda cubren su demanda mediante energía del Sistema Nacional.
- (4) La zona de Bata y Altoportul cubren su demanda mediante energía del Sistema Nacional.

1955 1958 1970 1972 1974 1976 1978 1980 1982 1984 1986

La curva se traza tomando como ordenadas, los porcentajes respecto de la carga máxima y como abscisas los porcentajes de energía consumida. Se puede leer, por ejemplo, que al 25% del pico de carga máxima semanal solo tiene un consumo de 1,9% de los Kwh totales de la semana. Con curvas de esta clase es posible encontrar la capacidad instalada de la central. Además proporcionan un método rápido y práctico para calcular la capacidad de almacenaje de regulación semanal. Los cálculos estadísticos para construir la curva de porcentaje semanal están consignados en la página 1-21.

NOTA:

Conviene indicar que tanto la curva de duración como la de porcentajes referentes a Ibarra pueden tomarse como similares a los que se presentarán en el sistema integrado Tulcán - Ibarra - Cayambe. De ahí que para una estimación previa referente a dicho sistema, sean útiles las curvas en mención.

Proyección de la demanda y evolución de la capacidad de generación en el Sistema Tulcán, Ibarra, Cayambe.

1-C-6-1) Análisis circunstancial.

Este enfoque está determinado por dos modalidades:

- 1) La central Ambi se interconecta al sistema T.I.C.; y
- 2) La Central Ambi ha de atender principalmente al desarrollo energético (de industrias) de Ibarra y su zona.

Lo primero a su vez se caracteriza por el lapso de 9 años, comprendidos entre 1.968 y 1.977, debiendo satisfacer los requerimientos de mercado según el plan de INECCEL y conseguir así un doble fin: el desarrollo de los centros humanos que se sirven del sistema T I C, y un mejor rendimiento económico de la capacidad generadora del Ambi, debido a venta de energía requerida por el sistema.

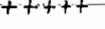
Lo segundo, sin que se trate de imprimir un regionalismo o localismo exagerado que beneficie únicamente Ibarra, significa el derecho que tiene la localidad a explotar sus propias fuentes de energía y recursos naturales y más aún si ha puesto los medios necesarios para ello. De otro modo, si se posponen los intereses de Ibarra en miras a satisfacer el plan de interconexión propuesto, la sola venta de energía no justificaría la necesidad humana de ampliación y mejoramiento material que se logra utilizando la energía hidroeléctrica disponible. El servicio exclusivo al sistema TIC mediante la central "AMBI" como planta cubre picos, se justificaría solamente si es que su propia zona de mercado acusase un escaso interés en aprovechar la energía producida.

Se logrará entonces un servicio completo a través del sistema interconectado: Ibarra mediante la central Ambi, podrá proporcionar la energía residual al resto del sistema o en circunstancias de escasos podrá alimentarse a través del mismo sistema interconectado, pues habrá entrado en servicio la línea Quito - Ibarra de 138 Kv.

SISTEMA ELECTRICO: TULCAN-IBARRA-CAYAMBE

FIG. 1-02

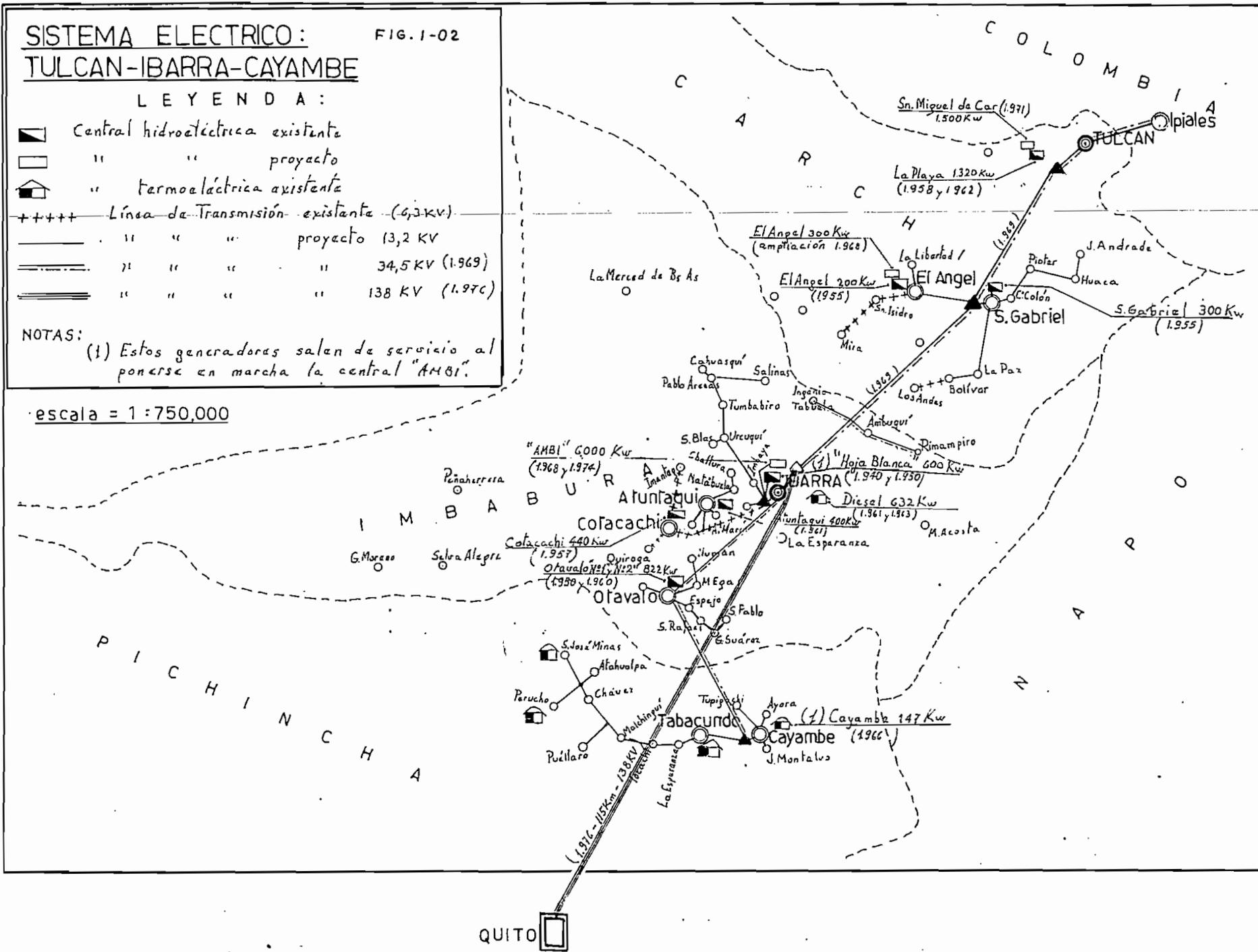
LEYENDA:

-  Central hidroeléctrica existente
-  " " " proyecto
-  " termoeléctrica existente
-  Línea de Transmisión existente (6,3KV)
-  " " " " proyecto (3,2 KV)
-  " " " " " 34,5 KV (1969)
-  " " " " " 138 KV (1970)

NOTAS:

(1) Estos generadores salen de servicio al ponerse en marcha la central "AMBI".

escala = 1:750,000



1. C. 6 - 2 Proyección de la demanda del sistema T I C para el período
1.966 a 1.976.

Se consigna a continuación el cuadro con las cargas máximas por zonas (cantones). Estos datos han sido extraídos de Programa de Operación de la central Ambi, elaborado por INECEL en Sept./67, excepto de la demandas referentes en Ibarra, los mismos que son estudio pertinente al presente trabajo.

Tabla 1 - 0 8 DEMANDAS MAXIMAS ANUALES (1)
(K w)

	1.966	1.967	1.968	1.969	1.970	1.971	1.972	1.973	1974	1.975	1.976	1.977
Cayambe	220	230	250	520	570	620	680	750	830	920	1.130	1.120
Otavale	605	630	670	700	750	800	850	920	960	1.010	1.060	1.110
Atuntaqui	430	450	480	500	540	580	610	650	700	750	810	860
Cotacachi	250	260	280	290	310	320	330	350	370	390	420	440
Ibarra	1.175	1.430	1.580	1.736	1.880	2.030	2.180	2.370	2.570	2.750	2.900	3.110
San Gabriel	360	390	410	420	460	490	520	450	600	630	680	714
El Angel	200	220	310	328	330	350	360	370	390	400	420	452
Tulcán	850	1.020	1.117	1.230	1.300	1.360	1.470	1.570	1.680	1.800	1.900	1.984
TOTAL ANUAL	4.090	4.630	5.150	5.720	6.140	6.570	6.900	7.430	8.100	8.650	9.230	9.790

1-C- 6-3 Potencia generadora de las centrales y plan de incrementos
de ésta.

Según el estudio de INECEL (2) para el sistema interconectado T.I.C. intervendrán las siguientes centrales hasta Marzo de 1.968.

T A B L A 1-09

Nombre	Propietario	Tipo	Capacidad instalada	Capacidad firme
Cayambe	Municipio	Diesel	145 Kw	140 Kw
Otavale N°1 y N°2	Municipio	Hidráulica	822 "	380 Kw
Atuntaqui	Municipio	Hidráulica	400 "	230 "
Fábric. Atuntaqui	Particular	Hidráulica	632 "	340 "
Cotacachi	Municipio	Hidráulica	440 "	190 "
La Hoja Blanca	E.E. Ibarra S.A	Hidráulica	600 "	510 "
Ibarra	E.E. Ibarra S.A	Diesel	632 "	630 "
El Angel	Municipio	Hidráulica	200 "	200 "
La Libertad	"	Diesel	90 "	90 "
Sn. Gabriel	E.E. Mentu far S.A	Hidráulica	300 "	250 "
Bolibar	" " "	Diesel	60 "	60 "
Tulcán	E.E. Tulcán S.A.	Hidráulica	1.320 "	1.000 "
TOTAL			5.643 Kw	4.020 Kw

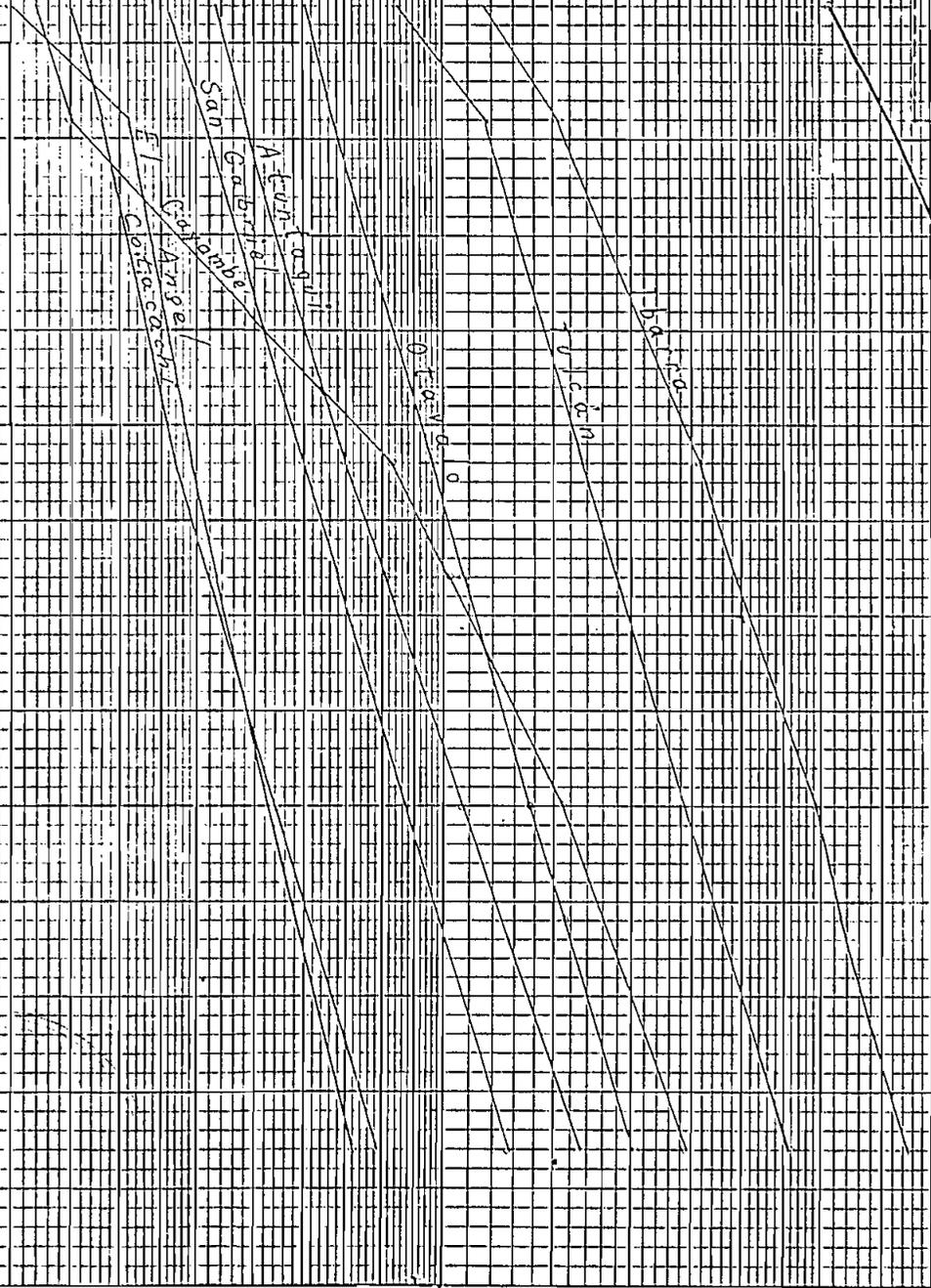
(1) Ver Anexo # 2, hoja 2 de " Programa de Operación del Ambi " de INECEL

(2) Ver página 13 y Anexo # 15 de Programa de Operación del Ambi " de INECEL

PROYECCION DE LA DEMANDA
 Y EVOLUCION DE LA CAPACIDAD DE GENERACION
 PARA BARRA INCLUIDO CARCHI Y CAYAMBE
 FIG. 03

CAPACIDAD EN: STA-LA-DA		(A)	(B)	(C)
(A)				
CAYAMBE	47			
OTAVALO	1812			
ATUNTAQUE	623			
COTACACHI	240			
HUAYABAMBA	600			
IBARRA (Distal)	534			
EL ANGE	400			
LA LIBERAD	300			
SAN CARLOS	300			
BOYAR (Distal)	160			
OTAVALO	1320			
EL AMBIL	1200			
STA-LA-DA	3000			
(A) =	8843 Kw			
(B) =	11843 Kw			
(C) =	11843 Kw			

SISTEMA Tulumbar, Barru, Cayambe



RENDIA:
 demandas máximas
 capacidad instalada

00155

66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87

Para después de 1.968 estará en funcionamiento además de las ya descritas : (1)

(4) Para Ambi se toma Q mín. 100 %/0

probable = $41 \text{ m}^3/\text{seg.} = 1.390 \text{ Kw Constantes.}$

T A B L A 1 : 10

Nombre	Propietario	Tipo	Capacidad instalada	Potencia firme (4)	Año
El Ambi (1ª etapa)	E.E. Ibarra S.A.	Hidráulica	3.000 Kw	3.000 Kw	1.968
El Angel	Municipio	"	2.000 Kw	1.000 Kw	1.968
El Ambi (2ª etapa)	E.E. Ibarra S.A.	"	3.000 Kw	3.000 Kw	1.972
TOTAL (Hasta 1.977)			11.843 Kw	10.120 Kw	

1.C.6-4 La demanda del sistema T I C atendida mediante la central Ambi y otras centrales menores de la zona.

1.C.6-4a. Desde 1.968 hasta 1.977 de acuerdo al valor de la demanda máxima anual exigida por el sistema T.I.C; y a la capacidad generadora de las centrales existentes, (incluidas las que están en plan de realización), se consigna el programa siguiente :

Año	Demanda máx. del sistema TIC(Kw)	T A B L A 1 - 11		Energía generadora total (M W H)(3)	Energía(2) aportada por Ambi(M W H)	Energía absorbida por Ibarra(MWH)	
		Capacidad instalada total(Kw)	Reparto de demandas (Kw)				
			El Ambi	Otras centrales			
1.968	5.150		2.350	2.800	17.500	1.800	
1.969	5.720		2.420	3.300	19.500	6.420	
1.970	6.140	8.843 Kw	2.640	3.500	21.390	7.080	
1.971	6.570		3.000	3.570	22.500	7.820	
1.972	6.900		3.000	3.900	24.680	8.620	
1.973	7.430		4.430	3.000	26.600	9.510	
1.974	8.100	11.843 Kw	4.900	3.200	28.670	10.510	
1.975	8.650		5.450	3.200	30.940	11.440	
1.976	9.230		6.000	3.300	33.520	12.520	
1.977	9.790		6.000	3.830	35.400	13.680	
CONSUMOS TOTALES ENTRE 1.968 y 1.977 (MWH)					260.800	125.210	89.400

(3) tomado de Programa de Operación página 9

(2) La generación del Ambi de acuerdo a periodos hidrológicos son según INECEL.Preograma Operación, anexo 16; anexo 21 - hoja 2 -.

(1) Lo referente a central Ambi es producto de las cifras de potencia generada obtenidas en la presente Tesis, ver repartición en curva de cargas, gráfico 1 - 06, pág. 1-VI.

(4) Para Ambi se toma Q mín. 100% probable = $41 \text{ m}^3/\text{seg.} = 1.390 \text{ Kw constantes.}$

1.C.6-Ab Para años posteriores a 1.977. o sea entre 1.978 a 1.986, la demanda exigida por todo el Sistema T.I.C., ya no podrá ser satisfecha por las centrales hasta entonces construídas, sino en parte. Entonces se preverá mediante la energía que transportará El Sistema Nacional interconectado.

En este caso conviene planificar la operación futura de la central Ambi en tal forma que sirva preferentemente a Ibarra, y que a la vez pueda satisfacer a otros centros de consumo.

Apote anual de energía de la Central Ambi al Sistema T.I.C. de acuerdo a los períodos hidrológicos del río.

Los caudales útiles de cada período hidrológico son tomados del "Programa de Operación de Central Ambi INECEL."

T A B L A 1 - 12

Período	Epoca del año	Caudal m ² /seg.	Duración		Potencia "sobre río" Kw	MWH de 1 día	MWH del período
			días	horas			
1 ^{er} estiaje	Ene-Feb-Mar	1.3	90	2.160	1.645	39,5	3.550
medio	Apr-May-Jun.	2.0	91	2.184	2.530	60,7	5.520
2 ^o estiaje	Jul.Ago.Sept. Oct.	1,3	123	2.952	1.645	39,5	4.850
creciente	Nov. Dic	4.0	61	1.464	5.160	124.00	7.550

En el período de creciente, para el caudal aprovechable de 4 m³/seg. se pudiera producir cada día 124 MWH. Sin embargo tal magnitud de generación ocurriría en un futuro remoto, cuando el factor de planta de la central Ambi sea 100 %. Hasta entonces, al ubicar a la central Ambi en la curva de carga del sistema T.I.C. ha de haber limitación a la energía

que genere Ambi en tal período, la misma que dependerá del factor de carga diario de la curva y del valor de la potencia base que suministren las demás centrales del sistema T.I.C.

En cambio en los períodos de estiaje se aprovechará, en cualquier año, toda la producción de energía de la central Ambi, pues dichos períodos son coincidentes a toda la región que abarca este sistema eléctrico de servicio, con la ventaja para la central Ambi de tener almacenaje de aguas para regulación diaria de la potencia generada.

El período llamado medio proporcionará mediante un caudal de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ una energía diaria de 60,7 MWH; esta energía ha de aportar la central Ambi solo a partir de 1.977, y es la máxima que se puede exigir a la central Ambi entre 1.973 y 1.977 en los períodos medio y de crecidas. Para un cálculo de la energía que aportará anualmente la central Ambi hay que distinguir los lapsos 1.969 a 1.972 y 1.972 a 1.977. Tomando la generación diaria de la central Ambi de la curva de demanda del sistema T.I.C (Ver anexo 1-VI) y encontrando entre los años citados el factor de crecimiento para la energía generada se tiene :

T A B L A 1 - 13

	1.969	1.972	1.977
Generación diaria de central Ambi (MWH)	28,5	30,66	59,17
Relación entre 1.972 y 1.989(3 años)	$\frac{30,66}{28,5} = 1,075$		
Relación entre 1.977 y 1.972(5 años)	$\frac{59,17}{30,66} = 1,93$		
	2,44%		
Índices de crecimiento de la generación	14,05 %		

Los períodos medio y de estiaje suman 152 días, o sea que en 1.969 durante tales períodos se generarán : $152 \times 28,5 = 4.330 \text{ M W H}$; en 1.977: $152 \times 30,66 = 4.660 \text{ M W H}$; en 1.977: $59,17 \times 152 = 9.000 \text{ M W H}$. Para años intermedios entre estos, de acuerdo a los índices de crecimiento calculados se registran los valores del cuadro siguiente, el mismo que tiene la generación máxima obtenible en la central Ambi durante los 2 períodos de estiaje que es de : $3.550 + 4.850 = 8.400 \text{ M W H}$ y a partir de 1.972

TABLA : 1- 14 . GENERACION ANUAL EN MWH (central Ambi)

	1.968	1.969	1.970	1.971	1.972	1.973	1.974	1.975	1.976	1.977	1.978	/79	/80
Estiajes		6.070	6.590	7.150	7.750	8.400	8.400	8.400	8.400	8.400			
Medio y crecidas		4.330	4.440	4.550	4.660	5.315	6.055	6.910	7.890	9.000			
TOTAL (M W H)	2.500	10.400	11.030	11.700	12.410	13.715	14.455	15.310	16.290	17.400	17.400	id	id

CAPACIDAD FIRME EN Kw.

NOMBRE		CAPACIDAD NOMINAL (Kw)	1.968	1.969	1.970	1.971	1.972	1.973	1.974	1.975	1.976	1.977
A.-	Cayambe	147	—	140	—	140	140	—	—	—	—	140
PARA	Otavalo #1 y #2	822	—	380	380	380	380	385	385	385	380	380
Q _{Ambi} = 2 m ³ /s	Atuntaqui	400	230	230	230	230	230	235	235	235	230	230
	Fábrica Atuntaqui	632	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340
	Cotacachi	440	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190
	La Hoja Blanca (1)	600	—	—	—	370	510	—	—	—	—	370
	Ibarra (Diesel)	632	—	—	630	630	630	—	—	630	630	630
	El Angel	400	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	La Libertad (Diesel)	90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	San Gabriel	300	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
	Bolívar (Diesel)	60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Tulcán	1320	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
CAPACIDAD TOTAL FIRME (Kw)			2.310	2.830	3.320	3.830	3.970	2.700	2.700	2.700	3.320	3.830
Potencia base que exige curva demanda (2)			2.300	2.720	3.140	3.570	3.900	2.700	2.700	2.700	3.300	3.790
B.- PARA Q _{Ambi} = 1.1 m ³ /s N = 1390 Kw ↓ = 33.330 Kw/día ↓ = 95.000 m ³ H ₂ O/día ↓ f _{planta} = 23.15% ↓ N = 6000 Kw.	Cayambe										140	140
	Otavalo #1 y #2										380	380
	Atuntaqui	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	IDEM	230	230
	Fábrica Atuntaqui	QUE	QUE	QUE	QUE	QUE	QUE	QUE	QUE	QUE	340	340
	Cotacachi	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	ARRI-BA	190	190
	La Hoja Blanca											(2) 370
	Ibarra (Diesel)										630	630
	El Angel										300	300
	La Libertad (Diesel)											
	San Gabriel										250	250
Bolívar (Diesel)												
Tulcán										1000	1000	
TOTAL FIRME			2.310	2.830	2.320	3.830	3.970	2.700	2.700	3.320	3.460	3.830
Potencia base que exige curva demanda			2.300	2.720	3.140	3.570	3.900	2.700	2.700	3.110	3.400	3.820
Aporte Central AMBI			2.850	3.000	3.000	3.000	3.000 (3)	4.730 (4)	5.400	5.540	5.830	5.970
TOTAL REQUERIDO POR SISTEMA T.I.C.			5.150	5.720	6.140	6.570	6.900	7.430	8.100	8.650	9.230	9.790

- 1.- "Hoja Blanca" trabajará solo 3 horas al día (debido al riego de Salinas) absorbiendo $10.800 \times 2 = 21.600 \text{ m}^3 \text{ H}_2\text{O}$.
- 2.- "Hoja Blanca" funcionará solo 3 horas, 16 horas se tomarán de otra fuente.
- 3.- Central "Ambi" funcionará con cargas superiores a 150 Kw, por mejor rendimiento.
- 4.- Entra en servicio 2ª Etapa Central "Ambi".

TABLA 1-16 DEMANDAS DE ENERGIA Y VALORES DE LA GENERACION ENTRE 1978 A 1986

	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986
1) Demandas Máximas (Kw)									
Cayambe	1.335	1.440	1.550	1.675	1.810	1.955	2.110	2.280	2.460
Otavalo	1.220	1.300	1.385	1.475	1.570	1.670	1.780	1.895	2.010
Atuntaqui	935	1.010	1.085	1.170	1.260	1.340	1.455	1.565	1.670
Cotacachi	475	510	540	575	610	645	695	740	780
Ibarra	3.380	3.620	3.840	4.070	4.320	4.580	4.850	5.145	5.450
San Gabriel	770	820	870	930	990	1.055	1.125	1.200	1.280
El Angel	475	500	525	550	580	610	640	670	710
Tulcán	2.150	2.285	2.430	2.590	2.760	2.940	3.130	3.330	3.550
DEMANDA TOTAL	10.740	11.485	12.225	13.035	13.900	14.795	15.785	16.825	17.910
2) Generación (Kw)									
A.- Capacidad Nominal Instalada									
a) El Ambi	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
b) Centrales Menores (1)	4.646	4.646	4.646	4.646	4.646	4.646	4.646	4.646	4.646
c) Sistema Nacional (4)	9.854	9.854	9.854	9.854	9.854	9.854	9.854	9.854	9.854
d) TOTAL (Kw)	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500	20.500
B.- Capacidad Firme									
a) El Ambi (2)	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
b) Centrales Menores (3)	3.320	3.320	3.320	3.320	3.320	3.320	3.320	3.320	3.320
c) TOTAL	9.320	9.320	9.320	9.320	9.320	9.320	9.320	9.320	9.320
C.- Repartición de Cargas									
a) El Ambi	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
b) Centrales Menores	3.300	3.300	3.300	3.300	3.300	3.300	3.300	3.300	3.300
c) Sistema Nacional	1.440	2.185	2.925	3.735	4.600	5.495	6.485	7.525	8.010
d) TOTAL	10.740	11.485	12.225	13.035	13.900	14.795	15.785	16.825	17.910
3) Energía Absorbida solo por Ibarra (MWH)(5)	14.950	16.320	17.730	18.800	19.950	21.150	22.000	23.750	25.150

1.- Hoja Blanca y Diesel de Cayambe salen del servicio (=747 Kw)

2.- Potencia Firme de 6.000 Kw en Ambi con $f_{planta} = \frac{1390}{6000} = 23.2\%$

3.- Posibilidad: Proyecto San Miguel de Car : 1500 Kw en 1972 y 1500 Kw en 1974; y regulando Central "La Playa" con 320 Kw adicionales: Total 320 Kw menos de Aporte del Sistema Nacional.

4.- Capacidad de Transporte de Línea de Transmisión QUITO - IBARRA \cong 20.000 Kw

5.- Se adopta $f_{anual} = 52.7\%$

1.C.6-5. Generación de la central Ambi y consumo de Ibarra durante el período 1.968 a 1.998.

Resumiendo en cifras lo obtenido en el análisis precedente se tiene:

T A B L A 1 - 17

Lapso	Aporte de central Ambi (M W H)	Energía absorbida por Ibarra(MWH)	Excedente respecto de Ambi (MWH)
1.968 a 1.977	(1) 125.210	89.400	+35.810
1.978 a 1.996	(2) 156.600	180.200	- 23.600
TOTAL	281.810	269.600	+ 12.210
1.968 a 1.998	491.000	30 años de vida útil de tubería de presión	

Comparado este con el Programa de Operación de INECEL para el sistema T.I.C, se puede ver que aquél tiene una apreciación más ambiciosa en cuanto se refiere al mercado de energía y también un enfoque de realizaciones que se suponen funcionen en forma óptima de acuerdo a las fechas que se hubieren fijado. Por esto cabe anotar los siguientes hechos prácticos que impiden se materialice en su totalidad el Programa de INECEL:

- falta de financiación para las obras de interconexión proyectadas.
- plazos de tiempo retrasados en la entrega de trabajos.
- falta de iniciativa o de capitales para emplear la energía eléctrica.
- falta de imparcialidad en los organismos estatales y municipales, e ingerencia política en desiciones de carácter puramente técnico.

En la programación concebida en la presente Tesis se descubren las siguientes características fundamentales:

- 1) La central Ambi operará como planta de servicio normal y no solo como central cubre - picos, mediante sus 6.000 Kw de capacidad, instalados en 2 etapas.
- 2) Atenderá normalmente las demandas de todo el sistema T.I.C, hasta el año 1.977, utilizando las demás centrales como base y a Hoja Blanca (por asunto de Regadío) sólo 3 horas diarias en estiajes de ese año.
- 3) A partir de 1.978 atenderá preferentemente la demanda de Ibarra y parte del sistema T.I.C; requiriéndose para los días de estiaje ($Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$) un refuerzo energético de otra fuente exterior a este sistema.
- 4) La aprovechabilidad energética de la central y el rendimiento económico de la misma se presentan en condiciones favorables, pues las obras han de diseñarse solo para 6.000 Kw y luego la venta de energía..

(1) INECEL estima que entre 1.968 y 1.976 Ambi aportará con 144.203 MWH y que Ibarra consumirá 52.560 MWH.

(2) Durante 1.978 a 1.986 = 9 años se ha asignado un aporte anual de 17.400 MWH a la central Ambi.

de energía en el período 1.968 - 1.977 compensa la compra de energía que requerirá Ibarra en el período 1.978 - 1.986.

(5) En la operabilidad de las centrales pequeñas ubicadas dentro del Sistema T.I.C se ha tenido muy en cuenta que estas han de seguir funcionando por un doble motivo:

- para cubrir las exigencias de las Municipalidades a que pertenecen; y
- para satisfacer la carga base de la curva característica de demanda del sistema.

1.C-7 Funcionamiento de las centrales en la curva de carga típica

del sistema Tulcán -Ibarra - Cayambe, $f_c = 50,4 \%$

Para este análisis se ha tomado la curva de demanda diaria elaborada por INECEL (1). Se ha procedido a calcular el aporte energético diario de la central Ambi para dos posibilidades del caudal del río: Q estiaje = $1,1 m^3/seg.$
 Q aledaño = $2 m^3/seg.$

Esto se ha realizado para un día crítico de los años 1.972 y 1.977 en los cuales se producen los máximos de demanda de los centros interconectados. Para años posteriores a 1.977 un análisis similar resulta un tanto aventurado por lo premature.

1.C.7-1 Un día de 1.972 (Ver gráf. 1-06: págs. 6.2-a y 6.2-6 anexo 1-VI)

N. máx. = 6.900 Kw

Consumo = 6.900 Kw x 0,504 x 24 h = 83.500 Kwh

Potencia - base, constante = 1.865 Kw = 27 % N máx.

Potencia - base, corta = 2.035 Kw = 29,5 % N máx.

Aporte máximo de pot. base = 3.900 Kw = 56,5 % N máx.

Potencia de picos (Ambi) = 3.000 Kw = 43,5 % N máx.

Generación básica, constante = 1.865 Kw x 24 h = 44.700 Kwh

" " corta = 2.035 Kw x 4 h = 8.140 "

Aporte de energía de centrales - base = 52,840 Kwh

(2) Aporte energético de central Ambi: 83.500 - 52.840 = 30.660 Kwh.

$$f_{planta} = \frac{30.660}{3000 \times 24} = 42,6 \% = f \text{ carga}$$

Como puede verse, la central Ambi puede contribuir con esta energía, aún para su caudal de estiaje de $1,1 m^3/seg.$

Las centrales menores de la zona norte integrarían la potencia de base: como potencia - base constante se la nomina a aquella que funcionará constantemente en su magnitud y durante 24 h.

(1) Ver Programa de Operación de central Ambi: Anexo # 20 y # 22

(2) Central Ambi puede generar diariamente : 60.750 Kwh si $Q = 2 m^3/seg.$; y 33.330 Kwh si $Q = 1,1 m^3/seg.$

como potencia de base corta se la nomina a aquella que se la requerirá durante períodos de 2 a 4 horas, aunque también de magnitud constante.

	San Gabriel	250 Kw		Atuntaqui	230 Kw
potencia-	El Angel	300 "	potencia-	Fab. Atunt.	340 "
base, cons-	La playa	1.000 "	base, corta	Cotacachi	190 "
tante.	Otavale	380 "		Hoja Blanca	510 "
		<hr/>		Diesel Ibarra	630 "
		1.930 Kw		Cayambe	140 "
				diesel	<hr/>
					2.040 Kw

1.C.7-2 Un día de 1.977: (Ver gráf. 1-06; págs: 6.3-a y 6.3-b; anexo 1-VI)

$$\begin{aligned} N. \text{m}á\text{x.} &= 9,790 \text{ Kw} \\ \text{Consumo} &= 9.790 \text{ Kw} \times 0,504 \times 24 \text{ h} = 118.400 \text{ Kwh} \end{aligned}$$

1.C.7-2a Para un caudal en el río de 2 m³/seg:

$$\begin{aligned} \text{Potencia - base, constante} &= 2.280 \text{ Kw} = 23,3 \% \text{ N máx.} \\ \text{" " , corta} &= \underline{1.510 \text{ Kw}} = 15,4 \% \text{ N máx} \\ \text{Aporte máx. de pot, base} &= 3.790 \text{ Kw} = 38,7 \% \text{ N máx} \\ \text{Generación básica, constante} &= 2.280 \text{ Kw} \times 24 \text{ h} = 54.700 \text{ kwh} \\ \text{" " , corta} &= 1.510 \text{ Kw} \times 3 \text{ h} = \underline{4.530 \text{ "}} \\ \text{Aporte de energía de centrales - Base} &= 59.230 \text{ Kwh} \\ \text{Generación de la central Ambi : } &118.400 - 59.230 = 59.170 \text{ Kwh} \\ f_{\text{planta}} &= \frac{59.170}{6000 \times 24} = 41,1 \% = f_{\text{carga}} \end{aligned}$$

1.C.7-2b Para un caudal de estiaje en el río de 1,1 m³/seg:

$$\begin{aligned} \text{Potencia-base, constante} &= 2.645 \text{ Kw} = 27 \% \text{ N. máx.} \\ \text{" " , periódica} &= 1.175 \text{ Kw} = 12 \% \text{ N máx.} \\ \text{Aporte máx. de pot. base} &= 3.820 \text{ Kw} = 39 \% \text{ N máx} \\ \text{Generación-base, constante} &= 2.645 \text{ Kw} \times 24 \text{ h} = 63.500 \text{ Kw h} \\ \text{" " , periódica} &= \underline{22.700 \text{ Kw h}} \\ \text{Aporte de energía de centrales base} &= 86,200 \text{ Kw h} \end{aligned}$$

Aporte energético de central Ambi: 113,400 - 86,200 = 32.200 Kwh

$$f_{\text{planta}} = \frac{32.200}{6000 \times 24} = 22,35 \% \quad f_{\text{carga}} = \frac{32.200}{5.970 \times 24} = 22,46\%$$

Las centrales menores que contribuirán a satisfacer la base de demanda son:

	La Playa	1.000 Kw		Diesel Ibarra	630 Kw
potencia- base, cons- tante	El Agel	300 "	potencia- base, pe- riódica	Cayambe	140 "
	Sn. Gabriel	250 "		Otra fuente	370 "(1)
	Cotacachi	190 "			<hr/>
	Otavalo	300 "			1.140 Kw
	Fáb. Atun.	340 "			
	Atuntaqui	230 "			
		<hr/>			
		2.690 Kw			

(1) Central hoja Blanca pudiera contribuir con 510 Kw en 3 horas.

1.C.7 - 3 Para años posteriores a 1.977 se consigna el cuadro de la página 1-28 con los valores globales de demanda y de potencia generadora, pues un análisis similar al precedente resulta prematuro, máxime también que el día más crítico para la operación de la central Ambi (desde el punto de vista de la capacidad generadora) ocurre en un día de estiaje del año 1.977 y este se estudió arriba.

1.C-8 Elaboración de la curva de carga característica a la central Ambi, operando como "central de picos".

Las curvas típicas de Ibarra y su zona presentan la característica del mercado para la central Ambi, caso de que el sistema interconectado Tulcán - Ibarra - Cayambe no operase en la fecha prevista o por algún otro factor.

Sin embargo conviene estudiar el funcionamiento de la central Ambi, según el Programa de INECEL, para dimensionar las obras de acuerdo a dicho programa.

El siguiente cálculo analítico de la curva de carga para la central Ambi se fundamenta en la curva de demanda característica del Sistema T.I.C. que ha elaborado INECEL (2).

De acuerdo a la exigencia de la demanda, para un día crítico de 1.977 y con estiaje en el río Ambi ($Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$) ocurrirá, una carga diaria máxima de 9,790 Kw. Mediante el cálculo presentado en 1.C. 7 -2, se ubica la horizontal en la curva de duración de las cargas (gráf. L - 06; figs: 6.2-a y 6; 2 - b; anexo 1 - VI) que corresponde al valor porcentual de 38,7% y 39% según que los caudales en el río sean respectivamente $2 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$. bajo estas condiciones la curva graficada servirá para el dimensionado y funcionamiento del reservorio de regulación diaria de la central.

El valor de cada ordenada horaria que dará el trazo de la curva real de funcionamiento de la central se hizo así :

Por y para las 10 a.m. de un día de 1.977 y con caudal de estiaje de $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$.

(2) Ver Programa de Operación de Central Ambi de INECEL. Anexo, # 20 # 22 o ver también fig. # 3 página 1 - 36 del presente trabajo.

Dato porcentual respecto de N máx de curvatura de INECEL = 49,6 %

Carga constante básica cog. ordenada igual a 39% de N máx.

Porcentajes a cubrir central Ambi en esa hora: $49,6 - 39 = 10,6$ %

$$\text{Relación : } \frac{\text{N máx. central Ambi}}{\text{N máx. sistema TIC}} = \frac{6000 \text{ Kw}}{9.790 \text{ Kw}} = 61,3 \%$$

El valor porcentual respecto de la potencia máxima de la central Ambi, con que contribuye a esa hora es:

$$\% \frac{\text{N máx.}}{10 \text{ a.m}} = \frac{10,6}{0,613} = 17,3 \%$$

La compilación de los resultados calculados en la forma precedente constan en la tabla 2-02, pág. 2-09.

CAPITULO SEGUNDO

DETERMINACION DE LA POTENCIA

2-a) Potencia disponible::

Se analizarán separadamente los dos elementos determinantes: el hidrológico y el salto.

2-a-1. Estudios hidrológicos

Como en el resto del país a este estudio le caracteriza la escasa estadística de los fenómenos meteorológicos e hidrológicos ocurridos en la cuenca del Ambi.

Existen desde 1.963 solamente algunas anotaciones acerca del caudal del Ambi, aunque no se puede hablar de una información hidrológica completa debido a las pocas anotaciones de registro que las ha instalado el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (S.N.M.H.).

Las primeras apreciaciones del caudal fueron hechos por la Caja Nacional de Riego en Julio de 1.948 con 3.250 litros por segundo, observación que le valió para fijar en el Ambi "un caudal utilizable"

de 4.000 litros por segundo, y que sirvió en un principio para proyectar la actual obra hidroeléctrica en construcción. Conviene al respecto aclarar que el aforo en referencia fué realizado a la altura de la descarga de la central "Hoja Blanca" (Km 29,3) o sea a la distancia de 9,3 Km aguas abajo de la bocatoma a servir a la nueva central.

Existe además, como trabajo del Ing. Max Rueff, el "Estudio Hidrológico del río Ambi" y el " Estudio de Almacenamiento" realizados en 1.958. El autor consigna en resumen un caudal mínimo anormal de 1.635 lit/seg, bajo una incertidumbre de \pm 10 % y observable en el verano de 1.946 y en el verano de 1.958, con duración de pocas semanas.

Estas cifras ha obtenido el Ing; Rueff por el método de interpolación comparada.

2-a-2 El caudal de diseño, comprobación mediante el análisis de frecuencias y probabilidades.

2-a-2-1 Registros .

En la página siguiente constan los promedios mensuales de los gastos medios diarios del río Ambi, registrados en la estación : D.J. Cariyacu por el S.N.M.H. Los datos disponibles hasta el momento de hacer el presente análisis son desde Agosto de 1.963 hasta Enero de 1.967.

T A B L A 2 - 00
C a u d a l e n m³/seg:

M E S	1.963 ^(a)	1.964	1.965	1.966	1.967	MEDIO
Enero		2,13	4,45	3,08	5,80(b)	3,86
Febrero		1,55	2,75	2,63		2,31
Marzo		1,28	2,21	3,80		2,43
Abril		2,91	6,02	4,45		4,46
Mayo		3,00	7,98	3,59		4,85
Junio		4,68	2,43	3,24		3,45
Julio		2,86	1,54	1,98		2,13
Agosto	1,83	2,13	1,46	1,37		1,70
Septiembre	1,98	2,11	1,41	1,45		1,74
Octubre	1,89	2,71	3,66	2,89		2,79
Noviembre	3,28	4,67	10,37	5,98		7,20
Diciembre	2,44	4,72	3,94	10,50		4,27
ANUAL	_____	2,90	4,02	3,75		3,43

Q_{medio} en 42 meses

NOTAS:

(a) = desde 1.963 a 1.965 años de mayor sequía observada después de 1.958.

(b) = 5,80 m³/seg. obtenido por interpolación en base a 1964 /.65 ,/.66.

2-a-2.2 Elaboración de la curva de duración probable del caudal.

En las páginas 2 - 03 TABLA 2-01 y 2-04 constan los elementos de cálculo y la curva de probabilidades de caudales medios mensuales del río Ambi, respectivamente. Como se puede ver se han anotado los datos del caudal ordenados en forma descendiente, correspondiendo a cada uno de estos un valor porcentual de probabilidad ocurrente (P_c), el mismo que viene dado según la fórmula de "Hazen y Foster" , utilizado en estadísticas de corta información:

$$P_c = \frac{100 (2 m - 1)}{2 y}$$

siendo :

m = número de órden que le corresponde a un valor de caudal.

y = número de muestras = 42.

TABLA DE FRECUENCIA Y PROBABILIDAD ACUMULADA DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES: RIO "AMBI" $\left(\frac{m^3}{seg}\right)$

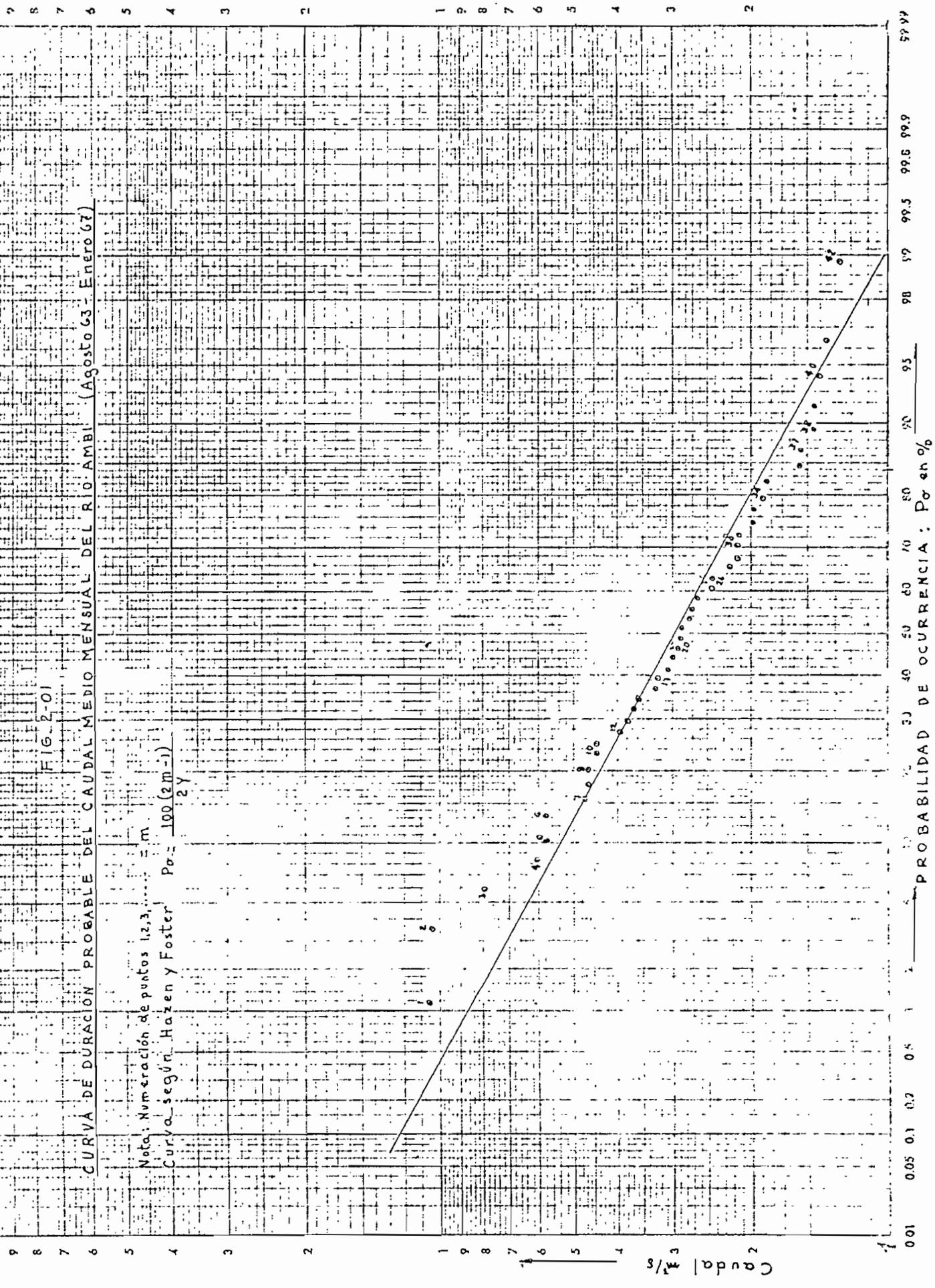
FECHA	n NUMERO DE ORDEN	Q = CAUDAL MEDIO MENSUAL (m^3/s)	q = CAUDAL ORDENADO DE MAYOR A MENOR	P_c = PROBABILIDAD ACUMULADA EN (%)
AGOSTO 1963	1	1.83	10.50	1.19
SEPTIEMBRE	2	1.98	10.37	3.57
OCTUBRE	3	1.89	7.98	5.95
NOVIEMBRE	4	3.28	6.02	8.33
DICIEMBRE	5	2.44	5.98	10.71
ENERO 1964	6	2.13	5.80	13.09
FEBRERO	7	1.55	4.72	15.47
MARZO	8	1.28	4.68	17.85
ABRIL	9	2.91	4.67	20.23
MAYO	10	3.00	4.45	22.61
JUNIO	11	4.68	4.43	24.99
JULIO	12	2.86	3.94	27.37
AGOSTO	13	2.13	3.80	29.75
SEPTIEMBRE	14	2.11	3.66	32.13
OCTUBRE	15	2.71	3.59	34.51
NOVIEMBRE	16	4.67	3.28	36.89
DICIEMBRE	17	4.72	3.24	39.27
ENERO 1965	18	4.43	3.08	41.65
FEBRERO	19	2.75	3.00	44.03
MARZO	20	2.21	2.91	46.41
ABRIL	21	6.02	2.89	48.79
MAYO	22	7.98	2.86	51.17
JUNIO	23	2.43	2.75	53.55
JULIO	24	1.54	2.71	55.93
AGOSTO	25	1.46	2.63	58.31
SEPTIEMBRE	26	1.41	2.44	60.69
OCTUBRE	27	3.66	2.43	63.07
NOVIEMBRE	28	10.37	2.21	65.45
DICIEMBRE	29	3.94	2.13	67.83
ENERO 1966	30	3.08	2.13	70.21
FEBRERO	31	2.63	2.11	72.59
MARZO	32	3.80	1.98	75.00
ABRIL	33	4.45	1.98	77.35
MAYO	34	3.59	1.89	79.73
JUNIO	35	3.24	1.83	82.11
JULIO	36	1.98	1.55	84.49
AGOSTO	37	1.37	1.54	86.87
SEPTIEMBRE	38	1.45	1.46	89.25
OCTUBRE	39	2.89	1.45	91.63
NOVIEMBRE	40	5.98	1.41	94.01
DICIEMBRE	41	10.50	1.37	96.39
ENERO 1967	42 = y	5.80	1.28	98.77

FIG. 2-01

CURVA DE DURACION PROBABLE DEL CAUDAL MEDIO MENSUAL DEL RIO AMBI (AGOSTO 63 - ENERO 67)

Nota: Numeración de puntos 1,2,3... = m.

Curva según Hazen y Foster $P_0 = \frac{100}{2Y}$



Caudal m³/s

PROBABILIDAD DE OCURRENCIA: Por en %

Se ubican los puntos (Ver Gráf .Nº 2-04, pág 2-04) tomando como ordenadas los valores de caudal ordenados; y como abscisas el porcentaje de probabilidad F_a , según la fórmula utilizada. La curva se traza por interpolación visual de los puntos graficados.

Según esta curva de duración probable se aprecia que el caudal de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ le corresponde el 80 % de probabilidad. Esto equivale a tener un caudal mayor o igual a $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ durante 8 meses de cada 10 meses, o sea que anualmente hay que esperar un déficit de agua (respecto de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$) durante 73 días, pero que no necesariamente han de presentarse segundos.

Al caudal de $1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ observado como el medio mínimo diario (26 -Ago./ .66) le corresponde, según la curva, el 99 % de probabilidad ocurrente. Pero como la fórmula de Hazen y Foster para estadísticas ciertas introduce fuerte dispersión en los extremos, el valor extrapolado de 99 % resulta impreciso. De ahí que INECEL al realizar la muestra hidrológica con estadística diaria, consigna como 100 % probable al caudal de $1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para una operación segura de la central, el caudal utilizable debería elegirse con 100 % de probabilidad, máxime si la central es de pequeña capacidad y con una situación orográfica que imposibilite almacenar agua. En este caso el aprovechamiento energético del río es muy escaso.

Es práctico, para obras hidroeléctricas, adoptar un 80 % de probabilidad ocurrente para elegir el valor del caudal utilizable del río, condicionando a que estas centrales regulen el caudal mediante almacenaje de aguas. (México ha aplicado tal porcentaje. En Europa en centrales de curso superior y del tipo cubre - picos se ha aprovechado el caudal con 50 % de probabilidad).

2.a.2-3 La altura bruta de caída. (1)

Nivel máximo del agua en el tanque de presión, sin circulación de agua en las tuberías, o con descarga de la turbina igual al caudal de alimentación del tanque.....	Cota: 1.990,40 m
Nivel máximo normal del agua en el tanque de presión al momento de ocurrir los picos de carga de la central.....	Cota: 1.987,40 m
Nivel del agua en el pozo de descarga de las turbinas.....	Cota: 1.814,40 m

Altura Bruta $H_B = 173,00 \text{ m}$

(1) Ver Perfil de la tubería de presión, gráf. anexo 3-03, pág. 3-II.

2.b Potencia Neta

2-b-1 La potencia de aguas fluyentes.

Llamada también potencia "sobre río", potencia ordinaria, potencia directa, potencia inmediata, etc. es aquella que se obtiene mediante un salto neto y un caudal no regulado. Es decir las aguas del río son conducidas directamente a la central para su aprovechamiento.

La potencia que se obtiene depende del caudal máximo que puedan acarrear las obras de conducción. Si estas y las turbinas tienen mayor capacidad que el caudal mínimo absoluto del río, se producirán déficits con la potencia máxima que puede entregar la central; si tienen igual o menor capacidad la central contará siempre con el agua exigida por las turbinas, aunque en ocasiones habrá desperdicio de agua.

La potencia firme 100 % probable sin regulación estará dada por el caudal de $1.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y el salto neto.

Y para 80 % de probabilidad ocurrence, tal tipo de potencia la determinarán $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y el salto neto correspondiente.

El salto neto (H_N) es el salto bruto menos las pérdidas hidráulicas por conducción del agua hasta las turbinas. En la pág 3-08 puede verse que se han diseñado las tuberías con el caudal de circulación

de $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$, obteniéndose una pérdida de carga $y_0 = 3,60 \text{ m}$, que representan $2,08 \%$ H_B . Aceptando este mismo porcentaje para cualquier caudal, la altura neta:

$$H_N = 173,00 - 3,60 = 169,40 \text{ m.}$$

Con lo que la potencia obtenible de las aguas del río, directamente fluyentes, es :

$$N_{1,1} = \frac{Q \times H_N}{75} \times \eta_{\text{tur}} \times \frac{\eta_{\text{gen}}}{1,36}$$

$$N_{1,1} = \frac{1.100 \times 169,40}{75} \times 0,83 \times \frac{0,92}{1,36} = 1.390 \text{ Kw.}$$

Y si el caudal fuere 80 % probable, o sea $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$:

$$N_2 = 2.530 \text{ Kw.}$$

2.b-1-1 Factores de planta y potencia regulada.

Conocido también como factor de utilización medio se define como la relación entre la carga media, que pudieran suministrar constantemente los generadores, respecto de la potencia nominal total del equipo. Es igual al factor de carga únicamente cuando la demanda máxima llega a alcanzar el valor de la potencia nominal de generación.

Un factor de planta unidad o cercano a este se obtiene en centrales determinadas a atender la base de la curva de demanda o también en centrales que alimenten solo a industria electroquímica, o para bombeo de pozos para agua potable, etc.

En el caso de la central Ambi que según la decisión de INECEL ha de caracterizarse por ser una planta que cubra demanda de gran variabilidad especialmente los picos de carga, el factor de planta ha de tener valor tal que satisfaga durante 10 años la demanda del Sistema Tulcán - Ibarra - Cayambe y a la vez su capacidad instalada exija una inversión económica no mayor que si esta planta sirviese únicamente al centro humano (Ibarra y alrededores) para el cual fué concebido inicialmente.

Se hacen el estudio de la distribución de las potencias de las centrales bajo la curva de carga del sistema T-I-C. Se vio que la potencia firme, de las centrales menores que no tienen regulación de su caudal determinaron la potencia base para servir la citada curva. La central Ambi se ubica por encima de esta potencia base y cubre los picos del Sistema T.I.C. Para este fenómeno la central Ambi no necesita sino 6.000 Kw de capacidad total.

Se extrae el mínimo valor del factor de planta para el caudal $1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$, 100 % probable :

$$f_{pl} = \frac{1.390 \text{ Kw}}{6.000 \text{ Kw}} = 23,2 \%$$

Para el caudal 80 % probable : $2 \text{ m}^3/\text{seg}$.

$$f_{pl} = \frac{2.530 \text{ Kw}}{6.000 \text{ Kw}} = 42,2 \%$$

Para el tiempo de operación, por ejemplo en un día de 1.972 con

$Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$. y 21 horas de funcionamiento de la central Ambi el factor de planta alcanza 42,6 % porque la central entera aún en su primera etapa de instalación esto es un solo grupo de 3.000 Kw.

2.b-2 El caudal regulado.

Para el óptimo aprovechamiento del río Ambi mediante la central hidroeléctrica que sirva a la demanda con grandes fluctuaciones, es conveniente regularlo. Esto es, un almacenamiento de las aguas que pueda acopiarlas en los períodos de exceso y luego entregarlas a la central durante los períodos en que el caudal solo del río no alcance.

Tal almacenaje puede hacerse para una regulación anual, (período de estiajes), semanal y diaria.

Para períodos de gran duración, como son el anual y el estacional hay que recurrir a lagos o a represamientos del río.

Para almacenajes del tipo mensual, semanal y diario hay que recurrir a obras artificiales llamadas reservorios de regulación mensual, semanal, etc, según el funcionamiento del mismo.

2.C Capacidad de la planta.

2.C-1 Almacenes de regulación anual.

Para obtener el máximo provecho del caudal fluctuante del Río Ambi se pudiera pensar en una obra de este tipo, tomando como dato el caudal medio anual de $3,43 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y 38 % probable. (EYCO: $Q'_{\text{prom}} \text{ anual} = 3,15 \text{ m}^3/\text{seg.}$).

Los lagos de Mojanda presentan la desventaja de un área de drenaje muy reducida.

Cuicocha se dificulta, aunque no en forma insalvable, por que exigiría conducciones largas y por lo tanto caras.

San Pablo tiene adjudicación legal de sus aguas excedentes (Río Perucho) a Herederos de Modesto Larrea.

Además de que el minifundio de tipo indígena sobre sus orillas dificulta enormemente cualquier efecto de anegación.

Un represamiento del río Ambi es una probabilidad de futura ampliación de la central Ambi. Habría que saber los problemas de desconocimiento geológico actual de la cuenca, como también de la normal circulación del agua en las acequias que toman aguas de este río (especialmente aguas abajo: Acequia San Luis canal a Salinas, etc.).

2.C-2 El reservorio de regulación diaria.

(Ver tablas de cálculo analítico y gráficos: págs. 2-09 hasta 2-15)

Este tipo de almacenamiento es el que conviene construir para ampliar la capacidad de la central y aprovechar eficientemente el caudal del río Ambi: Las razones son:

- 1) La variabilidad diaria de la carga que disminuye hasta el 27 % del pico.
- 2) La ausencia de estaciones climáticas, que permite uniformidad en las características de la demanda en todo el año, afectada solo por el crecimiento normal con el tiempo transcurrido.
- 3) Una obra complementaria con problemas mínimos, tanto por las características del terreno, por el tamaño y por el costo, comparativamente a un reservorio del tipo estacional.

El volumen del reservorio de regulación diaria se ha calculado fundamentalmente en base al caudal 100 % probable de $1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y tomando la curva de demanda del Sistema T.I.C. en un día de 1.977. En la citada curva (Ver gráf 2-02 y 2-03) luego de ubicar la potencia base se han tomado las diferencias horarias desde dicha potencia base hasta la curva.

Esta será la curva que alimente la central Ambi. -

Se ha tomado en cuenta el rendimiento de las turbinas para determinado estado de carga y con el caudal así exigido se ha procedido a acumularlo obteniéndose la curva de caudales evacuados por las turbinas.

La ordenada entre tangentes externas a esta curva da el volumen de almacenamiento diario de 41.840 m^3 .

CONDICIONES { 1.- ALIMENTANDO EL SISTEMA TULCAN - IBARRA - CAYAMBE
2.- PARA DOS CAUDALES DEL RIO AMBI

HORA	EN TODO EL SISTEMA T.I.C. %	AÑO 1972; N_{base} T.I.C. { 24 h = 27,0% 4 h = 29,5%			AÑO 1977 ($N_{MAX} = 9790$)					
		% QUE TOMA AMBI RESPECTO T.I.C.	% RESPECTO DE CAPACIDAD DE AMBI (de 3.000 Kw)	POTENCIA DE AMBI (Kw)	$Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$; N_{base} T.I.C. { 24 h = 23,3% 3 h = 15,4%			$Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$; $N_{base} = 39\%$ T.I.C.		
					% TOMA AMBI DE T.I.C.	% RESPECTO DE CAPACIDAD DE AMBI	POTENCIA DE AMBI (Kw)	% TOMA AMBI DE T.I.C.	% RESPECTO DE CAPACIDAD DE AMBI	POTENCIA DE AMBI (Kw)
1	28.3	(1) —	—	—	5,0	8,15	489	0	0	0
2	27.3	—	—	—	4,0	6,53	392	0	0	0
3	28.0	—	—	—	4,7	7,67	4,61	0	0	0
4	30.2	3.2	7.35	221	6,9	11,30	678	0	0	0
5	29.2	2.2	5.06	152	5,9	9,37	562	0	0	0
6	39.0	12.0	27.60	828	15,7	25,60	1536	0	0	0
7	49.4	22.4	51.50	1.546	26,1	42,60	2560	10,4	16,9	1020
8	48.0	21.0	48.30	1.450	24,7	40,35	2420	9,0	14,7	881
9	55.2	28.2	63.40	1.948	31,9	51,10	3065	16,2	26,2	1585
10	49,6	22,6	52,00	1,540	26,3	42,90	2575	10,6	17,3	1038
11	45,5	18,5	42,50	1,278	22,2	36,20	2170	6,5	10,6	636
12	50,0	23,0	52,85	1,588	26,7	43,60	2517	11,0	17,9	1080
13	43,5	16,5	37,95	1,139	20,2	33,00	1980	4,5	7,3	441
14	40,5	13,5	31,00	932	17,2	28,10	1688	1,5	2,5	150
15	42,0	15,0	34,50	1,036	18,7	30,50	1830	3,0	4,9	294
16	46,0	19,0	43,70	1,310	22,7	37,00	2220	7,0	11,4	685
17	50,4	23,4	53,80	1,615	27,1	44,30	2660	11,4	18,6	1116
18	60,5	29,5	67,80	2,037	37,2	60,70	3640	17,5	28,5	1713
19	100,0	43,5	100,00	3,000	61,3	100,00	6000	61,0	99,4	5970
20	95,5	39,0	88,60	2,690	56,8	92,60	5555	56,5	92,1	5525
21	90,0	33,5	77,00	2310	51,3	83,70	5025	51,0	83,1	4995
22	74,5	18,0	41,40	1,242	35,8	58,50	3510	35,5	58,0	3480
23	45,0	18,0	41,40	1,242	21,7	35,40	2125	6,0	9,8	587
24	35,3	8,3	19,10	573	12,0	19,60	1176	0	0	0

(1).- Con cargas inferiores a 150 Kw hay gasto excesivo de agua por Kw generado, comparativamente con potencias mayores.

T A B L A 2 - 0 3

CALCULO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO DE REGULACION

--DIARIA

Para un día de estiaje de 1.977 ($Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $V/\text{hora} = 3,960 \text{ m}^3$)

Hora	Potencia aportada a T C (Kw)	% Carga respecto capac.de c./turbina	Eficien- cía turb.	Q $\text{m}^3/5$	V H_2O (Demanda 0 salida) m^3	Almac. Disponib. m^3	Almac. final	Salidas acumulad m^3
0 - 1					0	3.960	3.960	
1 - 2					0	7.920	7.920	
2 - 3					0	11.880	11.880	
3 - 4					0	15.840	15.840	
4 - 5					0	19.800	19.800	
5 - 6					0	23.760	23.760	
6 - 7	1.020	34,0	0,775	0,88	3.170	27.720	24.550	3.170
7 - 8	881	29,4	0,74	0,756	2.720	28.510	25.790	5.890
8 - 9	1.585	52,8	0,84	1,252	4.510	29.750	25.240	10.400
9 - 10	1.038	34,6	0,775	1,147	4.130	29.200	25.070	14.530
10 - 11	636	21,2	0,65	0,65	2.340	29.030	26.690	16.870
11 - 12	1.080	36,0	0,785	0,914	3.290	30.650	27.360	20.160
12 - 13	441	19,8	0,625	0,47	1.690	31.320	29.630	21.850
13 - 14	150	12,0	0,37	0,280	1.010	33.590	32.580	22.860
14 - 15	294	15,6	0,53	0,360	1.295	36.540	25.245	24.155
15 - 16	685	22,8	0,67	0,680	2.445	39.205	36.760	26.600
16 - 17	1.116	37,2	0,79	0,976	3.510	40.720	37.210	30.110
17 - 18	1.713	57,1	0,84	1,359	4.890	41.170	36.280	35.000
18 - 19	5.970	99,4	0,83	4.740	17.150	40.240	23.090	52.150
19 - 20	5.525	92,0	0,845	4,345	15.650	27.050	11.400	67.800
20 - 21	4.995	83,2	0,85	3,900	14.050	15.360	1.310	81.850
21 - 22	3.480	58,0	0,84	2,752	9.900	5.270	0 (1)	91.750
22 - 23	587	19,6	0,62	0,629	2.260	3.960	1.700	94.010
23 - 24	0				0	5.660	5.660	

(1) La diferencia máxima de $4,630 \text{ m}^3$ del i^{er} día de $Q = 1,1$ quedaría cubierta con el excedente alfinal de la hora 24, q' es de $5,660 \text{ m}^3$. O sea que el 2^o día habría normalidad, cabe pues en previsión una reserva de 4.630 m^3 .(1) Deficiencia de agua = $5.270 - 9.900 = 4.630 \text{ m}^3$.

T A B L A 2 - 0 4

CALCULO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO DE REGULACION DIARIA.

Para un día de 1.977 ($Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$; $V/\text{hora} = 7.200 \text{ m}^3$)

Hora	Potencia aportada a T C (Kw)	(1) % carga respecto capac. de c/turbina	Eficien - cia Turbi - na.	Q (2) $\text{m}^3 / \text{seg.}$	Demanda o salida de agua	Almacenaje disponible m^3	Almacenaje final m^3	Salidas acumuladas m^3
0 - 1	489	(4) 21,4	0,65	0,508	1.830	7.200	5.370	1.830
1 - 2	392	(4) 18,4	0,602	0,435	1.565	12.570	11.005	3.395
2 - 3	461	(4) 20,40	0,632	0,483	1.740	18.205	16.465	5.135
3 - 4	678	(4) 26,80	0,71	0,635	2.295	23.665	21.370	7.430
4 - 5	562	(4) 23,4	0,675	0,554	1.970	28.570	26.600	9.400
5 - 6	1.536	51,20	0,84	1,216	4.380	33.800	29.420	13.780
6 - 7	2.560	85,40	0,85	2,000	7.200	36.620	29.420	20.980
7 - 8	2.420	80,60	0,85	1,893	6.810	36.620	29.810	27.790
8 - 9	3.065	51,10	0,78	2,610	9.400	37.010	27.810	37.190
9 - 10	2.575	85,80	0,85	2,015	7.250	34.810	27.560	44.440
10 - 11	2.170	72,30	0,85	1,700	6.120	34.760	28.640	50.560
11 - 12	2.517	83,80	0,85	2,310	8.310	35.840	27.530	58.870
12 - 13	1.980	66,00	0,845	1,560	5.610	34.730	29.120	64.840
13 - 14	1.638	56,30	0,84	1,296	4.660	36.320	31.660	69.140
14 - 15	1.830	61,00	0,845	1,439	5.180	38.860	33.680	74.320
15 - 16	2.220	74,00	0,85	1,658	5.960	40.880	34.920	80.280
16 - 17	2.260	75,40	0,85	3,770	6.370	42.120	35.750	86.650
17 - 18	3.640	60,70	0,80	3,027	10.900	42.950	32.050	97.550
18 - 19	6.000	100,00	0,825	4,740	17.420	39.250	21.830	114.970
19 - 20	5.555	92,60	0,845	4,370	15.730	29.030	13.300	130.700
20 - 21	5.025	83,70	0,85	3,930	14.140	20.500	6.360	144.840
21 - 22	3.510	58,50	0,80	2,918	10.490	13.560	3.070	155.330
22 - 23	2.125	70,80	0,85	1,663	5.990	10.270	4.280	161.320
23 - 24	1.176	39,20	0,80	0,927	3.340	11.480	8.140	164.660

(1) Capac./ turbina = 3.00 Kw. I N E C E L calcula con 1 sólo grupo de 0.000 Kw.

$$(2) Q = \frac{1,5 \times 75}{169,40} \cdot \frac{N}{\eta} = 0,0006645 \frac{N}{\eta}$$

$$(3) V_{\text{Ambi}} = 2 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 86.400 \text{ seg.} = 172,800 \text{ m}^3 \quad (- 164.660 = 8,140, \text{ exceso diario }).$$

(4) Para estados de admisión menores que 25 % . se ha tomado el rendimiento en base al caudal máximo

de $2,37 \text{ m}^3 / \text{seg.}$, por aproximaciones sucesivas.

T A B L A 2 - 0 5

CALCULO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO DE REGULACION DIARIA.

Para un día de 1.972 ($Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}; V/\text{hora} = 3.960 \text{ M}^3$).

Hora	Potencia aportada a T T C (Kw)	% carga respecto capac. de C./ turbina	Eficien - cia. tur - bina.	Q $\text{m}^3/\text{seg.}$	Demanda O salida de agua (m^3)	Almacenaje disponible (m^3)	Almacenaje final (m^3)	Salidas acumulada (m^3)
0 - 1						3.960	3.960	
1 - 2						7.920	7.920	
2 - 3						11.890	11.890	
3 - 4	230	13,85	0,466	0,328	1.180	15.840	14.660	1.180
4 - 5	150	12	0,37	0,28	1.010	18.620	17.610	2.190
5 - 6	828	31	0,75	0,735	2.650	21.570	18.920	4.840
6 - 7	1.546	51,5	0,84	1,223	4.405	22.880	18.475	9.245
7 - 8	1.450	48,3	0,83	1,162	4.180	22.435	18.255	13.425
8 - 9	1.948	64,9	0,845	1,533	5.525	22.215	16.690	18.950
9 - 10	1.560	52,0	0,84	1,235	4.450	20.650	16.200	23.400
10 - 11	1.278	42,6	0,82	1,035	3.730	20.160	16.430	27.130
11 - 12	1.588	52,9	0,84	1,258	4.530	20.390	15.860	31.660
12 - 13	1.139	38,0	0,80	0,946	3.410	19.820	16.410	35.070
13 - 14	932	34	0,77	0,805	2.900	20.370	17.470	37.970
14 - 15	1.036	34,5	0,778	0,885	3.190	21.430	18.240	41.160
15 - 16	1.310	43,7	0,824	1,057	3.800	22.200	18.400	44.960
16 - 17	1.615	53,8	0,84	1,279	4.600	22.360	17.760	49.560
17 - 18	2.037	67,8	0,845	1,602	5.760	21.720	15.960	55.320
18 - 19	3.000	100,0	0,825	2,37	8.540	19.920	11.380	63.860
19 - 20	2.690	89,6	0,848	2,110	7.400	15.340	7.940	71.260
20 - 21	2.310	77,0	0,85	1,807	6.510	11.900	5.490	77.770
21 - 22	1.242	41,4	0,815	1,013	3.650	9.450	5.800	81.420
22 - 23	1.242	41,4	0,815	1,013	3.650	9.760	6.110	85.070
23 - 24	573	23,6	0,678	0,56	2.050	10.070	8.020	87.120

UN DIA DE 1977

PARA

$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$

$\frac{M}{Q}$

6

5

4

2

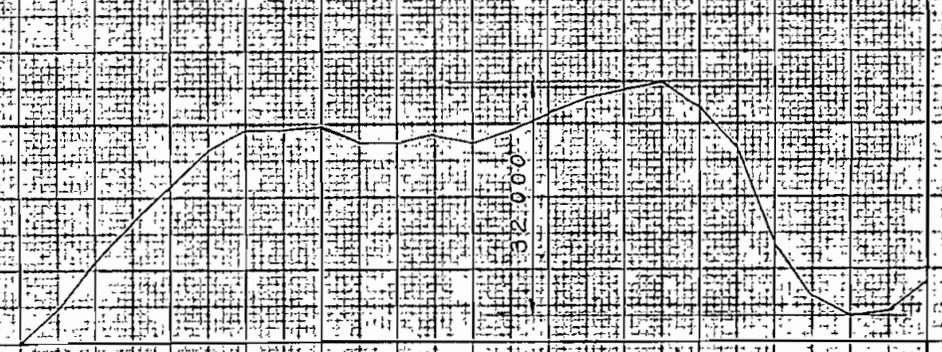
1

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24

VOLUMEN = 32.000 m³



VARIACION EN EL RESERVORIO CON ALMACENAMIENTO INICIAL = 0 m³



160.000 m³

140.000 m³

120.000 m³

100.000 m³

80.000 m³

60.000 m³

40.000 m³

20.000 m³

0 m³

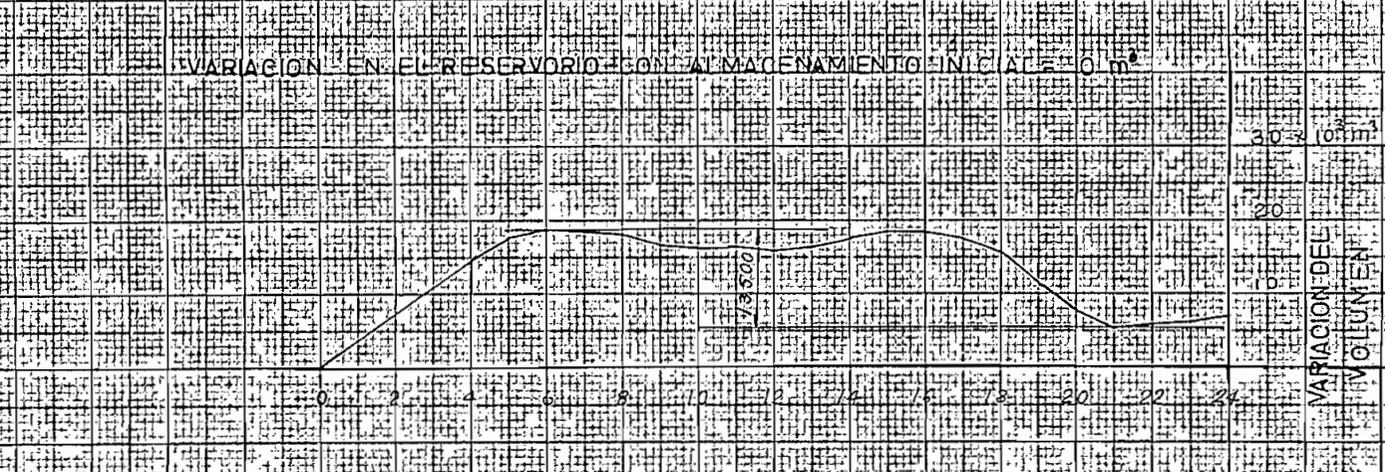
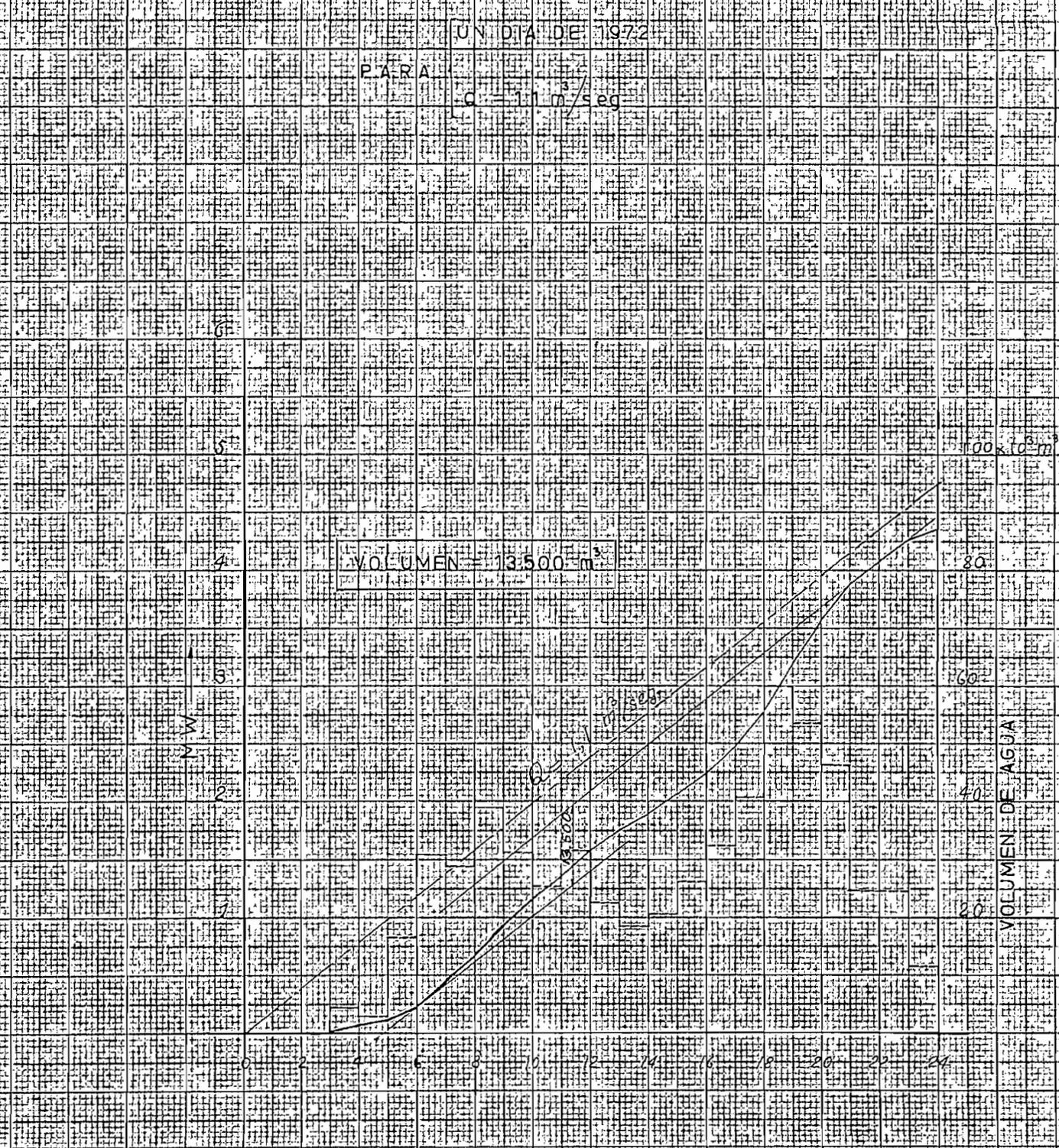
40.000 m³

20.000 m³

0 m³

VOLUMEN DE AGUA

VARIACION DEL VOLUMEN



UN DIA DE 1977

PARA

$Q = 11 \text{ m}^3/\text{seg}$

MW

VOLUMEN = 41.840 m³

37.210 + 4.630 = 41.840

VOLUMEN DE AGUA
 Deficiencia
 1.030 m³
 100 x 10³ m³

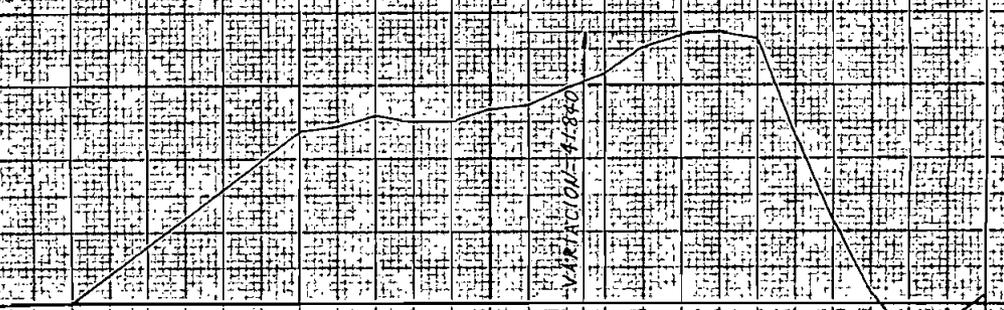
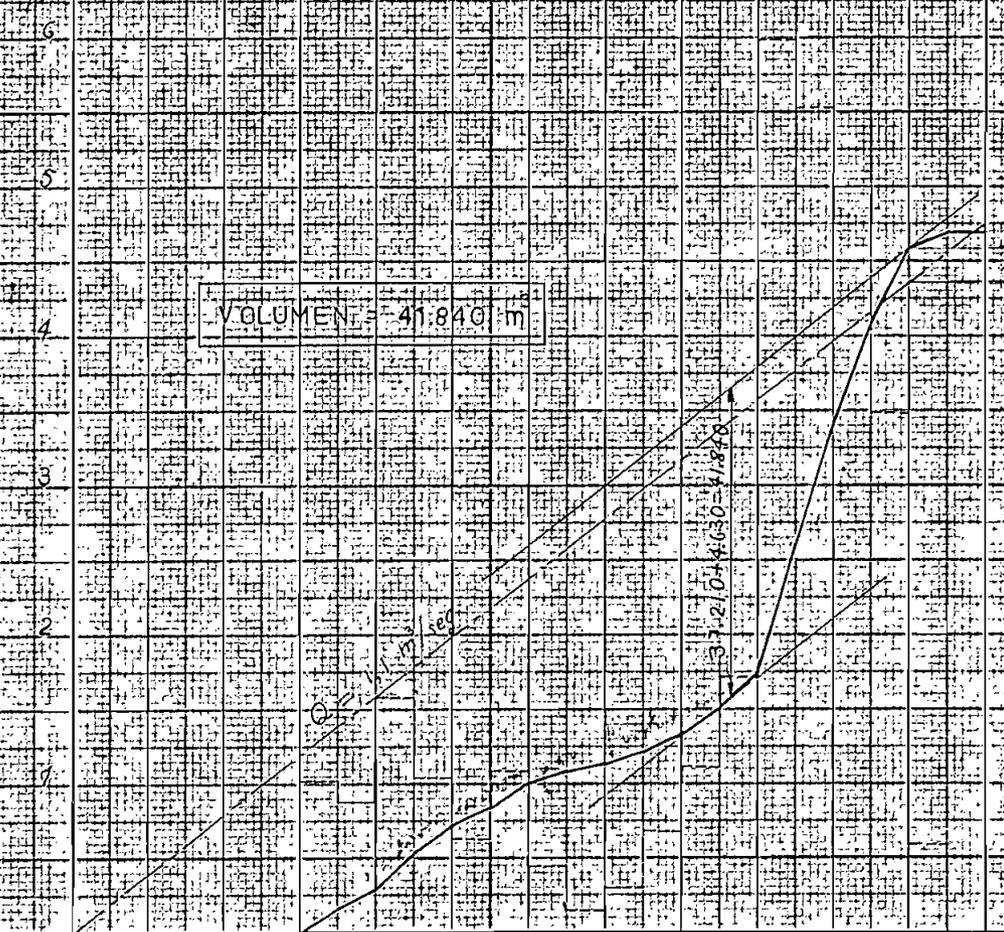
VARIACION EN EL RESERVORIO CON ALMACENAMIENTO INICIAL = 0 m³

VARIACION = 41.840

VARIACION DE VOLUMEN

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24



También se ha estudiado la capacidad y variación del reservorio de regulación para un día del mismo año de 1.977 y con el caudal de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$; lo mismo que para un día de 1.972 para los 2 caudales citados del río Ambi, por método gráfico y analítico. Así se confirma que el diseño de este reservorio de 41.840 m^3 cubre las exigencias de las turbinas de la central sirviendo al Sistema T I C. hasta el año de 1.977 para la capacidad máxima de 6.000 Kw.

Nótese que se ha aplicado un factor de planta de diseño = 23,2 % INECEL, para idénticas condiciones de servicio y programación de ha ubicado con un factor de planta de 21 % y con el caudal de $1,25 \text{ m}^3/\text{seg}$.

2.C-3 Capacidad inicial de la planta.

Viene a estar determinada:

- Por la clase y crecimiento de la demanda a servir.
- Por el factor de planta.

En el presente proyecto en el cual las potencias de 6.000 Kw ocurrirán dentro de 10 años de inaugurada esta central, para servir a una demanda con factores de carga anuales del orden 42 %, conviene tener en cuenta la instalación en etapas de la capacidad generadora, corriendo de lo contrario el riesgo de una amortización innecesaria debido al equipo sobredimensionado.

También la capacidad inicial instalada tiene que ver directamente con el número de grupos generadores (y por consiguiente el tipo de turbina) que tendrá la central.

Al ser 2 los grupos (turbina - alternador) gemelos, por conveniencia de mantenimiento y repuestos, (Ver fraccionamiento en grupos: pág.....), incide este hecho en la tubería que se ha diseñado también en 2 ductos gemelos.

El conjunto: tubería de presión y turbina - generador se lo ha de disponer entonces en 2 etapas de 3.000 Kw cada una, separadas entre sí por el lapso de 5 años.

Con esta determinación se satisface normalmente la demanda del sistema T I C del 760 Kw en 1.968 hasta 3.000 Kw en 1.972, obteniéndose al mismo tiempo economía por el dinero no invertido.

En estos 5 años de servicio con la 1^a etapa de 3.000 Kw, se tiene un período muy útil para observación de los fenómenos hidrológicos del río, como también para el mercadeo de la energía.

2.C-4 Capacidad máxima y de ampliación de la central Ambi.

La central Ambi puede satisfacer la misma demanda del Sistema T I C enfocada por INECEL pero con 6.000 Kw (contra los 8.000 Kw de INECEL).

Aún ocurrirá este hecho en el caso de que no se construyera la central San Miguel de Car (1), cerca a Tulcán, que mejor conviene realizarla para el caso por el cual se decidió INECEL: 8.000 Kw, ya que se requerirá incremento de la potencia - base.

(1) Ver Informe de Factibilidad para proyecto San Miguel de Car. Colaboración del Gobierno del Japón. Septiembre /66.

La capacidad máxima de esta central se la ha fijado en atención a los siguientes determinantes:

- 1) Del caudal adoptado en el 80 % de probabilidad ocurrencia.
- 2) Del tipo de carga a servir.
- 3) Del factor de planta.
- 4) De la posible ampliación del caudal, mediante un represamiento del río.
- 5) De la alternativa : para servicio exclusivo a Ibarra.

Se llega a fijar como capacidad máxima en la central Ambi : 6.000 Kw. No se descarta la posibilidad de que la central El Ambi alcance una capacidad ampliada final de 12 M W, recurriendo al represamiento del río para que esta central, aunque con un bajo factor de planta, pudiera servir, atender especialmente la demanda del Sistema Tulcán - Ibarra - Cayambe, en los períodos de estiaje. (Ver. Gráf. ...).

2ed) Análisis de la alternativa como central para servicio exclusivo

A Ibarra.

Este enfoque excluye la interconexión al Sistema T.I.C., tal como originalmente fuera concebido este proyecto (EYCO).

En el estudio de la demanda presente y futura de Ibarra (pág. 1-18...) se llega a estimar el factor de carga diario del 52,7 %, es decir similar al del Sistema T.I.C. (50,4 %).

Como se analizó se pudieran alimentar las demandas hasta de 5.500 Kw. del año 1.986.

A continuación se expone un análisis con el consiguiente cálculo para determinar la capacidad de la central, del reservorio de regulación y de una potencia auxiliar (diesel) que daría nueva dimensión del reservorio, que suplirá la deficiencia de agua en el período de estiaje.

La característica de operación de la central Ambi, aún para esta alternativa 3. C, es en los picos de la curva de demanda diaria, debido a que se cuentan con un reservorio de regulación.

El cálculo preciso para determinar el volumen de agua almacenada debería hacerse con el método de los caudales afluentes y salientes (Ver. pág. 2-12.) . En cambio aquí para cada caso analizado se ha utilizado la curva de porcentajes (Gráf. 1-95 curva B), que no es otra cosa que la equivalencia en porcentaje de la energía total de un período (día, semana, etc.), que existe en los picos de una demanda.

Este procedimiento es rápido y de gran aproximación al valor preciso citado, pues tal curva de porcentajes es construida con el influjo del factor de carga (f_{c1}) existente en la demanda, por lo que al tomarse un área de energía bajo la curva de duración que tenga otro factor de carga (f_{c2}) conviene hacer la compensación con la relación :

$\frac{f_{c2}}{f_{c1}}$ que multiplique al área de energía obtenida.

Luego esta energía de picos (Kwh) que ha de satisfacerse con la regulación de la central hay que convertirla en m^3 de agua.

El equivalente volumétrico por cada Kwh generado en la central Ambi, se lo determina a continuación :

Para el caudal $2 m^3/seg.$ la potencia constante $N = 2.530$ Kwh.
Luego en 1 hora :

circularán $7.200 m^3$ de agua
y se generarán 2.530 Kwh

aparece el equivalente promedio : $\frac{7.200 m^3 \text{ agua}}{2.530 \text{ Kwh}} = 2,85 m^3$ de agua
por cada Kwh.

Hay que aclarar que si bien la curva de porcentajes (I.P.S.B) ha sido preparada en base a la curva de duración semanal de la demanda, se la emplea como promedial de 7 días al caso del análisis del día.

2.6-1 Cálculo de la capacidad de la central Ambi, del reservorio de regulación diaria y de una potencia auxiliar, en el caso de atender exclusivamente a Ibarra; Caudal = $2 m^3/seg.$ (80% probable)

2.6.1-1. Sin equipo auxiliar en la potencia - base

1) Para el caso de ocurrir un factor de carga diario = 52,7%..

Capacidad máxima en la central :

$$N_{\text{máx}} = \frac{N_{\text{medio}}}{f_c} = \frac{2.530 \text{ Kw}}{0,527} = 4.800 \text{ Kw.}$$

La potencia de río libre para $2 m^3/seg$ es $N = 2.530$ Kw.

La potencia " sobre exigida" al río para llegar a 4.800 Kw :

$$4.800 - 2.530 = 2.270 \text{ Kw}$$

Estos 2.270 Kw (de pico) se han de satisfacer mediante almacenaje de aguas. Se utiliza la curva B, gráfico # 7-05, pág. 1-V.

Relación porcentual de la potencia "sobreexigida" respecto de la máxima diaria :

$$\frac{2.270 \text{ Kw}}{4.800 \text{ Kw}} = 47,3 \%$$

En la curva citada, al 47,3% de la potencia de picos le corresponde una energía de picos igual al 11,85 % del total de Kwh generados en el día.

O sea:

energía diaria para $N_{\text{medio}} = 2.530$ Kw.

$$2.530 \text{ Kw} \times 24 \text{ h} = 60.720 \text{ Kwh/día.}$$

Energía de picos a almacenarse en volumen de agua:

$$0,1185 \times 60.720 = 7.200 \text{ Kwh}$$

que multiplicadas por el equivalente volumétrico de cada Kwh significan:

$$7.200 \text{ Kwh} \times 2,85 \frac{\text{m}^3}{\text{K w h}} = 20.500 \frac{\text{m}^3 \text{ agua}}{\text{día}}$$

2.- Para el caso de ocurrir un factor de carga diario = 42,2 %

(procedimiento igual que el anterior)

$$N_{\text{máx}} = \frac{2.530 \text{ Kw}}{0,422} = 6.000 \text{ Kw}$$

"Sobre exigencia" del río : $6.000 - 2.530 = 3.470 \text{ Kw}$

porcentaje relativo a $N_{\text{máx}} = \frac{3.470}{6.000} = 57,8 \%$ que le corresponde

en la curva 1:05- B, el 23 % del total de la energía diaria, esto es:

$$0,23 \times 60.720 = 13.960 \text{ Kwh/día}$$

• sea la energía a "almacenarse" diariamente en agua :

$$2,85 \frac{\text{m}^3}{\text{Kwh}} \times 13.960 \text{ Kwh} = 39.800 \frac{\text{m}^3 \text{ agua}}{\text{día.}}$$

3.- Con equipo diesel auxiliar de 600 Kw durante 16 h, y $f_c = 52,7 \%$

$$\text{Generac - hidro} = 2.530 \text{ Kw} \times 24 \text{ h} = 60.700 \frac{\text{Kwh}}{\text{día}}$$

$$\text{" diesel} = 600 \text{ Kw} \times 16 \text{ h} = 9.600 \text{ "}$$

$$\text{" total} = \underline{\hspace{10em}} 70.300 \text{ Kwh/día}$$

La potencia media diaria:

$$\text{Normal} = \frac{70.300}{24} = 2.930$$

y con el $f_c = 52,7\%$, la demanda máxima diaria:

$$N_{\text{máx.}} = \frac{2.930}{0,527} = 5.560 \text{ Kw}$$

La potencia de pico satisfecha con central Ambi :

$$5.560 - 600 = 4.960 \text{ Kw.}$$

" Sobre exigencia " de potencia : $4.960 - 2.530 = 2.430$ Kw

$$\% \text{ de } N_{\text{máx}} = \frac{2.430}{4.960} = 49 \%$$

que en la curva de porcentajes (Gráf #1-05- B) corresponden:
13,5% de los Kwh diarios.

Los Kwh diarios generados por Ambi : $2.530 \times 24 = 60.700$ Kwh.
de los cuales hay que " almacenar " para los picos de carga :

$0,135 \times 60.700 = 8.200$ Kwh /día almacenados en volumen de agua:

$$8.200 \frac{\text{Kwh}}{\text{día}} \times 2,85 \frac{\text{m}^3 \text{ agua}}{\text{Kwh}} = \underline{23.400 \text{ m}^3 \text{ agua}}$$

4.- Con equipo auxiliar diesel 600 Kw en 10 h y $f_c = 42,2 \%$

Generación hidro = $2.530 \times 24 = 60.700$ Kwh/día

" diesel = $600 \times 10 = 6.000$ "

" total= 66.700 "

La potencia media diaria = $\frac{66.700}{24} = 2.780$ Kw

que para el citado factor le corresponde $N_{\text{máx}} = \frac{2.780}{0,422} = 6.600$ Kw.

Ambi satisface el pico máximo de : $6.600 - 600 = 6.000$ Kw

porcentaje de picos de $N_{\text{máx}} = \frac{6.000 - 2.530}{6.000} = 0,578$

que en los picos de demanda significarán (Según curva 1-05 - B) 23,7%
de la generación diaria caso de ser el $f_c = 52,7 \%$ para la parte de
curva servida por Ambi. Pero como es en realidad :

$\frac{2.530}{6.000} = 42,2 \%$, tal energía de puntas se la corrige prácticamente

así : $\frac{42,2}{52,7} \times 23,7 \% \times 2.520 \times 24 = 11.500$ Kwh.

Estos 11.500 Kwh " almacenados " diariamente en volumen de agua, significan :

$$11.500 \text{ Kwh} \times 2,85 \frac{\text{m}^3}{\text{Kwh}}, = \underline{32.800 \text{ m}^3 \text{ de agua}}$$

5.- Con 600 Kw diesel en 20 horas diarias y $f_c = 52,7\%$

$$\text{Generación hidro} = 2.530 \times 24 = 60.700 \text{ Kw h}$$

$$\text{" diesel} = 600 \times 20 = 12.000 \text{ "}$$

$$\text{" total} = 72.700 \text{ "}$$

$$N_{\text{medio}} = \frac{72.700}{24} = 3.030 \text{ Kw}$$

diario

$$N_{\text{máx}} = \frac{3.030}{0,527} = 5.750 \text{ Kw}$$

$$\text{Potencia de pico para Ambi} : 5.750 - 600 = 5.150 \text{ Kw}$$

El porcentaje de la potencia que excede a 2.530 Kw: (% de pico...)

$$\frac{5.150 - 2.530}{5.150} = 51\% \text{ de pico}$$

Que en la curva 1-05 - B le corresponde el 15,5 % de la generación en el período de 1 día, esta es :

$$0,155 \times 2.530 \times 24 = 9.400 \text{ Kwh}$$

Pero como el f_c de la demanda servida realmente por Ambi es :

$$\frac{2.530}{5.150} = 49,2\%$$

la corrección para la curva de porcentajes construida para $f_c = 52,4\%$ es:

$$\frac{49,2}{52,7} \times 9.400 = 8.770 \text{ Kw h}$$

traducidos a almacenaje de agua :

$$8.770 \times 2,85 = 25.000 \text{ m}^3 \text{ de agua}$$

2.- Para el caudal de estiaje $1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$: valor de la potencia auxiliar y volumen de agua almacenada.

1) Para $f_c = 52,7\%$, $N_{\text{máx}} = 5.750 \text{ Kw}$

$$\text{Consumo diario} = 5.750 \times 0,527 \times 24 = 72.700 \text{ Kw h}$$

$$\text{Generación diaria de Ambi} = 1.390 \times 24 = 33.400 \text{ Kw h}$$

$$\text{Generación de fuente auxiliar} = 72.700 - 33.400 = 39.300 \text{ Kw h}$$

$$\text{Potencia - base auxiliar de 24 h/día} = \frac{39.300}{24} = 1.640 \text{ Kw}$$

Pico de carga a satisfacer central Ambi :

$$5.750 - 1.640 = 4.110 \text{ Kw}$$

porcentajes de picos respecto $N_{\text{máx}}$ de la central :

$$\frac{4.110 - 1.390}{4.110} = 66\%$$

le corresponderían (curva 1-05- B) 36,3 % de la energía del Ambi de un día, si el f_c de la parte de demanda servida solo por Ambi, fuese 52,7 %

Pero como este $f_c = \frac{1.390}{4.150} = 33.5 \%$.

hay que hacer la siguiente corrección práctica :

$$\frac{33,5}{52,7} \times 0,363 \times 33.400 \text{ K w h} = 7.700 \text{ K w h}$$

que en volumen de agua representa :

$$7.700 \times 2,85 = \underline{21.900} \text{ m}^3 \text{ de agua.}$$

2.-) Para $f_c = 42,2 \%$, $N_{\text{máx}} = 6.600 \text{ Kw}$

Consumo diario = $6.600 \times 0,422 \times 24 = 66.700 \text{ Kwh}$

Generación diaria de Ambi = $1.390 \text{ Kw} \times 24 \text{ h} = 33.400 \text{ Kwh.}$

Generación de fuente auxiliar = $66.700 - 33.400 = 33.300 \text{ Kwh.}$

Potencia - base auxiliar de 24 h/día = $\frac{33.300}{24} = 1.390 \text{ Kw.}$

Pico de carga a satisfacer central Ambi :

$$6.600 - 1.390 = 5.210 \text{ Kw.}$$

porcentaje de picos respecto $N_{\text{máx}}$ de la central

$$\frac{5.210 - 1.390}{5.210} = 73,2 \%$$

le corresponderían (curva 1-05- B) 49,5 % ; de la energía producida por Ambi en 1 día, si es que el f_c de la parte de demanda asignada exclusivamente a esta central fuese también de 52,7 % .

Pero como se tiene que $f_c = \frac{1.390}{5.210} = 26,7 \%$

la corrección a la central Ambi la energía de picos de :

$$\frac{26,7}{52,7} \times 0,495 \times 33.400 \text{ Kwh} = 8.360 \text{ Kwh}$$

que " almacenados " en volumen de agua significan :

$$8.360 \times 2,85 = \underline{23.800} \text{ m}^3$$

Tabla 2-06

CAPACIDADES DE: CENTRAL, TURBINAS, TUBERIA Y RESERVORIO DIARIO

(Para varios f_c y en presencia o no del equipo diesel de 600 Kw.)

CASO: EXCLUSIVO A IBARRA, (sin T.I.C.)

<p>PARA: $Q_{80\% \text{ probab.}} = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$</p>	factor de carga = 52.7%			factor de carga = 42.2%	
	Sin diesel	Diesel: 600 Kw x 16 horas	Diesel: 600 Kw x 20 horas	Sin diesel	Diesel: 600 Kw. x 16.5 horas
Potencia máxima requerida (total) Kw.	4.800	5.560	5.780	6000	6.600
Carga media constante Kw.	2.530	2.930	3.030	2.530	2.780
Volumen de Almacenaje diario	20.500 m ³	23.400 m ³	25.000 m ³	39.800 m ³	32.800 m ³
Capacidad Máxima de la Central en los 2 grupos:	6.000 Kw.	4.960 Kw.	5.150 Kw.	6.000 Kw.	6.000 Kw.
Potencia Máxima de un grupo	3.000 Kw	2.480 Kw.	2.600 Kw.	3.000 Kw.	3.000 Kw
Potencia de óptimo rendimiento	2.400 Kw	1.950 Kw.	2.000 Kw.	2.400 Kw.	2.400 Kw.
Caudal Máximo para cada turbina (o sea a través de un ducto)	2.37 m ³ /seg.	1.98 m ³ /seg.	2.06 m ³ /seg.	2.37 m ³ /seg	2.37 m ³ /seg.
Caudal en la admisión de óptimo rendimiento ($\eta=0.86$)..	1.94 m ³ /seg	1.58 m ³ /seg.	1.62 m ³ /seg.	1.94 m ³ /seg.	1.94 m ³ /seg.

Pág 2-23

C Á P I T U L O T E R C E R O .

EL EQUIPO HIDROMECANICO DE GENERACION.

3 - a) TUBERIA DE PRESION.

3. a -1 Antecedentes.

En los estudios realizados por la C.N. de R, por la compañía EYCO y también INECEL, se determinaron características a la tubería de presión, las mismas que van reunidas a continuación :

3.a-11 Según C.N. de R.

- Tubería Unica escalonada en los 3 tramos :

$$\begin{aligned} D_1 &= 1,50 \text{ m} ; L_1 = 59,30 \text{ m} ; \text{grosor } e_1 = 5 \text{ m m} \\ D_2 &= 1,26 \text{ m} ; L_2 = 94,70 \text{ m} ; \text{ " } e_2 = 10 \text{ m m} \\ D_3 &= 1,10 \text{ m} ; L_3 = 168,60 \text{ m} ; \text{ " } e_3 = 17 \text{ m m} \end{aligned}$$

Caudal máximo de circulación = $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- Número de codos = 4

- Pérdida total de carga = 1,40 m; = 0,8% H_B

3.a.1-2 Según EYCO:

-Tubería doble, de tubos gemelos, con primera etapa de tubo con diámetro constante de 1,40 m.

- Grosor que comienzan con 6 m m y van disminuyendo en 1 mm para cada tramo de 6 m, hasta llegar en la parte inferior a 27 mm.

- Caudal máximo de circulación = $5,81 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- Número de codos = 4

- Pérdida total de carga = 3,84 m; = 2,2% H_B

(esta cifra de pérdida que ^{no} ha sido calculada por EYCO; no da valores en su memoria).

Según corrección INECEL : $D_1 = 1,52 \text{ m} ; D_2 = 1,46 ; D_3 = 1,40 ;$

$$L_{\text{Tot}} = 300 \text{ m} ; H_N = 167,50 \text{ m.}$$

3.a.1-3 Objeciones.

Aunque ha sido descartado el proyecto de tubería de C.N. de R. conviene dejar constancia de que tal tubería adolecía principalmente del desajuste económico por el cálculo del diámetro, lo mismo que del condicionamiento telescópico que esta presentaba,.

El proyecto de tubería de la compañía EYCO presenta las siguientes dificultades:

- 1.) La tubería es de sección uniforme. No hay graduación telescópica y por tanto la economía que proporcionan los tramos inferiores no se reduce. También el transporte pudiera hacerse embutiendo los tubos de un diámetro en otros mayores, evitándose la suelda de las virolas en el terreno.

- 2.) Con las deflecciones de la tubería, según los puntos propuestos por EYCO se realizan movimientos de tierra que son de un volumen casi el doble que el que se presenta en el presente estudio, en lo que toca a la zanja que alejará a la tubería.

- 3.) Al haberse diseñado la central para 8.000 Kw con factor de planta 21 % el caudal de puntas de $5,81 \text{ m}^3/\text{seg.}$ presión de un diámetro mayor que para $4,37 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (6.000 Kw) y por tanto comparativamente menos económico. Este resulta más notorio (3 - 09 y 3 - 10) respecto de la instalación de 2 tubos de $D_{eq} = 0,95 \text{ m}$, pues en 30 años se consigue que el tubo de 1,40 de diámetro se encarezca en \$ 496.000. (1).

3.a-2 DIAMETRO DE LA TUBERIA - ESTIMACION INICIAL - PERDIDAS DE CARGA.

3.a.2-1 Fórmulas empíricas.

Para un dimensionamiento previo que proporcione una idea aproximada del diámetro interior de la tubería de presión se puede utilizar fórmulas experimentales o empíricas. Hay que recalcar que su uso está ceñido al tanteo inicial para el dimensionamiento matemático ; la razón es que tales fórmulas se basan en condiciones económicas de los países en donde fueron aplicadas.

(1) Ver comparación económica, cuadros anexos 3-09 y 3-10, pág. 3-V y 3-VI; además gráf. 3-01, pág 3-40.

3-04
falta de numeración

Según la fórmula simplificada de Bundschu: $D = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot Q^3}{H_{st} + H_d}}$ da una

noción acerca del posible valor del diámetro económico de una tubería de presión que alimente plantas hidroeléctricas.

Esta fórmula tiene presente el influjo de la sobrepresión que va determinada con la suma de la presión estática: H_{st} y la dinámica, debida al golpe de ariete por el cierre brusco de las turbinas: H_d .

En el caso de montarse turbinas tipo Francis, sin válvula reguladora de la sobrepresión, se adopta añadir a la presión estática el 50% de ella para encontrar prácticamente la magnitud de la mayor sobrepresión.

Si la instalación se hace con turbinas tipo Pelton el porcentaje tomado es del 10%, si se incluye deflector de chorro.

Tomando las alturas netas que se las ha llegado a determinar más adelante, (ver: Estimación y cálculo de las pérdidas), las alturas estáticas y dinámicas son:

	H_{st}	Presión total = $H_{st} + H_d$
Caso : Francis	173,00 m	173,00 m x 1,50 = 259 m
Caso : Pelton	170,00 m	170,00 m x 1,10 = 187 m

Utilizando la fórmula arriba citada:

1ª posibilidad: tubería única = 4 m³/s de caudal circulante:

$$D_{Francis} = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot 4^3}{259}} = 1,036 \text{ m}; \quad D_{Pelton} = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot 4^3}{187}} = 1,086 \text{ m}$$

2ª posibilidad: Tubería doble = 2 m³/s de caudal por ducto:

$$D_{Francis} = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot 2^3}{259}} = 0,77 \text{ m}; \quad D_{Pelton} = \sqrt[3]{\frac{5,2 \cdot 2^3}{187}} = 0,807 \text{ m}$$

Estos valores de diámetro encontrados proporcionan en la tubería las pérdidas de carga hidráulica siguientes:

	Tubería doble		Tubería única	
	Diámetro	Pérdidas	Diámetro	Pérdidas
Caso: Francis	0,77 m	7,6% H_B	1,036 m	7,0% H_B
Caso : Pelton	0,807 m	7,7% H_B	1,086 m	6,8% H_B

Estos valores de pérdida sobrepasan a los máximos permisibles para nuestro país. Bundschu no pone especial énfasis en la longitud de tubería.

El escalonamiento telescópico del diámetro .

Si una tubería de presión se diseña para un diámetro constante, la longitud de la misma y sobre todo el grosor que debe tener en los últimos metros del extremo inferior, exige una inversión alta que cubre el peso de acero y de montaje de un diseño semejante.

Lo ideal sería construir una tubería de presión que en su diámetro fuera disminuyendo progresivamente de arriba hacia abajo, similar a un tronco de cono. Pero esto tampoco es factible, pues según Forchheimer este tipo de graduación resulta un 6% mayor que aquél de reducción telescópica.

Matemáticamente, las condiciones que rigen para filar el escalonamiento del diámetro son:

1ª condición : Las pérdidas deben ser a lo más iguales a las que pueda dar la suma de pérdidas obtenidas en los tramos que constituyen a la tubería, si esta mantubiera constante el diámetro equivalente.

Al dividir en 3 tramos el largo total de la tubería, llamamos:

$$\begin{array}{l} \text{tramo 1; pérdida de carga} = hw_1 \\ \text{" 2: " " " " } = hw_2 \\ \text{" 3: " " " " } = hw_3 \end{array}$$

La condición se cumple entonces:

$$hw_1 + hw_2 + hw_3 = 3hw_2$$

pues hw_2 se toma igual que la pérdida obtenida en el tramo con el diámetro equivalente. ($D_2 = D_{eq}$).

2ª condición: Si todos los demás factores permanecen constantes, las pérdidas en las tuberías están en relación inversa con la 5ª potencia de los diámetros. (es un corolario de la fórmula de Darcy).

Llamemos : D_1 = diámetro en el tramo superior,
 D_2 = " " " " intermedio=diám.equival.
 D_3 = " " " " inferior.

las pérdidas, en función del diámetro intermedio = al equivalente, son:

$$hw_1 = hw_2 \cdot \frac{(D_2)^5}{(D_1)^5} ; \quad \text{y} \quad hw_3 = hw_2 \cdot \frac{(D_2)^5}{(D_3)^5}$$

y según lo propuesto en la primera condición, con el reemplazo de valores:

$$hw_2 \cdot \frac{(D_2)^5}{(D_1)^5} + hw_2 + hw_2 \cdot \frac{(D_2)^5}{(D_3)^5} = 3 \cdot hw_2$$

Simplificado queda:

$$\frac{(D_2)^5}{(D_1)^5} + \frac{(D_2)^5}{(D_3)^5} = 2$$

Siendo: $D_2 = D_{eq}$; y $D_1 > D_{eq} > D_3$, se tiene:

$$\frac{1}{(D_1)^5} + \frac{1}{(D_3)^5} = \frac{2}{(D_{eq})^5}$$

Habiendo hecho la fijación previa de: $D_{eq} = 0,95 \text{ m}$, y buscado se satisfaga la anterior fórmula mediante tanteos, se llega así:

$$\frac{1}{(1,05)^5} + \frac{1}{(0,89)^5} \stackrel{?}{=} \frac{2}{(0,95)^5}$$

0,748 + 1,800 = 2,584

1ª Comprobación: Se hace uso de la relación que propone Forchheimer: "el producto de la altura de carga por el diámetro elevado a la 7,4 potencia, debe ser igual al producto que similarmente se haga en otro punto de la tubería".

o sea: $Y_1 \cdot (D_1)^{7,4} = Y_2 \cdot (D_2)^{7,4} = Y_3 \cdot (D_3)^{7,4} = \text{const.}$

Con los valores de diámetro ya estimados y los de carga hidráulica (ver gráf. N° 3-03):

$$61,97 \times (1,045)^{7,4} = 125,33 \times (0,95)^{7,4} = 174,44 \times (0,906)^{7,4}$$

$$\underbrace{61,97 \times 1,386}_{85,8} = \underbrace{125,33 \times 0,684}_{85,8} = \underbrace{174,44 \times 0,482}_{85,8}$$

2ª comprobación.

Teniendo en cuenta la inalterabilidad de la fuerza viva total en el tubo:

$$L_{Tot} \cdot u = L_1 \cdot u_1 + L_2 \cdot u_2 + L_3 \cdot u_3$$

y siendo cada tramo: $L_1 = L_2 = L_3 = \frac{L_{Tot}}{3}$

$$\text{queda: } u = \frac{u_1}{3} + \frac{u_2}{3} + \frac{u_3}{3}$$

que en reemplazo del caudal, que es constante:

$$\frac{Q}{D_{eq}^2} = \frac{Q}{3 D_1^2} + \frac{Q}{3 D_2^2} + \frac{Q}{3 D_3^2}$$

$$\text{simplificando: } \frac{3}{D_{eq}^2} = \frac{1}{D_1^2} + \frac{1}{D_2^2} + \frac{1}{D_3^2}$$

y siendo $D_{eq} = 0,95 \text{ m.} = D_2$

$$\begin{aligned} \text{reemplazando: } \frac{3}{D_{eq}^2} &= \frac{1}{D_1^2} + \frac{1}{D_3^2} \\ 2,212 &= \frac{0,924}{(1,05)^2} + \frac{1,292}{(0,88)^2} \end{aligned}$$

O sea: $D_1 \approx 1,05 \text{ m.}$

$D_3 \approx 0,90 \text{ m.}$

3.a.2-3 Conclusión:

La graduación telescópica de los diámetros debe hacerse en 3 tramos iguales en longitud de 106,97 m. Siendo: diámetro del tramo superior $D_1 = 1,05 \text{ m}$; diámetro del tramo intermedio $D_2 = 0,95 \text{ m}$; y diámetro del tramo inferior $D_3 = 0,90 \text{ m}$.

3.a.2-4 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA HIDRAULICA/.

La tubería de presión, montada sobre anclajes, recorre sobre el terreno el mismo eje que aquella diseñada por EYCO en 1.963. El presente trabajo se ha desarrollado tomando como base el plano:"

" EYCO, Tu. P-02 ", en el mismo que consta el perfil del terreno para el eje de tubería propuesta. (Ver gráficos N°3-02 y N°3-03; pág.3-I

y " 3-II

3.a.2.4-1 Porcentaje admisible de pérdida de carga.

Para el caso de que un salto de agua sea aprovechado mediante turbinas de impulsión (Pelton) la experiencia y los manuales consignan valores porcentuales respecto de la altura bruta que conviene mantener para tales casos; son del orden del 2 % al 6 %, si es que se refieren exclusivamente a pérdidas de tubería en el primer caso, e si también vá incluida la altura de montaje, en el segundo.

En caso que la instalación cuente con turbinas del tipo " a reacción " (Francis) el salto resulta aprovechado totalmente, ya que aún la altura de montaje es recuperada mediante el tubo de descarga.

En este caso el porcentaje de altura bruta debida a la tubería de presión está comprendido entre 2 % y 3 %.

3.a.2.4-2 Factores determinantes de las pérdidas de carga :

La velocidad del agua circulante, influye con el cuadrado de su valor. Es tolerable entre 1 m/seg y 4 m/seg.

El diámetro de la tubería interviene inversamente proporcional. La longitud que deba atravesar el agua hace variar directamente la pérdida de carga, en general en todo tipo de conducciones.

En las tuberías de presión, como la que se está estudiando, la mayor pérdida de carga es aquella producida por el roce del agua en todo el largo de la tubería. Sin embargo los cambios de dirección y de sección bruscos ocasionan fuertes pérdidas (redes de agua potable), por lo que conviene evitarlos en las tuberías forzadas.

A priori se puede ver que con un diámetro comparativamente agrandado, las pérdidas disminuirían enormemente, pero esta medida está limitada por el costo de tal tubería, en lo cual influiría el aumento de espesor de la pared.

3.a.2.4-3 Datos característicos de la tubería de presión.

Tubería de presión = doble (gemelas); se sirve a 1 turbina por tubería.- 3 tramos escalonados telescópicamente.

Caudal por tubería = $2 \text{ m}^3/\text{seg.}$.- largo del tramo = 107 m.

Diámetros escalonados : 1,05 0,95 m 0,90 m

Sección del ducto $0,868 \text{ m}^2$ $0,71 \text{ m}^2$ $0,638 \text{ m}^2$

(1) Velocidad del agua 2,30 m/s 2,82 m/s 3,13 m/s.

Nota.- La velocidad al final de la tubería de 3,13 m/s es normal para este salto y longitud de tubería, según nos proporciona la experiencia de J.M. Voith. (1)

3.a.2.4-4.- Pérdida por rejilla fina :

Según Greager hay que limitarse a estas velocidades a través de la reja fina : de 0,45 a 0,75 m/s.

EYCO propone la siguiente rejilla :

Ancho de los barrotes: $a = 1/4$; Separación entre barrotes = $b = 20$ mm/

La inclinación de la reja respecto a la horizontal : $\alpha = 63^{\circ} 26'$

Para el cálculo de la pérdida KIRSCHMER propone la fórmula :

$$h_r = \beta \cdot \left(\frac{a}{b} \right)^{4/3} \cdot \frac{u^2}{2g} \cdot \text{sen } \alpha, \text{ según tabla } \beta = 2,20$$

La velocidad para $2 \text{ m}^3/\text{seg}$. EYCO da 0,50 m/seg. reemplazando valores :

$$h_r = 2,20 \left(\frac{6,35}{20} \right)^{4/3} \cdot \left(\frac{0,50}{2g} \right)^2 \cdot 0,894 = 0,008 \text{ m}$$

3.a.2.4-5.-) Pérdida por compuerta:

Area de la compuerta atravesada por el agua :

$$\Omega = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$$

En orificios rectangulares sumergidos completamente, vale al

caudal : $Q = m \cdot \Omega \cdot u$, para lo cual $m = 0,90$

luego :

$$u = \frac{Q}{m \cdot \Omega} = \frac{2'000 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,90 \times 9 \text{ m}^2} = 0,247 \text{ m/seg.}$$

La pérdida de carga es : $H_c = \xi \cdot \frac{u^2}{2g}$; siendo $\xi = 2,5$ para

compuertas, luego: $h_c = 2,5 \times \frac{(0,247)^2}{2g} = 0,0068 \text{ m.}$

Ver: "Saltos de agua" 1^{er} Tomo, pág. 779, Fig. 22 - 3 . por Gómez Navarro. Edición 1.958.

1.236-) Pérdida por entrada a la tubería.-

Consta de dos factores:

a) Por creación de velocidad: acerca para caso de turbina en cámara espiral el 10 % de la altura de carga empleada para dar la velocidad U_1 en la tubería; o sea:

$$h_{1v} = 0,1 \frac{U_1^2}{2g} = 0,1 \frac{(2,30 \text{ m/seg})^2}{2 \cdot 9,81} = 0,027 \text{ m.}$$

b) Por contracción de la vena, que para un abocinado propuesto por C.N. de R. se acepta un coeficiente de contracción: $c = 0,97$ (ver Gómez Navarro Tomo I pág. 694). La pérdida por aumento de velocidad será:

$$h_{1c} = \frac{1}{2g} \left(\frac{U_1^2}{c^2} - U_1^2 \right) = \frac{U_1^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{c^2} - 1 \right)$$

$$\text{reemplazando : } h_{1c} = 0,271 \left(\frac{1}{0,97^2} - 1 \right) = h_{1c} = 0,017 \text{ m.}$$

2.447) Pérdida por roce continuo en la tubería:

En este cálculo será utilizada la fórmula simplificada de Darcy:

$$Y = \lambda \cdot \frac{L V^2}{D \cdot 2g}$$

El coeficiente λ hay que determinarlo para cada caso utilizando la fórmula de Mises: (1)

$$\lambda = 0,0096 + \frac{1}{\sqrt{D}} \left(\sqrt{K} + \frac{0,0017}{\sqrt{u}} \right)$$

Con el nomograma hay que hacer:

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2, \text{ siendo } \lambda_1 = 0,0096 + \frac{0,0017}{\sqrt{D \cdot u}}$$

$$\text{y } \lambda_2 = \sqrt{\frac{K}{D}}$$

Para material constituido de lámina de acero soldada $K = 0,01$.

Pérdida por roce en el primer tramo :

$$D_1 = 1,05 \text{ m; } u_1 = 2,30 \text{ m/seg; } L_1 = 107 \text{ m.}$$

$$\lambda = (\lambda_1 = 0,01068 + \lambda_2 = 0,01) = 0,02068$$

$$Y_{11} = 0,02068 \frac{107 (2,30)^2}{1,05 \cdot 2g} = 0,569 \text{ m}$$

(1) Ver Flaiders, 2^o edición, pág 30; y "Saltos de Agua" por Gómez Navarro. Tomo I, pág, 708, fórmula (20 - 20)

Pérdida por roce en el segundo tramo:

$$D_2 = 0,95 \text{ m}; \quad u_2 = 2,82 \text{ m/seg}; \quad L_2 = 107 \text{ m}$$

$$\lambda = (\lambda_1 = 0,01062 + \lambda_2 = 0,0103) = 0,02092$$

$$Y_2 = 0,02092 \cdot \frac{107 \cdot (2,82)^2}{0,95 \cdot 2g} = \underline{0,954 \text{ m.}}$$

Pérdida por roce en el tercer tramo:

$$D_3 = 0,90 \text{ m}; \quad u_3 = 3,13 \text{ m/seg}; \quad L_3 = 107 \text{ m.}$$

$$\lambda = (\lambda_1 = 0,0106 + \lambda_2 = 0,0105) = 0,0211$$

$$Y_3 = 0,0211 \cdot \frac{107 (3,13)^2}{0,90 \cdot 2g} = \underline{1,255}$$

Suma de todas las pérdidas por roce continuo en las tuberías =
2,778 m

2.4.8) Pérdida de carga debida a cambios de dirección

(Orden de los codos: tomado de arriba - abajo)

Según las experiencias de Greager el mínimo de pérdidas en los codos parece ocurrir cuando toma un radio de curvatura igual a 5 veces el diámetro del tubo.

Utilizando los nomogramas de Greager, (ver Gómez Navarro, Tomo I pág. 713), Para lo cual se lleva la siguiente nomenclatura:

φ = ángulo suplemento entre ejes de tubos

ρ = radio de curvatura ; D = Diám, tubo

$$h_w = \xi \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Primer Codo $u_1 = 2,3 \text{ m/seg}; \quad \varphi_1 = 19^\circ - 15' \quad \frac{\rho_1}{D_1} = \frac{5,25}{-1,05} = 5,0$

Del nomograma se obtiene:

$$K_1 = 0,60; \quad K_2 = 0,42; \quad \xi_{\varphi_1} = K_1 \cdot K_2 = 0,60 \times 0,42 = 0,252$$

La pérdida: $Y \quad h_{w1} = \xi_{\varphi_1} \cdot \frac{u_1^2}{2g} = 0,252 \cdot \frac{(2,3)^2}{2g} = 0,0683 \text{ m.}$

Segundo Codo $u_2 = 2,82 \text{ m/seg}; \quad \varphi_2 = 8^\circ - 41'; \quad \frac{\rho_2}{D_2} = \frac{4,75 \text{ m}}{0,45 \text{ m}} = 5,0$

Del nomograma se obtiene:

$$K_1 = 0,60; \quad K_2 = 0,22 \quad \xi_{\varphi_2} = K_1 \cdot K_2 = 0,60 \cdot 0,22 = 0,132$$

la pérdida : $h w_2 = \xi_2 \cdot \frac{u_2^2}{2g} = 0,132 \cdot \frac{(2,82)^2}{2g} = 0,0537 \text{ m}$

Tercer Codo : $u_3 = 3,13 \text{ m/seg}$; $\theta_3 = 4^\circ 55'$; $\frac{r}{D_3} = \frac{4,5 \text{ m}}{0,90 \text{ m}} = 5,0$

Del nomograma se obtiene:

$K_1 = 0,60$; $K_2 = 0,15$; $\xi_3 = K_1 \cdot K_2 = 0,60 \cdot 0,15 = 0,090$

La pérdida : $h w_3 = \xi_3 \cdot \frac{u_3^2}{2g} = 0,090 \cdot \frac{(3,13)^2}{2g} = 0,045 \text{ m}$

Cuarto Codo : $u_4 = u_3$; $\theta_4 = 28^\circ 24'$; $\frac{r}{D_3} = \frac{4,5}{0,9 \text{ m}} = 5,0$

Del nomograma se obtiene:

$K_1 = 0,60$; $K_2 = 0,5$; $\xi_4 = K_1 \cdot K_2 = 0,60 \times 0,5 = 0,30$

La pérdida : $h w_4 = \xi_4 \cdot \frac{u_3^2}{2g} = 0,30 \cdot \frac{(3,13)^2}{2g} = 0,15 \text{ m}$.

Curvatura de la turbina:

$u_5 = u_3$; $\theta_5 = 45^\circ$; $\frac{r}{D_3} = 5$

Del nomograma se obtiene:

$K_1 = 0,60$; $K_2 = 0,7$; $\xi_5 = K_1 \cdot K_2 = 0,64 \times 0,7 = 0,42$

La pérdida : $h w_5 = \xi_5 \cdot \frac{u_3^2}{2g} = 0,42 \times \frac{(3,13)^2}{2g} = 0,213 \text{ m}$.

El total de pérdidas por cambios de dirección = 0,53 m

2.4.9.) Pérdida de carga debida a cambios de sección

Primer estrechamiento:

Se obtiene un coeficiente, según Weisboch, de acuerdo a la razón de las secciones:

$$\frac{\Omega_2}{\Omega_1} = \frac{0,71 \text{ m}^2}{0,868 \text{ m}^2} = 0,818, \text{ que corresponde } \xi = 0,1.$$

La pérdida va determinada además por la velocidad en el tubo de menor diámetro :

$$h. e_1 = \xi \cdot \frac{u_2^2}{2g} = 0,1 \times \frac{(2,82)^2}{2g} = 0,04 \text{ m}.$$

Segundo estrechamiento:

$$\text{Razón de las secciones: } \frac{\Omega_3}{\Omega_2} = \frac{0,638}{0,71} = 0,9$$

$$\text{le corresponden } \xi_2 = 0,04$$

$$\text{La pérdida: } h_{e_2} = \xi_2 \cdot \frac{u_3^2}{2g} = 0,04 \cdot \frac{3,13^2}{2g} = 0,02 \text{ m.}$$

El total de pérdidas por cambios de sección = 0,06 m.

3.a.2.4-10) Pérdida por válvula:

Se instalará en el final de la tubería una válvula tipo mariposa. Este tipo de válvula, aún abiertamente tiene un ángulo $\theta = 8^\circ$

las tablas dan $\xi = 0,35$

$$\text{La pérdida: } h_v \xi = \frac{u_3^2}{2g} = 0,35 \cdot \frac{(3,13)^2}{2g} = 0,1732 \text{ m.}$$

Resumen de las pérdidas que ocasionan disminución de la altura de carga:

1.- Per rejilla fina.....	0,0080 m
2.- Per compuerta.....	0,0068 m
3.- Per velocidad de entrada y embocadura...	0,0440 m
4.- Per roce continuo en la tubería.....	2,7780 m
5.- Per cambios de dirección.....	0,5300 m
6.- Per cambios de sección.....	0,0600 m
7.- Per válvula.....	0,1732 m
<u>3.2.4-11 PERDIDA TOTAL DE CARGA</u>	<u>$y_o = 3,6000 \text{ m}$</u>

Porcentaje de pérdida en función de la altura bruta H_B :

$$\frac{y_o}{H_B} \times 100 = \frac{3,600}{173,00} = 2,08 \%$$

Señ pérdidas para un 84 % del Q máx de la turbina sea :

$$Q_{0,84} = 2,000 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{se obtienen } 2.530 \text{ Kw})$$

$$\text{y para } Q_{4/1} = 2,37 \text{ m}^3/\text{seg} : N = 3.000 \text{ Kw.}$$

En cuyo caso, el porcentaje de pérdida de carga :

$$\frac{y_1}{H_B} \% = \frac{y_o}{H_B} = \frac{2,37}{2} \times 2,08 \% = \underline{2,92 \%}$$

Tángase presente que y_1 = el caudal de plena potencia = $2,37 \text{ m}^3/\text{seg.}$

circulará a lo más una hora en cada día (pico 7 - 8 p.m); de ahí que el diseño de diámetro para este caso, con longitud de 320 m. alimentando turbinas Francis, no se lo haya hecho por antieconómico. El caudal

de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$; para el diseño de las tuberías corresponde al caudal en el punto de mayor eficiencia de las turbinas, aproximadamente en el 84 % de la capacidad máxima de estas.

CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE PARA LA TUBERÍA DE PRESIÓN

(procedimiento ALLIEVI)

Para determinar específicamente la sobrepresión y la sub-presión ocasionadas por el cierre o apertura repentina de los órganos de cierre de la tubería, conviene previamente encontrar la velocidad de propagación de la onda de presión característica a esta tubería. Además la velocidad de circulación del agua también conviene fijarla a una cifra promedial equivalente para toda la tubería. La razón estriba en que se tienen algunos tramos con diferentes diámetros y grosores de pared.

1 LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LA ONDA PERTURBADORA a:

Esta velocidad adquiere el golpe de ariete que se origina al cerrar el órgano respectivo (válvula o álabes) y recorre hasta reflejarse en la superficie libre del agua del tanque de presión. El tiempo de ida y vuelta de dicha onda será:

$$T_0 = \frac{2 L}{a}$$

La velocidad de propagación de la onda es según ALLIEVI:

$$a_s = \frac{a_s}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

a_s = velocidad de avance de las ondas sonoras en el agua a temperatura ordinaria = 1425 m/seg,

K = coeficiente para efectos de propagación de la onda en la tubería de acero (módulo : $E = 2 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$) = 0,01

D = diámetro interior de la tubería en m m

e = espesor de la pared de la tubería " "

La fórmula es entonces:

$$a = \frac{1425 \text{ m/seg}}{\sqrt{1 + 0,01 \frac{D}{e}}} = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{D}{e}}}$$

Para nuestro caso, como se determinaron los diámetros, espesores y largo de tramos de la tubería según el cálculo respectivo (ver pág. 3: 0.4 gráf. N°3-III) hay que encontrar para cada tramo y cada grosor el valor de a_s

Realizado según la fórmula citada, el cálculo proporciona la compilación de los resultados en la Tabla 3 - 01 , pág 3 - 15

Tabla 3-01

FRAMO			VELOCIDAD DE PROPAGACION C			CARACTERISTICAS DE UBICACION
L (mm)	D (mm)	C (mm)	a_{15}	a_{10}	a_5	
9.9	1050	7	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{7}}$	9900	801 mm/seg	FRAMO SUPERIOR DE D. 1050 Y L. 1000 DESDE EL TANQUE DE PRESION
8	1050	8	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{8}}$	9900	877 mm/seg	BORNA DE REDUCCION
14	950	8	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{8}}$	9900	971 mm/seg	FRAMO RECTO
14.0	950	9	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{9}}$	9900	985 mm/seg	FRAMO RECTO
13	950	10	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{10}}$	9900	1012 mm/seg	FRAMO RECTO Y BOR. 1050 Y L. 800
13.5	950	11	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{11}}$	9900	1035 mm/seg	2° JUNTA DE EXPANSION Y FRAMO RECTO
16	950	12	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{12}}$	9900	1055 mm/seg	FRAMO RECTO
18	950	13	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{13}}$	9900	1068 mm/seg	FRAMO RECTO
18.0	950	14	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{14}}$	9900	1080 mm/seg	FRAMO RECTO
18	950	14	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{14}}$	9900	1100 mm/seg	2° JUNTA DE EXPANSION
12	900	14	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{14}}$	9900	1102 mm/seg	FRAMO RECTO
20.30	900	15	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{15}}$	9900	1205 mm/seg	3° BOR. 1050 Y L. 1050 Y FRAMO RECTO
15.50	900	16	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{16}}$	9900	1134 mm/seg	3° JUNTA DE EXPANSION Y FRAMO RECTO
18.50	900	17	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{17}}$	9900	1175 mm/seg	FRAMO RECTO
18.50	900	18	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{18}}$	9900	1165 mm/seg	FRAMO RECTO
26.20	900	19	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{19}}$	9900	1166 mm/seg	FRAMO RECTO Y 4° BOR. 1050 Y L. 1050
17.5	800 y 600	19	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{19}}$	9900	1200 mm/seg	DE APROXIMACION A LA TURBINA
3.15	400 y 200	6	$a_{15} = \sqrt{48.3 \cdot 1.05 \cdot \frac{9900}{6}}$	9900	832 mm/seg	RUEDA DE ASPIRACION DE LA TURBINA

Para efecto de cálculo conviene encontrar una velocidad de propagación de onda equivalente para toda la tubería. Esta se obtiene según el principio por el cual el tiempo de oscilación se mantiene constante:

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \frac{L_3}{a_3} + \frac{L_4}{a_4} + \dots$$

Siendo L = longitud total de la tubería hasta la descarga = o sea:

$$a = \frac{328,60}{\frac{99}{891} + \frac{8}{941} + \frac{14}{954} + \frac{14,30}{958} + \frac{18}{1012} + \frac{12,50}{1035} + \frac{16}{1055} + \frac{18}{1068} + \frac{6,20}{1090} + \frac{8}{1100} + \frac{12}{1102} + \frac{20,30}{1120} + \frac{15,50}{1134} + \frac{18,50}{1145}}$$

$$= 1012 \text{ m/seg.}$$

$$+ \frac{18,50}{1155} + \frac{22,20}{1166} + \frac{4,45}{1.200} + \frac{3,15}{892}$$

2- LA VELOCIDAD DE CIRCULACION DEL AGUA: U , es según los tramos y sus diámetros para el caudal máximo:

$$Q_{1/1} = 2,37 \text{ m}^3/\text{seg}, \text{ así :}$$

$$\text{Tramo superior } D_1 = 1,05 \text{ m ; } U_1 = \frac{2,37}{\frac{n}{4} \times (1,05)^2} = 2,73 \text{ m/seg.}$$

$$L_1 = 107 \text{ m}$$

$$\text{Tramo intermedio } D_2 = 0,95 \text{ m ; } U_2 = \frac{2,37}{\frac{n}{4} (0,95)^2} = 3,34 \text{ m/seg.}$$

$$L_2 = 107 \text{ m}$$

$$\text{Tramo inferior } D_3 = 0,90 \text{ m ; } U_3 = \frac{2,37}{\frac{n}{4} (0,90)^2} = 3,71 \text{ m/seg.}$$

$$L_3 = 107 \text{ m}$$

$$\text{Tramo cónico de aproximación } D_{\text{medio}} = 0,75 \text{ m ; } U_4 = \frac{2,37}{\frac{n}{4} \times (0,75)^2} = 5,38$$

$$L = 4,45 \text{ m}$$

$$\text{Tubo cónico de descarga : } D_{\text{medio}} = 0,90 \text{ m ; } U_5 = \frac{2,37}{\frac{n}{4} (0,90)^2} = 3,71 \text{ m/seg.}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$Hd_9 = = \frac{2 L v}{g T} \cdot = \frac{1}{1 + \frac{a v}{2g H_{st}}}$$

$$Hd_9 = = \frac{2 \times 328,60 \times 3,27}{g \times 1,582} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1012 \times 3,27}{2g \times 177,50}} = \sim 71 \text{ m.}$$

Esto significa, que aceptando un tiempo de apertura de 1,582 seg. para el máximo caudal : $Q./ = 2,37 \text{ m/seg}$, a medio caudal le correspondería $T = 0,791 \text{ seg}$.

a $Q \ 1/4$ ----- $T = 0,395$, etc.

Pues se admite a estas fórmulas una proporcionalidad recíproca entre la velocidad de apertura del distribuidor y el caudal admitido.

3-5 Búsqueda del valor de la sub-presión para un punto saliente de la tubería (1er. codo superior), y para un tiempo de apertura $T = 1,582 \text{ seg}$. igual que el cierre.

Para el codo en cuestión se tiene la altura de carga estática:

$$H_{B_1} = 26,495 \text{ m (ver gráfico N.-3-05... pág. 3-IV...)}$$

Aunque la apertura es en el extremo inferior de la tubería

(a 276,30 m de este codo), se considera que la onda que ocasionan los órganos de apertura llega hasta el codo sin ningún amortiguamiento ni disminución.

El extremo de la tubería aguas arriba tiene las siguientes características :

$$D = 1,05 \text{ m}$$

$$L = 52,30 \text{ m}$$

$$e = 7 \text{ m m}$$

$$v = 2,73 \text{ m/seg. para } Q_{1/1} = 2,37 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La velocidad de propagación de la onda de presión negativa:

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \times \frac{1050}{7}}} = 930 \text{ m/seg.}$$

(Consecuentemente que para este tramo se cumple que :

$$\frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 52,30}{930} = 0,111 \text{ seg. } > T)$$

La relación:

$$\frac{a v}{2g H_{B_1}} = \frac{930 \times 2,73}{2g \times 26,495} = 4,88 > 1$$

que dice la aplicación de la fórmula "en Saltos bajos ":

$$H_d = - \frac{(2) L v)}{g T} \cdot \frac{1}{1 + \frac{L v}{g T H_{B,}}}$$

$$H_d = - \frac{2 \times 52,30 \times 2,73}{g \times 1,582} \times \frac{1}{1 + \frac{52,30 \times 2,73}{g \times 1,582 \times 26,495}} = - \underline{\underline{13,65 \text{ m}}}$$

Sobre presión:

$$H_d = + \frac{2 L v}{g T} \cdot \frac{L}{2(1 - \frac{L v}{2g T H_{B,}})} = 18,38 \times \frac{1}{2(1 - \frac{52,30 \times 2,73}{2g \times 1,582 \times 26,495})} = + \underline{\underline{11,10 \text{ m}}}$$

-6 Cálculo de la sub-presión para los demás codos de la tubería .

Tiempo mínimo de cierre = 1,582 seg.

2º codo : $H_{B4} = 91,40 \text{ m}$; $L = 149,30 \text{ m}$.

$$a = \frac{149,30}{\frac{99}{891} + \frac{8}{941} + \frac{14}{954} + \frac{14,3}{958} + \frac{14}{1012}} = 919 \text{ m/seg.}$$

$$v = \frac{2,73 \times 107 + 3,34 \times 149,30}{149,30} = 2,90 \text{ m/seg.}$$

$$\text{relación : } \frac{a \cdot v}{2g H_{B4}} = \frac{919 \times 2,90}{2g \times 149,30} = 0,910 < 1 \text{ ----- corresponde}$$

a un "Salto de altura". Luego :

$$H_{d4} = - \frac{2 L v}{g T} \cdot \frac{1}{1 + \frac{a v}{2g H_{B4}}} = - \frac{2 \times 149,30 \times 2,90}{g \times 1,582} \times \frac{1}{1 + 0,910} = - \underline{\underline{29,20 \text{ m}}}$$

Sobrepresión:

$$H_{d4a} = + \frac{2 L v}{g T} \times \frac{1}{1 + \frac{a v}{2g H_{B4}} \left(1 - \frac{2 L}{a v}\right)} = +55,8 \times \frac{1}{1 + 0,910 \left(1 - \frac{2 \times 149,3}{919 \times 2,9}\right)} = + \underline{\underline{30,90}}$$

3er codo : $H_{B7} = 142,48 \text{ m}$; $L = 242,30$

$$a = \frac{242,30 \text{ m}}{\frac{149,30}{919} + \frac{4}{1.012} + \frac{12,50}{1.035} + \frac{16}{1.055} + \frac{18}{1.068} + \frac{6,20}{1.090} + \frac{8}{1.100} +}$$

$$\frac{1}{2} \cdot 972 \text{ M/seg.}$$

$$+ \frac{12}{1.102} + \frac{16,30}{1.120} = 37,7 \text{ m/s.}$$

$$v = \frac{2,73 \times 107 + 3,34 \times 107 + 371 \times 28,30}{242,30} = 3,10 \text{ m/seg.}$$

$$\text{relación : } \frac{a v}{2g H_{B7}} = \frac{972 \times 3,10}{2g \times 142,48} = 1,078 \approx 1 \longrightarrow \text{Corres-}$$

ponde a un "Salto de altura " .

Subpresión :

$$H_{d7} = - \frac{2 \times 242,30 \times 3,10}{g \times 1,582} \times \frac{1}{1 + 1,078} = - \frac{46,60 \text{ m}}{2,078}$$

Sobrepresión :

$$H_{d7a} = + 96,75 \times \frac{1}{1 + 1,078 \left(1 - \frac{2 \times 242,30}{972 \times 3,10} \right)} = + \frac{51,10 \text{ m}}{2,078}$$

TABLA 3 - 02 Resumiendo, (para T = 1,582 de apertura • cierre)

	1er codo	2º codo	3er codo	4º codo
Subpresión	- 13,66 m	- 29,20 m	- 46,60 m	- 71 m
Sobrepresión	+ 11,10 m	+ 30,90 m	+ 51,10 m	+ 88,75 m

7 Cálculo del tiempo de apertura para el caudal total y caso de producir vacío en el 1er. codo superior :

En este caso : $H_d = H_{B1} = 26,495 \text{ m.}$

Despejando T de la fórmula de la sub-presión para "saltos bajos", se tiene:

$$T = \frac{L \cdot v}{2g H_{st}} \left(2 \frac{H_{st}}{H_d} + 1 \right)$$

$$\text{Reemplazando : } T = \frac{52,30 \times 2,73}{2g \times 26,495} \left(2 \times \frac{26,495}{26,445} + 1 \right) = \underline{0,824 \text{ seg.}}$$

Si este tiempo de apertura se aplica al distribuidor de la turbina, en los demás codos se tendrán lo siguiente:

2º codo, sub-presión :

Con la fórmula del "Salto de altura " :

$$H_d = - \frac{2 L V}{g T} \cdot \frac{1}{1 + \frac{a V}{2g H_{B4}}} = - \frac{2 \times 149,30 \times 2,90}{g \times 0,824} \times \frac{1}{1+0,91} = - \frac{56 \text{ m}}{\quad}$$

3er.codo, subpresión:

$$H_d = - \frac{2 \times 242,30 \times 3,10}{g \times 0,824} \times \frac{1}{1 + 1,078} = - \frac{88,6 \text{ m}}{\quad}$$

4º codo, sub-presión :

$$H_d = - \frac{2 \times 328,60 \times 3,27}{g \times 0,824} \times \frac{1}{1 + 0,95} = - \frac{136,2 \text{ m}}{\quad}$$

Cálculo del espesor del tubo en el codo sobresaliente para cubrir la depresión:

A pleno caudal se obtiene en ese punto la pérdida de carga :

y la altura neta : $h_{w1} = 0,278 \text{ m}$
 $H_{N1} = 26,22 \text{ m}$

Como el golpe de ariete negativo ocasiona en ese lugar una depresión :

$$H_{d1} = - 13,66 \text{ m}$$

con lo que el valor absoluto de la presión en ese instante :

$$P_1 = \frac{H_{N1}}{1} + H_{d1} = 26,22 - 13,66 = + 12,56 \text{ m}$$

Según el estudio de Carman - Carr - Stewart, se puede averiguar el espesor con la fórmula :

$$e = \frac{\sqrt[3]{P_2 - P_1}}{152,2} \cdot D$$

$$D = \text{diámetro interior del tubo} = 1.070 \text{ m m .}$$

en la que : $P_2 = \text{presión exterior sobre el tubo (igual a la atmosférica} = 1 \text{ a } t \text{) .}$

$$P_1 = \text{presión interior del tubo} = + 1,256 \text{ at}$$

$$\text{luego : } e = \frac{\sqrt[3]{1 - 1,256}}{152,2} \cdot 1.070 \text{ m m} = - \frac{4,5 \text{ m m}}{\quad}$$

(Nota: el signo negativo indica que hay depresión absoluta en el interior y que esta fórmula se aplique cuando $P_1 \leq 0$).

En los demás puntos de la tubería tampoco hay peligro de aplastamiento, aún para un tiempo de apertura de $T = 0,824$ seg, pues siempre hay presión interior positiva.

3.a-4 ANALISIS Y DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO

3.a.4-1 /CALCULO DE LAS PERDIDAS DE ENERGIA PROVENIENTES DE LA TUBERIA DOBLE, DE DIAMETROS EQUIVALENTE A 0,95 m.

Cuando se calcula las pérdidas de energía que ha originado una tubería de presión, se llegan a valores ciertos unicamente para el caso de demanda ya registrada, la cual proporcionará los datos del estado de la carga instantánea • promedial, con los cuales se tendrá el equivalente de caudal circulante, pérdida de carga respectiva y lapso de duración de éstos. Sin embargo en los casos de pronóstico futuro de demandas y pérdidas energéticas se pueden calcular estas últimas con mayor precisión valiéndose también de los estados de la carga horaria • instantánea que se registren en un día • semana típicas anuales.

En cambio, como un método práctico para el cálculo de dichas pérdidas se acude a estimar las horas equivalentes de la mayor pérdida de carga sea para un día, una semana, • un año, según los datos de partida para el pronóstico.

Este método es rápido; y teniendo en cuenta que en sí todo pronóstico incluye probabilidades de no ocurrencia, un cálculo muy fino, hecho para iniciar la sistematización que proporcione el total de energía perdida para años adelante fallaría por los márgenes de tolerancia de error aceptado en un análisis de esta clase. De ahí que la aproximación a la certeza que inicialmente proporcione el método de las " horas equivalentes" es suficiente para una estimación de tipo comparativo, como se verá en el acápite , pág.

3.a.4.1-1. Las pérdidas de energía para el año de partida hacia el futuro, y con el método de las " horas equivalentes".

Como año estable de iniciación que sea referencia a la operación de la central Ambi hay que tomar desde Enero de 1.969 (1).

En el gráf. 4-06, pág 1- VI, Fig. 6.1-a consta la forma como alimenta la central Ambi en la curva de demanda. Esta repartición de cargas ha de afectarse igualmente para el caso de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$, y caudal de estiaje $1,1 \text{ m}^3/\text{seg}$. sin que haya déficit de potencia.

Tomando como promedio diario para 1.969, para efecto de la estimación de pérdidas se emplea la fórmula empírica que da el valor de las horas equivalente a plena potencia, esto es :

$$heq/\text{año} = 8.760 \times F$$

$$\text{Siendo } F = 0,7 (f_{\text{carga}})^2 + 0,3 (f_{\text{carga}})$$

Como se puede observar las horas equivalentes anuales no son simplemente el producto del número de horas del año por el factor de carga anual opera parabólicamente, lo cual significa una mayor elasticidad del resultado, comparativamente al otro caso .

En la citada figura se observa que :

$$f_c = f_{pl} = 39,6\%$$

(1) Según contratos realizados de la puesta en marcha de central Ambi debería ser en Agosto de 1.968.

luego: $F = 0,7 (0,396)^2 + 0,3 \times 0,396 = 0,228$

además los datos :

- potencia máxima que sirve la tubería..... 3,000 Kw
- caudal máximo en la tubería para servir 3.000 Kw..... 2,37 m³/seg.
- pérdida de carga Y ocasionada por tubería, debida al caudal circulante de 2,37 m³/seg (ver pág. 3 - 13).... .. 5.06 m
- La pérdida de potencia máxima con los datos consignados :

$N_y = \frac{Y \cdot Q \cdot \eta}{102}$, en donde $\eta = 76,4\%$ que es el rendimiento de turbina (83%) y generador (92%) a plena potencia.

vale : $N_y = \frac{Y \cdot Q \cdot \eta}{102} = \frac{5,06 \times 2,37 \times 7,5}{102} = 90 \text{ Kw}$

Las horas equivalentes anuales en las que se tendrá esta pérdida:
 $h_{eq} = 8.760 \times 0,228 = 2.000 \text{ horas / año.}$

La energía perdida por circulación en la tubería durante el año 1.969:
 $L_y \text{ 1.969} = 2.000 \times 90 = 180.000 \text{ Kwh.}$

3.a.4.1-2 Pérdida de energía en la tubería desde 1.969 hasta 1.972

Para un día de 1.972 y otro de 1.969, (gráf 1-06) se tienen respectivamente los factores de carga de 46,3% y 39,6% referidos igualmente a la potencia máxima de 3.000 Kw suministrados a la curva de demanda. Entre estos dos valores del factor de carga separados en 3 años se determina el factor de crecimiento anual :

$\frac{46,3}{39,6} = (1 + f_{crec.})^t$ $t = 3 \text{ años.}$

despejando : $f_{crec.} = \text{antilog} \frac{\log 46,3 + \text{colog } 39,6}{3} - 1$
 $f_{crec.} = 5,35 \%$

El factor de carga en 1.970 : $f_c = 1,0535 \times 0,396 = 41,75 \%$.

En el cuadro siguiente se resume el cálculo máximo para determinar F, h_{eq} y finalmente la pérdida de energía L_y.

T A B L A 3 - 03

Año	f _c	(f _c) ²	0,7 x f _c ²	0,3 x f _c	F	h _{eq}	N _y (Kw)	L _y (Kwh)
1.969	39,6%	0,157	0,110	0,118	0,228	2.000	90	180.000
1.970	41,75%	0,174	0,1219	0,1252	0,2471	2.164	90	195.000
1.971	44,0%	0,1935	0,1354	0,1290	0,2694	2.318	90	208.500
1.972	46,3%	0,214	0,1499	0,1390	0,2889	2.530	90	227.500
desde 1.969 a 1.972, TOTAL								811.000 Kwh.

3.a.4.1-3 Pérdida de energía durante el año 1.977 al funcionar simultáneamente 2 tubos.

Según gráf. 1-06, figs. 6.2-a y 6.3-a en un día promedio de estos años se tiene:

generación diaria de central Ambi en 1.972 = 33.300 Kwh
 " " " " " " 1.977 = 59.170 "

Se obtiene el factor de crecimiento de la generación diaria entre año y año (período 1.972 a 1.977) :

$$\frac{59.170}{33.300} = (1 + f_{\text{crecim.}})^5$$

$$f_{\text{crecim.}} = 11,22 \%$$

La energía que aportará la central Ambi en un día de 1.973 :

$$33.300 \times 1,1122 = 37.400 \text{ Kwh.}$$

Siendo además la potencia máxima (Nmáx) exigida por la demanda en el año 1.973, (ver tabla 1 - 15, pág. 1 -30):

Demanda máxima Sistema F.I.C. 7.430 Kw
 Potencia - base de centrales menores 2.700 "

Aporte de potencia de central Ambi 4.730 Kw

con lo que se obtiene el factor de carga :

$$f_c = \frac{37.400}{4.730 \times 24} = 33 \%$$

$$y \quad F = 0,7 \times (0,33)^2 + 0,3 \times 0,33 = 0,1753$$

las horas equivalentes al año :

$$h_{\text{eq}}^{\text{máx}} = 8.760 \times 0,1753 = 1.535 \text{ horas /año}$$

Al haberse repartido igualmente en los 2 tubos el caudal Q máx. se obtiene una pérdida de carga :

$$Y_{1/2} = Y \cdot \frac{\left(\frac{Q_{\text{máx.}}}{2}\right)^2}{Q^2} = 5,06 \times \frac{Q_{\text{máx.}}}{4 \cdot (2,37)^2} = 0,225 \quad Q^2_{\text{máx.}}$$

y la pérdida de potencia en 1 tubo:

$$N_{y1/2} = Y_{1/2} \times \frac{Q_{\text{máx.}}}{2} \times 7,5 = 1,689 \quad Q^{\#}_{\text{máx.}}$$

siendo ⁽¹⁾ $Q_{\text{máx.}} = \frac{102 \text{ Nmáx}}{0,764 \times H_N} = \frac{102 \times 4.730 \text{ Kw}}{0,764 \times 169 \text{ m}} = 3,72 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$N_{y1/2} = \frac{1,689 \times (3,72)^3}{2} = 43,5 \text{ Kw}$$

(1). Para la apreciación exacta del caudal, correspondiente a una potencia (N) en Kw, debe hacerse según:

$$N = 0,00981 Q \left(H_B - 0,225 Q^2 \right)^{0,7} ; \text{ siendo } H_B = 173 \text{ m} ; Y = 0,225 Q^2, \text{ queda la ecuación cúbica:}$$

$$Q^3 - 769Q + \frac{N}{0,002217} = 0 ; Q \text{ es mod. de fricción + gen., dependiente también de } N.$$

y en los 2 tubos : $N_y = 87 \text{ Kw}$

con las horas equivalentes :

$$1.535 \times 87 = 133.700 \text{ Kwh.}$$

esto sería en el caso de que este caudal de alimentación durase todo el año. Sin embargo el Q medio diario:

$$(1) \text{ Q medio diario} = \frac{37.400 \text{ Kwh}}{24 \text{ h}} \times 0,00079 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.Kw}} = 1,232 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

que en la fig. 2 - 01, pág 2 - 04, se obtiene para este caudal la probabilidad ocurrence anual del 97 %. la pérdida probable anual en

1.973: (para el caudal mayor que aquél de $1.1 \text{ m}^3 / \text{seg.}$) ,

$$133,700 \times 0,97 = 129.700 \text{ Kwh}$$

Para en caudal menor que $1,232 \text{ m}^3/\text{seg}$ le corresponde 3% de ocurrencia, que en el año : $8.760 \times 0,03 = 253$ horas. Este caudal "de estiaje" generará diariamente entre 1.973 y 1.977 un promedio de 31.000 Kwh.

$$f_c = \frac{31.000}{24 \times 4.730} = 27,3 \%$$

$$F = 0,7 (0,273)^2 + 0,3 (0,273) = 0,1343$$

$$h_{eq} = 253 \times 0,1343 = 34 \text{ horas equivalentes / estiaje.}$$

La pérdida de energía en el período de estiaje :

$$87 \text{ Kw} \times 34 \text{ h} = 2.960 \text{ Kwh.}$$

La pérdida total de energía en 1.973 :

$$L_{y1.973} = 129.700 + 2.960 = 132.660 \text{ Kwh.}$$

Para los años posteriores, hasta 1.977, se incluye en la página siguiente la tabla resumen 3 - 04 en el que se ha aplicado a cada año el proceso descrito para calcular las pérdidas en 1.973. (En los períodos de estiaje mediante regulación con el reservorio se puede servir igual carga de pico) .

3.a.4.1-4 Pérdida de energía en la tubería desde 1.978 hasta 1.998

El año 1.998 es el de referencia en el futuro, porque a partir de Diciembre de 1.968, en que la instalación entra en marcha, se cumplirán 30 años correspondientes a la " vida útil " asignada a tuberías de presión de acero expuesta a la intemperie.

Como en 1.977 se llegara al copamiento de la energía anual del río Ambi, con el caudal 80 % probable, ($17.400 \text{ M W H} / \text{año}$; ver pág 1 -30, tabla 1 - 14) , la operación para el año 1.978 y los subsiguientes será igual que la de 1.977. Consiguientemente las pérdidas de energía que ocasione la tubería de presión se las admite las mismas que en 1.977 para cada año posterior a este.

$$(1) \text{ } 0,00079 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.Kw}} = \frac{1,1 \text{ m}^3/\text{seg.}}{1.390 \text{ Kw}} = \frac{2 \text{ m}^3/\text{seg.}}{2.530 \text{ Kw.}}$$

ver. pág 2 - 06.

TABLA 3-04 CALCULO DE LAS PERDIDAS DE ENERGIA EN LA TUBERIA DE PRESION, DESDE 1973 A 1977. CENTRAL 'AMBI'
PARA EL PERIODO ANUAL. (QUE NO ES ESTIAJE DEL RIO)

AÑO	GENERACION DIARIA (Kwh)	N _{MAX} (Kw)	f _c %	Q _{máx} m ³ /s	(Q _{máx}) ³	N _y (1) (Kw)	Q _{MEDIO} DIARIO m ³ /s	P _o (2) %
1973	37.400	4.730	33.0	3.72	51.5	87.0	1,232	97
1974	41.900	5.400	32.4	4.25	76.7	129.6	1,38	95.5
1975	47.000	5.950	32.9	4.18	73.4	123.9	1,548	92
1976	52.700	5.930	37.1	4.67	102.0	172.2	1,735	88
1977	59.170	6.000	41.1	4.74	106.5	180.0	1,948	82

AÑO	f _c ²	0.7 f _c ²	0.3 f _c ²	F	heq.	= N _y * L _y heq. * P _o (Kwh)
1973	0.1090	0.0763	0.099	0.1753	1.535	129.700
1974	0.1050	0.0735	0.0972	0.1707	1.496	185.000
1975	0.1080	0.0756	0.0986	0.1742	1.528	175.400
1976	0.1374	0.0961	0.1113	0.2074	1.818	275.500
1977	0.1690	0.1182	0.1233	0.2415	2.116	312.400
						<u>1'078.000</u> TOTAL

PARA EL PERIODO DE ESTIAJE : F = 0.1343

AÑO	N _y (Kw)	P _o %	horas/estío	heq. = horas/estío * F	L _y estío (Kwh)
1973	87	3,0	253	34	2960
1974	129.6	4,5	394	52,4	6.790
1975	123.9	8,0	701	94	11.670
1976	172.2	12,0	1052	141	24.280
1977	180.0	18,0	1578	212	38.200
					<u>83.900</u> TOTAL

PERDIDA TOTAL DE ENERGIA ENTRE 1973 Y 1977 : 1'161.900 Kwh.

POTENCIA MAXIMA PERDIDA (PICO) : $N_y = 2(7.5 \times Y \times Q_{máx}/2) = 2 \left[7.5 \times 3.60 \times \left(\frac{Q_{máx}}{2} \right)^2 \times \frac{Q_{máx}}{2} \right]$

$$N_y = 1,689 Q_{máx}^3$$

P_o = PROBABILIDAD OCURRENTE ANUAL DE Q_{medio}, Fig. 2-01

Entonces si con la fórmula de Darcey hacemos las equivalencias:

$$Y_1 = Y_0$$

$$\frac{Q_1^2}{D_1^5} = \frac{Q_0^2}{D_2^5}$$

$$\text{O sea : } D_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_0} \right)^{2/5} \cdot D_2$$

$$\text{con valores : } D_1 = 4^{2/5} \cdot 0,95$$

$$D_1 = 1,255 \text{ m} \approx \underline{\underline{1,25 \text{ m}}}$$

En el acápite 3.a.4.5-1 y cuadro 3-09 se puede observar que en las vecindades de este diámetro ha de elegirse el diámetro económico en 30 años de vida útil.

3.a.4.2-2 Cálculo de las pérdidas de energía en el tubo económico de $D_1 = 1,25 \text{ m}$, durante 30 años.

Para simplicidad se utilizarán las pérdidas de la tubería doble y, por relaciones que dan las leyes de la Hidráulica se procederá a encontrar en la tubería única.

3.a.4.2.2-1. Primer lapso desde 1.968 hasta 1.972 en que se admite un tubo para el caso de la tubería doble.

Las variaciones y valores de carga son idénticos para ambos casos.

Por consiguiente si en 1 tubo de $D_0 = 0,95 \text{ m}$ durante este lapso de 4 años se pierde la energía de 811.000 K w h , en el tubo único de $D_1 = 1,25 \text{ m}$. se perderán :

$$L_{Y_a} = \left(\frac{D_0}{D_1} \right)^5 \times 811.000$$

$$L_{Y_a} = \left(\frac{0,95}{1,25} \right)^5 \times 811.000 \approx \underline{\underline{202.500 \text{ Kwh}}}$$

3.a.4.2.2- 2 Segundo lapso : desde 1.973 hasta 1.998 en que se admite funcionarán simultáneamente los dos tubos de la tubería doble .

Como se escogió el diámetro $D_1 = 1,25 \text{ m}$ para igual pérdida de carga que en la tubería doble de $D_2 = 0,95 \text{ m}$, se puede ver que para cualquier valor de caudal circulante, la pérdida de energía para el mismo lapso de tiempo t que dure tal caudal será :

para el tubo doble : $L_{y_x} = (K \times Q_x \times Y_x \times t) \times 2$

y para la tubería única : $L_{y_b} = K \times Q_b \times Y_b \times t$

pero como el caudal Q_b ha de repartirse igualmente en las dos tuberías gemelas : $Q_b = 2 Q_x$

y la pérdida de carga en este caso :

$$Y_b = Y_x \cdot \left(\frac{Q_b}{Q_x} \right)^2 \cdot \left(\frac{D}{D_1} \right)^5 \quad (\text{según Darcey})$$

• sea : $Y_b = Y_x \cdot \left(\frac{2 Q_x}{Q_x} \right)^2 \cdot \left(\frac{0,95}{1,25} \right)^5 = Y_x \times 4 \times 0,25$

$$Y_b = Y_x$$

Reemplazando :

$$L_{y_b} = K \times 2 Q_x \cdot Y_x \cdot t$$

Quiere decir que la pérdida de energía en un tubo único de $D_1 = 1,25$ es la misma que producen 2 tubos de $D_2 = 0,95$ m.

Por consiguiente entre los años 1.973 y 1.998 en la tubería única de $D_{eq} = 1,25$ m. se pierden :

$$8'524.500 \text{ Kwh.}$$

3.a.4.2.2-3 Pérdidas de energía en 30 años de vida útil
(1.968 - 1.998) de la tubería única de $D_{eq} = 1,25$ m

Esta es : $L_{y_{1,25}} = L_{y_a} + L_{y_b} = 202.500 + 8'524.500$

$$L_{y_{1,25}} = 8'727.000 \text{ Kwh}$$

3.a.4.2-3 Pérdidas de energía para otros diámetros de
Tubería de presión de tipo único :

(Ver fundamento y nomenclatura para este cálculo en acápite 3.a.4.1-5)

T A B L A 3 - 06

D_x	$\left(\frac{1,25}{D_x}\right)^5$	Pérdidas (Kwh)	Energía vendi- ble en 30 años.
1,40 m	0,568	4'960.000	486'040.000 M W H
1,30 m	0,822	7'170.000	483'830.000 "
1,25 m	1,000	8'727.000	482'273.000 "
1,20 m	1,225	10'690.000	480'310.000 "
1,15 m	1,524	13'300.000	477'700.000 "
1,10 m	1,900	16'580.000	474'420.000 "
1,05 m	2,390	20'860.000	470'140.000 "
1,00 m	3,050	26'620.000	464'380.000 "
0,95 m	3,945	34'420.000	456'580.000 "
0,90 m	5,160	45'100.000	445'900.000 "
0,85 m	6,860	60'000.000	431'000.000 2

3.a.4-3 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA INVERSION MONETARIA REQUERIDA PARA LA INSTALACION DE LA TUBERIA DE PRESION, EN 30 AÑOS.

Este punto se refiere al análisis económico y a la comparación que en este campo se establecen las diferentes posibilidades que existen para instalar la tubería de presión que alimentará a las máquinas turbo-generadoras de la nueva planta del Ambi.

Más adelante se detalla el proceso de cálculo económico que fija claramente al diámetro equivalente que deberá tener dicha tubería y además si está constituida con doble ducto o será de ducto único.

Se consideran las etapas de montaje, en caso de tubería gemela de acuerdo al crecimiento de la demanda.

El cálculo económico en cuestión está integrado por dos cantidades monetarias finales: la de desembolso de dinero en 30 años y la correspondiente a las pérdidas de energía, estimadas durante igual tiempo.

La suma de estos valores que resultare mínima fijará las características de diámetro y de duplicidad o unicidad de la tubería.

Se han tomado 30 años como tiempo de análisis para estos cálculos porque este es el lapso de vida útil durante el cual podrá operar en condiciones normales la tubería de presión.

CONDICION: La tubería de presión debe alimentar turbinas tipo Francis.

Se ha tomado como pauta, o cifras tipo: para el caso de tubo único el diámetro interior promedio $D_m = 1,25$ m. y para el caso de tubo doble gemelo de diámetro interior promedio : $D_m = 0,95$ m. Esto se debe a que con las instalaciones de estas características se puede conseguir los costos de operación económica más bajos en los 30 años de vida útil en la tubería de presión.

3.a.4.3-1 1^{er} caso.- INVERSION ECONOMICA PARA LA TUBERIA DE PRESION UNICA, de $D_{eq} = 1,25$ m, TIEMPO DE FUNCIONAMIENTO IGUAL a 30 años .

Se hace este estudio de acuerdo a los siguientes pasos:

3.a.4.3.1-1 COSTO DE PRIMER ESTABLECIMIENTO:

Intervienen los diversos capitales que se requieren para las adquisiciones iniciales. Cuando se hacen en etapas sucesivas dichas instalaciones hay que tomar los valores actuales de las inversiones, referidas, por simplicidad al primer año en que se inician los trabajos.

Los siguientes son los valores:

A).- Excavación y movimiento de tierras.- La sanja y taludes que alejarán a la tubería de presión requiere un movimiento de tierras de 14.620 m^3 (de acuerdo al perfil del terreno; ver gráfico N^o 3-II.) De acuerdo con la clase y constitución de los suelos a remover se estima un promedio 35 s/ m^3 el costo unitario, lo cual da $14.620 \times 35 = 512.000$ sucres.

b).- Hormigón Ciclópeo.- Los bloques de anclaje y los de apoyos de la tubería tienen esta clase de fábrica, que en total requieren el volumen: $V_{hor} = 352 \text{ m}^3$.

Se estima en 600 s/ m^3 de Hormigón Ciclópeo, lo cual significa:
 $352 \times 600 = 211.000$ sucres.

c).- Tubería de acero S T 37.- Ha sido dimensionada en sus espesores y características para resistir una sobrepresión de 50 %, pues alimentará turbinas Francis. (1)

El peso que requiere la tubería única de $D_m = 1,25$ m. es de 176,8 toneladas. El costo unitario es 7.250 sucres/ton. Lo cual significa:
 $176,8 \times 7.250 = 1.280.000$ sucres.

d).- Montaje de la tubería.- Para simplicidad del proceso de cálculo se ha tomado por este concepto el 3,0 % del valor del acero de la tubería. O sea: $0,03 \times 1.280.000 = 38.000$ sucres.

Resumiendo :

Excavación.....	512.000	sucres
Hormigón.....	211.000	"
Acero Tubería.....	1.280.000	"
Montaje.....	38.000	"
	<hr/>	

TOTAL DEL 1^{er} ESTABLECIMIENTO M = 2.041.000 sucres.

(1) Según norma DIN 17.100, establece: Resist. a tracción de 37 a 45 Kg/mm²; Fluencia mín. = 22 Kg/mm²; Alargamiento = 25%.

Ya que este monto M se le invierte durante el 1^{er} año general de trabajos este mismo rubro monetario constituye el valor actual del 1^{er} establecimiento E , porque :

$$E_I = \frac{M}{(1+i)^0} = M = 2'041.000 \text{ sucres}$$

3.2.4.3.1-2 GASTOS DE EXPLOTACION .

Conviene tener presente que se trata de un análisis comparado, condicionado aún a etapas de instalación. Esto determina un influjo directo del tiempo en el resultado económico de este proceso.

De ahí que no se consigue escuetamente los costos anuales de explotación de uno y otro caso para obtener las conclusiones económicas y por tanto se fije el diámetro económico.

Los pasos a seguirse son :

- a- Gastos anuales de explotación debidos a depreciación, interés, operación, seguros e impuestos; se los puede tomar como porcentajes del costo neto inicial.
- b- Todos los gastos anuales se los integra en una cantidad potencialmente obtenible en el mismo año de montaje y equivalente a la suma de todos estos gastos anuales que habrán de depositarse a fin de cada año.
- c- La suma total equivalente de una 2^{a} o 3^{a} etapa se la actualiza al 1^{er} año general, para que las comparaciones sean en un mismo año económico.

a-1 Cuota anual para depreciación:

Conviene asignarlas en atención exclusiva al acero de la tubería, pues las obras complementarias a esta (hormigón, revestimientos, etc) tienen duración indefinida.

El método empleado aquí es el de los "fondos de amortización," es decir que se admite ganancia de interés a las cuotas colocadas por este concepto anualmente.

Si ponemos :

D_{Ac} = cuota anual de depreciación

A_c = Costo de la tubería

i = rédite anual 7 %

n = años de vida útil

$$D_{Ac} = A_c \cdot \frac{i}{(1+i)^n - 1} = 1'280.000 \times \frac{0,07}{(1,07)^{30} - 1}$$

$$D_{Ac} = 13.580 \text{ sucres.}$$

a-2 Cuota anual para pago de interés

Es el concepto que más afecta en los costos de explotación anual.

El préstamo de Inglaterra fija 6% anual de rédito a un plazo de pago total de 20 años, (para cubrir el valor de equipo no fabricado en el Ecuador).

En cambio la inversión de capital nacional (Municipio de Ibarra, INECEL, accionistas) percibe el 8% de rédito anual.

Para los cálculos que a continuación han de hacerse no vengán a redundar en detalles no claves, se adopta el rédito del 7% anual, el mismo que aplicado a un caso de estudios comparativos proporciona solución práctica al mismo.

$$C_i = M_i = 2'041.000 \times 0,07$$

$$C_i = 142.870 \text{ sucres}$$

a -3 Cuota por concepto de operación, impuestos y seguros.

Para una tubería de presión descubierta, como la de este proyecto, puede tomarse para satisfacer tales conceptos el 0,25 % del dinero de primera instalación, o sea:

$$C. e. s. i. = 0,0025 \times 2'041.000$$

$$C. e. s. i. = 5.110 \text{ sucres}$$

Resumiendo :

	Símbolo	Sucres
Depreciación anual	D_{Ac}	13.580
Interés "	C_i	142.870
Operación seguros e impuestos "	$C. e. s. i.$	5.110
GASTO TOTAL ANUAL DE EXPLOTACION	G_A	161.560 sucres

b - Suma integradora de todos los gastos anuales e

c - Valor actual del costo de explotación

El cúmulo de todas las cuotas anuales pero que den una suma equivalente total referida al 1^{er} año. Esto significa obtener la suma inicial de cuotas de amortización, así :

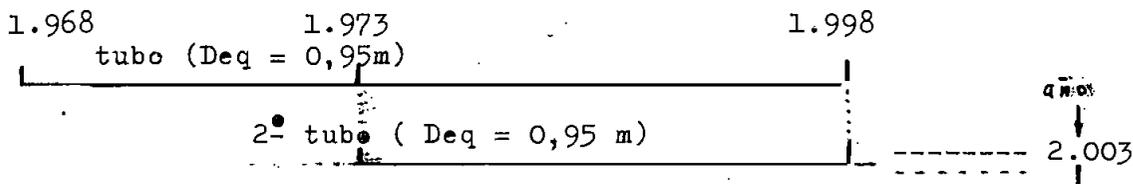
$$R_I = G_A \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} = 161.560 \times \frac{(1,07)^{30} - 1}{0,07(1,07)^{30}}$$

$$R_I = 2'007.000 \text{ sucres.}$$

R_I corresponde al Valor Actual de los gastos anuales de explotación pues tal cifra integrada está referida al año de montaje (1.968).

3.a.4.3-2. 2° caso: INVERSION ECONOMICA PARA LA TUBERIA DE PRESION DOBLE de Deq = 0,95 m.

Cronograma de etapas de instalación y operación :



3.a.4.3.2-1.a COSTO DE 1° ESTABLECIMIENTO

Tabla 3-07	Cantidad		Valor unitario (sucres)	COSTO TOTAL (sucres)	
	1 ^{er} tub.	2 ^o -tubo		1 ^{era} etapa	2 ^a etapa
Excavación	16.800 m ³		35	588.000)-----
Hermigón	213 m ³	213 m ³	600	128.000	128.000
Acero tub. (Ac)	26,9tens.	94,7tens	7.250	703.000	686.000
Montaje	->>>--	-----	3 % Ac.	21.000	20.000

MONTO TOTAL DE 1^{er} ESTABLECIMIENTO..... $M_1 = 1'440.$ $M_2 = 834.000$

3.a.4.3.2-1.b VALOR ACTUAL DEL 1^{er} ESTABLECIMIENTO.

Para la 1^a etapa. año de referencia es 1.968; es simultáneo con la instalación.

$$\text{luego: } E_1 = \frac{M}{(1+i)^0} = M_1 = 1'440.000 \text{ sucres.}$$

Para la 2^a etapa. Se lleva a efecto en 1.973. o sea 5 años después de colocado el 1^{er} tubo. Por consiguiente el valor actual C_2 es el monto M_2 referido al año de comparación (1.968).

• sea : $E_2 = \frac{M_2}{(1,07)^5} = 854.000 \times 0,713$

$E_2 = 594.000$ sucres.

Valor actual (de dos etapas) de -1^{er} establecimiento :

$E_{II} = E_1 + E_2 = 1'440.000 + 594.000$

$E_{II} = 2'034.000$ sucres

3.a.4.3.2-2 GASTOS DE EXPLOTACION

2-a Gastos anuales

Tabla 3 - 08

	1 ^a etapa	2 ^a etapa
Depreciación D_{Ac}	$\frac{0,07}{(1,07)^{30}-1} \times 703.000 = 7.450$	$\frac{0,07}{(1,07)^{30}-1} \times 686.000 = 7.260$
Interés: C i	$0,07 \times 1,440.000 = 100.800$	$0,07 \times 834.000 = 58.340$
Operac, segu- re, impuestos. C e s i	$0,0025 \times 1,440.000 = 3.600$	$0,0025 \times 834.000 = 2.080$
GASTO ANUAL TOTAL DE EXPLOT	//..... $G_{A_1} = 111.850$	$G_{A_2} = 67.680$

2-b Suma integrada de todos los gastos anuales : S

Esta suma es obtenible en el año de instalación, como anticipada al depósito de todos los gastos anuales, es decir:

para la 1^a etapa :

instalación : año 1.968
operación : hasta 1.998, = 30 años.

$S_1 = G_{A_1} \frac{(1,07)^{30}-1}{1,07(1,07)^{30}} = 111.850 \times 12,41$

$S_1 = 1'381.000$ sucres.

Para la 2^a etapa:

instalación : año 1.973
operación : hasta 1.998, = 25 años.

$$S_2 = G_{A_2} \cdot \frac{(1,07)^{25} - 1}{0,07 (1,07)^{25}} = 67.680 \times 11,65$$

$$S_2 = 788.000 \text{ sucres.}$$

2-c Valor actual del costo de explotación:

Corresponde exclusivamente a la 2^a etapa, pues el año de referencia es 1.968 o sea en el que se instaló la 1^a etapa.

$$R_2 = \frac{S_2}{(1,07)^5} = 788.000 \times 0,713$$

$$R_2 = 562.000 \text{ sucres.}$$

y para la 1^a etapa: $R_1 = S_1 = 1'381.000 \text{ sucres.}$

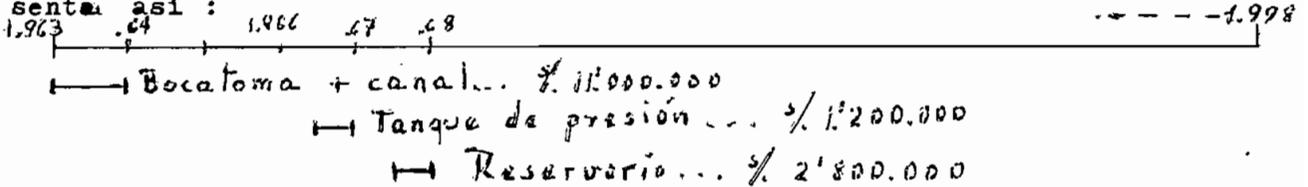
El Valor Actual referido a 1.968 de los gastos de explotación de la tubería doble :

$$R_{II} = R_1 + R_2 = 1'381.000 + 562.000$$

$$R_{II} = 1'943.000 \text{ sucres.}$$

3.a.4-4 VALOR DEL Kwh AL NIVEL DE TUBERIA DE PRESION.

Los capitales invertidos de acuerdo al cronograma de obras se representan así :



3.a.4.4-1 Valor actual del 1^{er} establecimiento referido a 1.968 :

$$\text{Bocatoma + canal : } 11'000.000 \times (1,08)^4 = 14'968.000 \quad (1)$$

$$\text{Tanque de presión : } 1'200.000 \times (1,08)^1 = 1'297.000$$

$$\text{Reserorio : } 2'800.000 \times (1,08)^0 = 2'800.000$$

$$(I) \text{ VALOR ACTUAL DE 1^{er} ESTABLECIMIENTO } \underline{19'065.000 \text{ sucres}}$$

(1) El rédite es de 8 % por referirse a inversiones de obra civil con capital nacional.

3.a.4.4-2 Gastos de explotación:2-1 Gastos anuales: Depreciación = cero sucres.

	Interés = 8 % + Mantenim, seguro, impot = 8,2 %	
Bocatoma + canal	$11'000.000 \times 0,082$	= 903.000 sucres
Tanque de presión	$1'200.000 \times 0,082$	= 98.500 "
Reservorio	$2'200.000 \times 0,08$	= 230.000 "

2-2 Suma integrada de los gastos anuales referida al año de cada obra terminada, respecto del año 1.998:

Bocatoma + canal (año 1.964)	= 903.000 x	$\frac{(1,08)^{34}-1}{0,08(1,08)^{34}}$	= 10'450.000
Tanque de presión (año 1.967)	= 98.500.	$\frac{(1,08)^{31}-1}{0,08(1,08)^{31}}$	= 1'119.000
Reservorio (año 1.968)	= 230.000.	$\frac{(1,08)^{30}-1}{0,08(1,08)^{30}}$	= 2'588.000

2-3 Valor actual de los gastos de explotación hasta el año 1.998 y referidos al año 1.968:

Bocatoma + canal :	$10'450.000 \times (1,08)^4$	= 14'203.000
Tanque de presión :	$1'119.000 \times (1,08)^1$	= 1'209.000
Reservorio :	$2'588.000 \times (1,08)^0$	= 2'588.000

(II) GASTOS EXPLOT, VALOR ACTUAL 18'000.0003.a.4.4-3 Suma de los valores actuales (a 1.968), incluso de la tubería de presión (E + R).

	Tub.UNICA, Deq = 1,25 m	Tub.DOUBLE, Deq $\frac{1}{2}$ 0,95 m
(I)	<u>4'048.000</u> 19'065.000	<u>3'977.000</u> 19'065.000
(II)	<u>18'000.000</u>	<u>18'000.000</u>
Val.Act.TOTAL	41'113.000	41'042.000

3.a.4.4-4 Energía vendible en 30 años.

Es aquella deducida de la energía total generada menos las pérdidas.
Este es:

	TUB.UNICA, Deq = 1,25 m	TUB.DOBLE, Deq = 0,95 m
Energía generada	(1) 491'000.000 Kwh	491'000.000 kwh
Energía perdida	8'727.000 "	9'335.500 "
Energía vendida	482'273.000 "	481'664.500 "

3.a.4.4-5 Valor de 1 K w h

Tub,única, Deq = 1,25 m	Tub. Doble, Deq = 0,95 m
$\frac{40'820.000 \text{ sucres}}{482'273.000 \text{ Kwh}} = 0,0852 \text{ \$/Kwh}$	$\frac{41'042.000 \text{ sucres}}{481'664.500 \text{ Kwh}} = 0,0852 \text{ \$/Kwh}$

3.a.4-5 SINTESIS DE LA COMPARACION ECONOMICA.

La menor suma entre el valor actual del 1^{er} establecimiento con el valor actual del costo de explotación y las pérdidas de energía (en sucres), determinará el diámetro económico de la tubería de presión.

3.a.4.5-1 Tubería Unica, Deq = 1,25 m

Valor actual del 1 ^{er} establecimiento	$E_I = 2'041.000 \text{ sucres.}$
" " de gastos de explotación	$R_I = 2'007.000 \text{ "}$
Pérdidas de energía; 0,0852 sucres/Kwh,	$L_{yI} = 744.000 \text{ "}$
OPERACION ECONOMICA(en 30 años)	$= 4'792.000 \text{ sucres}$

3.a.4.5-2 Tubería Doble, Deq = 0,95 m :

Valor actual del 1 ^{er} establecimiento,	$E_{II} = 2'034.000 \text{ sucres.}$
" " de gastos de explotación ,	$R_{II} = 1'943.000 \text{ "}$
Pérdidas de energía, 0,0852 sucres/Kwh,	$L_{yII} = 795.000 \text{ "}$
OPERACION ECONOMICA(30 años, 2 etapas)	$= 4'772.000 \text{ "}$

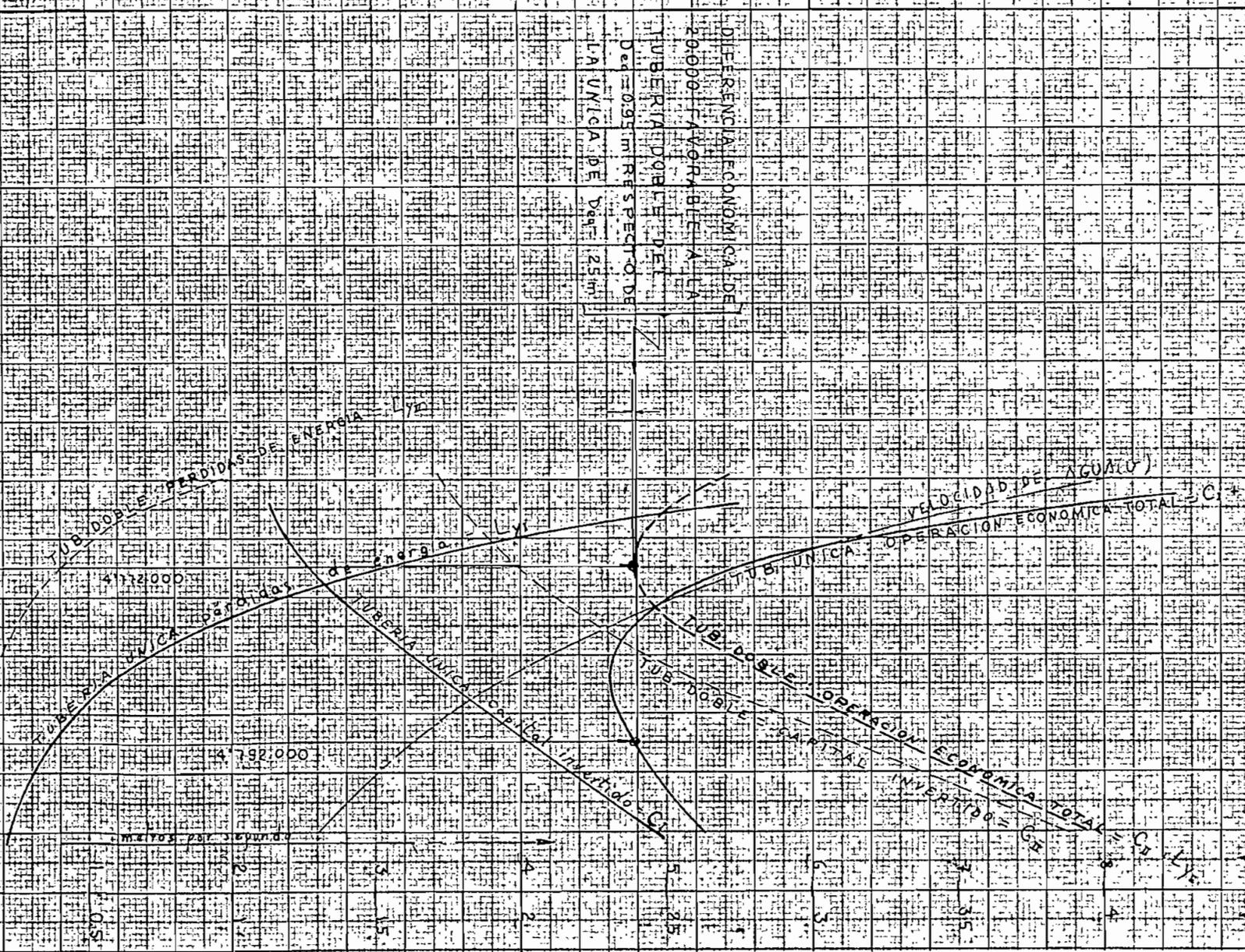
(1) Ver acápite : l.c.6-5, tabla 1-17.

DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO

TUBERIA NOBLE
 Caudal /
 m³/s
 4 m³/s
 2 m³/s

Fig. 3.01

TUBERIA DISEÑADA PARA 50%
 DE SOBREPRESION, OTRO modo de
 operador compatible 30 años



Millones de sucres

2 3 4 5 6 7 8

DIFERENCIA ECONOMICA DE
 2000 FAVORABLE A LA
 TUBERIA DE D=105m
 D=105m RESPECTO DE
 LA UNICA DE D=125m

MEJORES POR 2000

0.5

80 90 100 110 120 130 140

95 105 115 125

3-40

3.a.4-6 DIAMETRO ECONOMICO Y TIPO DE TUBERIA.

La menor cifra económica entre las encontradas para los dos casos analizados corresponde a la de la tubería doble con Deq = 0,95 m. (con 4'772.000 sucres).

Diferencia económica favorable a la tubería única:

tub.única, Deq = 1,25 m.....	4'792.000	sucres
" doble, Deq = 0,95 m.....	4'772.00	"
	<hr/>	
	20.000	sucres

3.a.4-7 CONCLUSIONES - AUTOCRITICA

1^a) La tubería única con Deq = 1,25 m es 170.000 sucres "más cara"

que su similar de 1,15 m, (ver cuadro 3-09). Este rubro en 30 años y con la circunstancia de que la tubería de mayor diámetro proporciona una potencia más alta en las turbinas con mayor gasto, permite comparar con la tubería única de Deq = 1,25 m.

2^a) La diferencia de 20.000 sucres (referidas a 4'800.000, obtenibles en 30 años) respecto del tubo único y a favor de la tubería doble con Deq = 0,95 m, aunque no representa en si una cifra determinante para fijar el diámetro, proporciona una referencia muy útil para la decisión a tomarse.

3^a) Se debe dar prioridad al criterio de : "emplear todos los medios para mantener servicio continuo en la producción de energía hidroeléctrica".

La tubería de presión doble está en condiciones de mantener el servicio con el doble de probabilidad que la tubería única.

4^a) Autocrítica a la instalación con doble ducto:

Los cálculos puramente teóricos llevan a la conclusión de que se debe instalar tubería doble de 0,95 m. de diámetro. Sin embargo en la práctica intervienen factores como : la variación del poder adquisitivo de la moneda que es más crítico para los países que viven de la importación como el nuestro; el ascenso creciente de los salarios con el transcurso del tiempo; cambios aún sociales y políticos que afectan a los programas de explotación más bien negativamente; éstos y otros son factores que matemáticamente son imprecisos pero que con su existencia determinan decisiones humanas hasta cierto punto intuitivas. De ahí que al observar la diferencia de 20.000 sucres favorables a la instalación de tubería gemela de 0,95 m. de diámetro con relación a la tubería única de 1,25 m. de diámetro, se la puede tomar sólo como cifra muy relativa, ya que resulta ser un escaso margen, eliminable aún por el solo transcurso del tiempo. Esta consideración cabe hacerla en el caso de que se llegue sólo a 6.000 Kw.

3-b). LOS BLOQUES DE ANCLAJE DE LA TUBERIA DE PRESION.

El siguiente estudio, basándose en el perfil del terreno y la ubicación de los puntos de inflexión de la tubería de presión sobre el mismo (ver gráf. 3-03, pág. 3-III), tiene por finalidad encontrar la forma, dimensiones y volumen de los anclajes que soportarán a la tubería de presión, proyectada en la presente Tesis de Grado para la central "El Ambi".

Estos anclajes, 4 en total, han de soportar los esfuerzos resultantes al deslizamiento y dar suficiente superficie de sustentación para mantener estabilidad y a la vez no sobrepasar la compresión tolerable por el terreno. Especialmente el primer bloque superior que soporta un codo convexo hacia afuera requiere de este análisis, pues las fuerzas actuantes tienden a desprenderlo del terreno.

El segundo bloque presenta circunstancias especiales al ser cruzado por el Ferrocarril a San Lorenzo. Aquí, desde el punto de vista de simplicidad de trabajos sería más conveniente acudir a un puente, que colocado sobre la tubería, permita cruzar (libremente del bloque) a la vía férrea, ubicando, entonces, arriba o abajo de tal puente a la masa del bloque de anclaje (1).

Si bien es un factor de cierto influjo el hecho de economizar un puente haciendo soportar el paso del FF.CC. directamente sobre el anclaje, que a la vez aloja a la tubería, sin embargo al dimensionar el bloque bajo esta última circunstancia lo que se está tratando es hacer con este estudio un enfoque menos rutinario y más teorizante.

Se deja aclarado también que todos los cálculos de diseño de los anclajes se han hecho sin tomar en cuenta ninguna resistencia antisísmica de dichos bloques de anclaje.

3.b- 1). Nomenclatura y simbología empleada.

Como los cálculos de esfuerzos incidentes sobre los anclajes y el diseño de estos se han sintetizado en las hojas 3-44 hasta la 3-57, véase a continuación la nomenclatura empleada:

3.b.1-1). Referente a los esfuerzos sobre los bloques de anclaje:

- D = diámetro interior del tubo de presión, en m .
 D_{ex} = " exterior " " " " " " "
 D_m = " promedio entre D y D_{ex} , " "
 e = grosor de la chapa del tubo de presión, en mm . (Ver para cada tramo el grosor correspondiente, según el gráf. 3-04, pág. 3-III).
 G_t = peso del acero del tubo (de determinado tramo) en toneladas.

(1) Esta ha sido la obra realizada por la firma ETECO (año 1.968).

- G_w = peso del agua (contenida en determinado tramo), en tons.
 H_n = altura de carga hidrostática en metros de columna de agua.
 H_d = " " " hidrodinámica " " " " " " (para $H_d = 50\%H_n$; ver: Golpe de ariete, pág 3-14 y sigs.)
 L = longitud del tramo de tubo considerado, en m.
 l = largo del empaque en la junta de dilatación, en cm.
 μ = coeficiente de rozamiento entre empaque y acero $\frac{1}{3}$ 0,3.
 P = suma de esfuerzos obtenidos sobre el eje del tubo. Si es + actúa de arriba hacia abajo; si es - actúa de abajo arriba.
 Ω = sección circular del tubo atravesada por el agua, en m^2 .
 $\Delta \Omega$ = sección promedia de un tramo abocinado del tubo, en m^2 .
 α = ángulo de inclinación del eje del tubo respecto de horizontal
 Los sub-índices: 1,2,3, .. etc, se los ha utilizado para identificar cada tramo del tubo, según conste en el dibujo.

3.b.1- 2). Referente al diseño del bloque de anclaje:

- A = superficie del bloque proyectada sobre un plano vertical que pase por el eje del tubo. (A_1, A_2, A_3 son superficies parciales para encontrar la total A_{tot}).
 C_g = centro de gravedad del anclaje, (coordenadas respecto de C_{tub})
 C_{tub} = punto de inflexión del eje de la tubería.
 P_{hor} = peso del hormigón ciclópeo del anclaje en tons.
 $P_{H O}$ = fuerza vertical por efecto del peso del agua contenida en el codo que vá alojado en el anclaje, en tons.
 P = fuerza vertical resultante de sumar $P_{hor} + P_{H O}$, en tons.
 R = resultante final obtenida de todas las fuerzas actuantes, en tons.
 V_{hor} = volumen de hormigón ciclópeo requerido para formar el bloque, m^3 .
 V_{tub} = volumen ocupado por el segmento del tubo (codo) dentro del bloque de anclaje, en m^3 .
 V_{tot} = volumen total que ocupa en el espacio el anclaje, en m^3 .
 γ = peso específico (según el sub-índice se especifica el material)
 σ = compresión producida en el terreno.
 τ = esfuerzo cortante ocasionado al terreno.

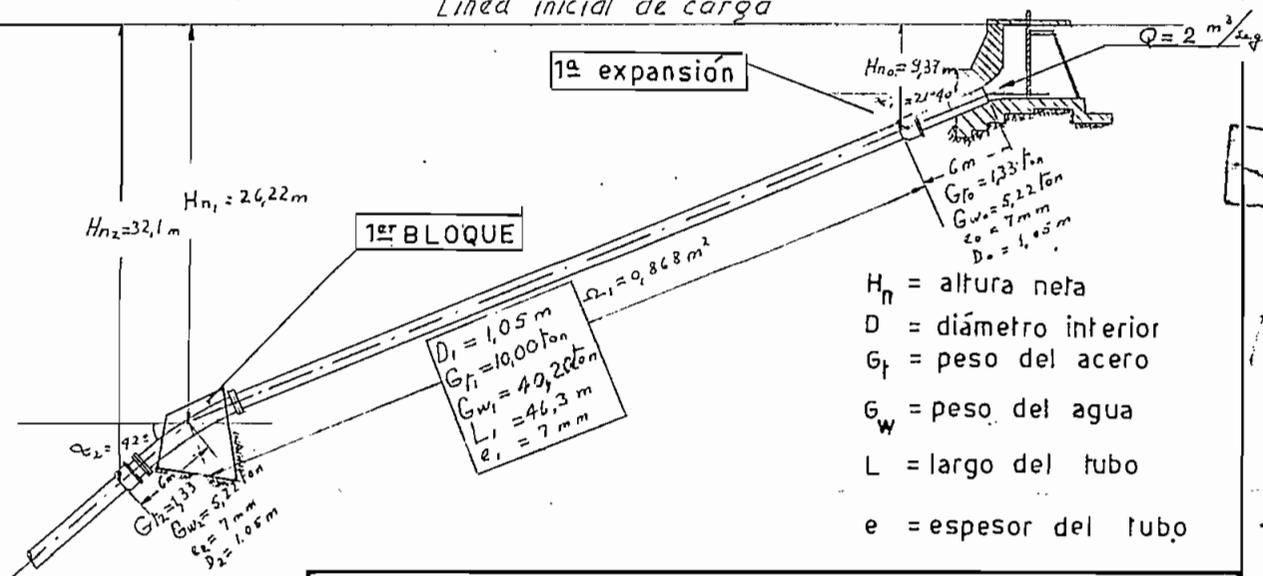
(A) FUERZAS ARRIBA DEL BLOQUE :

- 1.- Por acción estática y dinámica del agua: $+P_1 = \Omega_1 \cdot (H_{n1} + H_{d1}) = 0,868 \cdot (26,22 + 1,50) = \underline{+34,20 \text{ ton}}$
 - 2.- Por choque en el anillo reflejo de la 1ª expansión: $+P_2 = \pi \cdot D_{m1} \cdot e_1 \cdot (H_{n0} + H_{d0}) = \pi \cdot 1,057 \cdot 0,007 \cdot (9,37 + 1,50) = \underline{+0,328 \text{ ton}}$
 - 3.- por roce entre acero y cáñamo de la 1ª expansión: (coef. rozam. = $\mu = 0,3$)
 $+P_3 = \mu \cdot \pi \cdot D_{ex1} \cdot L \cdot H_{n0} = 0,3 \cdot \pi \cdot 1,064 \cdot 0,1 \cdot 9,37 = \underline{+0,94 \text{ ton}}$
 - 5.- Por acción del peso del tubo: $+P_5 = G_T \cdot \text{sen } 21^\circ 40' = 10,00 \cdot 0,369 = \underline{+3,69 \text{ ton}}$
 - 6.- Por roce del tubo con apoyos: $+P_6 = (G_T + G_W) \cdot \mu \cdot \cos 21^\circ 40' = (10,00 + 4,2) \cdot 0,5 \cdot 0,929 = \underline{+23,3 \text{ ton}}$ — (coef. rozam. = $\mu = 0,5$)
- $+P_I \text{ T O T A L} = \underline{+62,46 \text{ ton.}} \quad (\angle = 21^\circ 40')$

(B) FUERZAS ABAJO DEL BLOQUE :

- 1.- por acción estática y dinámica: $-P_1 = -|+P_1| = -34,20 \text{ ton}$
 - 2.- Por choque en el terminal de la 2ª expansión: $-P_2 = -\pi \cdot D_{m1} \cdot e_1 \cdot (1,50 \cdot H_{n2}) = -\pi \cdot 1,057 \cdot 0,007 \cdot 48,20 = \underline{-1,12 \text{ ton}}$
 - 3.- Por roce entre acero y cáñamo de la 2ª expansión: $-P_3 = -\mu \cdot \pi \cdot D_{ex1} \cdot L \cdot H_{n2} = -0,3 \cdot \pi \cdot 1,064 \cdot 0,10 \cdot 32,10 = \underline{-3,22 \text{ ton}}$
 - 5.- por acción del peso del tubo: $+P_5 = G_T \cdot \text{sen } 42^\circ = 1,33 \cdot 0,669 = \underline{+0,88 \text{ ton}}$
 - 6.- Por roce del tubo con apoyos: (coef. rozam. = $\mu = 0,5$): $-P_6 = -(G_T + G_W) \cdot \mu \cdot \cos 42^\circ = -(1,33 + 5,22) \cdot 0,5 \cdot 0,743 = \underline{-2,44 \text{ ton}}$
- $-P_I \text{ T O T A L} = \underline{-39,10 \text{ ton.}} \quad (\angle = 42^\circ 00')$

Linea inicial de carga

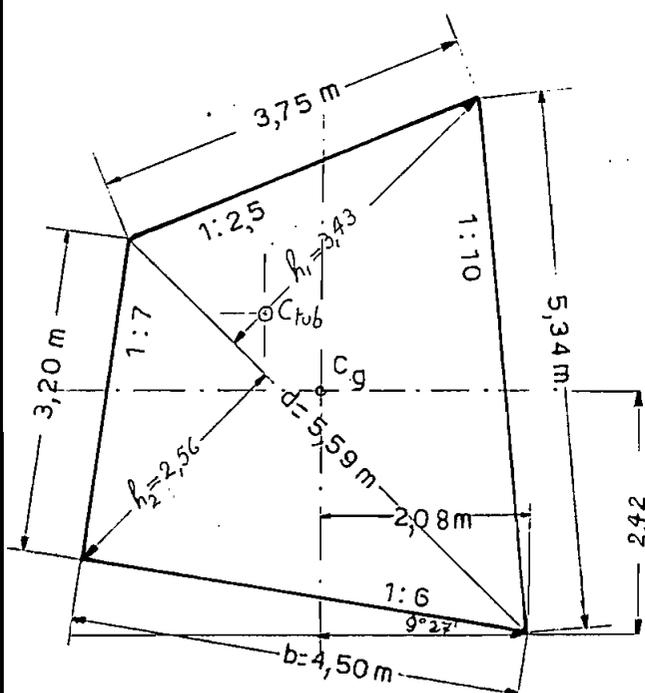
**ESFUERZOS SOBRE EL 1º BLOQUE DE ANCLAJE**

CASO CRÍTICO: tubería funcionando y aumento de temperatura

e s c a l a = 1:500

DISEÑO DEL 1er BLOQUE DE ANCLAJE

(I). DIMENSIONES, VOLUMEN, PESO y C_g :



a). Area (en proyección vertical por el eje de la tubería):

$$A_1 = \frac{d \cdot h_1}{2} = \frac{5,59 \cdot 3,43}{2} = 9,60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{d \cdot h_2}{2} = \frac{5,59 \cdot 2,56}{2} = 7,15 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Tot.}} = A_1 + A_2 = 9,60 + 7,15 = 16,75 \text{ m}^2$$

b). Volumen:

$$V_{\text{Tot.}} = A_{\text{Tot.}} \times \text{ancho} = 16,75 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 50,30 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Tub.}} = \frac{\pi}{4} D_{\text{ex}}^2 \cdot \text{longo} = \frac{\pi}{4} \cdot 1,064^2 \cdot 4,70 = 4,20 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{hor.}} = V_{\text{Tot.}} - V_{\text{Tub.}} = 50,3 \text{ m}^3 - 4,20 \text{ m}^3 = 46,10 \text{ m}^3$$

c). Peso:

$$P_{\text{hor.}} = V_{\text{hor.}} \cdot \gamma_{\text{hor.}} = 46,10 \text{ m}^3 \cdot 2,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 101,50 \text{ ton.}$$

$$P_{H_2O} = \frac{\pi}{4} \cdot 1,05^2 \cdot 2,35 (\cos 22,945' + \cos 42^\circ)$$

$$P_{H_2O} = \frac{\pi}{4} \cdot 1,05^2 \cdot 2,35 (0,9222 + 0,7431) = 3,42 \text{ ton.}$$

$$\Sigma P = P_{\text{hor.}} + P_{H_2O} = 101,50 + 3,40 = 104,92 \text{ ton}$$

d). Centro de Gravedad. (método gráfico por áreas parciales):

coordenadas (referidas al C_{Tub}):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{abscisa} = 0,46 \text{ m} \\ \text{ordenada} = 0,75 \text{ m} \end{array} \right.$$

(II). FUERZAS QUE INTERVIENEN. (caso crítico):

a). Fuerza hacia abajo, ($\alpha_1 = 21,940'$)..... $+P_I = +62,46 \text{ ton}$

b). " " arriba, ($\alpha_2 = 42^\circ$)..... $-P_I = -39,10 \text{ ton}$

c). Peso del bloque, incluso tubo lleno..... $\Sigma P = 104,92 \text{ ton}$

(III). FUERZAS OBTENIDAS, (método gráfico):

a). La resultante cae dentro del núcleo central..... $R = 108,0 \text{ ton}$

b). Componente de R , normal a la superficie del terreno que cimienta al bloque..... $F_N = 107,50 \text{ ton}$

c). Componente de R , paralela a la superficie de cimentación que determina la acción deslizando del bloque de anclaje, ($\alpha = 9,227'$)..... $F_D = 9,5 \text{ ton}$

d). Componente de R , de efecto horizontal, que determina el esfuerzo cortante al terreno..... $F_H = 22,4 \text{ ton}$

(IV). RESULTADOS FINALES:

a). Compresión producida en el terreno, ($\sigma_{\text{roca admisible}} = 70 \rightarrow 200 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$)

$$\sigma_{\text{medio}} = \frac{F_N}{S} = \frac{107,5 \text{ ton}}{3 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}} = 8,7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Método} \\ \text{Gráfico} \end{array} \right\} \begin{cases} \sigma_{\text{máx.}} = 14,7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{\text{mín.}} = 1,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

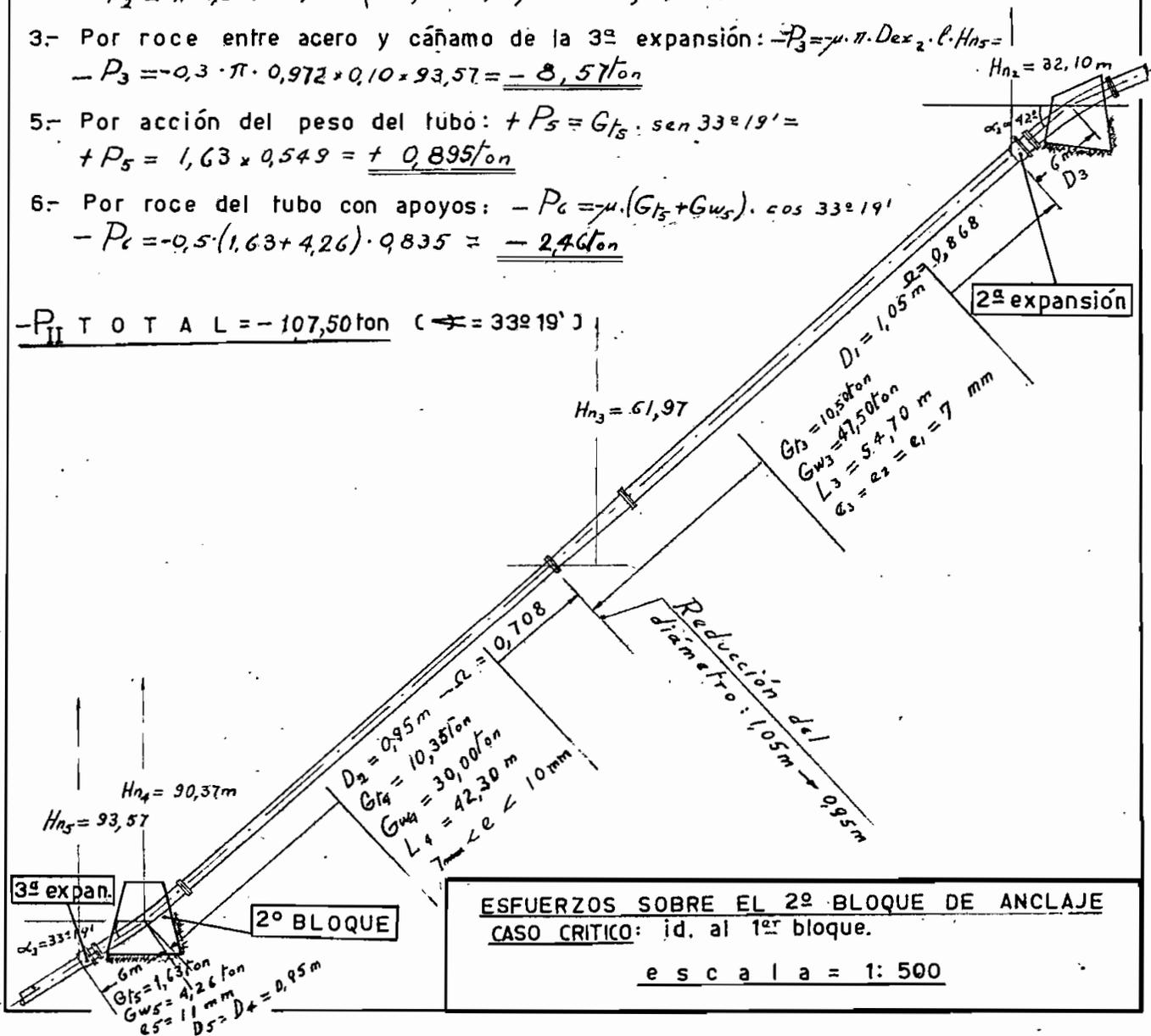
(A) FUERZAS ARRIBA DEL BLOQUE:

- 1- Por acción estática y dinámica: $+P_1 = \Omega_2 (H_{H4} + H_{D4}) = 0,708(99,37, 1,50) = +92,70 \text{ ton}$
 - 2- Por choque en el anillo reflejo de la 2ª expansión: $+P_2 = \pi \cdot D_{m1} \cdot e_1 (H_{H2} + H_{D2}) = \pi \cdot 1,057 \cdot 0,007 \times (32,10 + 1,50) = +1,12 \text{ ton}$
 - 3- Por roce entre acero y cáñamo de la 2ª expansión: $+P_3 = \mu \cdot D_{ax1} \cdot l \cdot H_{H2} = +3,22 \text{ ton}$
 - 4- Por reducción de la sección: $+P_4 = \Delta \Omega_{1-2} (H_{H3} + H_{D3}) = \frac{\pi}{4} (1,05^2 - 0,95^2) \cdot (1,50 + 61,97) = +18,90 \text{ ton}$
 - 5- Por acción del peso del tubo: $+P_5 = (G_{T3} + G_{T4}) \cdot \sin 42^\circ = (10,50 + 10,35) \times 0,669 = +13,81 \text{ ton}$
 - 6- Por roce del tubo con apoyos: $+P_6 = \mu \cdot (G_{T3} + G_{T4} + G_{W3} + G_{W4}) \cdot \cos 42^\circ = +P_8 = 0,5(10,50 + 10,35 + 47,50 + 30,0) \cdot 0,743 = +36,40 \text{ ton}$
- $+P_{II} \text{ TOTAL} = +163,15 \text{ ton. } (\alpha = 42,00^\circ)$

(B) FUERZAS ABAJO DEL BLOQUE:

- 1- por acción estática y dinámica: $-P_1 = -|+P_1| = -92,70 \text{ ton}$
- 2- Por choque en el terminal de la 3ª expansión: $-P_2 = -\pi \cdot D_{m2} \cdot e_2 \cdot (H_{H5} + H_{D5}) = -P_2 = -\pi \cdot 0,961 \cdot 0,011 \cdot (93,57 + 1,5) = -4,67 \text{ ton}$
- 3- Por roce entre acero y cáñamo de la 3ª expansión: $-P_3 = \mu \cdot \pi \cdot D_{ax2} \cdot l \cdot H_{H5} = -P_3 = -0,3 \cdot \pi \cdot 0,972 \times 0,10 \times 93,57 = -8,57 \text{ ton}$
- 5- Por acción del peso del tubo: $+P_5 = G_{T5} \cdot \sin 33^\circ 19' = +P_5 = 1,63 \times 0,549 = +0,895 \text{ ton}$
- 6- Por roce del tubo con apoyos: $-P_6 = \mu \cdot (G_{T5} + G_{W5}) \cdot \cos 33^\circ 19' = -P_6 = -0,5 \cdot (1,63 + 4,26) \cdot 0,835 = -2,46 \text{ ton}$

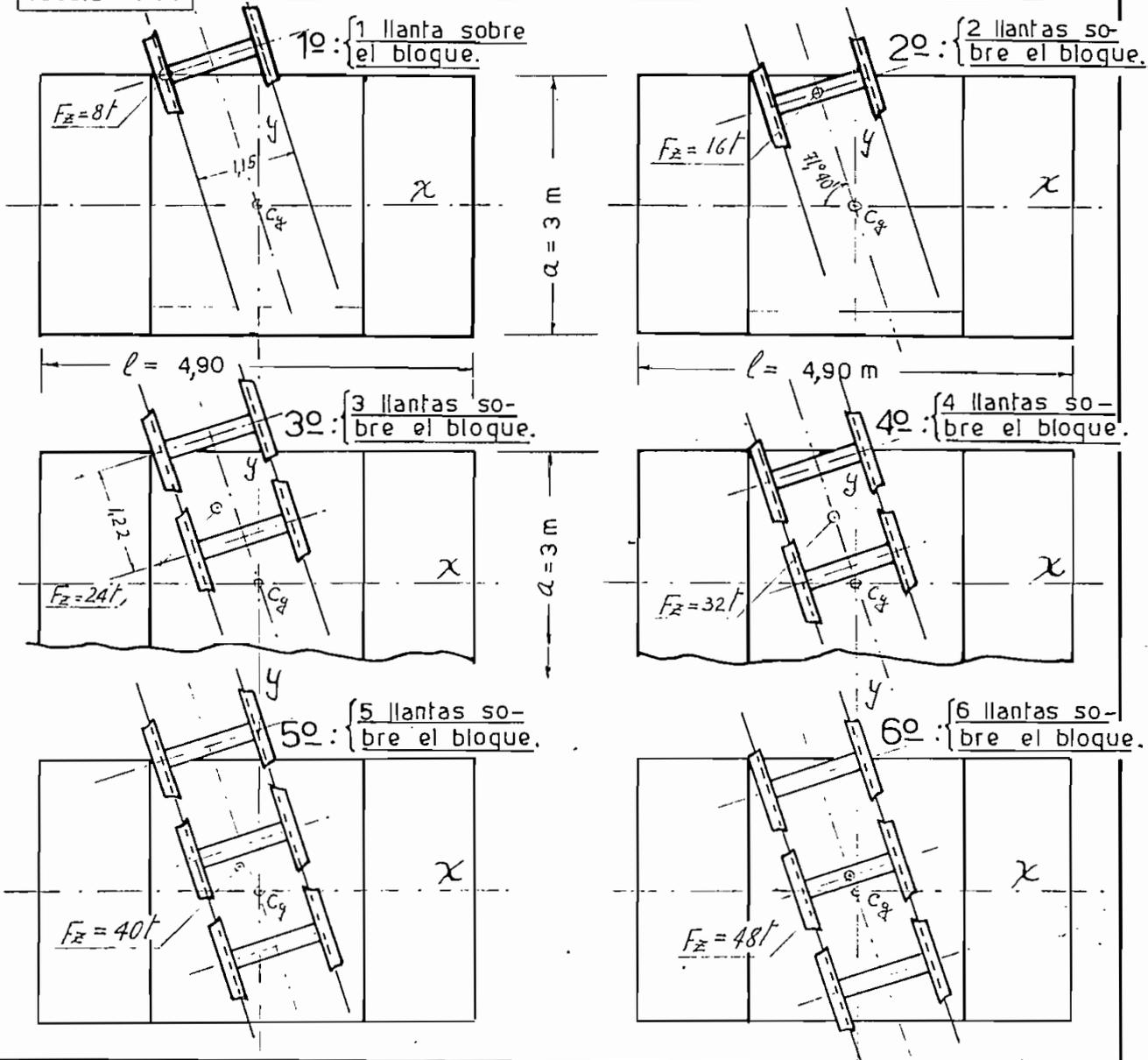
$-P_{II} \text{ TOTAL} = -107,50 \text{ ton } (\alpha = 33^\circ 19')$



PASO DE LA LOCOMOTORA Nº 37 SOBRE EL 2º BLOQUE.

CASOS DESFAVORABLES: (VISTAS EN PLANTA)

escala = 1:75



VALORIZACION ANALITICA :

CASO	Núm. de Llan-tas	Fz (ton.)	Distancia en planta (m)	Coordenadas respecto Cg (m)		Momento de Fz (ton.m)		Momento Total (ton.m)		Compresión en el terreno (σ = ton/m ²)				
				X	Y	Mx _x	Mx _y	M _x	M _y	σ _{med}	σ _x	σ _y	σ _{máx}	σ _{mín.}
1º	1	8	1,86	1,09	1,50	8,72	12,0	79,32	12,0	12,0	6,53	1,63	20,16	+3,18
2º	2	16	1,40	0,43	1,33	6,88	21,3	77,98	21,3	12,53	6,45	2,90	21,88	+4,31
3º	3	24	0,98	0,48	0,86	1,15	20,6	71,75	20,6	13,10	5,98	2,81	21,84	+4,31
4º	4	32	0,80	0,25	0,75	8,00	24,0	78,60	24,0	13,62	6,56	3,27	23,45	+3,79
5º	5	40	0,36	0,22	0,29	8,80	11,6	79,40	11,6	14,18	6,63	1,58	22,34	+5,99
6º	6	48	0,18	0,06	0,16	2,88	7,68	73,48	7,68	14,71	6,13	1,05	21,84	+7,53

PROCESO

se mide a escala
lectura a escala
M_x = Fz · x
M_y = Fz · y
M_x = M_x + M₀
M₀ = G · u
M_y = M_y
σ_{med} = (ΣG) / (ΣG + Fz · a) = G / (G + Fz · a) · G
σ_x = M_x / W_x
σ_y = M_y / W_y
σ_{máx} = σ_{med} + σ_x
σ_{mín.} = σ_{med} - σ_x

Mom. Resist. { W_x = $\frac{a \cdot l^2}{6} = \frac{3 \cdot 4,90^2}{6} = 12 \text{ m}^3$
W_y = $\frac{a^2 \cdot l}{6} = \frac{3^2 \cdot 4,90}{6} = 7,35 \text{ m}^3$

CALCULO.- Ejemplo para determinar el estado de compresión en el terreno que sustenta al 2º bloque:

Caso 4º: { Número de llantas sobre el bloque = 4
 Fuerza vertical a cada llanta de la locomotora = 8 ton.
 $F_x \text{ Total} = 32 \text{ tons.}$
 Coordenadas del punto de aplicación de F_x respecto al centro de gravedad del bloque:
 $x = 0.25 \text{ m.}$ $y = 0.75 \text{ m.}$

Momento estático por acción de F_x :

Respecto del eje x : $M_{xz} = 32 \text{ ton.} \times 0.25 \text{ m.} = 8 \text{ ton.m}$

Respecto del eje y : $M_{xy} = 32 \text{ ton} \times 0.75 \text{ m.} = 24 \text{ ton.m}$

Momento estático total: Se incluye el producido por el paso de la locomotora y aquél ocasionado por la resultante R de la tubería de presión en funcionamiento en conjunto con el paso ΣP del bloque.

Este momento estático total tiene sentido para el eje x , pues la tubería actúa centrada a lo largo de este eje. Luego:

$$M_x = M_{xz} + M_{G'} = F_x \cdot x + G' \cdot u'$$

G' es la acción vertical de la resultante R : $G' = 168 \text{ ton.}$

u' es la distancia del punto de aplicación de G' a C_g .

luego: $M_{G'} = G' \cdot u' = 168 \text{ ton} \times 0.42 \text{ m.} = 70.60 \text{ ton.m}$

y $M_x = 8 + 70.60 = 78.60 \text{ ton.m.}$

Compresión producida al terreno:

compresión media: $\sigma_{\text{med.}} = \frac{\text{Fuerza vertical total}}{\text{superficie}}$

$$\sigma_{\text{med.}} = \frac{G}{S} = \frac{200 \text{ ton.}}{4.9 \times 3 \text{ cm}^2} = 13.62 \text{ ton./m}^2$$

La compresión en el terreno respecto del eje x :

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{M_x}{\frac{a \cdot l^2}{6}} = \frac{78.6 \text{ ton.m}}{12 \text{ m}^3} = 6.56 \text{ ton./m}^2$$

y respecto del eje y :

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{M_y}{\frac{a^2 \cdot l}{6}} = \frac{24}{3^2 \cdot 4.9} = 3.27 \text{ ton./m}^2$$

La compresión máxima en el terreno producida por la esquina del bloque, abajo de la intersección de la tubería en el 2º bloque:

$$\sigma_{\text{Máx.}} = \sigma_{\text{medio}} + \sigma_x + \sigma_y = 13.62 + 6.56 + 3.27 = + 23.45 \text{ ton./m}^2$$

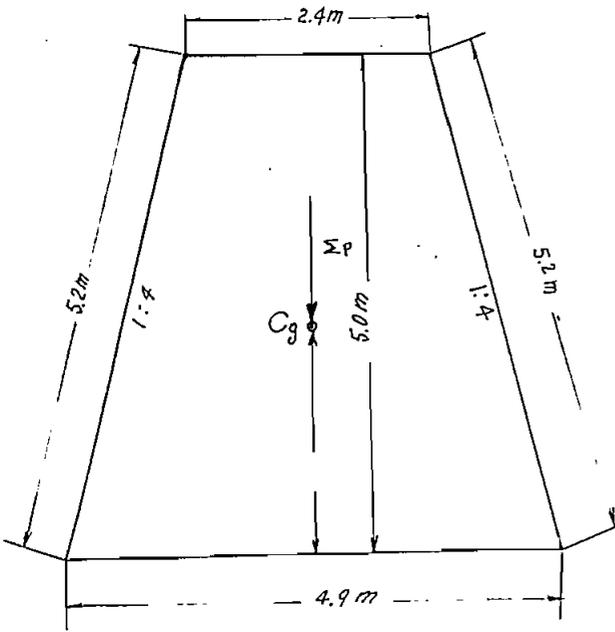
y la compresión mínima al terreno:

$$\sigma_{\text{Mín.}} = \sigma_{\text{medio}} - \sigma_x - \sigma_y = 13.62 - 6.56 - 3.27 = + 3.79 \text{ ton./m}^2$$

(Como caso tipo se ha tomado el caso más desfavorable para el 2º bloque de anclaje, el cual ocurre cuando la locomotora N° 37 lo atraviesa justamente con 4 llantas; ver pág. N° 3-18)

DISEÑO DEL 2º BLOQUE DE ANCLAJE

(I) DIMENSIONES, VOLUMEN, PESO Y Cg:



a) Area (proyección vertical por el eje de la tubería):

$$A_{Tot} = \frac{(b+B)h}{2} = \frac{(2.4+4.9)}{2} \cdot 5.0 = 18.25 \text{ m}^2$$

b) Volumen:

$$V_{Tot} = A \cdot a = 18.25 \cdot 3 = 54.75 \text{ m}^3$$

$$V_{tub.} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.97^2 \cdot 4.65 = 3.44 \text{ m}^3$$

$$V_{Hor} = V_{Tot} - V_{tub.} = 54.75 \text{ m}^3 - 3.44 \text{ m}^3 = 51.30 \text{ m}^3$$

c) Peso:

$$P_{Hor} = V_{Hor} \cdot \gamma_{Hor} = 51.3 \cdot 2.2 = 118.0 \text{ ton.}$$

$$P_{H_2O} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.95^2 \cdot (2.0 \cdot \cos 42^\circ + 2.65 \cdot \cos 33^\circ 19')$$

$$P_{H_2O} = 2.63 \text{ ton.}$$

$$\Sigma_{Tot.} = P_{Hor.} + P_{H_2O} = 118.0 + 2.63 = 121.63 \text{ ton.}$$

d) Centro de gravedad (método gráfico):

coordenadas (en relación a C_{tub}) $\left\{ \begin{array}{l} \text{ordenada} = -0.30 \text{ m.} \\ \text{abscisa} = 0.00 \text{ m.} \end{array} \right.$

(II) FUERZAS QUE INTERVIENEN (estado crítico):

a) Fuerzas hacia abajo ($\alpha_2 = 42^\circ$) = $+P_{II} = +163.15 \text{ ton.}$

b) Fuerzas hacia arriba ($\alpha_3 = 33^\circ 19'$) = $-P_{II} = -107.50 \text{ ton.}$

c) Peso del bloque, incluso tubo lleno $\Sigma P_{Tot.} = 121.43 \text{ ton.}$

d) Esfuerzo vertical ocasionado por la locomotora a vapor N° 37 (la cual tiene el mayor peso al eje = 16 ton/eje) . . .

. = $F_x = 32 \text{ ton.}$

(III) FUERZAS OBTENIDAS (método gráfico):

a) La resultante cae dentro del nucleo central . . . = $R = 202 \text{ ton.}$

b) Componente de acción vertical total, que es también perpendicular a la base del bloque: = $G = 200 \text{ ton.}$

c) Componente total que actúa horizontalmente

. = $F_H = 27 \text{ ton.}$

(IV) RESULTADOS FINALES : ($\sigma_{roca. adm.} = 70 \rightarrow 200 \text{ ton/m}^2$)

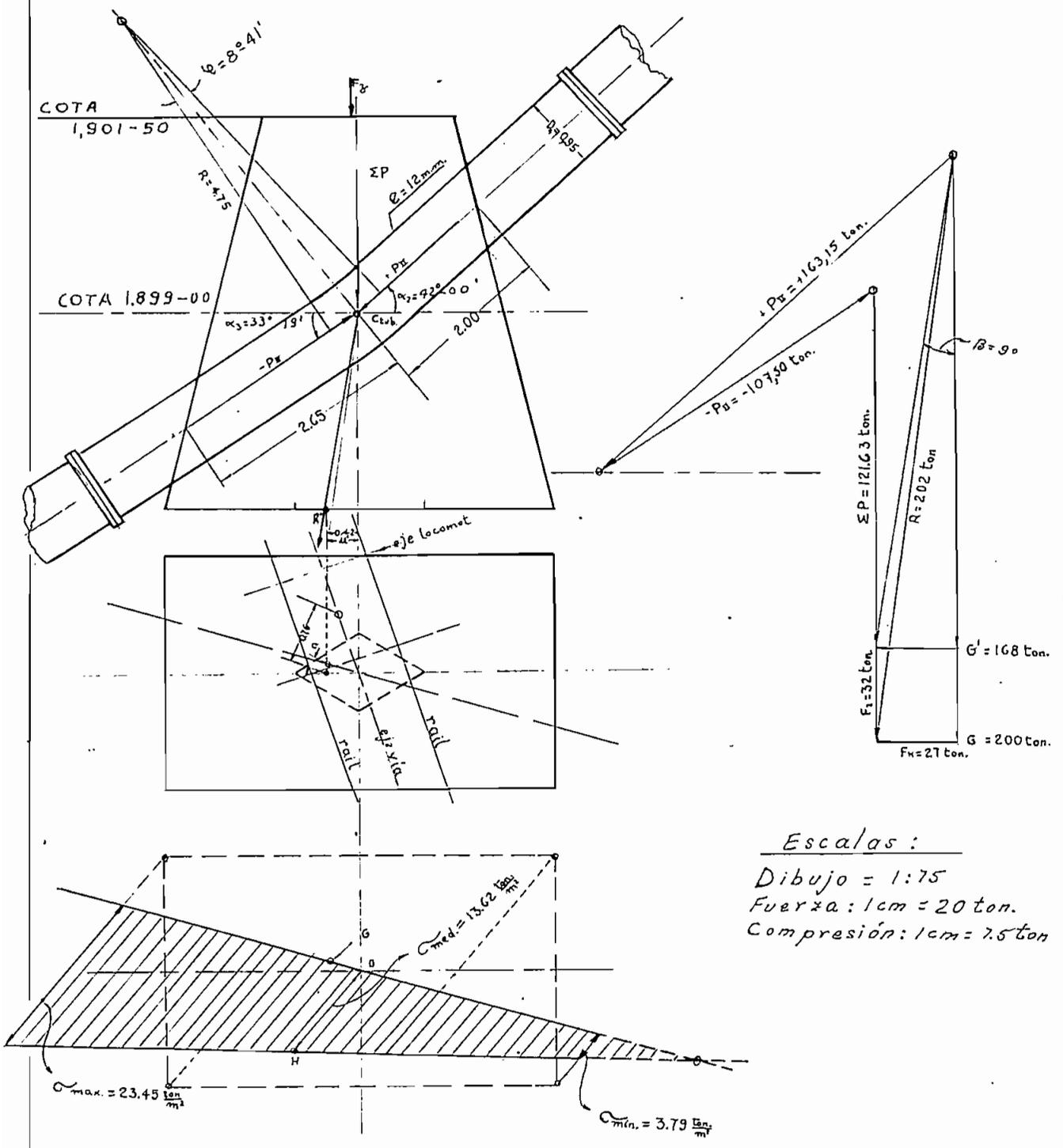
a) Compresión producida en el terreno: ($\sigma_{roca. adm.} = 70 \rightarrow 200 \text{ ton/m}^2$)

$$\sigma_{med} = \frac{G}{S} = \frac{200}{4.9 \times 3} = 13.62 \text{ ton/m}^2 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{método} \\ \text{gráfico} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max.} = 23.45 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{min.} = 3.79 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

b) Estabilidad al deslizamiento ($\mu_{roca. hor} = 0.5$)

Equilibrio Estático = $F_H = \mu \cdot G'$
 Comprobación: $\mu \cdot G' = 0.5 \times 168 = 84 > 27 \text{ ton} = F_H$

(V) GRAFICOS :



Escalas :

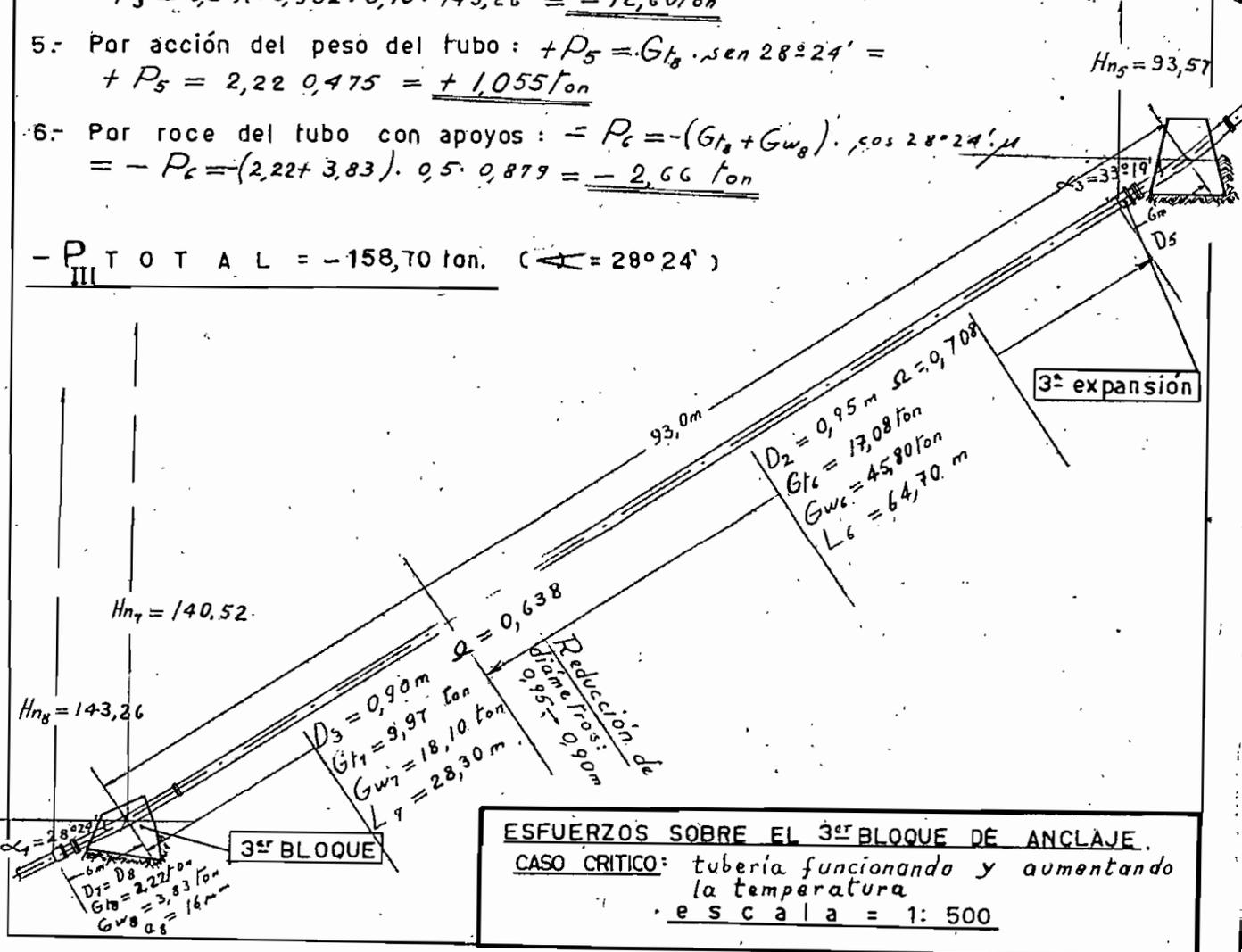
- Dibujo = 1:75
- Fuerza : 1cm = 20 ton.
- Compresión : 1cm = 7.5 ton

(A) FUERZAS ARRIBA DEL BLOQUE :

- 1- Por acción estática y dinámica : $+P_1 = \Omega_7 \cdot (H_{N7} + H_{D7}) = 0,638 \cdot (1,50 \cdot 140,52) = \underline{+134,6 \text{ ton.}}$
 - 2- Por choque en el anillo reflejo de la 3ª expansión : $+P_2 = \pi \cdot D_{m2} \cdot e_g \cdot (H_{N5} + H_{D5})$
 $+P_2 = \pi \cdot 0,961 \cdot 0,011 \cdot (93,57 \cdot 1,5) = \underline{+4,67 \text{ ton}}$
 - 3- Por roce entre acero y cáñamo de la 3ª expansión : $+P_3 = \mu \cdot \pi \cdot D_{ex2} \cdot l \cdot H_{N5} =$
 $+P_3 = 0,3 \cdot \pi \cdot 0,972 \cdot 0,10 \cdot 93,57 = \underline{+8,57 \text{ ton.}}$
 - 4- Por reducción de la sección : $+P_4 = \Delta \Omega_{2,3} \cdot (H_{Nc} + H_{Dc}) = (0,708 - 0,638) \cdot (1,50 \cdot 125,33) = \underline{+13,15 \text{ ton}}$
 - 5- Por acción del peso del tubo : $+P_5 = (G_{T6} + G_{T7}) \cdot \text{sen } 33^\circ = 19' = (17,08 + 9,97) \cdot 0,549 = \underline{+14,83 \text{ ton}}$
 - 6- Por roce del tubo con apoyos : $+P_6 = (G_{T6} + G_{T7} + G_{W6} + G_{W7}) \cdot \mu \cdot \cos 33^\circ = 19'$
 $+P_6 = (17,08 + 9,97 + 45,80 + 18,10) \cdot 0,5 \cdot 0,835 = \underline{+38,00 \text{ ton.}}$
- $\underline{+P_{III} \text{ TOTAL} = +213,82 \text{ ton} \quad (\angle = 33^\circ 19')}$

(B) FUERZAS ABAJO DEL BLOQUE :

- 1- Por acción estática y dinámica : $-P_1 = -|+P_1| = \underline{-134,60 \text{ ton.}}$
 - 2- Por choque en el terminal reflejo de la 4ª expansión : $-P_2 = -\pi \cdot D_{m3} \cdot e_{13} \cdot (H_{N8} + H_{D8}) = -\pi \cdot 0,916 \cdot 0,016 \cdot (143,26 \cdot 1,50) = \underline{-9,90 \text{ ton}}$
 - 3- Por roce entre acero y cáñamo de la 4ª expansión : $-P_3 = -\mu \cdot \pi \cdot D_{ex3} \cdot l \cdot H_{N8}$
 $-P_3 = -0,3 \cdot \pi \cdot 0,932 \cdot 0,10 \cdot 143,26 = \underline{-12,60 \text{ ton}}$
 - 5- Por acción del peso del tubo : $+P_5 = G_{T8} \cdot \text{sen } 28^\circ 24' =$
 $+P_5 = 2,22 \cdot 0,475 = \underline{+1,055 \text{ ton}}$
 - 6- Por roce del tubo con apoyos : $-P_6 = -(G_{T8} + G_{W8}) \cdot \cos 28^\circ 24' \cdot \mu$
 $= -P_6 = -(2,22 + 3,83) \cdot 0,5 \cdot 0,879 = \underline{-2,66 \text{ ton}}$
- $\underline{-P_{III} \text{ TOTAL} = -158,70 \text{ ton.} \quad (\angle = 28^\circ 24')}$



DISEÑO DEL 3^{er} BLOQUE DE ANCLAJE

(I) DIMENSIONES, VOLUMEN, PESO y C_g:

a) Area (en la proyección vertical por el eje de la tubería):

$$A_1 = \frac{B+b}{2} \cdot h_1 = \frac{4.41+2.60}{2} \cdot 1.58 = 5.54 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{B \cdot h_2}{2} = \frac{4.41 \times 2.58}{2} = 5.68 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = A_1 + A_2 = 5.54 + 5.68 = 11.22 \text{ m}^2$$

b) Volumen:

$$V_{TOTAL} = A_{TOTAL} \cdot \alpha = 11.22 \times 3 = 33.66 \text{ m}^3$$

$$V_{TUB.} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.930^2 \times 3.80 = 2.58 \text{ m}^3$$

$$V_{HOR.} = V_{TOT.} - V_{TUB.} = 33.66 - 2.58 = 31.08 \text{ m}^3$$

c) Peso:

$$P_{HOR.} = V_{HOR.} \cdot \gamma_{HOR.} = 31.08 \times 2.2 = 68.40 \text{ ton.}$$

$$P_{H_2O} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.90^2 \cdot 1.9 (\cos. 33^\circ 19' + \cos. 28^\circ 24') = 2.08 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{TOTAL} = P_{HOR.} + P_{H_2O} = 68.40 + 2.08 \approx 70.50 \text{ ton.}$$

d) Centro de gravedad (método gráfico, por áreas parciales):

coordenadas	}	abscisa = 0.37 m.
(del C _{TUB.})		ordenada = 0.55 m.

(II) FUERZAS QUE INTERVIENEN (caso crítico):

a) Fuerza hacia abajo. ($\alpha_1 = 33^\circ 19'$)

b) Fuerza hacia arriba. ($\alpha_2 = 28^\circ 24'$)

c) Peso del bloque, incluso tubo lleno.

+ P _{III}	+ 213,82
- P _{III}	- 158,70 T
ΣP_{TOT}	70,50 ton

(III) FUERZAS OBTENIDAS (método gráfico):

a) La resultante cae dentro del núcleo central.

b) Componente de R, normal a la superficie del terreno que cimenta al bloque.

c) Componente de R, paralela a la superficie de cimentación, que determina la acción deslizante del bloque de anclaje ($\delta = 9^\circ 27'$)

d) Componente de R, de efecto horizontal, que determina el esfuerzo cortante sobre el suelo.

R	118,50 ton.
F _N	117 ton.
F _D	19,50 ton
F _H	38 ton

(IV) RESULTADOS FINALES:

a) Compresión producida en el terreno. ($\sigma_{TERR.} = 2.5 \text{ ton./m}^2$):

$$\sigma_{MENO} = \frac{F_N}{S} = \frac{117}{3 \times 4.50} = 8.68 \text{ ton./m}^2$$

metodo
gráfico

$$\sigma_{MIN.} = 1.8 \text{ ton./m}^2$$

$$\sigma_{MAX.} = 15.7 \text{ ton./m}^2$$

b). Estabilidad al deslizamiento ($\mu = 0.25$):

Equilibrio Estático, condición: $\mu \cdot F_N = F_D$

Comprobación: $\mu \cdot F_N = 0.25 \times 117 = 29.25 \text{ ton.} > 19.5 \text{ ton.} = F_D$

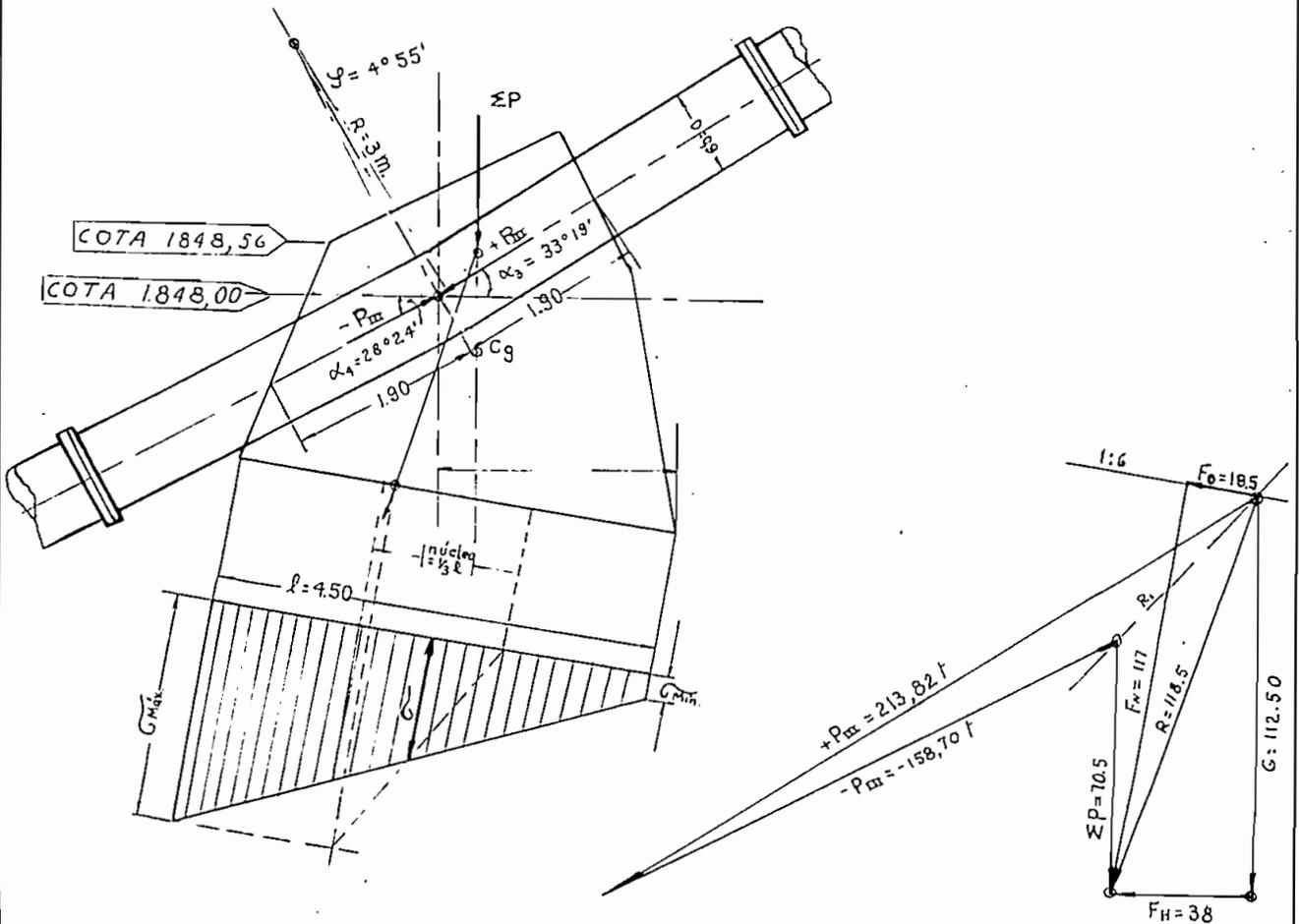
c). Estabilidad al esfuerzo cortante ($\tau_{ad.} = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$):

$$\tau_{\text{caso}} = \frac{F_H}{a.l. \cos. 9^\circ 27'} = \frac{38.000 \text{ Kg.}}{300 \times 450 \times 0.986 \text{ cm}^2} = 0.285 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobación: $\tau_{\text{caso}} = 0.285 \text{ Kg/cm}^2 < 0.5 \text{ Kg/cm}^2 = \tau_{ad.}$

(V). GRAFICOS:

Escalas {
 Dibujo = 1:75
 Fuerzas : 1cm = 20 ton.
 Compresión : 1cm. = 5 ton./m²



1er ESTADO CRITICO: PARA LA C D E L B L O Q U E :
 cionando y

(A) F U E R Z A S A R R I B

- 1.- Por acción estática y dinámica: + P
- 2.- Por choque en el anillo reflejo
 $= \pi \cdot 0,916 \times 0,016 \cdot (143,26 \cdot 1,50) = + 9,$
- 3.- Por roce entre acero y cáñamo
 $= 0,3 \cdot \pi \cdot 0,932 \times 0,10 \times 143,26 = + 12,$
- 5.- Por acción del peso del tubo: +
- 6.- Por roce del tubo con apoyos:
 $P_c = (28,56 + 43,20) \cdot 0,5 \times 0,8796 = + 3$

TOTAL = -1,17 ton $\angle = 00^\circ 00'$

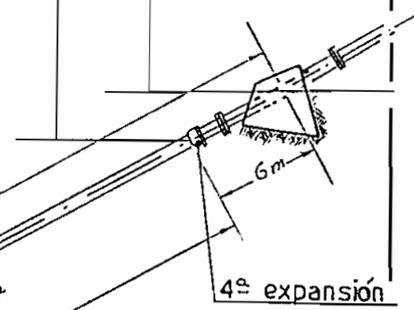
(B) F U E R Z A S A B A J O

- 1.- Por acción estática y dinámica: -
- 2.- Por choque en el terminal reflejo
 $-P_2 = -\pi \cdot 0,919 \times 0,019 \cdot (174,44 + 1,50) = -14,$
- 3.- Por roce entre acero y cáñamo
 $= -0,3 \cdot \pi \cdot 0,938 \times 0,10 \cdot 174,44 = -15,4,$
- 5.- Por acción del peso del tubo
- 6.- Por roce del tubo contra apoyos
 $= -0,5 \times (2,33 + 3,26) = -2,80$

$H_{n8} = 143,26$
 $H_{n7} = 140,52 m$

-P
IV

90 m, $\Omega_3 = 0,638 m^2$
 28,56 ton
 43,20 ton
 = 67,60 m



2º ESTADO CRITICO: PARA LA Es
 cía y aument

(A) F U E R Z A S A R R I B

- 1.- $+P_1 = 0$
- 2.- $+P_2 = 0$
- 3.- $+P_3 = 0$
- 5.- Por acción del peso del tubo
 $+P_5 = +13,56 ton.$
- 6.- Por roce del tubo contra apoyos
 $= (28,56 + 0) \times 0,5 \times 0,8796 = + 12,$

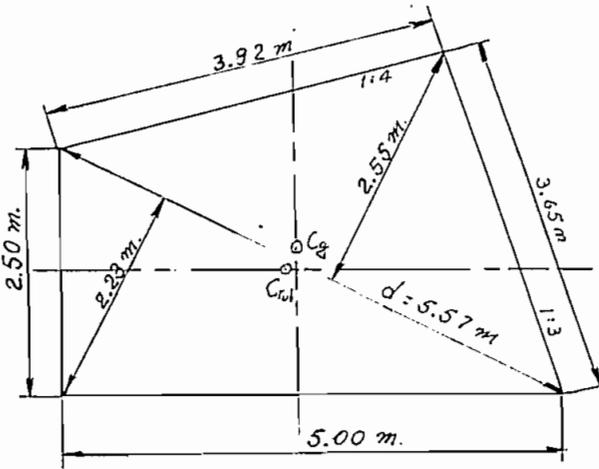
SOBRE EL 4º BLOQUE DE ANCLAJE.
TICOS: según lo expuesto.

+P
IV

e s c a l a = 1: 500

DISEÑO DEL 4º BLOQUE DE ANCLAJE

(I) DIMENSIONES, VOLUMEN, PESO y C.G.:



Escala: 1:75

a). Area (en proyección vertical por el eje de la tubería):

$$A_1 = \frac{d \cdot h_1}{2} = \frac{5.57 \times 2.55}{2} = 7.10 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{d \cdot h_2}{2} = \frac{5.57 \times 2.23}{2} = 6.22 \text{ m}^2$$

$$A_{TOT.} = A_1 + A_2 = 7.10 \text{ m}^2 + 6.22 \text{ m}^2 = 13.32 \text{ m}^2$$

b). Volumen:

$$V_{TOT.} = A_{TOT.} \times a = 13.32 \times 3 = 39.96 \text{ m}^3$$

$$V_{TUB.} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.938^2 \cdot 4.48 = 3.10 \text{ m}^3$$

c). Peso:

$$P_{HOR.} = V_{HOR.} \times \gamma_{HOR.} = 36.86 \times 2.2 = 81.03 \text{ ton.}$$

$$P_{H.0} = \frac{\pi}{4} \cdot 0.90^2 \cdot 2.24 (\cos 28^\circ 24' + \cos 0^\circ 0') = 2.67 \text{ ton.}$$

$$\Sigma P_{TOTAL} = P_{HOR.} + P_{H.0} = 81.03 + 2.67 = 83.70 \text{ ton.}$$

d) Centro de gravedad (método gráfico):

coordenadas (referidas al C_{TUB}) } abscisa = 0.09 m
 ordenada = 0.20 m.

(II) FUERZAS QUE INTERVIENEN (casos críticos):

- 1º Caso desfavorable: Tubería funcionando y aumento de Temperatura.
- 2º Caso desfavorable: Tubería vacía y aumento de Temperatura.

- a). Fuerza hacia abajo ($\alpha_1 = 22^\circ 45'$) - - - - -
- b). Fuerza hacia arriba ($\alpha_2 = 0^\circ 0'$) - - - - -
- c). Fuerza vertical debida al peso - - - - -

	1º Caso	2º Caso
+ P _V	234.66 T.	26.12 T.
- P _V	198.80 T.	-1.17 T.
ΣP	83.7 Ton.	81.03 T.
R	195 Ton.	94.5 Ton.
G.	194 Ton.	91.5 Ton.
F _H	-2.0 Ton	23 Ton.

(III) FUERZAS OBTENIDAS (método gráfico):

- a). La resultante cae dentro del núcleo central. - - - - -
- b). Componente de R, acción vertical total que es normal a la superficie de cimentación. - - - - -
- c). Componente de R, paralela a la superficie de cimentación que determinan la acción deslizante del bloque de abajo. - - - - -

(IV) RESULTADOS FINALES:

a). Compresión producida en el terreno: de acuerdo al primer caso desfavorable.

$$C_{MEDIO} = \frac{G}{S} = \frac{194 \text{ ton.}}{3 \times 5 \text{ m}^2} = 12.9 \text{ ton/m}^2$$

método gráfico { $C_{MIN.} = 19.25 \text{ t/m}^2$
 $C_{MAX.} = 8.55 \text{ t/m}^2$

$$C_{ADMIS. CONGLOMERADO} \leq 25 - 30 \text{ ton/m}^2$$

b). Estabilidad al deslizamiento:

(2º Caso desfavorable)

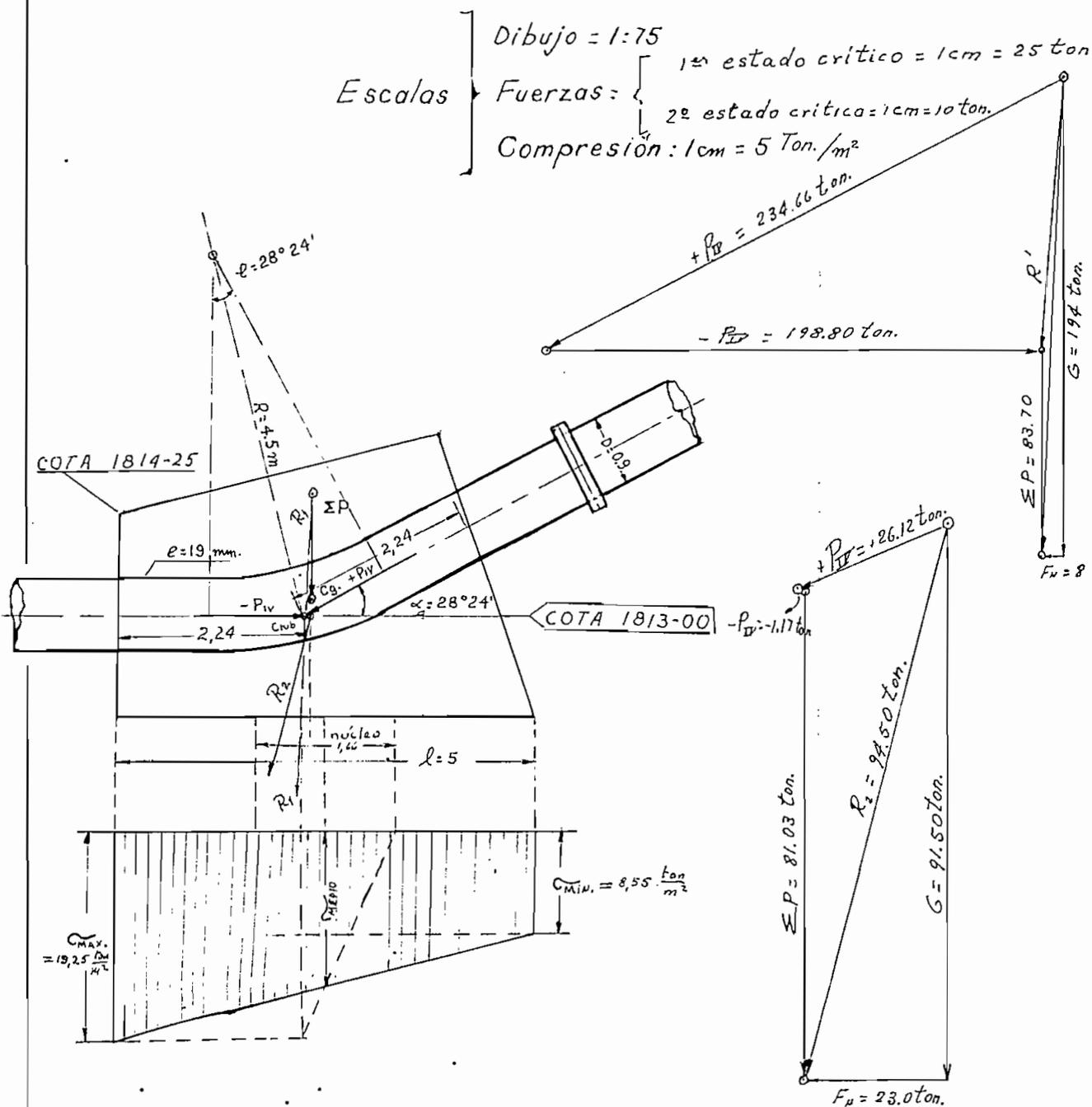
Equilibrio Estático: $\mu G \geq F_H$

Comprobación: $\mu G = 0.5 \times 91.50 = 45.75 \text{ ton.} > 23 = F_H$

El factor de seguridad es: $\frac{45.75}{23} \approx 2 = F_s$

(V) GRAFICOS:

Escalas } Dibujo = 1:75
 } Fuerzas: { 1º estado critica = 1cm = 25 ton
 } { 2º estado critica = 1cm = 10 ton.
 } Compresión: 1cm = 5 Ton./m²



c) El problema del fraccionamiento en grupos.

Para fijar tenminantemente el número de unidades turbogeneradoras de una central hidroeléctrica se debe tener muy en cuenta los siguientes factores :

- 1.-) El tipo de demanda con su factor de carga ;
- 2.-) El caudal aprovechable a travez del año, con la posibilidad de incrementos futuros.
- 3.-) El tipo de turbina, mediante su velocidad específica, lo cual influya en el valor del rendimiento.
- 4.-) La standarización de los grupos turbo generadores y la potencia de reserva disponible.
- 5.-) El coste de los grupos turbogeneradores, de la casa de máquina y el coste de explotación.

Como lo tratado en capitulos anteriores da la idea exacta delos que se tiene para los condicionamientos 1- y 2- conviene encontrar las velocidades específicas para casos de 1, 2 o más turvinas y para diferentes velocidades de rotación.

N U M E R O --- D E -- G R U P O S, (potencia y caudal máximos en c/u.)

n (RPM)	1 GRUPO	2 GRUPOS	3 GRUPOS		4 GRUPOS		5 GRUPOS	
	N=3.000Kw Q=2.370 ^l /s	N=3.000Kw Q=2.370 ^l /s	N =2.000 Kw Q =1.580 ^l /s		N =1.500 Kw Q =1.186 ^l /s		N=1.200Kw Q= 950 ^l /s	
	N _s	N _s	N _s	$\frac{N_s}{\sqrt{2}}$	N _s	$\frac{N_s}{\sqrt{2}}$	N _s	$\frac{N_s}{\sqrt{2}}$
1.200	176,5	124,6	102	72	88	62	79	56
900	132	93,5	76	54	66	47	59	42
720	106	74,6	61	43	53	37,5	47	33
600	88	62	51	36	44	31	39,4	28
514	75,5	53,3	43,5	31	37,7	27	33,8	24
450	66,2	46,7	38,1	37	33	23	29,6	21

NOTA: Para la potencia y caudal en cada grupo se ha tomado una cifra equivalente al 100 % de aquella a la cual normalmente vá a trabajar la turbina, sabiendo que una turbina entrega su máxima eficiencia aproximadamente en los 3/4 de su máxima capacidad.

C A P I T U L O I V : L A T U R B I N A

4-a Características de las turbinas que se instalarán en la nueva PLANTA del Ambi.

Se escoge definitivamente una turbina hidráulica para la planta nueva Del "Ambi" de acuerdo a las siguientes características:

Salto neto : $H_N = 169,40$ m

Tubería individual a cada turbina, sin válvula para el control de la sobrepresión, largo = 320 m;

Acoplamiento con el alternador = rígido.

número de grupos = 2, el 2^o se montará 5 años después que el 1^o.

Cota sobre el nivel del mar = 1.815 m.

4.a-1 Potencia que servirá la turbina;

Al encontrar la potencia neta obtenible en la nueva central Ambi se ha hecho el enfoque debido en el capítulo 1-C (Ver en particular página 1 -32). Luego en el capítulo 2 - C , acápite 2.C -3 y 2.C-4 (página 2 -16) y página 2 - 24 .

Debido a las características de la carga como a su crecimiento, al hacer el estudio del fraccionamiento en grupos el número más aconsejado se lo fijé en 2.

Luego, la potencia potencia por grupo generador oscilará entre :

2.400 (= 3.6000 HP) a 3.000 Kw (= 4.500 HP)

4.a-2 Estado de admisión de máximo rendimiento de la turbina :

Luego de haber fijado en 2 el número de grupos, cada turbina deberá desarrollar una potencia máxima de 4.500 HP. Interesa entonces conocer el estado de la carga en el cual la turbina obtenga su máximo rendimiento:

El Manual Hütte II Tome , pág 821, tabla 2 proporciona:

Tabla 4-01

N_s 1/1	$\frac{Q_1}{Q_{1/1}}$	$\frac{C_2^2 \downarrow}{2gH_1}$	$\eta \downarrow$
75	0,82	0,035	0,85
100	0,83	0,040	0,86

siendo el sub- índice : \downarrow = para caso de salida perpendicular o de óptimo rendimiento, y
 1/1 = para caso de máxima admisión.

El caudal Q_{\downarrow} para el mejor estado de rendimiento, interpolando para el caso N_s 1/1 = 93,5 :

$$\left(\frac{93,5 - 75}{100 - 75} \right) (0,83 - 0,82) + 0,82 = \frac{Q_{\downarrow}}{Q_{1/1}}$$

$$\frac{Q_{\downarrow}}{Q_{1/1}} = 0,8274 ;$$

$$Q_{\downarrow} = 0,8274 \times 2,37 \text{ m}^3/\text{seg.} = 1,960 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El rendimiento hidráulico (según se lo estudia adelante. pág .4-29....) es : η 0,83 = 0,8688,

Luego la potencia de máximo rendimiento de esta turbina :

$$N = \frac{1.960 \times 169,40 \times 0,8691}{75} = 3850 \text{ HP } (= 2.565 \text{ Kw})$$

Para esta potencia es a la que se ha dimensionado la central con $f_c = 53 \%$, y el diámetro de la tubería de presión, pudiendo llegarse a 3,000 Kw, con f_c diarios = 43 %

La turbina en su máxima capacidad ha de diseñarse para estas características :

$$\text{Altura neta : } H_N = 169,40 \text{ m}$$

$$\text{Caudal máximo: } Q_{1/1} = 2,37 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Potencia máxima: } N_{1/1} = 4.5000 \text{ HP } (3.000 \text{ Kw })$$

Velocidad específica de la turbina a su máxima capacidad:

viene dada mediante la siguiente fórmula :

$$N_s = n_1 \times \sqrt{\frac{Q_1}{100}}$$

en donde

$$n_1 = \frac{\text{RPM}}{\sqrt{H_N}} ; \text{ y } Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H_N}} \quad Q \text{ en lit/seg.}$$

Para tener la posibilidad de escoger un número específico de vueltas (N_s) más favorable se puede considerar algunas velocidades sincrónicas, de tal modo que aparece el siguiente cuadro :

R P M	$N_1 =$	$Q_1 =$	$\sqrt{\frac{Q_1}{100}}$	$N_s =$ $= n_1 \sqrt{\frac{Q_1}{100}}$
	$\frac{RPM}{\sqrt{169,40}}$	$\frac{Q}{\sqrt{169,40}}$		
1.200	92,3	182,3	1,35	124,6
900	69,2	182,3	1,35	93,5
720	55,3	182,3	1,35	74,6
600	46,1	182,3	1,35	62,2

Las cifras obtenidas para N_s nos hacen ver que la más aceptable sería de 124,6 atendiendo al rendimiento que esta turbina proporcionaría, y al tamaño del generador que en este caso es el más económico.

Pero se tiene un salto de 169,40 m ;
que relacionado con la velocidad específica proporciona el coeficiente para la Cavitación: σ , hay que hacer un análisis determinativo de la altura que tendrá el tubo de succión de esta turbina.

Altura de aspiración de la turbina:

- Este elemento determina : 1.-) La altura de montaje de la turbina: y
2.-) y el número de rodetes.

En todo caso hay que ir a la mayor simplicidad de la máquina, excepto el caso de que existan circunstancias insalvables que determinasen lo contrario.

Por consiguiente hay que elegir fundamentalmente una turbina Francis de un solo rodete.

La altura de aspiración viene dada por la fórmula práctica :

$$H_s = B - \sigma \cdot H_{N_s}$$

en donde : $B = 10 - 0,0012 \times \text{altura del lugar.}$

$$= 10 - 0,0012 \times 1.815 = 10 - 2,18 = 7,82 \text{ m}$$

= coeficiente de Thoma experimental, según la clase de material. Se lo obtiene de una nueva gráfica (que traen los libros) o de fórmulas. Al respecto Rogers y Moody (G.Navarro I T, pág 930),

$$\text{proporcionan : } \sigma = 0,0315 \left(\frac{N_s}{100} \right)^2$$

Se obtiene según la fórmula citada y para las diversas posibilidades de velocidades sincrónicas el siguiente cuadro de alturas de succión

T A B L A 4 - 03

R P M n	$\sigma = 0,0315 \left(\frac{N_s}{100} \right)^2$	$\sigma \cdot H_N$	$H_s =$ $= B - \sigma \cdot H_N$
1.200	0,0485	8,22	- 0,40 m
900	0,0276	4,67	3,15 m
720	0,01755	2,98	4,84 m
600	0,0122	2,07	5,75 m

Velocidad específica máxima admisible para la turbina :

Teniendo presente que las turbinas tipo Francis utilizan la energía de presión y la cinética que contiene una vena líquida, los límites en los cuales operarán estos tipos de turbina están determinados por el rendimiento de la máquina y por los peligros a la cavitación a que estén expuestos los materiales empleados.

Se han propuesto fórmulas para encontrar N_s límite, de acuerdo con cifras experimentales y en función del salto.

Lüchinger propone:

$$N_{s\text{máximo}} = \frac{6.798}{H_N + 9,7} + 83,8 = \frac{6.789}{179,1} + 83,8 = 122,7$$

Gómez Navarro, I T, pág 1028, trae :

$$N_{s\text{máx.}} = \frac{1.990}{(H_N)^{0,56}} = \frac{1.990}{(169,4)} \cdot 0,56 = 112,4$$

6 Valores de N_s y H_s en la capacidad de óptimo funcionamiento de la turbina:

$$N_s = \frac{n}{H_N} \sqrt{\frac{Q \cdot 0,83}{100 H_N}} = \frac{900}{\sqrt{169,4}} \sqrt{\frac{1.960}{100 \sqrt{169,4}}} = 85 \text{ r p m}$$

$$H_s = B - \sigma \cdot H_N$$

$$\sigma = 0,0315 \times \left(\frac{N_s}{100} \right)^2 = 0,0315 \left(\frac{85}{100} \right)^2 = 0,0234$$

$$H_s = 7,82 - 0,0234 \times 169,4 = 3,86 \text{ m}$$

La altura de aspiración para este estado de admisión resultando mayor que a plena admisión indica que queda descontado el peligro a la cavitación en los elementos de la turbina.

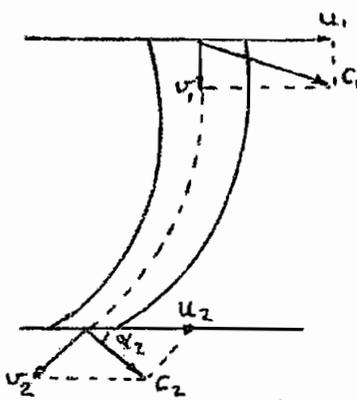
Consideraciones teóricas sobre la turbina.

Antes de hacer la aplicación de las fórmulas y obtener algunas dimensiones físicas de los elementos de la turbina francis espiral, es conveniente hacer ciertas consideraciones matemáticas para tener un claro concepto de las fórmulas que se aplicarán luego.

Así, establecido que la ecuación fundamental de las turbinas es :

$$u_1 \cdot C_{u2} = u_2 \cdot C_{u1} = \eta_H \cdot g \cdot H_N$$

en donde : u_1 y u_2 son velocidades tangenciales del rodete a la entrada y salida del agua respectivamente.



C_{u1} y C_{u2} son los componentes tangenciales de las velocidades absolutas C_1 y C_2 del agua respectivamente a la entrada y salida del rodete:

$$C_{u1} = C_1 \cos \alpha_1 ; \quad C_{u2} = C_2 \cos \alpha_2$$

H es la altura neta del salto

η_H es el factor de contracción de la altura piezométrica por efecto de las pérdidas hidráulicas de la turbina; es el llamado rendimiento.

La ecuación fundamental de las turbinas, traducida mediante la ecuación de Bernoulli se la escribe así :

$$\frac{C_1^2 - C_2^2}{2g} + \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} = \eta_H \cdot H = \frac{C_4^2}{2g}, \text{ que}$$

en otras palabras se la conoce como la Ecuación Teórica de Circulación de las Turbinas ".

En esta ecuación se tiene :

V_1 = Velocidad relativa del agua a la entrada del álabe

V_2 = " " " " " salida " "

C_4 = es la velocidad de salida del agua en el extremo inferior del tubo de aspiración.

Cálculo de las velocidades tangenciales en el rodete de la turbina

Francis espiral :

Toda turbina luego de ser diseñada es experimentada en modelos a escala reducida, para comprobar la bondad de los diversos coeficientes que al final determinan el rendimiento del motor hidráulico.

En nuestro caso este procedimiento es difícil de seguirlo por ciencia del laboratorio respectivo.

En los cálculos que se llevan a continuación se utilizará el método de los factores experimentales que son proporcionados de turbinas semejantes que construídas y probadas. Dichas semejanzas se fundamentan en la igualdad del número de vueltas específico N_s , de las turbinas en cuestión.

En base a esta última consideración, el alemán VOETSCH después de observaciones experimentales y mediciones ha confeccionado una serie de datos estadísticos registrados, para mejor facilidad de uso, en curvas gráficas que llevan su nombre.

Mediante dichas curvas se pueden expresar u_1 y u_2 como una fracción de la altura piezométrica que proporciona el salto neto:

$$\frac{u_1^2}{2g} = \xi_1^2 \cdot H_N ; \text{ y } \frac{u_2^2}{2g} = \xi_2^2 \cdot H_N$$

siendo un coeficiente que expresa la fracción del salto que se invierte en la velocidad tangencial. Este coeficiente ξ se lo toma de las ya citadas curvas experimentales de Voetsch (ver ESCUELA DEL TECNICO, MECANICO, \overline{V} como, pág 231)

Para la velocidad específica: $N_s = 93,5$, se obtiene :

$$\xi_1 = 0,65 ; \quad \xi_2 = 0,44$$

y la relación entre longitud del borde de entrada de la corona directriz b_0 (b_0 es la mayor que b_1) al diámetro de entrada D_1 en más constante para toda turbina semejante, que en el caso presente dichas curvas dan :

$$\frac{b_1}{D_1} = 0,1375$$

Consiguientemente las velocidades tangenciales :

$$u_1 = \xi_1 \cdot \sqrt{2g H_N} = 0,655 \cdot \sqrt{2g \times 169,4} = 37,70 \text{ m/seg.}$$

$$u_2 = \xi_2 \cdot \sqrt{2g H_N} = 0,44 \cdot \sqrt{2g \times 169,4} = 25,40 \text{ m/seg.}$$

1 Comprobación :

Existe también la fórmula de R.Honold (ver Arquitectura Hidráulica de Schoklitsch, II T. pág 452) para encontrar la velocidad tangencial en la entrada del rodete, referida a la altura $H_0 = 1$ m de salto :

$$u_0 = 2,21 + 0,00581 N_s$$

por nuestro caso: $u_0 = 2,21 + 0,00581 \times 93,5 = 2,753$.

y como el salto es de $H_N = 169,40$ m, y las velocidades de circulación en las turbinas son proporcionales a las raíces cuadradas de sus alturas de caída :

$$\frac{u_0}{u_1} = \frac{\sqrt{H_0}}{\sqrt{H_N}} ;$$

$$\text{luego : } u_1 = \sqrt{\frac{N_H}{H_0}} \cdot u_0 = \frac{\sqrt{169,40}}{\sqrt{1}} \times 2,753 = 35,8 \text{ m/seg}$$

que es un valor igual a aquél encontrado mediante las curvas de Voetsch.

Diámetro del rodete:

(Procedimiento extractado según la obra: Motores hidráulicos de Quantz)

El rodete de la turbina debe determinarse bajo la condición fundamental de la semejanza geométrica entre las turbinas de la misma serie o familia. Sobre esta condición también han basado sus tipos constructivos las casas fabricantes, especialmente europeas.

La serie o familia de turbinas se desprende de la constancia que estas mantienen en el número de vueltas, unidad, el diámetro - unidad del rodete.

Número de vueltas unidad: $n_q = \frac{N \cdot \sqrt{Q}}{\sqrt[4]{\frac{H^3}{H_0^3}}}$, es el número de revoluciones por minuto de la turbina perteneciente a la serie de salto

$H_0 = 1 \text{ m}$ y que en plena admisión consume un caudal $Q_0 = 1 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En nuestro caso: $n_q = \frac{900 \sqrt{2,37}}{(169,4)^{0,75}} = 29,6 \text{ r.p.m.}$

para este valor de n_q se obtiene en el gráfico N.- 222 del libro de

Quantz: $D_1 I = 1,88 \text{ m}$

Diámetro unidad: es aquél que en plena admisión puede consumir un caudal $Q_0 = 1 \text{ m}^3/\text{seg}$ para el salto $H_0 = 1 \text{ m}$. y de acuerdo al número de vueltas unidad n_q .

Se tiene por semejanza : $D_1 I = \frac{D_1}{\sqrt{Q_1}}$

3 Diámetro real de entrada:

Este se lo obtiene en base del diámetro unidad

$D_1 I = 1,80$ así: $D_1 = D_1 I \cdot \sqrt{Q_1} = 1,88 \text{ m} \times \frac{\sqrt{2,37}}{\sqrt{169,40}} = 0,800 \text{ m}$.

Valor definitivo del diámetro de entrada:

Por razones de normalización y en atención a que en ocasiones el salto alcanza valores mayores que el mínimo ($H_N \geq 169,40 \text{ m}$) es conveniente fijar el diámetro del rodete a la entrada en 0,80 m.

El valor fijado para u_1 , estará en concordancia con el diámetro de normalización $D_1 = 0,80$ m. ; o sea:

$$u_1 = \frac{D_1 \cdot n}{60} = \frac{0,80 \text{ m} \times 900}{60} = 37,7 \text{ m/seg.}$$

El diámetro de salida: está dado de acuerdo con las cifras estadísticas de Voetsch, de las cuales se obtiene: $u_2 = 25,4$ m/seg. De este modo :

$$D_2 = \frac{60 \cdot u_2}{\pi \cdot n} = \frac{60 \times 25,4}{\pi \cdot 900} = 0,54 \text{ m.}$$

que en primera aproximación corresponde al diámetro de la sección periférica salida del rodete.

Las velocidades absolutas y las velocidades relativas:
estudio en función de la admisión.

Para llegar a la determinación de las demás velocidades que tiene el agua en el rodete de la turbina conviene partir de lo siguiente :

1.-) Las velocidades tangenciales del rodete: u_1 y u_2 se mantendrán constantes, pues dependen del número de r.p.m. de la turbina, que es la sincrónica de 900 r.p.m.

2.-) El primer análisis para encontrar C y V en la entrada y salida se lo hace bajo la condición de entrada y salida perpendicular del agua en el rodete, o sea en los $3/4$ aproximadamente de la admisión total: o sea $\beta_1 = 90^\circ$; $\alpha_2 = 90^\circ$.

Las velocidades relativas y absoluta del agua a la salida del rodete:

V_2 y C_2 .

Si también se encontró la velocidad tangencial del rodete u_2 , esto no corresponde a aquella que posee toda el agua en la salida, pues esta escapa a travez de una sección circular dotada de movimiento por lo que si estudiamos dos filetes líquidos tales como el $1_i - 2_i$; y $1_a - 2_a$ en la figura adjunta que tienen menor y mayor proximidad al eje respectivamente, estarán dotados de velocidades tangenciales distintas. En atención a esta circunstancia se debe tomar como velocidad relativa del agua a la salida del rodete a aquella que es promedial: U_2 m y que en su curva de nivel viene también a proporcionar el diámetro de evacuación promedio D_2 m.

Según se observa en la figura: de la pág. 4-27 y 4-26

$$D_2 \text{ m} = \frac{D_{2a} + D_{2i}}{2} \quad (2 \text{ m. constituye el } C_g \text{ de la línea } 2a - 2i).$$

De igual consideración se desprende la fijación de la velocidad relativa de salida, la cual hay que tomarla también a travez del centro de gravedad de la línea de evacuación 2 a - 2 i , o sea por el punto 2m, lo cual nos proporciona V_{2m} .

Relación de diámetros:

Se ha utilizado el sistema experimental por el cual se puede conseguir como admisible la relación $\frac{D_{2m}}{D_1}$. - Esta a su vez se halla deter-

minada mediante la relación $\frac{b_1}{D_1}$ o sea la que corresponde a la seme-

janza de las turbinas, pues para el diámetro constante de entrada D_1 si el caudal a tragar el rodete ha de aumentar progresivamente debe ocurrir que la anchura de entrada b_1 debe aumentar también, y lo mismo tendrá que ocurrir con el diámetro exterior a la salida del rodete D_2 . Así se obtiene los distintos perfiles que van graficados en la figura. B, pág..... y según los cuales se han clasificado los rodetes normales, lentos y rápidos.

Para nuestro caso las curvas de Voetsch dieron al $N_s = 93,5$ la relación $\frac{b_o}{D_1} = 0,1375$.

Del Tomo V de la obra " La Escuela del Técnico Mecánico" pág 181 se extrae la tabla 4 - 04

$\frac{B_1}{D_1}$	0,1	0,15	0,20	0,25
$\frac{D_{2m}}{D_1}$	0,55	0,64	0,70	0,74

mediante interpolación se consigue la relación :

$$\frac{D_{2m}}{D_1} = 0,55 + (0,64 - 0,55) \left(\frac{0,1375 - 0,1}{0,15 - 0,1} \right) =$$

$$\frac{D_{2m}}{D_1} = 0,6174$$

La velocidad tangencial u_{2m} en la línea meridiana del agua a la salida (ver fig. 4-03, pág. 4-11..)

$$u_{2m} = u_1 \cdot \frac{D_{2m}}{D_1} = 37,7 \text{ m/seg.} \times 0,6174$$

$$U_{2m} = 23,3 \text{ m/seg.}$$

4 El diámetro promedial de salida :

$$D_{2m} = D_1 \times 0,6174 = 0,80 \text{ m} \times 0,6174$$

$$D_{2m} = 0,494 \text{ m}$$

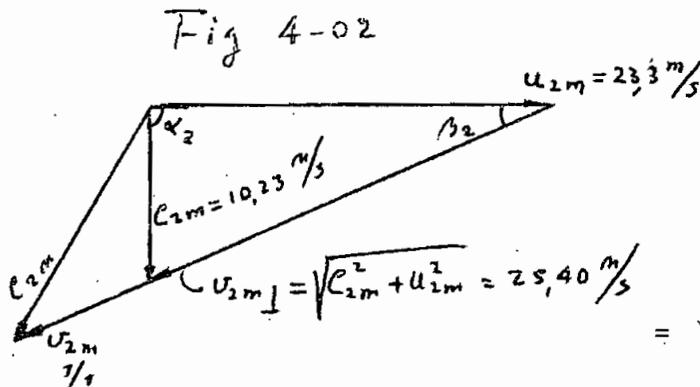
La velocidad absoluta de escape del agua C_{2m} ;

Se la toma a travez de la sección meridiana, pues se ha fijado que este vector sea perpendicular a U_{2m} .

El caudal de evacuación $Q \perp$; con salida perpendicular está fijado también mediante estadísticas experimentales, según se vió al analizar la admisión más óptima de la turbina)) (ver pág.....) Se halla que dicha velocidad absoluta de escape con salida perpendicular es :

$$C_{2m} = \frac{Q \perp}{\frac{\pi}{4} D_{2m}^2} = \frac{1,96 \text{ m}^3/\text{seg}}{\frac{\pi}{4} \times (0,494)^2} = 10,23 \text{ m/seg.}$$

El triángulo de las velocidades de salida:



Con la perpendicularidad prefijada entre C_{2m} y U_{2m} se desprende del triángulo rectángulo que :

$$V_{2m} = \sqrt{C_{2m}^2 + U_{2m}^2} = 0,83 = \sqrt{10,23^2 + 23,3^2}$$

$$V_{2m} = 25,40 \text{ m/seg.}$$

Como la velocidad tangencial de salida U_{2m} esté ya determinada en magnitud y dirección y para el caso de salida perpendicular se fijó la dirección de V_{2m} que viene dada por el ángulo B_2 :

$$\text{tg} \cdot B_2 = \frac{C_{2m}}{U_{2m}} = \frac{10,23}{23,3} = 0,43905 \longrightarrow B_2 = 23^\circ 42'$$

Para los diversos estados de admisión se consigna a continuación el triángulo de velocidades. (Por razones prácticas se estudia en cada 1/4 de admisión) :

3) Para 3/4 de dimensión : $V_{2m} = 30,70 \times \frac{3}{4} = 23,025$

$C_{2m} = \sqrt{\frac{V_2^2}{23,3^2} + \frac{V_{2m}^2}{23,00^2}} = 2 \times 23,3 \times 23,00 \times 0,91566 = 9,54 \text{ m/seg.}$

4) Para 1/1 de admisión : $V_{2m} = 30,7$

$C_{2m} = \sqrt{\frac{V_2^2}{23,3^2} + \frac{V_{2m}^2}{30,7^2}} = 2 \times 23,3 \times 30,7 \times 0,91566 = 13,34 \text{ m/seg.}$

4.b-8 Estimación de los ángulos de salida del alabe del redete: α_2

Para 1/4 adm. $U_2 = 23,3$; $C_2 = 16,53$; $V_2 = 7,675$

$$\frac{\text{sen } \alpha_2}{V_2} = \frac{\text{sen } \beta_2}{C_2} ; \text{sen } \alpha_2 = \frac{V_2}{C_2} \times \text{sen } \beta_2$$

$\text{sen } \alpha_2 = \frac{7,675}{16,53} \times 0,40195 = 0,18662$; $\alpha_2 = 10^\circ 45'$
(1/4)
 $\text{cos } 10^\circ 45' = 0,98245$

Para 1/2 adm ; $\text{sen } \alpha_2 = \frac{15,35}{10,94} \times 0,40195 = 0,563988$; $\alpha_2 = 34^\circ 20'$
 $V_2 = 15,35$
 $C_2 = 10,94$

$\alpha_2 = 34^\circ 20'$
1/2

$\text{cos } 34^\circ 20' = 0,82577$

Para 3/4 adm

$V_2 = 23,025$
 $C_2 = 9,54$

$\text{sen } \alpha_2 = \frac{23,025}{9,54} \times 0,40195 = 0,970115$

$\alpha_2 = 75^\circ 56' 30''$

$\text{cos} = 0,24291$

Para 1/1 adm

$$V_2 = 30,70$$

$$C_2 = \sqrt{544 + 944 - 1310} = \sqrt{178} = 13,34 \text{ m/seg.}$$

$$\text{sen } \alpha_2 = \frac{30,70}{13,34} \times 0,40195 = 0,92502$$

$$\alpha_2 = 112^\circ 20'$$

$$\text{cos} = 0,37999$$

T a b l a 4 - 05

Cuadro resumen de velocidades a la salida del rodete:

Admisión	V _{2m} (m/seg.)	C _{2m} (m/seg.)	α_2		Componentes: (1)	
			sen α_2	α_2	NORMAL C _{2n}	TANGENC. C _{2t}
$\frac{1}{2}$	15,35	10,94	0,56398	34° 20'	6,17	9,04
$\frac{3}{4}$	23,025	9,54	0,97003	75° 56'	9,25	2,32
$\frac{83}{100}$	25,40	10,23	1,00000	90° 00'	10,23	0,00
1/1	30,70	13,34	0,92502	112° 20'	12,40	5,07

4.b-9 Las velocidades relativa y absoluta del agua a la entrada del rodete, V_1 y C_1 ;

En las turbinas radiales • centrípetas, cuyo rodete tiene una velocidad periférica de entrada u_1 , diferente a la salida u_2 , el agua al atravesarla debe vencer una fuerza centrífuga que vale :

$$h_f = \frac{1}{2g} (u_1^2 - u_2^2)$$

La ecuación fundamental, en base a esta consideración se puede escribir:

$$C_1^2 - V_1^2 + V_2^2 + u_1^2 - u_2^2 = 2g \eta H$$

siendo η el coeficiente de rendimiento hidráulico hasta la salida del rodete, y para el salto $H = 1 \text{ m}$:

$$C_1^2 - V_1^2 + V_2^2 + u_1^2 - u_2^2 = 2g \eta$$

(1) Las componentes de C_{2m} (en m/seg.) están dadas así :

$$C_{2n} = C_{2m} \times \text{sen } \alpha_2$$

$$C_{2t} = C_{2m} \times \text{cos } \alpha_2$$

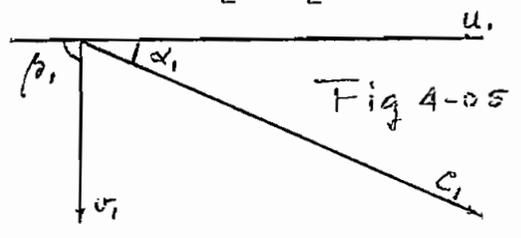
Determinación del coeficiente \mathcal{J} :

La ecuación fundamental de circulación es :

$$\mathcal{J} g H = u_1 \cdot C_1 \cdot \cos \alpha_1 = u_2 \cdot C_2 \cdot \cos \alpha_2$$

Para el caso de diseño se fijó: $\alpha_2 = 90^\circ$; y $B_1 = 90^\circ$

por lo que: $u_2 \cdot C_2 \cdot \cos 90^\circ = 0$



$$C_1 \cdot \cos \alpha_1 = u_1 ;$$

$$\text{Luego: } \mathcal{J} g H = u_1^2$$

$$\text{despejando } u_1 = \sqrt{\mathcal{J} g H}$$

Si en lugar de H total referimos

a. $H_0 = 1, m:$

$$u_0 = \sqrt{\mathcal{J} g}$$

Experimentalmente se ha llegado a determinar que el coeficiente $\mathcal{J} = 87\%$ como dato mínimo y ante las condiciones arriba previstas para la entrada y salida del agua en el rodete: en este caso:

$$u_0 = \sqrt{0,87 \cdot g} = 2,92 \text{ m/seg.}$$

Esto mismo puede comprobar en la tabla que sobre la variación de \mathcal{J} se consigna a continuación : Tabla 4-05

(tabla I ; Esc, T.M. VT ; pág 170)

u_0	2,50	2,70	2,92	3,00	3,20	3,50	3,60	3,80
\mathcal{J}	0,856	0,86	0,87	0,867	0,86	0,85	0,845	0,84

Cuando se fijó la velocidad de entrada $u_1 = 37,7 \text{ m/seg.}$

en base a las curvas estadísticas de Voetsch y con la determinación del diámetro de entrada $D_1 = 0,80 \text{ m}$, se hizo en atención al salto total $H = 169,40 \text{ m}$. Referida esta velocidad periférica de entrada

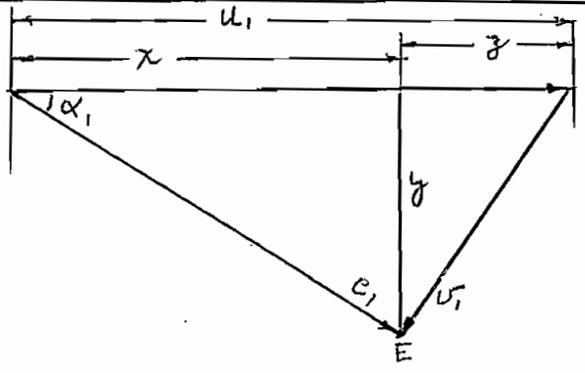
u_1 al salto neto $H_n = 1 \text{ m}$:

$$u_n = \frac{37,7 \cdot \sqrt{1}}{\sqrt{169,40}} = 2,90 \text{ m/seg.}$$

El factor de contracción \mathcal{J} para esta velocidad valdrá (Por interpolación en la tabla) :

$$\mathcal{P} = 0,86 + \frac{2,90 - 2,70}{2,92 - 2,70} (0,87 - 0,86) = 0,8691$$

Análisis en el triángulo de entrada :



Se observa las velocidades del triángulo de entrada a plena admisión. Existen allí las siguientes relaciones :

$$y^2 = C_1^2 - X^2$$

$$y^2 = V_1^2 - Z^2$$

O sea: $C_1^2 - X^2 = V_1^2 - Z^2$

$$C_1^2 - V_1^2 = (X + Z) (X - Z)$$

pero $X + Z = u_1$; $y : X - Z = X - (u_1 - X)$
 $X - Z = 2X - u_1$

luego: $C_1^2 - V_1^2 = u_1 \cdot (2X - u_1)$

$$1) (C_1^2 - V_1^2) = 2 u_1 X - u_1^2$$

Si la ecuación fundamental, para el salto neto H es :

$$(C_1^2 - V_1^2) + V_2^2 + u_1^2 = u_2^2 = 2 g \mathcal{P}_H$$

reemplazando (1) y simplificando:

$$2 u_1 X + V_2^2 = 2 g \mathcal{P}_H + u_2^2$$

Es la "ecuación característica" a cada turbina.

Examinando el triángulo de las velocidades de entrada resulta que la ordenada " y " sobre la cual está situado el vértice E está determinada por la magnitud de X y de la ordenada Y.

La abscisa X es fácil ya determinarla de la "ecuación característica", pues se conocen: u_1 ; u_2 ; $2 g \mathcal{P}_H$; y V_2 .

El vértice E de la figura es susceptible de tomar posiciones, de acuerdo al estado de admisión de la turbina.

Para fijar un punto E vértice se requiere la ordenada Y, que no es sino la componente de C_1 respecto de la tangencial u_1 , que tiene una dirección radial y que por la misma razón se la determina así:

$$Y = \frac{Q}{\pi \cdot D_1 \cdot b_1}$$

La componente o velocidad radial "y" varía también en proporción directa con la admisión; luego la relación:

$$\frac{Y}{V_2} = \text{constante} = c ; \text{ y } V_2 = \frac{Y}{c}$$

Este valor de V_2 , al incluirlo en la ecuación característica a cada turbina y hallando la función, se obtiene:

$$Y^2 = c^2 (2g \mathcal{J}_H + u_2^2) = c^2 \cdot 2 u_1 X$$

que es la ecuación de la parábola de la forma general: $Y^2 = c^2 = 2px$.

Se vé que con la variación de la admisión el vértice E fija una sucesión de puntos correspondientes a una curva parabólica.

Construcción de la parábola de entrada:

Se determinan los dos puntos extremos E_0 y $E_{1/1}$ mediante las coordenadas de los mismos .

1) Determinación de las coordenadas del vértice E_0 de la parábola:

en este caso la componente radial $y=0$

o sea ; $0 = c^2 (2g \mathcal{J}_H + u_2^2) - c^2 \cdot 2 u_1 X_0$

despejando:

$$X_0 = \frac{2g \mathcal{J}_H + u_2^2}{2 u_1}$$

2) Las coordenadas del vértice $E_{1/1}$ del triángulo de velocidades a plena admisión, despejadas de la ecuación característica:

$$2 u_1 X_{1/1} + V_2^2_{1/1} = c^2 + u_2^2$$

de donde:

$$X_{1/1} = \frac{2g \mathcal{J}_H + u_2^2 - V_2^2_{1/1}}{2 u_1}$$

y la ordenada: $Y_{1/1} = \frac{Q_{1/1}}{\pi \cdot D_1 \cdot b_1}$

NOTA : Elxx valor b_1 se determina mediante la relación experimental

$$\frac{b_1}{D_1} = i , \text{ el cual se obtiene de estadísticas ya probadas.}$$

Para nuestro caso $N_s = 93,5$ los libros dan :

$$\frac{b_1}{D_1} = 0,1375$$

de donde el ancho de la corona de entrada:

$$b_1 = 0,1375 \times D_1 = 0,1375 \times 0,80 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,11 \text{ m.}$$

2 Construcción del triángulo de entrada:

Determinada la graficación de la parábola mediante las coordenadas de su vértice: $E_0 (X_0, Y_0)$, y las de uno de sus puntos :

$E_{1/1} (X_{1/1}, Y_{1/1})$, se procede a trazar los vectores de las velocidades respecto a los puntos pertenecientes a la parábola:

$E_0, E_{1/4}, E_{1/2}, E_{3/4}, E_{1/1}$, y que corresponden a los cuatro grados de admisión característicos.

A estos puntos de la parábola pertenece el extremo del vector de la velocidad absoluta de entrada C_1 en cada posición del mismo.

Se procede entonces a la construcción del triángulo de las velocidades de entrada a la turbina:

Tomando las diversas velocidades en relación al salto neto: $H_N = 169,40 \text{ m}$. en síntesis queda:

$$u_{2m} = 23,30 \text{ m/seg}; \quad u_1 = 37,7 \text{ m/seg}; \quad v_{2m} = 30,70 \text{ m/seg.}$$

$$2g \varphi H_N = 2g \times 0,8691 \times 169,40 = 2.885$$

Las coordenadas del punto E_0 :

$$X_0 = \frac{2g \varphi H_N + u_{2m}^2}{2 u_1} = \frac{2.885 + (23,3)^2}{2 \times 37,7} = 45,40 \text{ m/seg.}$$

$$Y_0 = 0$$

Las coordenadas del punto $E_{1/1}$:

$$X_{1/1} = \frac{2g \varphi H_N + u_{2m}^2 - v_{2m}^2}{2 u_1} = \frac{2.885 + (23,3)^2}{2 \times 37,7} = 33,0 \frac{\text{m}}{\text{seg.}}$$

$$Y_{1/1} = \frac{Q_{1/1}}{\pi \cdot D_1 \cdot b_1} = \frac{2,37}{\pi \times 0,8 \times 0,11} = 8,57 \text{ m/seg.}$$

b-13 Estimación de los ángulos de entrada al álabe:

$$\cos \alpha_1 = \frac{u_1^2 + c_1^2 - v_1^2}{2 u_1 c_1}$$

Para 1/2 admisión : $u_1 = 37,7$; $c_1 = 42,50$; $v_1 = 6,30$

$$\cos \alpha_{1/2} = \frac{u_1^2 + c_1^2 - v_1^2}{2 u_1 c_1} = \frac{37,70^2 + 42,50^2 - 6,30^2}{2 \times 37,70 \times 42,50} =$$

$$= \frac{1421,29 + 1.806,25 - 39,69}{3.204,5}$$

$$\cos \alpha_{1/2} = \frac{3.190,85}{3.204,50} = 0,99574 \quad \alpha_{1/2} = 5^\circ 17'$$

Para 3/4 ad : $u_1 = 37,7$; $c_1 = 39,00$; $v_1 = 6,50$

$$\cos \alpha_{3/4} = \frac{37,7^2 + 39^2 - 6,5^2}{2 \times 37,7 \times 39} = 0,98610 \quad \alpha_{3/4} = 9^\circ 34'$$

Para $\frac{83}{100}$ ad : $u_1 = 37,7$; $c_1 = 37,60$; $v_1 = 7,14$

$$\cos \alpha_{0,83} = \frac{37,7^2 + 37,60^2 - 7,14^2}{2 \times 37,7 \times 37,60} = 0,98202 ; \quad \alpha_{0,83} = 10^\circ 53'$$

Para 1/1 ad : $u_1 = 37,7$; $c_1 = 34,10$; $v_1 = 9,78$

$$\cos \alpha_{1/1} = \frac{37,7^2 + 34,1^2 - 9,78^2}{2 \times 37,7 \times 34,1} = 0,96784 \quad \alpha_{1/1} = 14^\circ 34'$$

Para 1/4 ad : $u_1 = 37,7$; $c_1 = 44,65$; $v_1 = 7,23$

$$\cos \alpha_{1/4} = \frac{37,7^2 + 44,65^2 - 7,23^2}{2 \times 37,7 \times 44,65} = 0,99882 \quad \alpha_{1/4} = 2^\circ 47'$$

Dimensiones de los ejes de entrada al álabe :

C Dimensiones de los elementos de la turbina:

C- 1.- Diámetro " d " del eje o árbol :

El dimensionamiento de este depende del momento de torsión M_t proporcionado por la potencia de la turbina con 900 r.p.m. y además con el coeficiente de torsión admisible para acero :

$$\tau_{ad} = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

La potencia mediante un número de vueltas por minuto :

$$N = \frac{2 \pi n}{F \cdot r \cdot 60} \cdot 7.500 \frac{\text{Kg cm}}{\text{seg}}$$

siendo :

$$n = \text{r.p.m}$$

$$F = \text{Kg.}$$

$$r = \text{cm.}$$

$$N = \text{HP}$$

$$\tau_{ad} = \text{Kg/cm}^2.$$

Por $F \cdot r = M_t$, luego

$$M_t = \frac{60 \times 7.500}{2 \pi} \cdot \frac{N}{n} ; M_t = 71.620 \frac{N}{n}$$

El coeficiente de torsión admisible, de acuerdo al momento de torsión al momento resistente polar vale :

$$\tau_{ad} = \frac{M_t}{W_p}$$

El momento resistente polar vale :

Para sección circular macisa : $W_p = \frac{\pi d^3}{16}$

$$\text{Por lo tanto : } d^3 = \frac{16}{\pi} \times 71.620 \times \frac{N}{n}$$

$$d = 100 \sqrt[3]{\frac{0,362 N}{\tau_{ad} \cdot n}}$$

Para nuestro caso con la potencia máxima de la turbina, = 4,500 HP, se tiene :

$$d = 100 \sqrt[3]{\frac{0,362 \times 4.500}{350 \times 900}} = 17,4 \text{ cm.}$$

Para un cálculo de tanteo y por desconocerse el peso del rodete, es práctico asignar un 15 % de aumento del diámetro del árbol, por efecto de la flexión a que está sometido y por vaciados de chaveta o entalladuras:

$$d = 1,15 \times 17,4 = 20 \text{ cm}$$

El diámetro de evacuación a la salida del rodete.

Mediante las curvas estadísticas de Voetsch se obtuvo un diámetro de salida $D_2 \approx 0,54 \text{ m}$, que está tomado entre los bordes periféricos del mismo.

El diámetro correspondiente a la sección de evacuación del agua viene determinado por el caudal máximo que pueda tragar la turbina y por la velocidad que tenga el agua en la sección atravesada, la misma que debe ser perpendicular a u_2 :

Dicha sección vale :
$$\frac{Q(1/1)}{C_{2n}(1/1)}$$

Se encontró por lectura del gráfico de las velocidades de salida que

$$C_{2n}(1/1) = 12,40 \text{ m/seg.}$$

luego:
$$\Omega = \frac{2,37 \text{ m}^3/\text{seg.}}{12,40 \text{ m/seg.}} = 0,191 \text{ m}^2$$

Ya que se proyecta una turbina de eje horizontal, se estima más conveniente para la simplicidad de la turbina, diseñarla con su eje apoyado en un solo cojinete, el cual resistirá el peso del rodete y del volante como contrapeso del aquel; además se economiza 1 cojinete, comparativamente con el caso de si el eje atravesara el codo de succión.

Además hay que tener presente que los álabes, a pesar de construirse con bordes afilados, estrangulan la sección de escape del agua. Por esta razón hay que hacer intervenir al factor de estrangulamiento K , cuyo origen se lo analiza más adelante, siendo; $K_2 \approx 0,812$ (ver pág 4-24)

El diámetro real de escape se convierte en :

$$D_2 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{\Omega}{K_2}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{0,191}{0,812}} = 0,55 \text{ m.}$$

Girando al rededor del eje de la turbina engendra la superficie de salida que atravieza el agua. Esta superficie puede escribirse haciendo la longitud $2i - 2a \equiv B_2$, así :

$$\Omega_2 = b_2 \cdot \pi D_{2m},$$

pues el diámetro promedio de salida D_{2m} llega bajo enorme aproximación, al centro de gravedad de $2i - 2a$.

Se debe además tener presente que el espesor de los álabes S , se produce un estrangulamiento de la superficie de salida, lo cual hay que compensar mediante el factor de conexión K_2 , el mismo que se lo aprecia de acuerdo a las siguientes consideraciones :

Para un número de álabes o canales que llamaremos Z_2 , la superficie de salida sin incluir el espesor S_2 de los mismos vale :

$$\Omega_2 = Z_2 \cdot b_2 \cdot t_2$$

en donde

$$t_2 \cdot Z_2 = \pi D_{2m}$$

En cambio si se tiene en cuenta el espesor S_2 del álabe esta misma

superficie se transformará en la realmente existente :

$$2m = Z_2 \cdot b_2 \cdot t_2^1,$$

que por relación se obtiene :

$$\frac{2m}{2} = \frac{t_2^1}{t_2}$$

Si se observa la figura que contiene el perfil de los álabes y su peso, la semejanza de triángulos proporciona :

$$\frac{t_2^1}{t_2} = \frac{A_2}{a_2 + S_2}, \text{ siendo } a_2 \text{ el ancho del canal en la salida.}$$

Luego se puede escribir :

$$2m = 2 \cdot \frac{a_2}{a_2 + S_2}$$

que es la superficie libre de salida que atraviesa el agua al abandonar el rodete .

El factor $\frac{A_2}{a_2 + S_2} = k_2$, se lo llama de estrangulamiento y en función del diámetro promedial de salida :

$$2m = k_2 \cdot b_2 \cdot \pi \cdot D_{2m}$$

que bajo el influjo de la velocidad de dirección perpendicular a ella a plena capacidad de la turbina;

C_{2n} (1/l) se obtendrá el caudal y de allí :

$$b_2 = \frac{Q(1/l)}{k_2 \cdot \pi \cdot D_{2m} \cdot C_{2n}(1/l)} \quad (\text{Ver pág. 4 - 25})$$

Número de álabes y el factor de estrangulamiento :

El número de álabes del rodete debe proporcionar una circulación regular e igual con todos los filetes líquidos, lo cual daría un número ilimitado. Pero teniendo en cuenta el influjo del número de estos sobre el rozamiento se ha limitado el número mediante resultados experimentales y de otros modelos. El libro "Turbinas Francis" de Honold - Albrecht proporciona:

T a b l a 4-07 (1)

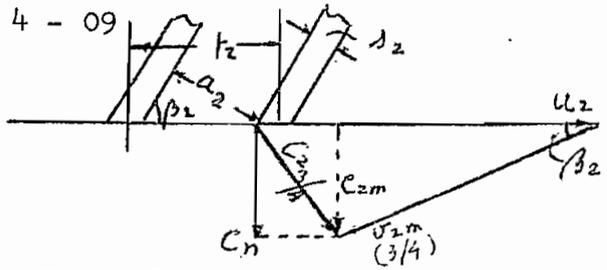
Número de álabes Z_2	13	15	17	19
Diámetro de entrada del rodete: D_1 (mm)	200;450	500;750	800;1100	1200;1500

Para nuestro caso con el diámetro : $D_1 = 0,80$ m se obtiene un número de álabes : $Z_2 = 16$. (El manual Hütte, II T. 826 proporciona:

$$Z_2 = \frac{4 F_2 Q}{F_2 u_s}$$

4 Estimación del ancho del canal a la salida :

Fig 4 - 09



En los 3/4 de la carga generalmente ocurre que : $v_{2\ 3/4} = u_2$, (lo que se puede comprobar en el gráfico de las velocidades de salida, ver pág. 4 - 11)

La velocidad absoluta en ese instante $C_{2\ 3/4}$, no es completamente perpendicular a $u_{2\ 3/4}$; pero si se puede obtener en base de esta una componente de salida normal a u_2 llamada $C_{n\ 3/4}$ la misma que permanece constante en toda la línea de salida $2i - 2a$.

(1). Ver Escuela " Técnico Mecánico " VI, pág 189, nota (+ +) .

En tal virtud se obtiene :

$$\text{sen } \beta_2 = \frac{C_n 3/4}{v_2 3/4} \approx \frac{C_n 3/4}{u_2}$$

por otro lado : $u_2 = \frac{\pi \cdot D_2 \cdot n}{60}$

luego : $\text{sen } \beta_2 = \frac{60}{\pi} \cdot \frac{C_n 3/4}{D_2 \cdot n}$

De la figura se deduce : $\text{sen } \beta_2 = \frac{a_2 + S_2}{t_2}$

o sea : $\frac{60}{\pi} \cdot \frac{C_n 3/4}{D_2 \cdot n} = \frac{a_2 + S_2}{t_2}$

además, el "paso" del álabe $t_2 = \frac{\pi \cdot D_2}{Z_2}$

se puede entonces escribir :

$$a_2 + S_2 = \frac{\pi \cdot D_2}{Z_2} \cdot \frac{60}{\pi} \cdot \frac{C_n 3/4}{D_2 \cdot n}$$

y finalmente, el ancho del canal de salida :

$$a_2 = \frac{60 \cdot C_n 3/4}{Z_2 \cdot n} - S_2$$

en este caso interés es conocer el espesor de la chapa, que viene dado según Wagenbach

$$S_2 = 20 \cdot b_1 \cdot \frac{H_n}{Z_2}, \quad (\text{dándose } b_1 \text{ y } H_n \text{ en m, y } S_2, \text{ en mm})$$

o sea : $S_2 = 20 \times 0,11 \times \frac{169,40}{16} \approx 7,15 \text{ mm}$

El valor del ancho del canal :

$$a_2 = \frac{60 \text{ seg} \times 9,25 \text{ m/seg.}}{16 \times 900} - 0,00715 \text{ m} = 31 \text{ mm}$$

El factor de estrangulamiento :

$$k_2 = \frac{a_2}{a_2 + S_2} = \frac{31}{31 + 7,15} = 0,812$$

La longitud de la línea de salida:

$$b_2 = \frac{Q_1/1}{k_2 \cdot \pi \cdot D_{2m} \cdot C_{2n} 1/1} = \frac{2,37 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,815 \times \pi \times 0,494 \text{ m} \times 12,40 \text{ m}/\text{seg}}$$

$$b_2 = 15,10 \text{ cm.}$$

La posición de la línea de salida b_2 coincide con lo que se podría llamar una "curva de nivel", pues esta línea por todas partes, resulta perpendicular a las líneas de trayectoria. Esta circunstancia se la aprovecha únicamente en los "rodetes lentos" pues la longitud del álabe en la corona interior y en la corona exterior, no presenta una desigualdad tan grande como en los rodetes normales y en los rápidos.

a) Procedimiento del trazado del rodete:

(Ver pág. 4+26 y 4+27)

1.) Se trazan parábolas al eje de la turbina a las distancias:

$$\frac{D_1}{2} = 0,40 \text{ m}; \frac{D_3}{2} = 0,28 \text{ m}; \frac{D_{2m}}{2} = 0,2447 \text{ m}; \text{ se dibuja el círculo de radio } r = \frac{b_2}{2} = 79,3 \text{ mm, Ubicado el centro sobre la parábola de distancia } D_2 \text{ m.}$$

2.-) Los perfiles de límites exteriores: $1i - 2i$ - y $1a - 2a$ son tangentes al círculo de radio $\frac{b_2}{2} = 79,3 \text{ mm}$.

3.) En la recta que mantiene la separación $\frac{D_1}{2}$, hay que ubicar la anchura de entrada: $b_1 = 11 \text{ cm}$, y como el eje de la turbina termina justamente en la ~~cara~~ de expulsión del agua en el rodete, la parábola correspondiente a la separación $\frac{d}{2} = 10 \text{ cm}$, es tangente al límite del perfil: $1i - 2i$ en el punto $3i$.

4.-) Sobre la circunferencia de radio $\frac{b_2}{2}$, se ubican dos puntos diametrales opuestos que son $2i$ y $2a$, de tal modo que proporcionen distancias al eje del rodete D_{2i} y D_{2a} , bajo la condición:

$$\frac{D_{2i} + D_{2a}}{2} = D_{2m}$$

A travez de los puntos $2i$ y $2a$ se trazan cuerdas en el círculo parábolas al eje del rodete, y sobre estas se mide la sagita S . La longitud de la sagita se la toma a su vez como el largo en que cortan al círculo las 2 rectas secantes que parten de los puntos $2i$ y $2a$. La intersección en el punto M de estas dos secantes proporciona el arco $2i - 2a$, que en los rodetes lentos corresponde al trazado de la línea de salida:

$a_2 \quad b_2$

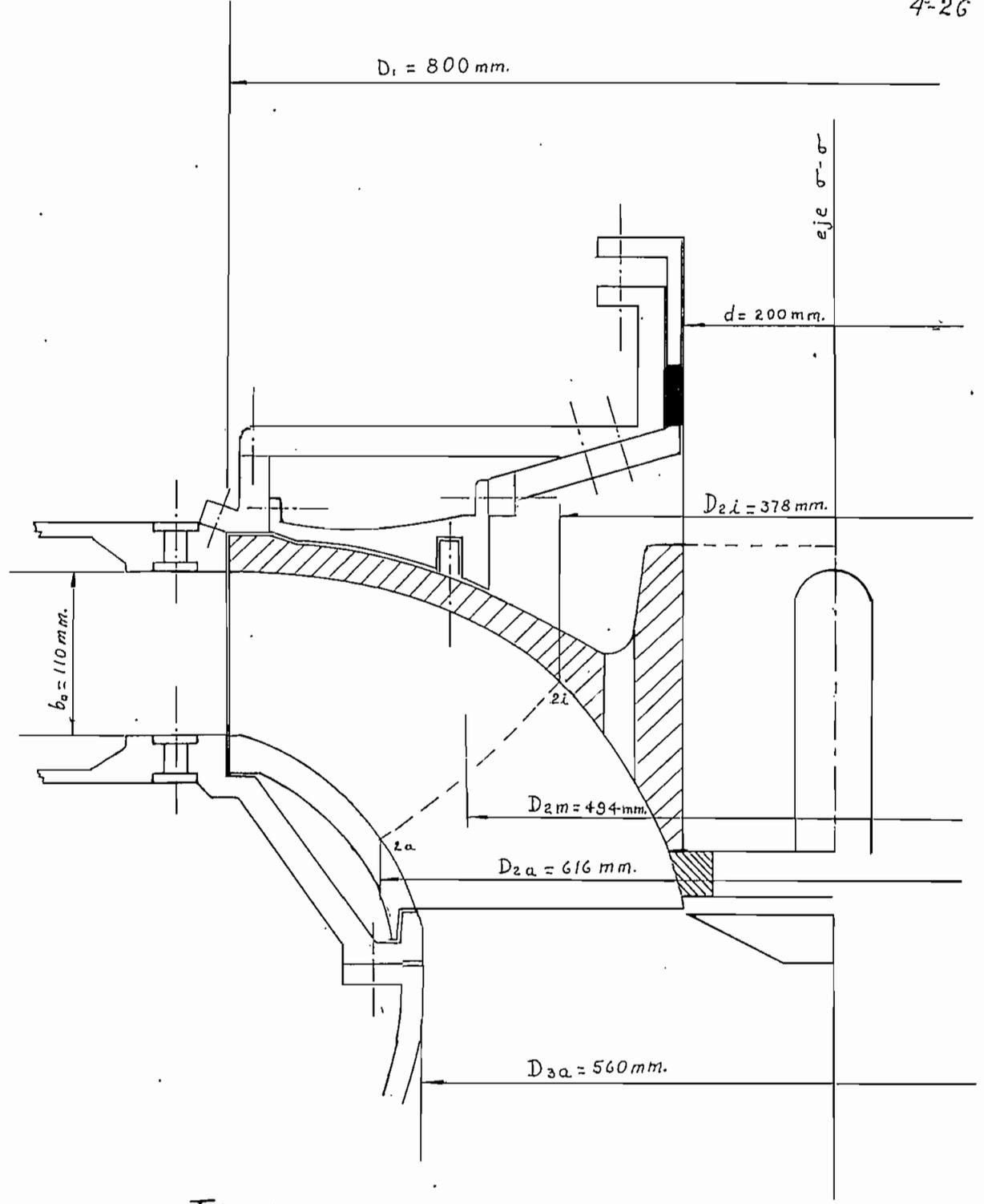


Fig 4-10

CORTE DEL PERFIL DEL RODETE "LENTO"
 PARA LA TURBINA HIDRAULICA
 DE LA
 CENTRAL "AMBI"

ESCALA: 1:40

$N = 4.500$	D A T O S
$H_p = 169.40$	
$Q_{m\acute{a}x} = 2.37$	
$n = 900 \text{ r.p.m.}$	
$n_s = 93.5 \text{ r.p.m.}$	
$\gamma_2 = 16 \text{ \acute{a}labes}$	
$D_1 = 800 \text{ mm.}$	

TRAZADO DEL PERFIL DEL RODETE "LENTO" PARA LA
 TURBINA HIDRAULICA DE LA CENTRAL "AMBI"
 POTENCIA = 4.500 H.P. ESCALA: 1:4
 DIAMETRO DE ENTRADA $D_1 = 800$ mm.

Fig 4-11

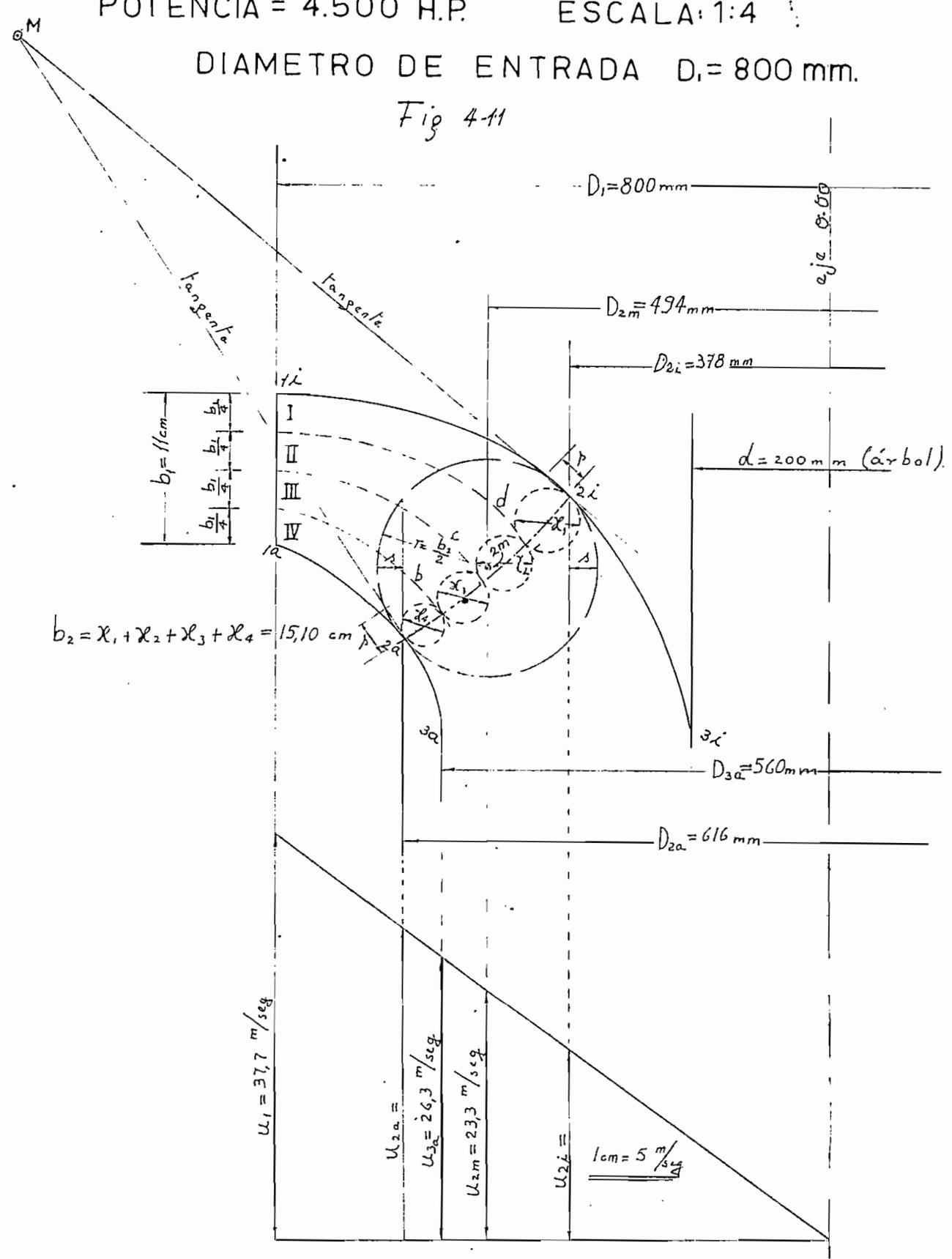


DIAGRAMA DE LAS VELOCIDADES TANGENCIALES

Secciones de los álabes. Mediante el perfil ya encontrado para el rodete, y con los diámetros que allí obtuvieron se traza la sección de los álabes, que puede ser determinable mediante la Geometría Descriptiva, en base a considerar filetes líquidos circulando sobre la cara del álabes.

4.d-1 COMPROBACION DEL PERFIL DEL RODETE: (1)

El procedimiento geométrico del trazado del perfil, permite el bosquejo aproximado de este. Es necesario su comprobación ceñida al gasto empleado por la turbina y al análisis del mayor número posible de filetes líquidos: esto se logra descomponiendo al perfil, mediante superficies de flujo en : " turbinas parciales " .

4.d.1-1 Procedimiento:

Se divide, en este caso, en 4 turbinas parciales al rodete, por las cuales debe atravesar el mismo gasto de agua que por consiguiente vale :

$$q = \frac{Q_{\text{máx}}}{4} = \frac{2,37 \text{ m}^3/\text{seg}}{4} = 0,593 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

Como la velocidad de salida del agua, perpendicular a u_{2m} , a plena capacidad vale (según el gráfico 4 - 03 pág 4 - 11)

$$C_{2n} = 12,40 \text{ m/seg}.$$

Como esta velocidad C_{2n} es aproximadamente idéntica para toda la línea de salida b_2 , cada superficie anular correspondiente a la " turbina parcial " será :

$$\Omega_{1/4} = \frac{q}{C_{2n}} = \frac{0,593 \text{ m}^3/\text{seg}}{12,40 \text{ m/seg}} = 0,0478 \text{ m}^2$$

Tal valor $\Omega_{1/4}$ ocurriría si el rodete no causara estrangulamiento, al agua, pero como interviene este fenómeno la sección total será

$$\frac{\Omega}{K_2} = \frac{0,191}{0,812} \text{ m}^2. \text{ Se exige a cada "turbina parcial" una superficie anular de :}$$

$$(2) \quad \Omega_X = \frac{\Omega_{1/4}}{4} = \frac{0,191}{0,812 \times 4} \approx 0,0583 \text{ m}^2$$

Estas superficies anulares son engendradas, por la separación X entre los filetes líquidos y el diámetro de giro D_x (así C_{2n} resulta perpendicular a la mitad de X)

(2) Ver pág. 4 - 24 el valor de K_2 , y pág 4 - 21

(1) Ver Hütte, "Manual del Ingeniero", Tomo II, pág. 823, 2ª edic. 1.957 y Quantz L. : "Motores Hidráulicos", pág. 100, 4ª edic. - 1.953.

Según esto, en cada turbina parcial se debe obtener una sección de descarga que vale :

$$D_x \times \pi \cdot X = \Omega_x$$

Este condicionamiento se le va fijando por tanteos sucesivos, de tal modo que al final se consiga :

$$Q_{\text{máx}} = \sum (D_x \cdot \pi \cdot X) \cdot C_2$$

Este trabajo se ha realizado en el gráfico. N.- 4-11 pág. 4 - 27 .
obteniéndose los valores siguientes :

T A B L A 4 - 08

	X	D_x	Ω_x
Turbina parcial I	$x_1 = 0,046 \text{ m}$	$D_{x_1} = 0,41 \text{ m}$	$\Omega_1 = 0,0593 \text{ m}^2$
Turbina parcial II	$x_2 = 0,039$	$D_{x_2} = 0,4704$	$0,0577 \text{ m}^2$
Turbina parcial III	$x_3 = 0,035$	$D_{x_3} = 0,53$	$0,0583 \text{ m}^2$
Turbina parcial IV	$x_4 = 0,031$	$D_{x_4} = 0,588$	$0,0573 \text{ m}^2$

$$b_2 = 0,151 \text{ m} \quad \text{Sección de descarga} = 0,2326 \text{ m}^2$$

$$(0,2326 \approx 0,235)$$

4.d.1-1 Conclusión :

Se observa mediante este procedimiento que la longitud de la línea b_2 de salida del agua es la correcta en valor y en forma. Como se recordará la línea b_2 es un arco de circunferencia cuyo diámetro está en M, siendo este un caso especial de trazado de b_2 aplicable únicamente al diseño de un rodete de velocidad específica "lenta".

4 = Rendimiento de la turbina :

Para establecer la curva de rendimiento de la turbina se utilizan los paralelogramos de las velocidades del agua a la entrada y salida del rodete. De allí se extraen los siguientes datos :

T A B L A 4 - 09

Admis %	ENTRADA			SALIDA		
	C_1 m/s	α_1	$\cos \alpha_1$	C_2	α_2	$\cos \alpha_2$
50	42,50	5° 17'	0,99574	10,94	34° 20'	0,82577
75	39,00	9° 34'	0,98610	9,54	75° 56' 30"	0,24291
83	37,60	10° 53'	0,98202	10,23	90°	0,0000
100	34,10	14° 34'	0,96784	13,34	112° 20'	(0,37999)
$U_1 = 37,7$ m/seg.				$U_2 = 23,3$ m/seg.		
$H_N = 169,40$ m						

4.9.1 Cálculo del rendimiento según la ecuación principal de las turbinas:

$$\eta = \frac{U_1 \cdot C_1 \cos \alpha_1 - U_2 \cdot C_2 \cos \alpha_2}{g \cdot H_N}$$

T A B L A 4 - 10

g. H_N g. H_N

Admis.	$U_1 C_1 \cos \alpha_1 - U_2 C_2 \cos \alpha_2$	η (%)
50 %	1.594 - 210,3 = 1.383,7	83,25
75 %	1.450 - 54 = 1.396	83,87
83 %	1.394 - 0,00 = 1.394	83,84
100 %	1.242 + 81,8 = 1.323,8	79,56

Nótese que para esta determinación del rendimiento se ha prescindido de la altura recuperada mediante el tubo de aspiración.

4.9.2 EL TUBO de aspiración:

El estudio teórico de la circulación del agua a través de un tubo cónico acoplado a la salida del rodete de una turbina resulta complejo y en la práctica impreciso, máxime que en este caso influye la componente tangencial C_{2t} de la velocidad de salida, (por efecto de la re-

tación del rodete) la misma que se presenta en una magnitud mayor o menor según sea el estado de admisión del motor hidráulico. Dicha velocidad tangencial C_{2t} en composición con la velocidad normal a la sección atravesada C_{2n} engendra una resultante helicoidal :

C_{2m} .

El matemático Praesil estudió la circulación teórica del agua en su tubo de aspiración y llegó a la ecuación: $z \cdot r^2 = \text{constante}$ con la cual se puede trazar la generatriz del tubo, siendo :

$$\begin{aligned} z &= \text{altura respecto de un plano} \\ r &= \text{radio del tubo de aspiración} \end{aligned}$$

Sin embargo esta ecuación no se aplica a nuestro caso porque el diámetro periférico a la salida del rodete es de órdenes pequeños.

($D_2 = 0,56 \text{ m}$). El método más utilizado para fijar la forma del tubo de aspiración se fundamenta en experiencias anteriores. El dato concordante en los libros (motores Hidráulicos de Quantz: Pág 89 ; Motores Hidráulicos de Gándara : Pág. 71) es que la pérdida de carga mínima para un ensanchamiento gradual se realiza para el ángulo de aproximadamente 6° , medio entre el eje del cono y su generatriz :
luego: $\text{Tg } 6^\circ = 0,10$.

el diámetro de evacuación en el extremo del tubo de aspiración , siendo $H_s = 3,15 \text{ m}$ vale :

$$D_4 = D_2 + 2 H_s \times \text{tg } 6^\circ = 0,56 + 2 \times 3,15 \times 0,10$$

$$D_4 = 1,20 \text{ m.}$$

4.4.2. Recuperación mediante el tubo de aspiración :

Con un tubo de succión debidamente construido, se aprovecha la energía cinemática que se pudiera perder por efecto de la descarga del agua a la salida del rodete.

Tal recuperación se la valoriza mediante el rendimiento del tubo de aspiración, (que para turbinas de eje horizontal Gómez Navarro da 40 % a tal rendimiento) , esto sería :

$$H_{\text{recuperada}} = \frac{c_2^2 n}{2g} \times 0,4 = \frac{c_2^2}{2n} = \frac{c_4^2}{2g} - Y_s$$

siendo : C_{2n} = velocidad normal al plano de giro del rodete en la salida.

C_4 = velocidad de descarga en el extremo inferior del tubo de aspiración.

Y_s = pérdida debida a roce y torbellinos.

Si razonamos que H_r recuperado al ir determinado por el valor de la velocidad absoluta de escape en la salida del rodete C_{2n} , se puede tomar en lugar de C_{2n} a sus componentes: la normal (o sea pérdida al eje de giro del rodete) C_{2n} y la tangencial: C_{2t} , que imprime un sentido giratorio al agua en el tubo de aspiración. Ambos dependen del valor del ángulo α_2 , que es variable según varíe el estado de aducción.

• sea: $\vec{C}_{2m} = \vec{C}_{2n} + \vec{C}_{2t}$

$$C_{2n} = C_{2m} \cdot \text{sen } \alpha_2$$

$$C_{2t} = C_{2m} \cdot \text{cos } \alpha_2$$

La recuperación de C_{2t} obedece al principio de que al aumentar gradualmente la circunferencia del tubo, al alejarse del eje el filete líquido, disminuye la velocidad angular en razón inversa al cuadrado del radio o sea que la velocidad tangencial en razón inversa del radio, así :

$$(1) \quad C_{2t} \times r_{2m} = C_{4t} \times r_4$$

$$\text{luego : } C_{4t} = \frac{r_{2m}}{r_4} \times C_{2t}$$

El rendimiento que el tubo proporcionaría, respecto de la velocidad tangencial sería :

$$\rho_t = \frac{\frac{C_{2t}^2}{2g} - \frac{C_{4t}^2}{2g}}{\frac{C_{2t}^2}{2g}}$$

$$\bullet \text{ sea : } C_{2t}^2 - C_{4t}^2 \left(\frac{r_{2m}}{r_4} \right)^2 = \rho_t \cdot C_{2t}^2$$

$$\text{de donde : } 1 - \left(\frac{r_{2m}}{r_4} \right)^2 = \rho_t$$

$$\text{con valores : } \rho_r = 1 - \left(\frac{0,247}{0,60} \right)^2 = 0,83$$

(1) Ver diámetro promedial de salida en pág. 4 - 10

LA ALTURA DE CARGA RECUPERADA EN EL TUBO DE ASPIRACION EN PORCENTAJE DEL SALTO NETO ESTA DADO:

$$0,40 \frac{C_{2n}^2 - C_4^2}{2g} + \frac{C_{2t}^2 - C_{4t}^2}{2g} \left(1 - \frac{r_1^2}{r_4^2}\right)$$

$$H_N$$

LA VELOCIDAD DE DESCARGA: $C_4 = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} D_4^2}$

SE LA DETERMINARA POR LOS DIFERENTES ESTADOS DE ADMISION LOS MISMOS QUE VIENEN DADOS POR EL VALOR DE Q.

MEDIANTE EL ANALISIS REALIZADO SE OBTIENE.

DE LA VELOCIDAD DE DESCARGA C_{2n} :

TABLA 4-11

ADMISION	Q (m ³ /seg)	C ₄ (m ³ /seg)	C _{2n} (m ³ /seg)	% de H _n recuperado $\frac{C_{2n}^2 - C_4^2}{2gH} \times 0,40$
1/2	1,185	1,05	6,17	0,445%
3/4	1,78	1,58	9,25	1,000%
83/100	1,97	1,74	10,23	1,229%
1/1	2,37	2,10	12,40	1,265%

De la velocidad tangencial C_{2t} : (Se obtiene: $C_{4t} = \frac{r_1}{r_4} C_{2t}$)

TABLA 4-12

ADMISION	C _{2t} ⁽¹⁾ (m ³ /seg)	$\frac{C_{2t}^2}{2gH} \times \left(1 - \frac{r_1^2}{r_4^2}\right)^2$
1/2	9,04	$\frac{81,80}{3.320,24} \times 0,83^2 = 0,170\%$
3/4	2,32	$\frac{5,38}{3.320,24} \times 0,83^2 = 0,112\%$
83/100	0,00	$\frac{0}{3.320,24} \times 0,83^2 = 0,000\%$
1/1	5,07	$\frac{256,9}{3.320,24} \times 0,83^2 = 0,533\%$

Recuperación total del tubo de aspiración:

TABLA 4-13

ADMISION	H _N RECUPERADA	
	%	m
1/2	0,615	1,040
3/4	1,112	1,915
83/100	1,229	2,060
1/1	1,798	3,030

(1) Ver página 4-12

(2) H_s = 3,15 m, ver página 4-04

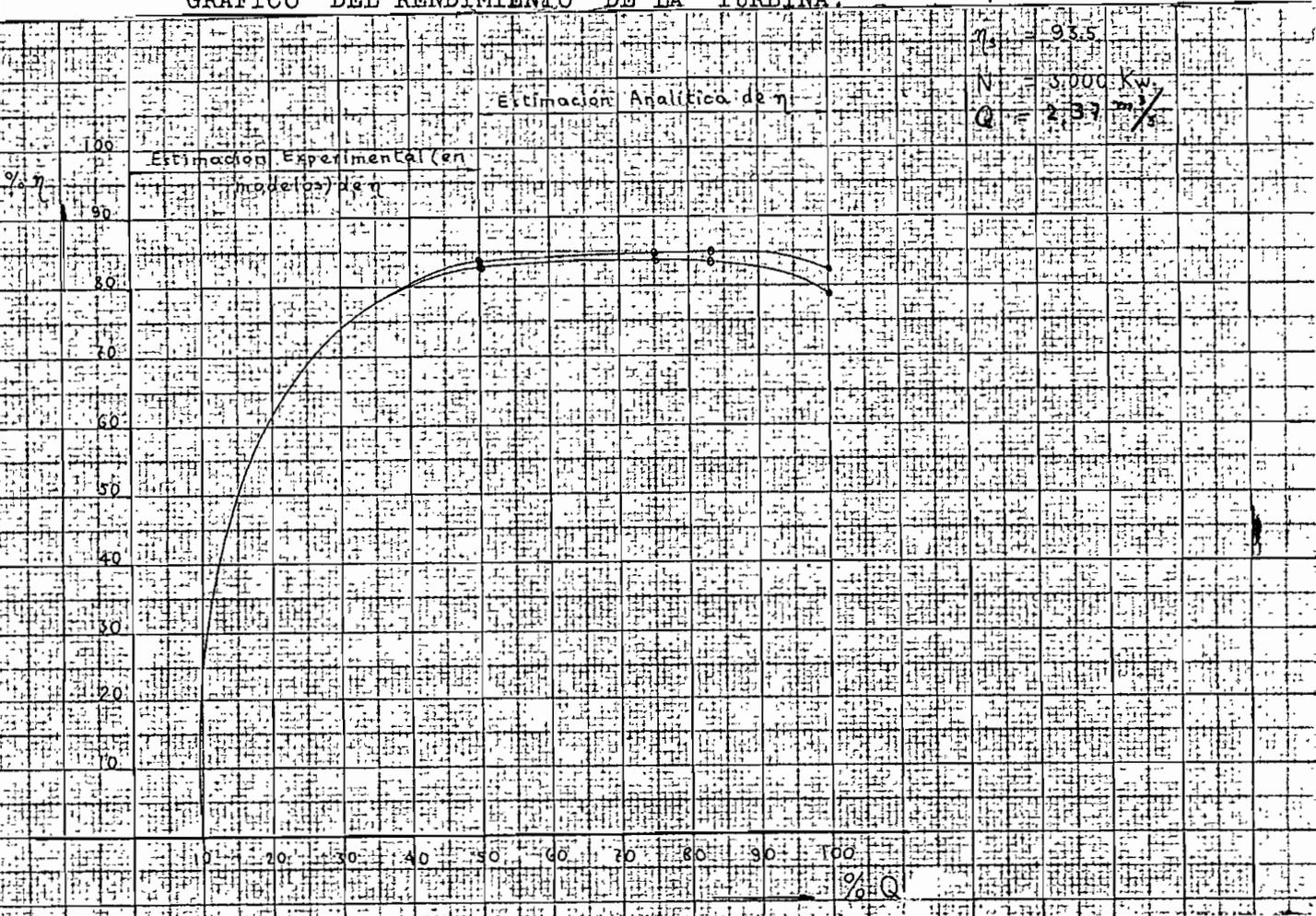
4.a-3 El rendimiento global de la turbina:

Se estimó ya el rendimiento hidráulico alcanzado por el redete. A esto se añade la recuperación obtenida mediante el tubo de aspiración, la misma que se refiere al aprovechamiento de la energía cinética del agua descargada. Tal recuperación se efectuó mediante la ecuación de Bernoulli y a expensas de C_{2n} ; C_4 ; C_{2t} y C_{4t} . Se obtiene el siguiente cuadro - resumen:

T A B L A 4 - 14

Admisión	Rendimiento solo del redete	Rendimiento debido al tubo de espir.	RENDIMIENTO GLOBAL
50 %	83,25 %	0,615 %	83,865 %
75 %	83,87 %	1,112 %	84,982 %
83 %	83,84 %	1,229 %	85,089 %
100 %	79,56 %	1,798 %	82,358 %

Fig 4 - 12
GRAFICO DEL RENDIMIENTO DE LA TURBINA:



Altura mínima de descarga del tubo de aspiración, respecto de la solera.

Esta se la encuentra bajo la condición de que la superficie cilíndrica del tubo sea por lo menos igual a la sección circular Ω_4 del mismo, o sea:

$$\frac{\pi}{4} \cdot D_4^2 = h_4 \times D_4$$

$$\text{luego : } h_4 = \frac{D_4}{4} = \frac{1,20}{4} = 0,30 \text{ m}$$

Otras dimensiones generales de la turbina:

("Arquitectura Hidráulica" de Schocklitsch II T. pág 453)

El mayor diámetro de la carcasa espiral :

$$D_{\text{ext}} = 2,6 \times D_1 = 2,6 \times 0,80 = 2,08 \text{ m}$$

El mayor ancho en dirección del eje : (incluso volante y codo)

$$A = 2 D = 2 \times 2,08 = 4,16 \text{ m.}$$

El peso total aproximado de la turbina :

$$G = 7,9 \times D^{1,87} = 7,9 \times (2,08)^{1,87} = 31 \text{ tons.}$$

TRAZADO DEL ALABE DEL RODETE DE LA TURBINA FRANCIS ESPIRAL (1).

conviene aclarar que el diseño de la superficie alabeada de la paleta del rodete de este tipo de turbina se la hace de acuerdo a experiencias anteriores y ensayos de modelos. El diseño científico estaría basado en la consideración de las tres dimensiones del espacio por las cuales atraviesa el agua o sea de las trayectorias que le imprime la paleta del rodete.

PROCEDIMIENTO :

(Se utiliza el trazado del perfil del rodete ver pág. ⁴⁻²⁷ gráf. ⁴⁻¹¹)

A la salida del rodete el agua a de salir sin contracción. Bajo esta condición, los álabes tienen que mantener en sus aristas de salida un paralelismo y una equidistancia.

En las turbinas tipo radial, como la del presente caso, se logra esta condición curvando dichos extremos en forma de evolventes, ya que todos los evolventes que se toman de un mismo círculo son equidistantes, (Evolvente es la curva espiral descrita por un punto de una cuerda tirante que se desarrolla de una circunferencia o de un polígono). Se tomará para determinado punto de la línea de salida del perfil, por ejemplo para 2i , un segmento de esta evolvente. Tal segmento viene limitado por dos tangentes a la circunferencia origen de la evolvente trazadas desde dos puntos contiguos cuya separación esté determinada por el paso entre álabes, de acuerdo a la distancia que el punto en cuestión mantenga con el eje o, y que corresponde al diám/ D_{2i} (véase pág. ⁴⁻³⁶)

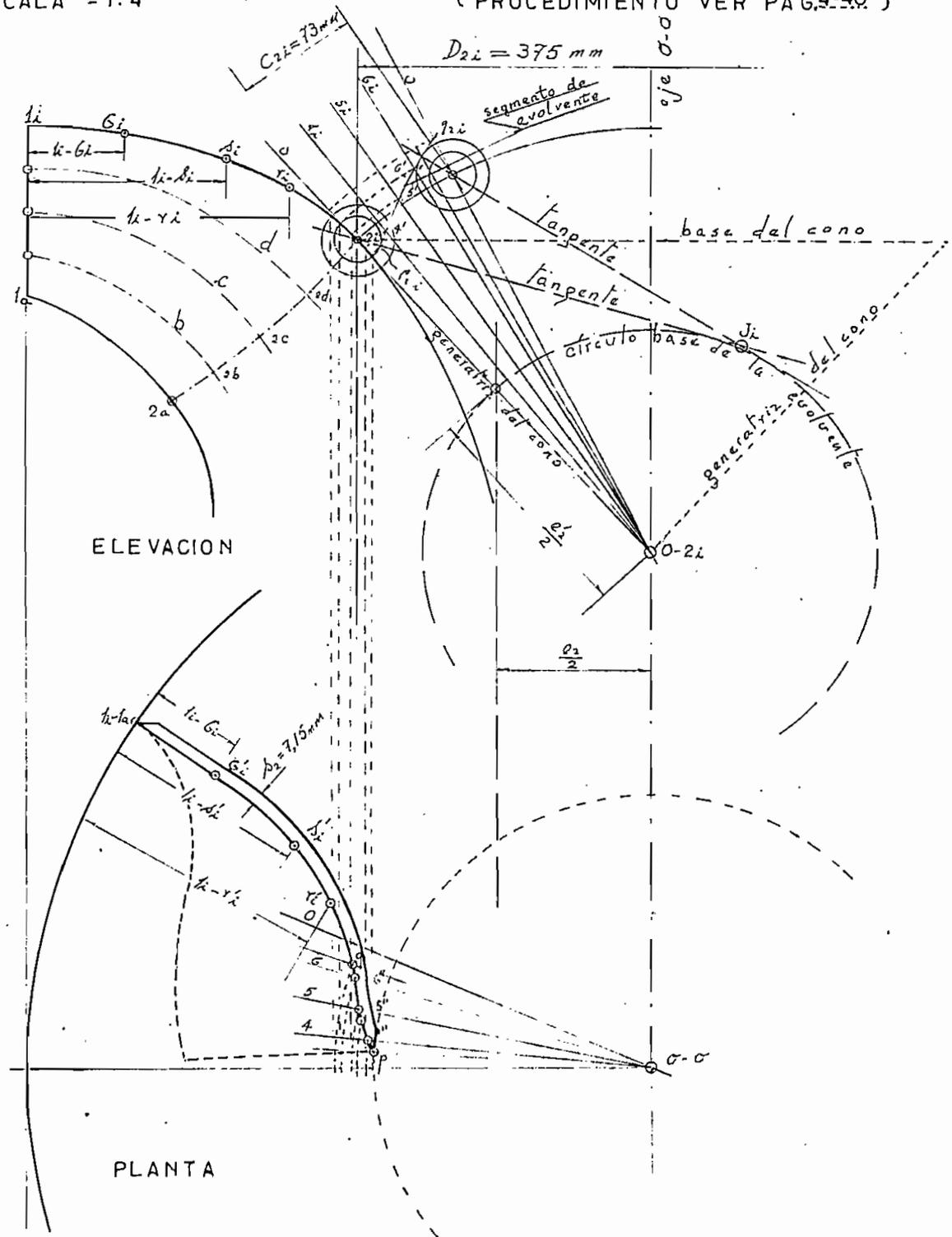
(1) El procedimiento seguido es según la Obra: LA ESCUELA DEL TECNICO MECANICO, V Tomo, pág. 196 y sigs. 3ª edición, Editorial Labor, Barcelona - 1.956.

Fig 4-13 DISEÑO DEL ALABE DEL RODETE

1.- TRAZADO DEL PERFIL LIMITE 1i-2i

ESCALA = 1:4

(PROCEDIMIENTO VER PÁG. 4-40.)



CARACTERISTICAS
DE LA
TURBINA

$N = 4,500 \text{ H.P.}$
 $H_N = 169.40$
 $Q_{MAX.} = 2.37 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $n = 900 \text{ r.p.m.}$

$N_s = 93.5 \text{ r.p.m.}$
 $z_2 = 16 \text{ álabes}$
 $D_1 = 800 \text{ mm.}$

En esta turbina se puede observar que los extremos de los álabes están ubicados sobre un plano triangular cuyo vértice $o = 2i$ se encuentra sobre el eje de revolución de este triángulo (eje de la turbina) el mismo que al rotar engendra un cono cuya generatriz viene a ser la tangente desde el punto en el análisis hasta el eje, o sea la recta $2i - 2a$. (Nótese que el punto $2i$ pertenece al perfil límite $li - 2i$ cuya curvatura dió una tangente que hasta el eje constituye la generatriz del cono) ver pág. 4 - 36).

También se presentan otras superficies cónicas de revolución para los puntos $2d, 2c, 2b, 2a$, de acuerdo a la tangencia del filete líquido d, c, b, a con la recta hasta el eje.

RADIO DE LA CIRCUNFERENCIA - BASE DE LAS ENVOLVENTES:

1) Si el extremo del álabe fuere un punto ubicado en una perpendicular al eje de la turbina (como ocurre con las turbinas axiales), por tal punto habría que trazar la correspondiente circunferencia de salida para llevar sobre esta una subdivisión de arco correspondiente al paso entre álabes, el mismo que consta de la abertura a_2 entre estos para la salida del líquido y del grosor de los mismos S_2 .

En los puntos determinados por el paso tienen que ubicarse dos círculos concéntricos, cuyos diámetros son la abertura libre a_2 y para el otro esta abertura más dos veces el grosor de la chapa del álabe. El segmento de evolvente tendrá que tocar tangencialmente^{en} un círculo interior y en el contiguo exterior (separados por el paso). El alcance o longitud de esta evolvente estará entre las rectas que pasen por los dos puntos que proporcionó el paso y que a la vez sean tangentes a la circunferencia - base de la evolvente.

Se sabe con gran exactitud las evolventes, corresponden a arcos de circunferencia cuyo centro está ubicado sobre el punto de intersección y de dos tangentes consecutivas a la circunferencia - base. Según el gráfico N^o 4 - 13, pág. 4 - 36 para trazar el segmento de evolvente $P_{2i} q_{2i}$ la tangente $q_{2i} J$, rueda de una longitud: $a_2 + S_2$ sobre la circunferencia - base y tras de repetir esta operación z_2 veces ($z_2 = n$: de álabes) origina un largo de circunferencia igual a:

circunf - base = $z_2 (a_2 + S_2)$

por lo que su diámetro e_2 viene a determinarse :

$$e_2 = \frac{z_2 (a_2 + S_2)}{\pi}$$

2) En cambio cuando los extremos de los álabes están sobre una superficie cónica, como es el caso que nos preocupa, convendrá primeramente desarrollar tal superficie obteniéndose así mediante el dibujo planimétrico un sector circular cuyo radio es la generatriz del cono, o sea para el punto 2 de ejemplo, la recta 2i, o-2a y la longitud del arco sea igual al perímetro de la base del cono: $\pi \times D_{2i}$. La circunferencia - base del segmento de la evolvente para este punto 2i tiene un radio: $\frac{e_2}{2}$ cuyo extremo está ubicado en la intersección de la generatriz del cono 2i, o-2a con una paralela al eje de la turbina a la distancia $\frac{e_2}{2}$

Hacia esta circunferencia-base caerán las tangentes que limitan a la evolvente y que irán atravesando los extremos del paso definido sobre el arco correspondiente a la base del cono por el punto 2i.

4.f-3: TRAZADO DEL ALABE EN SU EXTREMO DE SALIDA

Se traza la tangente por 2i que corta el eje o - o en el punto O-2i.

Esta recta es a la vez generatriz del cono cuyo diámetro de la base vale $D_{2i} = 375$ m m.

Haciendo centro en O-2i se traza del arco de círculo de radio $R_{O.2i - 2i} = 550$ m m. (La longitud de este arco alcanza: πD_{2i})

PARALELA AL EJE o.o: se traza una recta, siendo la distancia respecto del eje, el radio del círculo base correspondiente a las tangentes de los extremos de las evolventes situados en planos perpendiculares al eje de giro del rodete, .

Este radio ~~o~~ distancia de la paralela se la obtiene al discernir el trazo de las evolventes en caso de que el perfil de circulación del agua fuese perpendicular al eje; pues la tangente de los extremos recorre cada vez más (con el paso) la longitud $a_2 + S_2$ sobre el círculo base de las evolventes operación que se repite z veces (según el N^o de álabes) y describe por tanto la longitud de la circunferencia base:

$z (a_2 + S_2)$ (ver pág 204 T. M. V tom)

y el diámetro valdrá en este caso :

$$e_2 = \frac{(a_2 + S_2) \cdot z}{2 \pi}$$

La distancia de la paralela que es el radio vale :

$$\frac{e_2}{2} = \frac{(a_2 + S_2) \cdot z}{2 \pi} = \frac{(31 + 7,15) \cdot 16}{2 \pi} = 97,3 \text{ m m.}$$

Entonces el círculo base de los evolventes para el caso del perfil del rodete que no es perpendicular el eje sini que forma un cono , se lo traza mediante el radio $\frac{e_2}{2}$ obtenible desde el punto 0 - 2i hasta la intersección de la generatriz 0 2i - 2 : con la paralela al eje situada a la distancia $\frac{e_2}{2}$

Luego sobre el arco desarrollado de la base del cono o sea a la salida se traza el paso entre álabes para el punto 2i . el mismo que vale :

$$t_{2i} = \frac{D_{2i} \cdot \pi}{z} = \frac{375 \cdot \pi}{16} = 73,7 \text{ m m.}$$

El ángulo al centro para este paso = $\frac{360^\circ}{16} = 22^\circ 30'$

Y la cuerda subtendida : $C_{2i} = D_{2i} \text{ sen } \frac{22^\circ 30'}{2}$

$$\text{o sea : } C_{2i} = 375 \cdot 0,19509 = 73 \text{ m m.}$$

En el punto 2i como centro y en el extremo de la cuerda, a partir de 2i se trazan dos circunferencias concéntricas cuyos respectivos radios son :

$$\text{para la menor : } \frac{a_2}{2} = \frac{31}{2} = 15,5 \text{ m m}$$

$$\text{para la mayor : } \frac{a_2}{2} + S_2 = \frac{31}{2} + 7,15 = 22,65 \text{ m m.}$$

(Siendo a_2 = separación libre entre álabes para circulación del agua :
 S_2 = grosor del álabe)

Desde el centro de estas circunferencias concéntricas se dirigen tangentes al círculo primitivo o base . La intersección de estas tangentes contiguas corresponde al centro de la circunferencia J_i que es tangente externa e interna de los dos círculos concéntricos vecinos. Estos segmentos de circunferencias corresponden sensiblemente a las evolventes que proporcionan el paralelismo del extremo de los álabes para el punto 2i.

2 TRAZADO EN PLANTA DE LOS EVOLVENTES.

Esto tiene el objeto de enseñar como se presentan en su verdadera magnitud las superficies cónicas.

Para simplificar se considera como si la línea de salida 2i - 2a estu-

viera en plano que corta al eje de la turbina. De este modo la línea vista en la proyección horizontal es una recta radial por los puntos: $2i - d - c - b - 2a$. (ver gráf 4 - 13 pág 4 - 36)

TRAZADO DEL FILETE LIMITE $1i - 2i$ (ver gráf. 4 - 13 ; pág.4-36)

En el caso estecífico para el perfil $1i - 2i$ en la salida, las evolventes en la planta se las construye mediante puntos. Para lo cual se subdivide el paso en la vista de elevación en 4 o más partes según 4 subdivisiones cónicas que pasan por el vértice $0 - 2i$ y que son $4i, 5i, 6i, 0i$.

En la planta, luego de trazada la proyección de la circunferencia base del cono, el arco correspondiente al paso al igual que sus subdivisiones mantienen la misma magnitud que en la elevación con lo cual se obtienen los radios $2i, 4, 5, 6, 0$ que corresponden a los trazos reales de los planos verticales que pasan por las generatrices.

De este modo se tiene que en la elevación la generatriz $0 - 2i - 6i$ corta a la evolvente en el punto $6'$, este se traslada con un arco de círculo al rededor de $0 - 2i$ hasta la generatriz $0 - 2i$. Este punto se lo proyecta al plano horizontal o planta hasta el radio, obteniéndose $6''$ que es buscado, se procede de igual modo con $5'$ y $4'$ de la elevación llevándolos a la planta hasta ubicarlos en $5''$ y $4''$. Finalmente hay que determinar la proyección de los puntos extremos de la evolvente que son $p 2i$ y $q 2i$. Para esto en la elevación se trazan generatrices que pasan por $0 - 2i$, los arcos de estas generatrices se los trasladan a la planta y se trazan radios por los extremos de tales arcos. Sobre estos radios se transportan respectivamente los citados puntos obteniéndose p y q .

TRAZADO DEL ALABE EN SU EXTREMO DE ENTRADA

Utilizando el dibujo en la planta se reinicia desde el punto q
Este trazo depende de dos condiciones :

1) De la tangencia entre el extremo de la evolvente en el punto q y la tangencia con la línea de entrada, que aquí es una línea radial pues el ángulo que forma el álabe a la entrada, respecto de la periferia es $B . = 90^\circ$

2) Estas tangencias deben enlazarse mediante una línea continua y uniforme ausente de angulosidades. (Depende el trazo de los datos experimentales, pues proporcionan el largo del recorrido del agua en el álabe) . Esta curva continua representa el dibujo desde q hasta $1i$ en planta .

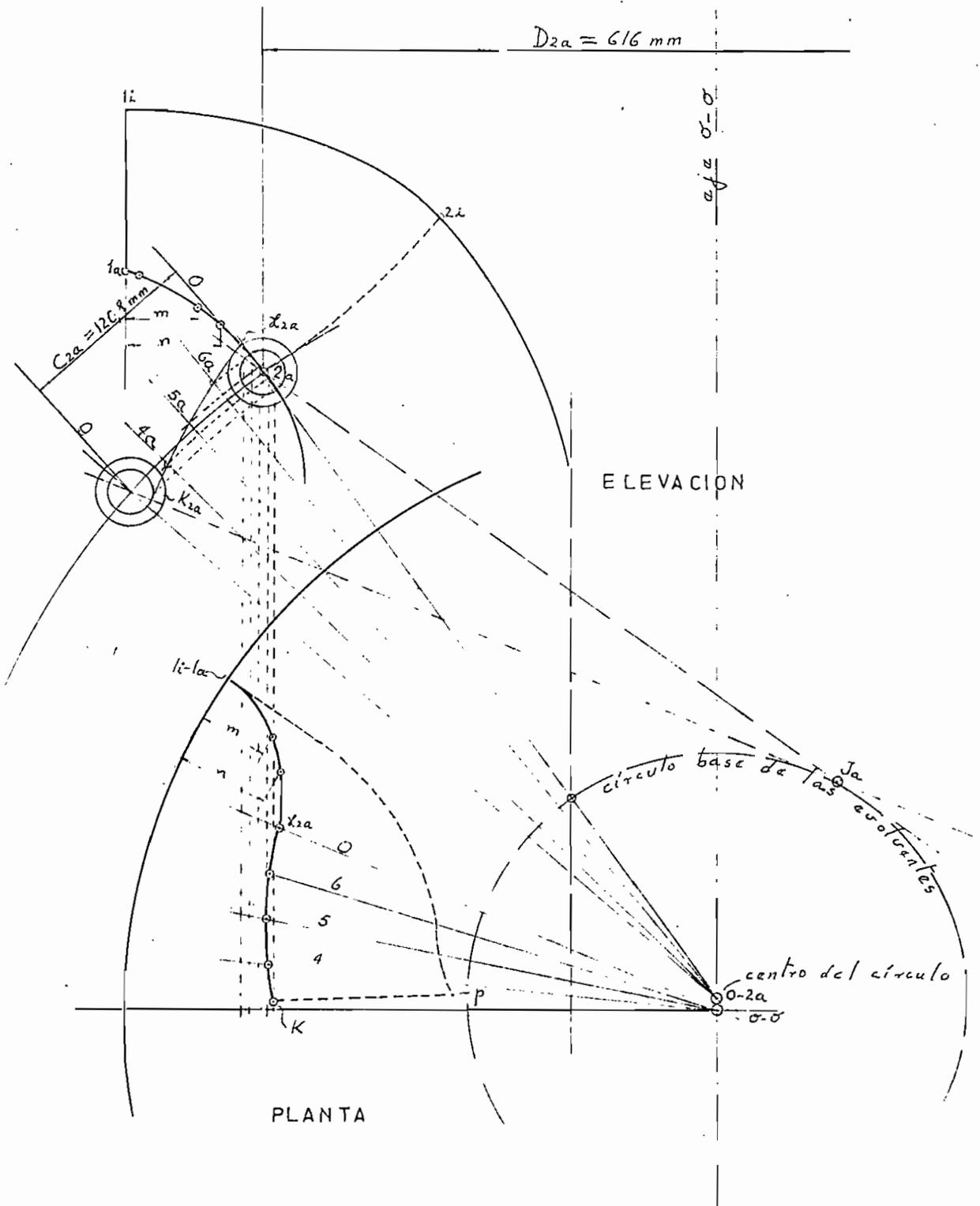
Fig 4-14 DISEÑO DEL ALABE DEL RODETE

2.- TRAZADO DEL PERFIL LIMITE : 1a-2a

ESCALA = 1 : 2

(PROCEDIMIENTO: ver pág.4:43)

$D_{2a} = 616 \text{ mm}$



Se ha conseguido así el trazo del perfil o filete del álabe li-2i en la planta, o sea en su verdadera magnitud.

Hay que ubicar en la elevación la mayor cantidad de puntos que se hallen en la planta en el perfil l'i -P, esto se consigue tomando distancias radiales a los diversos puntos: r'i - S'i - G'i que son respectivamente: li - ri; li - Si ; li - Gi ; los cuales se ubican en el filete li - 2a, de la elevación de acuerdo a estas distancias.

Finalmente la línea paralela en planta a l'i - p es la que dá el grosor s de la paleta.

(Nótese que la arista de entrada en la elevación li - la por ser perpendicular a la planta viene representada con un punto)

TRAZADO DEL FILETE LIMITE la - 2a (Ver gráfico N^o 4 - 1^a pág 4^a 41^a)

El procedimiento es idéntico que para el perfil límite del álabe : li - 2i . O sea :

- 1) Se traza la evolvente del punto 2a
- 2) Se traslada a la planta esta evolvente, en donde asoma en su verdadera magnitud; así se obtiene los puntos K y X que en planta corresponden al filete de salida extremo del álabe.
- 3) Con una curvatura suave (experimental de las fábricas) tangente en X y en la se termina el trazo de este filete. Queda así bien delimitada el contorno superficial del álabe en la vista de planta.

TRAZADO DE OTRAS TRAYECTORIAS Y DE LA REGULARIDAD DE LA SUPERFICIE DEL ALABE (Ver Fig. 4 - 16 ; pág. 4 - 44)

Según se determinó la evolvente de los puntos 2a y 2i queda fijada en su verdadera magnitud (en planta) un segmento de la superficie del álabe limitado por 4 líneas que se intercepta en los 4 vértices; p ; K ; X ; q . Luego según el método constructivo se trazan de los puntos X y q dos líneas hasta el punto li - la - que completaban el contorno del álabe.

Conviene ahora trasladar desde la planta hasta la elevación los llamados hilos de agua (similar a la línea 2i - 2a) que son curvas resultantes de la intersección entre la superficie la la paleta y las superficies de flujo (nominados estos últimos como filetes de las turbi-

nas parciales: I - II - III - y IV) .

Estos "hilos de agua" limitan a las superficies curvas que juntas con otras determinan una superficie continua correspondiente a la superficie de la planta .

En planta estos "hilos de agua" corresponden a los planos radiales vistos de filo: α , B , γ , \int . Por ejemplo para hilos $\alpha_a - \alpha_i$; en elevación se han ubicado las distancias de la planta: r , s , t , u , v , con lo cual la elevación da los puntos: α_a ; α_b , α_c , α_d , α_i , que unidos dan la línea continua $\alpha_a - \alpha_i$. de igual modo para los hilos B , γ , \int , $G_a - G_i$.

Los puntos de intersección de los hilos de agua con las líneas de trayectoria : b , c , d , dan en planta las líneas del álabe: $G_i' d''$; $G_i'' c''$; $G_i''' b''$; las cuales deben ser tangentes en G_i' , G_i'' , G_i''' y en b'' , c'' , d'' si esto no ocurriera se debería variar en la elevación la forma de las curvas radiales : α , B , γ , d , como también las líneas periféricas del álabe ; $X_{2a} - G_a$ y $q_{2i} - G_i$, hasta obtener un desarrollo continuo y regular .

Nótese que la línea radial de la planta: G_a , G_i''' , G_i'' , G_i , que corresponde al "hilo del agua" $G_a - G_i$, de la boca de entrada hasta donde se admite que la paleta forme con la periferia del rodete el ángulo de entrada $\beta_1 = 90^\circ$, es integralmente un segmento rectilíneo del radio $la - 0.0'$.

CONSTRUCCION DEL MOLDE DE MADERA :

Previa a la fundición o al estampado del álabe hay que hacer el moldeado de este, aprovechando las vistas en planta y alzado que se obtubieren ya (según el gráfico N^o 4 - 16 pág 4 - 44).

Para esto se trazan algunos planos vistos de filo en el alzado y perpendiculares al eje de la turbina que están nominados con I, II, III IV, V, etc, hasta XI. La distancia entre ellos debe ser la misma que tenga el grueso de un tablero de madera, tomando en el final de la paleta, a la salida, la distancia entre estos planos se la toma menos debido a la fuerte curvatura que allí se encuentra. Obsérvese en el gráfico N^o 4 - 16 que los planos I al V tienen mayor separación que aquellos del VI al XI.

Las intersecciones en elevación que se producen entre estos planos I al XI y los "hilos de agua" del álabe G, \int , B , α , o , etc. se trasladan a la vista en planta según como se ha precedido con el plano

IV del dibujo: proyectando los puntos K' , $2'$, $5'$, $6''$, $0''$, α'' etc. el radio horizontal de la planta $o-o\delta$ y de este con arcos de círculos hasta los correspondientes planos radiales G hasta K_p , obteniéndose los puntos K_p'' , $2''$, $5''$, $6''$, etc, los mismos que unidos con una línea continua y regular dá la línea de planta designada con IV.

Una vez trazadas en planta todas las curvas I a XI, que representan la sección con la paleta de los diferentes planos paralelos, se trasladan sobre tablas de madera que tengan el espesor correspondiente a la separación entre plano y plano luego de la cual se cortan dichas tablas siguiendo el dibujo del perfil superponiéndolas al final, unas contra otras, Las salientes de la cara alabeada se consiguen mediante un lijado prolijo hasta obtener una superficie continua, terminándose de esta manera el modelo en madera de la superficie de la poleta, del rodete.

Habrá que tener en cuenta las contracciones que sufra el molde de hierro sacado en base a este molde de madera, para cuya corrección hasta introducir láminas de papel entre tableros obtenidos).

Los álabes así obtenidos (por estampado) se fijan a la corona del rodete mediante suelda o fundición directa de la corona sobre las entalladuras que se hacen en cada paleta . Esto es ya el trabajo de armado mecánico.

FIN DE LA TESIS

R. Gijón

B I B L I O G R A F I A :

LIBROS:

- BULLINGER C.: "Análisis Económico para Ingenieros". Trad. del inglés por De La Hoz y Alvarez. Ediciones Aguilar, Madrid 1.954.
- ESCUELA DEL TECNICO MECANICO: Autores LANA SARRATE y ALBRECHT K., "Tratado de Hidráulica, Motores Hidráulicos y Bombas" Tomo V, 3ª Ed. Editorial Labor S.A., Barcelona, 1.956.
- GANDARA M. Gral. Ing.: "Motores Hidráulicos". Ediciones de Esc. de Ingeniería y Artilleros Militares. Quito - 1.948.
- GOMEZ NAVARRO J.L.: "Saltos de Agua y Pesas de Embalse". 3ª Ed. Primer Tomo, Editora Tipográfica Artística, Madrid 1.958.
- HUTTE: "Manual del Ingeniero". 2ª Ed. 4 Tomos. Editorial Gustavo Gili. Barcelona - 1.957.
- KNOWLTON A.E.: "Manual Standard del Ingeniero Electricista". 1er Tomo. Reimpres. español. Edit Labor S.A. 1.956.
- QUANTZ L. Ing.: "Motores Hidráulicos". Trad por Garrigosa. 4ª Ed. Edit. Gustavo Gili, Barcelona - 1.953.
- SCHOKLITSCH A. Dr.: "Tratado de Arquitectura Hidráulica" Versión del Alemán: Basseguda Muste Dr. 2 Tomos. Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona - 1.946.

PUBLICACIONES DE ORGANISMOS:

- E Y C O : "Estudio de la Planta Hidroeléctrica para el Ambi". Quito - 1.964, 1.965.
- INECEL : "Programa de Operación de la Central Ambi". Depto. de Planificación. Quito. Sept/. 1.968.
- INERHI : "Incidencia de la Operación de la Central El Ambi en el Regadío de Salinas". Depto. de Planeación. Nov/. 1.967.
- INECEL : "El Programa de Electrificación del Ecuador". Quito Ago/ 1.966.
- JUNTA NCNAL. PLANIFIC. : "El Problema de Electrificación de Ibarra y de la Prov. de Imbabura". Publicación N° EI/2-29. 9/55. Quito - 1.955.
- JUNTA NCNAL. PLANIF.: "Las Obras y Servicios Públicos Económicos". Tomo IV, Libro Segundo. Energía. Quito - 1.962.
- OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY (Organismo Ejecutivo al Servicio del Japón): "Proyecto San Miguel de Car" Informe de Factibilidad. Stbre/ 1.966.