



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

01162
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**UNA PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO
EN LA REGIÓN CENTRAL DEL PERÚ**

TESIS

Como requisito para obtener el grado de
Maestro en Ingeniería
(Hidráulica)

Presenta

SAÚL PRIMITIVO HORQUE FERRO

DIRECTOR DE TESIS

Dr. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL



MÉXICO, D.F.
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DICIEMBRE 1997



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

*A Lily: mi esposa, amiga y compañera.
Mil gracias por tu apoyo.*

CONTENIDO

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	
1.1. Antecedentes	4
1.2. Sistemas de Aprovechamiento Hidroeléctrico de Centromin Perú S.A.	5
1.3. Proyecto de Desarrollo de Lagunas III Etapa	5
1.4. Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico “La Victoria”	5
1.4.1 Planteamiento del Problema.	5
1.4.2 Alternativas de Decisión	6
1.5. Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico	7
CAPITULO II. ESTUDIO HIDROLÓGICO	
2.1. Introducción	12
2.2. Metodología de estudio	12
2.3. Comprobación de la Consistencia Espacial y Temporal de los Datos Hidrológicos	14
2.4. Corrección de Datos	15
2.5. Extensión de Registros	16
2.6. Modelos de Transferencia de Información Hidrológica	19
2.7. Transferencia de Información en Cuencas Aforadas	20
2.8. Proceso de Transferencia de Información en Cuencas no Aforadas	21
2.9. Consideraciones Básicas para la Regionalización	21
2.10. Herramientas básicas para la Transferencia de Información en Cuencas no Aforadas	24
2.10.1. Distribuciones de Probabilidad	24
2.10.2. Proceso de Normalización	28
- Propiedades principales de la Distribución Normal	28
- Transformación de Box-Cox	29
- Transformación Box-Cox de Doble Potencia	30
2.10.3. Análisis de Correlación y regresión	31
- Relaciones Cuantitativas y cualitativas entre variables	32
- Regresión Lineal Simple	33
- Análisis de Regresión Múltiple	34
2.11. Pronóstico de la Tasa de Evaporación	36
2.12. Medición de Caudales por Secciones de Control de una Corriente	37
2.13. Relación Lluvia - Escurrimiento	40
- Métodos Empíricos	41
- Métodos del Hidrograma Unitario	41
- Criterios Mixtos	42

CAPITULO III. SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

3.1 Generalidades	43
3.2 Simulación Hidrológica en Vasos de Almacenamiento	43
3.3 Determinación del Volumen Útil del Embalse	44
3.3.1 Métodos de Solución	44
3.3.2 Método Analítico	45
3.3.3 Método Experimental	46
3.4 Modelos Estocásticos en Hidrología	47
3.4.1 Definiciones	47
3.4.2 Características Importantes	48
3.4.3 Modelación Estocástica en Series de Tiempo	49
- Consideraciones Generales	49
- Proceso de Modelación	50
3.4.4 Procesos de Pronóstico y Generación Sintética en Series de Tiempo Anuales y Periódicas	
- Principales Estadísticos de la Muestra	51
- Verificación de la Normalidad	53
- Verificación de Independencia	53
- Estandarización de la Muestra	54
- Cálculo de los Parámetros del Modelo	55
- Cálculo de los Residuales	58
- Criterio de Selección de Modelos	59
- Generación de Muestras Sintéticas	60
- Proceso de Desestandarización y de Desnormalización	60
- Cálculo de los Estadísticos de la Muestra Generada	60
3.5 Simulación del Sistema Hidráulico	61
3.5.1 Simulación de un Sistema sin Embalse	61
3.5.2 Simulación de un Sistema con Embalse	62
3.6 Ecuación General de Almacenamiento	62
3.6.1 Definición de Variables	62
3.6.2 Expresiones Matemáticas de Almacenamiento	66
3.7 Interpretación de las Variables de la Ecuación General de Almacenamiento	67
3.7.1. Variables de Entrada	67
3.7.2. Variables de Salida	67
3.7.3. Variable de Almacenamiento	67
3.8. Procedimiento de Simulación.	68

CAPITULO IV. ESQUEMAS DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO PROPUESTO

4.1 Generalidades	70
4.2 Característica de los Sifones	71
4.3 Metodología del Cálculo y Diseño del Sifón	72
4.4 Estructuración	73
4.5 Análisis Preliminar del Sifón	75
4.5.1 Propiedades Importantes del Agua y Presión Atmosférica	75

- Presión de Vaporización y Presión Atmosférica y su relación con el fenómeno de la Cavitación.	75
- Valores Estándar de la Densidad y el Peso Específico	77
- Valores Estándar del Aire para 15 °C.	77
4.5.2 Propiedades Estáticas del Aire Atmosférico próximo a la Superficie Terrestre	78
- Generalidades	78
- Relaciones Básicas Importantes	78
- Relaciones Importantes en Cálculos de Ingeniería	79
4.5.3 Propiedades Físico Mecánicas del Agua a la Presión Atmosférica	81
4.5.4 Factores de Resistencia al Flujo. Pérdidas de Energía en Conductos a Presión	82
- Pérdidas por Fricción	82
- Pérdidas Locales.	83
4.6 Diseño hidráulico del sifón.	85
4.6.1 Consideraciones generales	85
4.6.2 Cálculos Preliminares	87
- Condiciones de Cálculo	87
- Determinación de la Ecuación General de Movimiento	88
4.6.3 Diámetro Óptimo	89
4.6.4 Diámetro Comercial: Criterio del Parámetro Optimizador	90
4.6.5 Estudio de las Condiciones de Aspiración y Salida	93
- Criterio Schäffer	95
- Criterio Sotelo	94
4.6.6 Altura máxima sobre la Cima del Sifón	97
4.6.7 Determinación del Espesor de la Tubería.	100
4.7 Instalación de una Batería de Sifones	102
4.8 Criterio de Selección de la Mejor Opción	102
4.8.1 Generalidades	102
4.8.3 Consideraciones Económicas Preliminares	102

CAP V. APLICACIÓN

5.1 Justificación	104
5.2 Descripción.	104
5.2.1 Ubicación Geográfica (laguna la Victoria)	104
5.2.2 Acceso	105
5.2.3 Clima	105
5.2.4 Características Principales de la Cuenca	105
5.3. Estudio Hidrológico	107
5.3.1. Análisis de Información Básica	107
- Información Hidrológica y su Caracterización	107
- Determinación de Caudales	112
5.3.2 Tratamiento Preliminar Hidrológico	115
- Análisis de Consistencia	115
- Corrección de Datos Pluviométricos	115
- Información Hidrometeorológica Final.	117
5.3.3 Análisis Hidrológico	117

- Evaluación de la Información de Descargas	117
- Determinación de Volúmenes Efectivos	120
5.4 Generación de Muestras Sintéticas	120
5.4.1 Proceso de Modelación	120
5.5 Simulación Hidrológica	134
5.5.1 Definición de los Elementos de Simulación	134
- Componentes Físicos del Sistema de Aprovechamiento	134
- Relaciones de Operación	134
- Variables	135
5.5.2 Simulación del Sistema	135
- Determinación de las Relaciones: Elevación-Volumen y Elevación-Área	135
- Exploración de las Diferentes Condiciones	136
- Resultados	137
5.6. Cálculo y Diseño del Sifón	142
5.6.1 Cálculos Preliminares	142
5.6.2 Diseño Hidráulico del Sifón para la Condición 1	145
5.6.2.1 Criterio del Diámetro Óptimo	145
5.6.2.2 Diámetro Comercial: Criterio del Parámetro Optimizador	149
5.6.2.3 Evaluación de H y L del Sifón	152
5.6.2.4 Evaluación del Ramal de Entrega	152
5.6.2.5 Altura Máxima Sobre la Cima del Sifón	153
5.6.2.6 Dimensiones Máximas Permisibles	153
5.6.2.7 Tubería Metálica del Sifón	154
5.6.3 Diseño Hidráulico del Sifón para la Condición 2	155
5.6.4 Diseño Hidráulico del Sifón para la condición 3	156
5.7 Selección de la Mejor Opción	160
5.7.1 Estimado de Costo Nominal	160
5.7.2 Volumen útil máximo para cada opción analizada	161
5.7.3 Tubo de Acero	161
5.8. Obras de Excedencia	162
5.9. Tanque de Almacenamiento para el Cebado	162

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

CONTENIDO DE FIGURAS

	PÁGINA
1.1 Sistema de Aprovechamiento con Bocatoma Indirecta y Túnel Sublacustre de descarga	8
1.2 Sistema de Aprovechamiento con Bocatoma Indirecta por Ductos Encamisetados y Túnel Sublacustre	8
1.3 Laguna La Victoria. Levantamiento Topográfico	9
1.4 Aprovechamiento Hidráulico La Victoria Considerando Presa de Regulación	10
1.5 Tajo Abierto hasta el Nivel de la Presa	10
1.6 Propuesta de Aprovechamiento con Estructura Mixta de Sifón y Muro	11
2.1 Vertedor Rectangular de Pared delgada	38
4.1 Componentes de un Sifón	70
4.2 Carga Total en un Sifón	71
4.3 Representación Idealizada del Sifón	88
4.4 Idealización del Sifón Considerando h	91
4.5 Diagrama Velocidad versus Factor de Optimación	92
4.6 Equilibrio Hidrodinámico del Sifón. Criterio Schäfer	93
4.7 Idealización del sifón. Criterio Sotelo	95
4.8 Equilibrio hidrodinámico del Sifón Considerando Incremento de Altura	97
4.9 Esquema Idealizado Considerando Incremento de Altura δH	99
4.10 Presiones Internas del Fluido en Conductos Cerrados	100
5.1 Ubicación geográfica del proyecto de Aprovechamiento Hidráulico de La Victoria	105
5.2 Dimensiones del Vertedor de Aforo. Estación la Victoria	107
5.3 Presiones Absolutas sobre los 4050 msnm	144
5.4 Disposición Geométrica Longitudinal del Sifón para la Condición 1	145
5.5 Criterio del Diámetro Optimo. Esquema Idealizado del Sifón	145
5.6 Diagrama de Velocidad versus Factor de optimación para la Condición 1	151
5.7 Dimensiones Máximas Permisibles del Sistema para la Condición 1	153
5.8 Diagrama Velocidad versus Factor de Optimación para la Condición 2	155
5.9 Dimensiones Máximas Permisibles del Sistema para la Condición 2	156
5.10 Diagrama Velocidad versus Factor de Optimación para la Condición 3	158
5.11 Dimensiones Máximas Permisibles del Sistema para la Condición 3	159
5.12 Laguna la Victoria. Ubicación de los Elementos del Sist. de Aprov. Propuesto	163
5.13 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico La Victoria. Perfil Longitudinal del Sifón	164
5.14 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico La Victoria. Representación Isométrica	165
5.15 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico La Victoria. Elementos del Sifón	166
5.16 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico La Victoria. Representación Grafica	167

CONTENIDO DE TABLAS

	PÁGINA
2.1 Características Fisiográficas Consideradas en la Transferencia Hidrológica (Región 10)	23
4.1 Presión de Vaporización Absoluta	76
4.2 Coeficientes de Pérdida por Entrada (K). Valores Medios	84
4.3 Coeficientes de Pérdida por Válvulas de Compuerta	84
4.4 Coeficiente de Pérdidas para Válvulas de Retención	85
4.5 Velocidad Media "Más Económica" en Tuberías	86
4.6 Velocidades Medias y gastos Máximos en Conductos	86
5.1 Precipitación Mensual Histórica. Estación la Victoria.	118
5.2 Descarga Mensual Histórica. Estación de Aforo LA Victoria.	119
5.3 Evaporación Mensual en mm. Estación Carhuamayo	119
5.4 Coeficientes de Esguerrimiento Periódico para la Cuenca la Victoria	119
5.5 Volúmenes Efectivos calculados para la Cuenca La Victoria	122
5.6 Generación de Muestras Sintéticas. Estadísticos de la Muestra	123
5.7 Generación de Muestras Sintéticas. Muestra Normalizada	126
5.8 Muestra Estandarizada	127
5.9 Cálculo de Parámetros	128
5.10 Cálculo de Residuales	129
5.11 Cálculo Aleatorio con Distribución Uniforme	130
5.12 Números Aleatorios con Distribución normal Estándar (Box-Muller)	131
5.13 Muestra generada PAR (1)	132
5.14 Muestra Generada (Desestandarizada y Desnormalizada)	133
5.15 Simulación del Sistema. Áreas Calculadas en Función a la Altitud	134
5.16 a 5.24 Cuadro Resumen de resultados de la Simulación	137
5.25 Viscosidad Dinámica y Cinemática del Agua sobre los 4050 msnm	143
5.26 Coeficiente de Pérdidas Locales (K) para el Cálculo del diámetro Óptimo	147
5.27 Coeficientes de Pérdidas Locales para el Cálculo del Diámetro Comercial	150
5.28 Coeficiente de Fricción f y Factor de Optimación F_0 para el Diámetro Comercial	150
5.29 Coeficientes de Pérdidas Locales para la Condición 3	157
5.30 Coeficientes de Fricción y F_0 para la Condición 3	157
5.31 Costo Nominal de los Sifones para las 3 Condiciones Analizadas	160
5.32 Volumen Util del Sistema para los Niveles Máximos Permisibles	161
5.33 Cuadro Comparativo del Peso en kg/m para Diferentes Alternativas	161

CONTENIDO DE GRÁFICAS

5.1 Pluviograma de la Serie Mensual Histórica. Estación LaVictoria	108
5.2 Pluviograma de la Serie Mensual Histórica de la Estación Carhuamayo	109
5.3 Pluviograma Diaria para una Tormenta Aislada. Estación La Victoria	113
5.4 Pluviograma Mensual (enero 92- enero 96) Estación La Victoria	114
5.5 Análisis de Doble Masa: Lluvia La Victoria versus Lluvia Carhuamayo	116
5.6 Correlograma de la Muestra Histórica	123

INTRODUCCIÓN

El agua constituye un elemento fundamental en la existencia del hombre y de todas las formas de vida en la tierra. En torno al agua se han desarrollado las civilizaciones, sistemas económicos y modos de supervivencia, y su dominio ha dado lugar a progresos decisivos para la ciencia, la técnica y la industria. En el curso de la historia, el hombre descubre como aprovechar la energía cinética del agua en sus diferentes formas, una de estas es su transformación en energía eléctrica.

La energía eléctrica constituye en la actualidad un elemento básico para el desarrollo económico de los pueblos, sobre todo por su efecto multiplicador en las diferentes actividades productivas del hombre. En el Perú al igual que en otros países, frente a la cada vez más frecuente escasez de fuentes de energía no renovables (petróleo) y al lento desarrollo de fuentes no convencionales de producción de energía, surge la necesidad de revisar las posibilidades de generación hidroeléctrica y afianzar la potencia firme de las existentes mediante una adecuada optimación de los recursos hídricos disponibles.

En las últimas décadas, frente a las reiteradas y prolongadas sequías por las que atraviesa toda la América del Sur, especialmente los países de la cuenca del Pacífico, fenómeno reiterativo en los últimos tiempos, generado a decir por los especialistas por el cambio paulatino del ecosistema mundial y regional, cuyos efectos devastadores se sienten y se han manifestado profundamente en la región central y sur del Perú, principalmente por la severidad de las sequías del 1991 y 1992, no ha sido posible recuperar los niveles normales de los vasos de regulación existentes, situación que profundiza la cada vez escasa presencia del agua como recurso aprovechable.

La sierra central del Perú constituye en la actualidad una de las fuentes hidrológicas más importantes para la generación de energía. En ella se encuentra localizada los proyectos de desarrollo hidroeléctrico más importantes y las centrales de mayor potencia (la central del Mantaro con 800 Mw y Yaupi con 108 Mw de potencia instalada, respectivamente), el primero abastece de energía a las principales ciudades del país a través del sistema interconectado, el segundo suministra de energía a la producción minero-metalúrgica de Centomin Perú, empresa minera de singular importancia para la economía nacional por ser fuente de divisas. En el caso de Centromin a partir de 1992, se acentúa el problema de escasez de agua, con la implicancia que trae consigo la menor generación de energía eléctrica en las operaciones minero-metalúrgicas. Situación que ha obligado a desplegar esfuerzos para dar solución definitiva al problema de escasez de agua, generándose para el efecto políticas de desarrollo hidroeléctrico de corto y mediano plazo. Dentro de los planes a corto plazo se menciona al Proyecto de Desarrollo de Lagunas creado para afianzar la potencia firme de la Central Hidroeléctrica de Yaupi, que tiene la finalidad de aprovechar las pequeñas lagunas existentes en las partes altas al pie de las cordilleras, localizadas sobre los 4000 a 4200 msnm, accesibles únicamente por caminos de terracería que, por lo general, tienen una capacidad de almacenamiento limitado (promedio de 2 Mm³). Este proyecto de aprovechamiento hidráulico considera la construcción de una presa de regulación en la boquilla de salida, que requiere previamente de la ejecución de costosas obras preliminares y de trabajos especiales, citándose dentro de estas la construcción de la vía de acceso

e inyección de concreto en el lugar de desplante de la presa por el empleo de explosivos en los trabajos de corte longitudinal.

Actualmente, por las características de los trabajos que se tiene que desplegar y por el costo elevado de las mismas, existe la necesidad de optimar o replantear las obras hidráulicas proyectadas, haciéndolas viables en su ejecución, manteniendo las características hidráulicas requeridas.

Con el desarrollo del presente trabajo, tomando como prototipo la laguna "La Victoria", se pretende lograr ese objetivo, remplazando el proyecto inicial de construir una presa en la boquilla de salida por otra estructura de menor costo, pero de igual o superior capacidad de almacenamiento y de regulación, mediante el diseño de una estructura hidráulica sencilla y de fácil colocación, basado en el tratamiento adecuado del aspecto hidrológico e hidráulico, muy importante en este tipo de estudios.

Es importante señalar, que siendo el problema actual la creciente falta de agua como recurso aprovechable, y cuya importancia, en relación con la economía y la producción es cada día mayor en todos los países del mundo y muy especialmente en América del Sur, en los países de la cuenca del pacífico, donde el agua es un elemento de riqueza, y aun de necesidad de primer orden. Ello conlleva a formular ideas y soluciones cada vez más audaces, compatibles con las técnicas actuales y con los bajos recursos que dispone todo país en desarrollo. El presente trabajo está orientado a ese logro, inicialmente orientado para afianzar la potencia firme de una central de 108 Mw de capacidad (Yaupi) en épocas de estiaje, para posteriormente proyectar este alcance a nivel de la región central del Perú donde se encuentra localizada la central hidroeléctrica del Mantaro (Santiago Antúnez de Mayolo), la más grande del Perú y que atraviesa por similares problemas de escasez de agua. Sin embargo, con mejores posibilidades de superar ésta situación por contar en las cuencas altas con un potencial hídrico considerable, como son las lagunas sin explotar. Con el aprovechamiento de estos recursos de una manera eficiente y a bajo costo se estaría solucionando el problema de escasez de agua, y por ende afianzar la potencia firme de la central del Mantaro.

Como toda propuesta basada en la Hidráulica que es todavía una ciencia algo incierta en algunos aspectos a pesar de ser tan antigua como la civilización, con factores teóricos indeterminados, no obstante de disponer de poderosas herramientas de análisis matemático para poner en práctica las leyes fundamentales que rigen el comportamiento de los fluidos, la mayoría de los problemas de la Hidráulica aun desafían estas soluciones teóricas. De superarse todo esto, mediante el análisis adecuado, en este caso particular, el problema hidrológico e hidráulico, la presente propuesta constituirá un aporte significativo en la solución de los problemas álgidos por la que atraviesa el Perú, como es el suministro de energía eléctrica a través de las instalaciones en actual operación.

Por ello, debido fundamentalmente a las características de las zonas donde se encuentran localizados los recursos hídricos aprovechables, y por la escasa o casi nula información hidrológica con que se cuenta, el problema hidrológico será analizado con las últimas investigaciones que sobre el particular existen y será abordada, dado el caso, mediante el análisis regional hidrológico y las técnicas de la Hidrología Estocástica, esta última considerada una herramienta muy eficaz en el tratamiento de los problemas relacionados con vasos de almacenamiento. Por otro lado, la experiencia actual del país enseña a tomar con más celo el

aspecto hidrológico para así evitar los problemas de sobre o subdimensionamientos similares a los incurridos en muchas obras construidas, con el consiguiente costo y riesgo que ello representa. De la misma manera los aspectos de diseño y análisis del comportamiento hidráulico serán planteados con la mayor claridad posible.

Adicionalmente, en el presente trabajo se expone las principales técnicas para abordar problemas hidrológicos para condiciones críticas (escasa o nula información), aún cuando no sean requeridas para el estudio del prototipo elegido en el presente trabajo; sino, como herramientas de análisis hidrológico que serán requeridos, sin duda, en el estudio de otras lagunas.

CAPITULO I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 ANTECEDENTES

Las principales unidades de producción de la Empresa Minera del Centro del Perú están ubicadas en la región central del Perú, dentro de las coordenadas geográficas siguientes: long. oeste, entre 75° 30' y 76° 50', latitud sur ,entre 10° 28' a 11° 31', sobre los 3700 a 4400 msnm y cuya actividad principal es la extracción minera y el procesamiento metalúrgico. Debido a que la energía eléctrica es el insumo principal para las actividades minero-metalúrgicas, dispone de cuatro centrales hidroeléctricas: CH Yaupi, de base, con una potencia instaladas de 108 MW ; CH Malpaso, de semi base, con 48 MW, CH Oroya, de punta, con 12 MW y CH Pachachaca, de punta, con 12 MW de potencia instalada.

Las cuatro centrales están enlazadas al sistema interconectado Nacional (Electro Perú), y satisfacen la demanda interna en el período de lluvias: noviembre del año anterior a abril del año siguiente; en cambio en las épocas de estiaje (mayo - octubre), la empresa se ve en la necesidad de comprar energía a través del sistema interconectado. Situación, que aunado al natural incremento de la demanda por el crecimiento y desarrollo de nuevos proyectos mineros, representa para ésta empresa un fuerte desembolso económico adicional, forzando a los ejecutivos en sucesivas oportunidades, a la ejecución de obras de almacenamiento y de regulación; inicialmente, en las cuencas altas, aprovechando las lagunas grandes se hicieron obras de regulación importantes, dentro de ellas las que más destacan son los vasos de regulación de Huangush Alto, Matacocha, que fueron ejecutados en algunas de sus etapas con la participación de técnicos extranjeros (suizos), principalmente en el último disparo -conexión del túnel de regulación con la laguna- posteriormente, se inició al aprovechamiento de las lagunas de mediana capacidad.

A partir de 1992, debido a los constantes períodos de sequía en la región central del Perú, fenómeno regional reiterativo en las últimas décadas, se restringió el suministro de energía eléctrica, con consecuencias negativas en las operaciones minero-metalúrgicas. Esta situación dio origen al desarrollo de nuevos proyectos de aprovechamiento hidráulicos para dar solución definitiva al problema de escasez de agua :

- Proyecto de Desarrollo de Lagunas III Etapa
- Proyecto de transvase Chilac-Huangush Alto

El primero delineado para el aprovechamiento de pequeñas lagunas existentes en las partes altas al pie de las cordilleras, localizadas sobre los 4000 a 4200 msnm, accesibles solamente por caminos de terracería. Estas lagunas, por lo general, pueden tener una capacidad de almacenamiento de 1.5 a 2.5 Mm³ aproximadamente, cuyo objetivo considera la construcción de presas de regulación en la boquilla de salida.

El segundo, considerado como un proyecto de largo alcance, contempla el desarrollo de un sistema de aprovechamiento hidráulico localizado en la parte alta del Amazonas, vertiente oriental de la cordillera. Consiste en la construcción de un túnel de transvase de 9 km, un canal

colector de 20 km de longitud aproximadamente y un sistema de almacenamiento para un volumen de 40 Mm³ de agua.

1.2 SISTEMA DE APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO DE CENTROMIN PERU S.A.

El incremento constante de la demanda de energía y la prioridad de disponer del suministro eléctrico en forma sostenida en todas las épocas del año a las operaciones minero-metalúrgicas, ha originado la ejecución de sistemas de aprovechamiento hidráulico complejos, las cuales en función a la forma de captación (bocatoma) se pueden clasificar en:

a) Obras de almacenamiento y de regulación.

- i) Vasos con sistemas de descarga directa a través de un túnel de control (fig.1.1).
- ii) Vasos con sistemas de descarga mixta a través de ductos “encamizados” y un túnel de control (fig. 1.2).

b) Presas de regulación.

Estos sistemas hidráulicos fueron construidos para el aprovechamiento de las lagunas más significativas en cuanto a su capacidad de almacenamiento y están ubicados en las partes altas de los tributarios a la cuenca principal de los ríos que suministran agua a las centrales hidroeléctricas.

1.3 PROYECTO DE DESARROLLO DE LAGUNAS III ETAPA.

Esta etapa del proyecto de desarrollo de lagunas surge de la escasez de agua en la región mencionada y está diseñada para el aprovechamiento de pequeñas lagunas localizadas al pie de la cordillera sobre los 4000 msnm, con la finalidad de contribuir al afianzamiento de la potencia firme de la CH. Yaupi, de cuyo desarrollo se espera obtener un volumen neto total de 9.4 Mm³ de agua para ser utilizado durante la temporada de estiaje. Dentro de sus alcances está el proyecto de estudio para el aprovechamiento de la laguna La Victoria. De acuerdo a dicho estudio se espera obtener un volumen neto de 1.4 Mm³ para ser utilizado aproximadamente en un mes.

1.4 PROYECTO DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO LA VICTORIA.

1.4.1 Planteamiento del problema.

La laguna “La Victoria”, tomada como prototipo en la presente propuesta, cuenta con un estudio a nivel de ejecución elaborado como parte del proyecto de desarrollo de lagunas III etapa. Este estudio inicial, considera la construcción de una presa de regulación en la boquilla de salida (fig.1.4), cuya ejecución requiere efectuar los trabajos preliminares siguientes:

- a) Construcción de vías de acceso hasta lugares posibles de ejecución, necesarias para el traslado de los materiales de construcción (cemento, cimbras , agregados, fierros de refuerzo, etc.), que luego serán llevados a lomo de bestia. La topografía muy accidentada y el tipo de suelo (conformada por roca fija) por la que debe atravesar, limitan su ejecución hasta el lugar de la obra.
- b) Corte longitudinal a tajo abierto en la boquilla de salida, hasta el nivel del desplante de la presa. El volumen varía de acuerdo a la longitud del dique natural de la boquilla.
- c) Trabajos especiales, tales como inyección del concreto para impermeabilizar las rocas fracturadas en el lugar de desplante de la presa, debida a la voladura de rocas empleadas en el tajo abierto de la boquilla, eliminación de rocas (desmonte) a lo largo del tajo abierto.
- d) Traslado de equipos de construcción. Este rubro, también es de suma importancia, por que representa un fuerte desembolso económico por la dificultad en el traslado de los equipos de construcción indispensables (compresora, mezcladora, vibradora de concreto, etc.) y los elementos de la compuerta de regulación .

Posteriormente, en la fase de ejecución se comprobó la poca viabilidad de este proyecto, debido a los costos elevados. Ocurre similarmente con el resto de las lagunas en proceso de estudio y otros ya concluidos. Las principales dificultades encontradas fueron en la construcción de la vía de acceso y en los trabajos a tajo abierto longitudinal. En el primer caso no era posible construir hasta el lugar de los trabajos, debido al costo elevado por el tipo de roca y la topografía accidentada por las que debe atravesar, que lo convierte en un proyecto no rentable para la capacidad limitada de esta laguna. Los trabajos de corte longitudinal a tajo abierto en la boquilla de desagüe natural, sin los equipos adecuados para las labores de voladura de roca controlada (compresoras¹ de mayor potencia) y para la eliminación de desmonte (tractor bulldozer) no fue factible hacerlos en un tiempo prudencial y a un costo permisible. Esta situación se puede observar en las figuras 1.4 y 1.5, de esta última se desprende la cantidad de actividades que se tiene que desplegar para eliminar las rocas fracturadas.

1.4.2 Alternativas de decisión.

De acuerdo a la evaluación económica, tomando en consideración las dificultades encontradas en el proceso de construcción detallados en el inciso anterior, surgió la siguiente situación:

- Descartar o posponer el proyecto.
- Modificar el sistema haciéndolo viable.

En el primer caso, por la capacidad limitada de la laguna y los costos altos de los trabajos preliminares, esta opción era posible, aún cuando por las características especiales de los proyectos en marcha en particular en centrales hidroeléctricas en operación, donde los proyectos

¹ Este equipo de perforación con los correspondientes "martillos", constituyen piezas esenciales en los trabajos de voladura de rocas. El peso y el volumen son obstáculos para el traslado a lugares sin vías de acceso vehicular. Adicionalmente para obtener un rendimiento normal de estos equipos en altitudes considerables, se debe compensar la reducción del rendimiento con la elección de un equipo de mayor potencia, lo que implica mayor peso y mayores dificultades para el traslado.

desarrollados para el incremento de un volumen adicional son altamente significativos. Así, en la central hidroeléctrica de Yaupi el factor de equivalencia es de: $1\text{m}^3 = 1.177 \text{ kW.h}$, lo que hace sumamente valioso todo incremento de agua por mínimo que esta sea. Esta consideración hace insistir en el desarrollo de estas lagunas, bajo ciertas modificaciones o replanteamiento del sistema original, que permita disminuir el costo inicial y hacer viable su ejecución.

1.5 PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO.

Con el desarrollo del presente trabajo se pretende lograr ese objetivo, remplazando el proyecto de construir una presa en la boquilla de salida por otra de menor costo y de igual o superior capacidad de almacenamiento y regulación, mediante el diseño de una estructura hidráulica sencilla y de fácil colocación como la mostrada en la figura 1.6, el cual será tratado en los siguientes capítulos. Así mismo, el dimensionamiento final será dado en el Capítulo V.

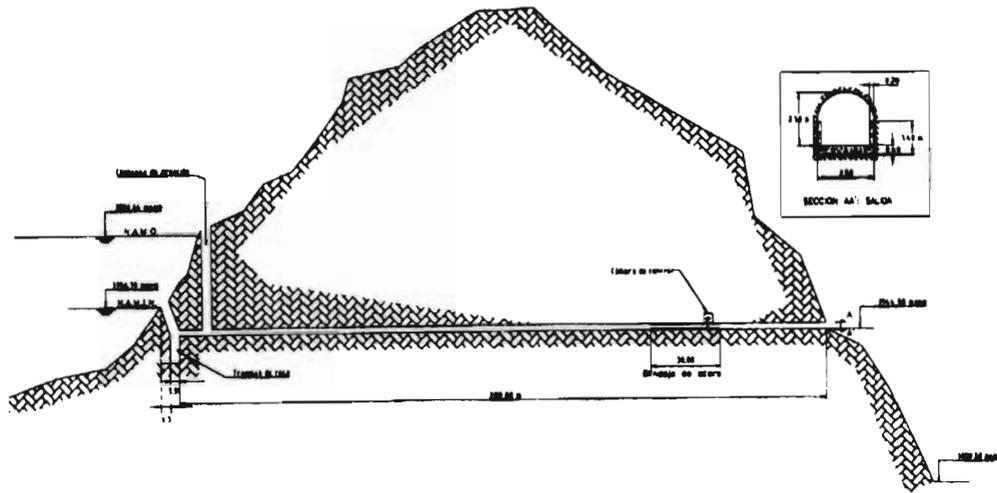


Figura 1.1 Bocatoma directa a través de un túnel sublacustre vaso Molinero

PERFIL LONGITUDINAL

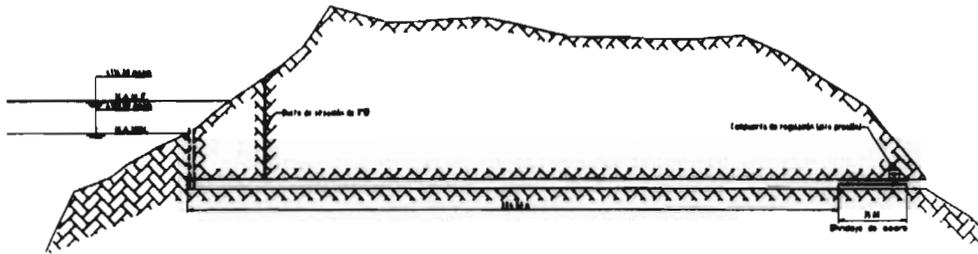
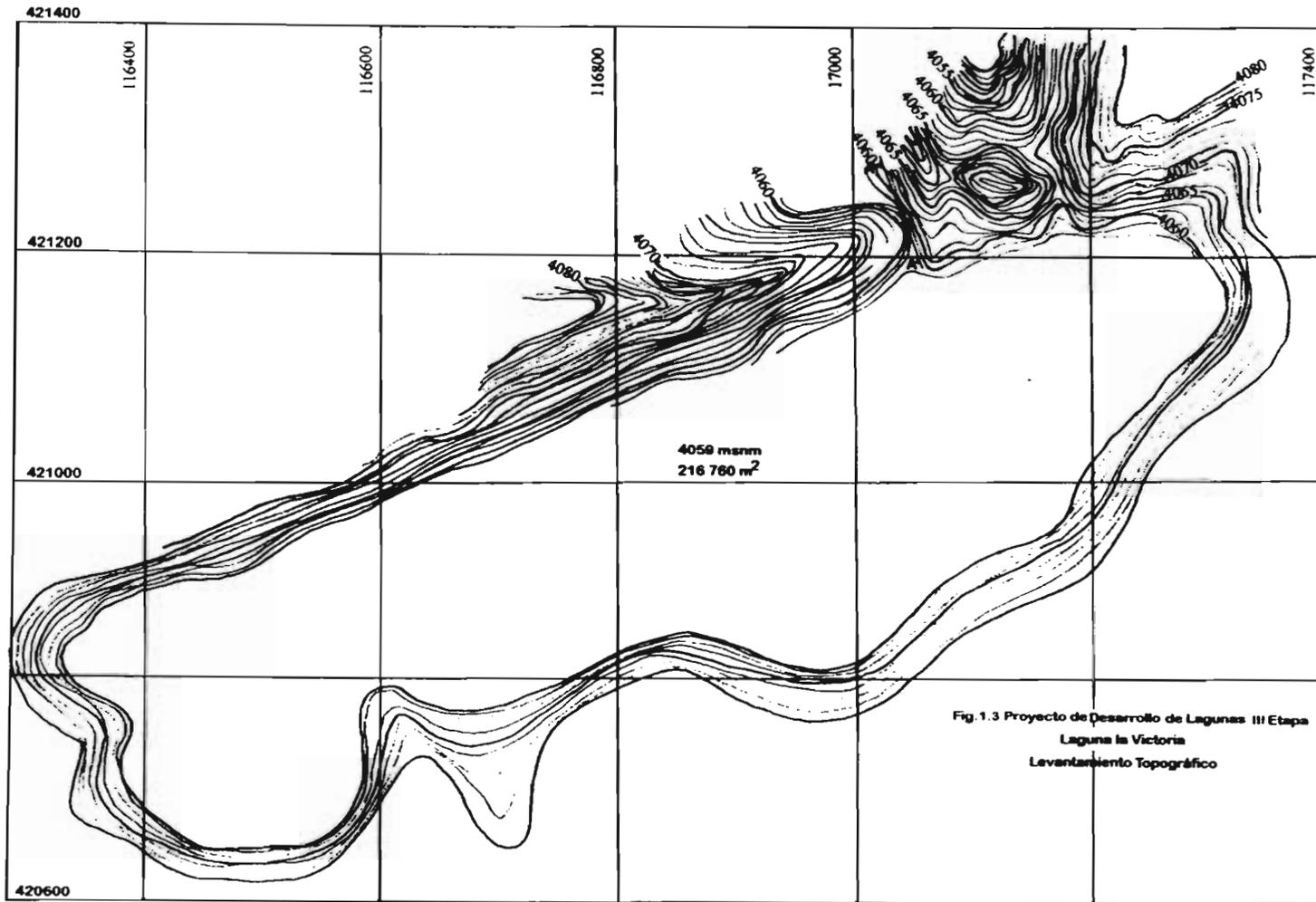


Figura N° 1.2 Bocatoma indirecta mediante ductos encasados - Vasos altos Machay



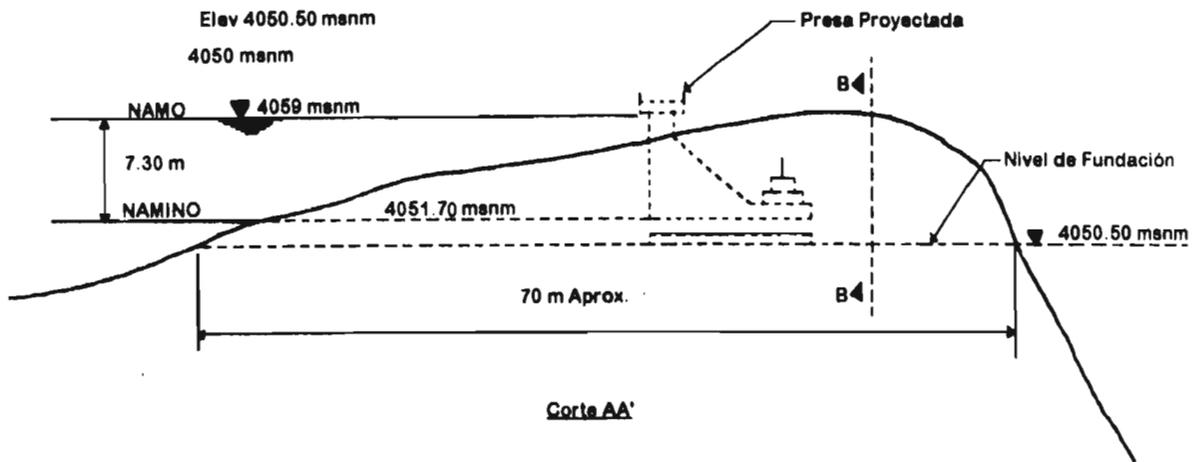


Fig 1.4 Proyecto de Desarrollo de Lagunas III Etapa.
 Estudio de Aprovechamiento Hidráulico Laguna la Victoria
 Presa de Regulación

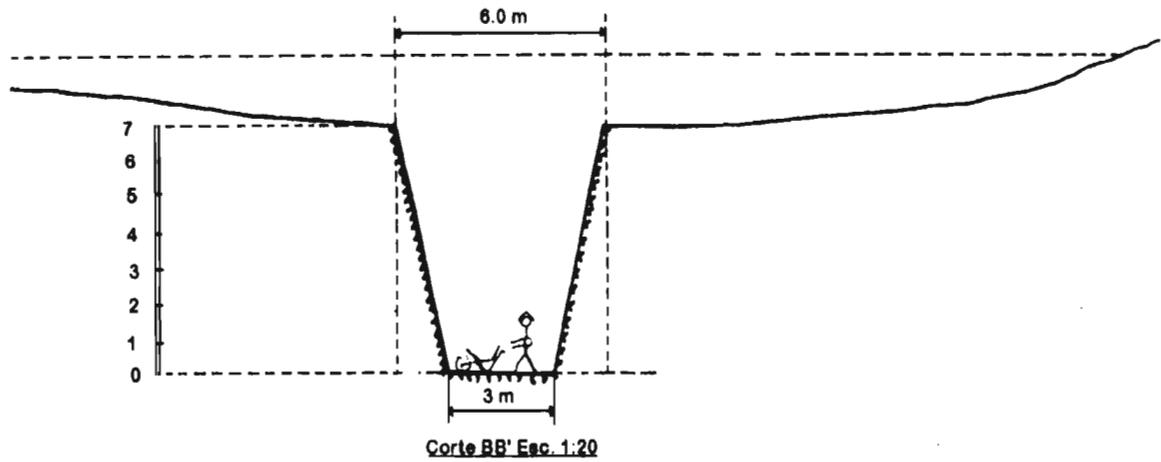


Fig 1.5 Tajo Abierto hasta el Nivel de Fundación de la Presa

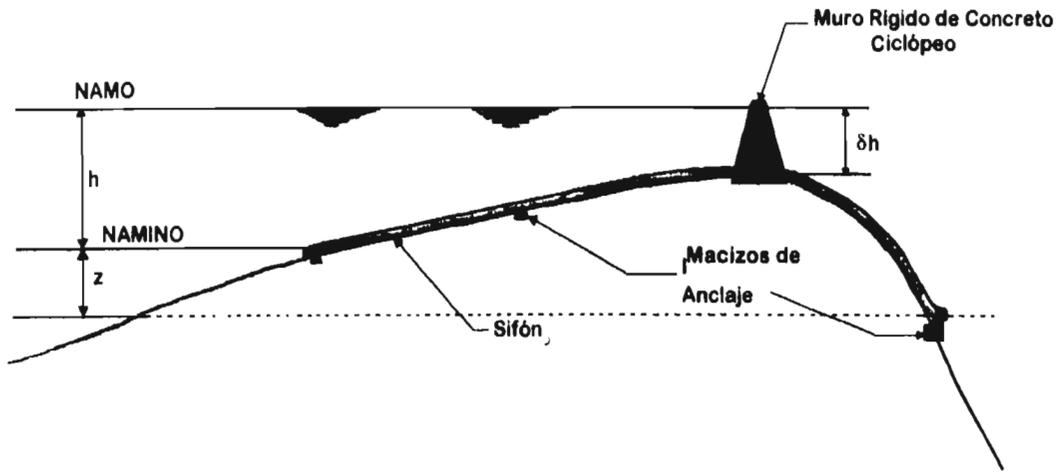


Fig1.6 Propuesta de Aprovechamiento con Estructura Mixta

CAPITULO II. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1. INTRODUCCIÓN

La Hidrología se centra en el análisis y evaluación de problemas que originan la presencia de aguas superficiales y subterráneas en la proyección de estructuras hidráulicas, a fin de lograr soluciones más convenientes que satisfagan los objetivos del estudio hidrológico. Para ello se apoya básicamente en la Geografía, la Meteorología, Oceanografía, Geología, Hidráulica, Matemáticas, Estadística, Química, Biología, Investigación de Operaciones y muy a menudo con la Física [20].

Dentro de este contexto de análisis y evaluación hidrológica está la estimación del rendimiento de la cuenca, que consiste en la determinación del potencial hidrológico de la cuenca. La identificación de los factores hidrológicos para el flujo en la superficie del terreno se efectúa mediante el auxilio de la Hidrometeorología, para ello es necesario conocer las características fisiográficas y su interrelación con las ciencias naturales como la Meteorología, Fisiografía y la Geología en cuanto a :

- i) Cantidades de agua que se precipitan y conocimiento de los diversos factores meteorológicos que producen dichos fenómenos (viento, temperatura, presión atmosférica y humedad).
- ii) Conocimiento del agua que se infiltra, evapora y los fenómenos de capilaridad.
- iii) Caudal de la fuente que se quiere aprovechar.

Para determinar el potencial hidráulico de una cuenca es necesario disponer de datos provenientes de las estaciones meteorológicas instaladas, generalmente, para proyectos de irrigación y de estaciones de aforo directo que sirven para proyectos de aprovechamientos hidráulicos y para estudios de protección contra inundaciones [9]. Esto permite determinar el caudal proveniente del flujo superficial (escurrimiento superficial) y luego determinar el rendimiento de la cuenca.

2.2 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

No existe un criterio uniforme sobre la forma de abordar los problemas hidrológicos orientados a conseguir los eventos de diseño. Sin embargo, en forma general comprende las siguientes fases:

a) Recopilación y clasificación sistemática de información básica.

En esta fase se efectúa el análisis visual de la distribución temporal de toda la información meteorológica e hidrométrica disponible para ver la regularidad y la irregularidad de los datos, principalmente, mediante los pluviogramas e hidrogramas.

b) Análisis, síntesis y corrección de datos.

Llamado también tratamiento preliminar hidrológico, cuyo objetivo es la obtención de una información hidrometeorológica disponible consistente, completa y extendida. Importa mucho en el análisis hidrológico la cantidad y calidad de los datos hidrometeorológicos disponibles, los cuales antes de ser usados en el diseño hidrológico deben ser sometidos a las verificaciones siguientes:

- **Comprobación de la consistencia espacial y temporal de los datos hidrológicos**
- **Corrección de datos.**
- **Extensión de registros cortos.**
- **Deducción de datos faltantes mediante el análisis de regresión lineal.**
- **Homogeneidad de los datos.**

La precisión de una serie de datos se refiere principalmente al problema de *no homogeneidad*¹. Se presenta cuando las estaciones hidrométricas operan pobremente. En estos casos los registros no son confiables y obviamente son insatisfactorios para un análisis de frecuencias. También, los datos de caudales picos llegan a ser inaceptables para un análisis probabilístico, si la cuenca de drenaje a sufrido cambios que alteren sus características hidrológicas entonces los datos *no son homogéneos*. Existen pruebas estadísticas para confirmar la homogeneidad de los datos. Una de las formas rápidas de verificar la homogeneidad es comparando los estadísticos parciales de la muestra dividida en dos [4].

c) Análisis hidrológico.

Consiste en el tratamiento de los datos y obtención de los balances hidrológicos complejos, tales como la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento, el tránsito de caudales y el análisis de eventos extremos.

d) Diseño hidrológico: Pronóstico de caudales y volúmenes de diseño.

Las herramientas con que hoy cuenta el hidrólogo son múltiples y muy variadas. Sin embargo, las características complejas de los procesos naturales que tienen relación con los fenómenos hidrológicos hacen difícil el tratamiento, acentuándose el problema cuando no se cuenta con datos históricos adecuados en el área de interés. Esta situación induce a sostener que cada estudio hidrológico es un problema de investigación, siendo esta condición uno de los grandes desafíos y retos de la Hidrología[1].

¹La no homogeneidad es definida como los cambios de los datos originales con el tiempo[2]. Se a muestra materia a inconsistencia es ausencia de error sistemático y se presenta como salto y tendencias. Los saltos "jump" denominados también resquemamientos, son formas determinísticas transitorias que permiten a una serie hidrológica periódica y no periódica pasar de un estado a otro, como respuesta a cambios locales por el hombre y naturales, cambios que pueden ocurrir. Se aprecia en la media y desviación estándar.

2.3 COMPROBACIÓN DE LA CONSISTENCIA ESPACIAL Y TEMPORAL DE LOS DATOS HIROLÓGICOS.

La herramienta mas conocida y utilizada para la detección de inconsistencias en los datos hidrológicos múltiples es el **análisis de doble masa (curva masa)**, que consiste en comprobar la precipitación anual o periódica acumulada de una estación con valores concurrentes acumulados de precipitaciones para un grupo de estaciones localizadas dentro de la cuenca homogénea; "ésta comprobación es principalmente por el poco valor significativo si el pluviómetro ha sido cambiado de localización durante el período para el cual el promedio está siendo calculado, o por el cambio de condiciones adyacentes" [10]. Es parte también de esta fase comprobar los valores extremos, por que existe la posibilidad de que algunos valores sean incorrectos, debido principalmente a factores humanos, tales como mediciones inadecuadas, errores de lectura. Esta comprobación se hace para cada una de las estaciones base en forma mensual; mediante el cálculo de promedios y la desviación estándar para definir el rango de confianza de cada serie. Los valores detectados fuera de los rangos admisibles (tres veces la desviación estándar), son sometidos a comprobación con registros de la otra estación base, para determinar definitivamente la validez de los registros.

Los posibles errores se pueden detectar por el quiebre o quiebres que presenta la doble masa. Considerándose un registro de datos con menores errores sistemáticos, en la medida que presenta un menor número de puntos de quiebre.

Normas generales a considerar.

a) **Análisis de doble masa entre los datos de la misma causa o del mismo efecto, es decir precipitación versus (vs) precipitación, o descargas versus descargas, registradas en estaciones vecinas o en su defecto en cuencas de similar comportamiento.**

b) **Análisis de doble masa espacial y temporal de los datos. Si se presenta el mismo quiebre en todas las rectas de doble masa realizadas de descargas o precipitaciones respectivamente, significa que la causa que ocasiona el salto es un error sistemático natural, para ello se debe complementar dicho análisis con información de otras cuencas vecinas, ya que los errores que se corrigen son los artificiales ocasionados por la mano del hombre. [2]**

c) **Realizar el análisis de doble masa entre variables de causa y efecto como precipitación versus descarga, siempre y cuando el caudal registrado en una estación dependa de las precipitaciones que ocurren en la parte alta, pero si dicho caudal no es función exclusiva de la precipitación si no que también depende de otras fuentes como afloramiento de aguas subterráneas, de lagunas naturales, de deshielos que ocurren en las partes altas, etc. entonces la relación descarga versus precipitación ya no es lineal. Situación que se debe cuidar para no cometer serios errores en la interpretación de los quiebres confundiendo como errores sistemáticos, sin que estos necesariamente existan.**

El análisis de errores sistemáticos (saltos), consiste en efectuar tres actividades principales:

- a) Identificación
- b) Evaluación y cuantificación

c) Corrección o eliminación de errores.

La identificación (detección) de los cambios en los datos hidrometeorológicos (saltos), como se ha visto, son identificados mediante los hidrogramas o pluviogramas y la curva masa, complementado con la información de campo sobre las condiciones de operación y mantenimiento de las estaciones hidrometeorológicas. Las posibles causas de la desviación en los registros pueden ser muchas, dentro de éstas el cambio de las estaciones de lugar y posición, cambio de operarios, desviaciones aguas arriba de una estación de control, etc.

2.4 CORRECCIÓN DE DATOS.

Si resulta la media y la desviación estándar en los dos períodos detectados (antes y después de saltos) estadísticamente iguales, la información original no se corrige por ser consistente con 95% de probabilidades, en caso contrario, entonces se corrige mediante una ecuación que permite mantener los parámetros del período más confiable [24]. Así, se tiene que:

a) Cuando el período corregido corresponde al primero, se utiliza la siguiente relación:

$$X'(t) = \left[\frac{X(t) - \bar{X}_1}{S_1(x)} \right] \cdot S_2(x) + \bar{X}_2 \quad (2.1)$$

donde:

$X'(t)$ valor corregido de la información

$X(t)$ valor a ser corregido

$\bar{X}_1, \bar{X}_2, S_1(x)$ y $S_2(x)$, corresponden a la media y varianza del primer y segundo período, respectivamente.

Para comprobar la bondad de la información corregida, se efectúa nuevamente un análisis de salto en la media y desviación estándar entre el período confiable y el período con la información corregida, aplicando la pruebas T y F, respectivamente, cuyos resultados deben ser confiables al nivel de significación fijado con anterioridad. Con la prueba de hipótesis de dos medias se analiza si los valores promedios provienen de la misma población. De la misma manera la consistencia de la desviación estándar se realiza mediante la prueba F.

b) Cuando el período corregido corresponde al segundo, se utiliza la siguiente relación:

$$X'(t) = \left[\frac{X(t) - \bar{X}_2}{S_2(x)} \right] \cdot S_1(x) + \bar{X}_1 \quad (2.2)$$

Limitaciones.

Las distribuciones T y F sólo son aplicables a muestras normales e independientes y no periódicas.

2.5. EXTENSIÓN DE REGISTROS

Extender un registro histórico significa aumentar en los datos un período considerable en función a la disponibilidad de registros de mayor longitud. También frecuentemente se extiende a registros en períodos intermedios denominado deducción de registros faltantes.

La técnica de análisis de regresión es utilizada para extender valores de observaciones cortas con aporte de estaciones con mayor longitud de registro. Sin embargo, esta extensión para ser válida - los estimadores obtenidos a través de la muestra extendida- debe ser estadísticamente superior al de la muestra original. Los conceptos aquí vertidos, sobre la técnica del análisis de regresión para la extensión de información, han sido publicados en "Hidrologic Analysis for Higway Engineering" [25], y su resumen es el siguiente.

a) Modelo matemático.

X, Y son variables que representan secuencias largas y cortas.
N₁ longitud de los registros cortos.
N₁ + N₂ longitud de los registros largos.
N longitud del período común de las dos variables.

Las secuencias de las series, están representadas por:

Y₁, Y₂, ..., Y_{N₁}
X₁, X₂, ..., X_{N₁}, X_{N₁+1}, ..., X_(N₁+N₂)

También, para un modelo de regresión lineal simple, se tiene:

$$Y_i = a + b X_i \quad (2.3)$$

$$a = \bar{Y} - b \bar{X} \quad (2.4)$$

$$b = r \frac{S_y}{S_x} \quad (2.5)$$

Y_i variable aleatoria dependiente.
X_i variable aleatoria independiente.
a, b, son los parámetros estimados.
 \bar{X} , \bar{Y} , promedios de la serie X, Y, respectivamente.
S_y, S_x, desviaciones estándar de X, Y, respectivamente.

Remplazando (2.4) y (2.5) en (2.3), se obtiene.

$$Y_t = \bar{Y}_1 + r \frac{S_1(Y)}{S_1(X)} (X_t - \bar{X}_1) \quad (2.6)$$

\bar{Y}_1, \bar{X}_1 son las medias estimadas del período común de Y, X, respectivamente.
 $S_1(X), S_1(Y)$, son los estimados insesgados de la desviación estándar de X e Y, respectivamente.

Matalas y Jacobs (1964), consideran una corrección por sesgo descendente en la varianza de Y por la aplicación de la ecuación (2.6). Este sesgo puede ser removido introduciendo una varianza extra, con ella la ecuación (2.6) toma la forma de:

$$Y_t = \bar{Y}_1 + r \frac{S_1(Y)}{S_1(X)} (X_t - \bar{X}_1) + \alpha \theta (1 - r^2)^{1/2} S_1(Y) \varepsilon_t \quad (2.7)$$

donde:

α factor usado para remover el sesgo en el estimado de la varianza de Y y esta dado por:

$$\alpha^2 = \frac{N_2(N_1 - 4)(N_1 - 1)}{(N_2 - 1)(N_1 - 3)(N_1 - 2)} \quad (2.8)$$

$\theta = 1$ cuando es considerada la variable aleatoria.

$\theta = 0$ cuando no es considerada la variable aleatoria.

ε_t variable aleatoria normal e independiente con media cero y varianza unitaria.

Para el modelo (2.7), la media y la varianza de la secuencia extendida son:

$$\bar{Y} = \bar{Y}_1 + \left(\frac{N_2}{N_1 + N_2} \right) \cdot b \cdot (\bar{X}_x - \bar{X}_1) \quad (2.9)$$

$$S^2(Y) = \left[\frac{1}{(N_1 + N_2 - 1)} \right] \left[(N_1 - 1)S_1^2(Y) + (N_2 - 1)b^2S_2^2(X) + \left(\frac{N_1 \cdot N_2}{N_1 + N_2} \right) b^2 (\bar{X}_2 - \bar{X}_1)^2 + (N_2 - 1)\alpha^2(1 - r^2)S_1^2(Y) \right] \quad (2.10)$$

b) Medidas de confiabilidad de los parámetros estimados antes y después de la extensión.

La mejora de la estimación de la media y varianza en una muestra extendida, es medida a través del contenido de **información relativa**. Es posible adicionando los N_2 valores puede dar un estimado menor en calidad de los parámetros de Y, por lo tanto es necesario conocer algunas medidas de confiabilidad de los parámetros estimados antes y después de la extensión. Al respecto se tienen los criterios siguientes:

i) Varianza de la media estimada.

Según Fiering (1963) , consiste en comparar la varianza de una secuencia combinada con la varianza calculada, desde el récord de tamaño N_1 solamente:

Si $Var [Y_{(N_1+N_2)}] > Var [Y_{(N_1)}]$ proporciona un estimado menos preciso.
No debe usarse para extender datos.

Si $Var [Y_{(N_1+N_2)}] < Var [Y_{(N_1)}]$ proporcionan un estimado más preciso
donde:

N_1 son los valores históricos (longitud de la secuencia corta)

N_2 son los valores estimados (valores adicionados)

$N_1 + N_2 = N_e$ longitud de la secuencia larga (longitud efectiva)

ii) Medida de precisión de un parámetro estimado por el concepto del contenido de información relativa, Fiering(1963).

$$I = \frac{Var[\gamma_{(N_1)}]}{Var[\gamma_{(N_1+N_2)}]} \quad (2.11)$$

Si $I > 1 \Rightarrow Var(\gamma_{N_1}) > var[\gamma_{(N_1+N_2)}]$ se gana información

Si $I < 1 \Rightarrow Var(\gamma_{N_1}) < var[\gamma_{(N_1+N_2)}]$ no se usa para extender por que hay pérdida de información.

donde:

I información relativa.

iii) Medida de precisión mediante la longitud efectiva (N_e) de los datos combinados(N_1+N_2).

Para verificar la efectividad de la regresión lineal para el mejoramiento del estimado de los parámetros de un registro corto, según Beard (1962) y Yevjevich (1972), se tiene

$N_e = N_1 I$ tamaño de la muestra equivalente.

Si: $I > 1$, $N_e > N_1$ implica $N_g = N_e - N_1$

donde:

N_g ganancia de información expresado en número de años de registro.

$N_g > 0$, la regresión lineal mejora el estimado de γ y puede ser usado para extender el registro corto.

$N_g < 0$, la regresión lineal no mejora el estimado de γ y no se puede usar para extender el registro corto.

c) Mejoramiento del estimado de la media.

Langbein (1960), ha demostrado que para mejorar la precisión del estimado de la media de una secuencia la longitud efectiva del récord N_e debe ser:

$$N_e = \frac{N_1 + N_2}{1 + \frac{N_2}{N_1 - 2} \cdot (1 - r^2)} > N_1 \quad (2.12)$$

N_e longitud efectiva de la muestra

También de la ecuación (2.12) se puede deducir que si $N_e > N_1$ la siguiente relación puede ser: $r > \{2/N_1\}^{1/2}$, la cual indica que la correlación no siempre puede ser usada para mejorar los estimados de la media.

2.6 MODELOS DE TRANSFERENCIA DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Uno de los problemas más comunes que afronta la Hidrología es la escasa o nula información en lugares en donde se requiere diseñar y construir una obra de aprovechamiento hidráulico.

De acuerdo a la cantidad y calidad de la información hidrometeorológica se puede decidir sobre la profundidad o simplicidad de los análisis aplicativos. Así tenemos los siguientes tipos de cuencas en función a la información [2]:

Tipo I : Cuencas con suficiente información hidrológica. Este es el caso más optimista, donde se puede aplicar todo tipo de métodos existentes y dispone de:

- a) Suficiente información de descarga.
- b) Suficiente información de precipitación.

Tipo II : Cuencas con escasa información hidrológica. Con estas se pueden desarrollar modelos que relacionen las descargas con la precipitación o realizar un análisis regional, según sea el caso.

- a) Escasa información de descargas y suficiente información de precipitación.
- b) Escasa información de descargas y precipitaciones.

Tipo III : Cuencas sin información hidrológica. Este es el caso más crítico, por ello se recomienda desarrollar un modelo de transferencia de información hidrológica utilizando las características fisiográficas y meteorológicas de la región hidrológica comprometida, pudiendo ser:

- a) Sin información de descargas y con información de precipitación.
- b) Sin información de descargas y sin información de precipitación.

A pesar de no existir un análisis sistemático que permita definir la longitud requerida del registro para un análisis hidrológico, se considera que 30 a 50 años es un registro suficiente (adecuado) para la mayoría de los casos [10].

Existen, también, otros criterios para distinguir a las cuencas con escasa o nula información (cuencas del tipo II y III). Así, el lugar de interés donde no se tiene información de caudales o meteorológicas, generalmente se denomina estación no aforada. Consiguientemente donde existe alguna información utilizable se denomina aforada [4]. De la misma manera, se considera a la regionalización como un medio que facilita la transferencia de información desde lugares con mayor longitud de registro a sitios cuyos registros son escasos o nulos [8]. Obviamente ambas consideraciones son válidas. La primera es específica en cuanto a la utilización de una metodología como el análisis de correlación y regresión para extender el registro correspondiente a la estación con menos longitud y considera al análisis regional como una forma de inferir información en sitios no aforados, la segunda considera a la regionalización como un procedimiento para mejorar, extender, además de inferir información en cuencas aforadas y no aforadas.

2.7 TRANSFERENCIA DE INFORMACIÓN EN CUENCAS AFORADAS

Para el proceso de transferencia de información en una cuenca aforada es necesario disponer de estaciones con mayor disponibilidad de registros para extender el registro de una estación con menos longitud (estación “receptora”). El objetivo es mejorar los estimadores de los parámetros hidrológicos extendiendo la longitud de los registros y completar los faltantes. La selección de los datos con una longitud determinada constituye la base para predecir los eventos hidrológicos futuros.

Cuando se realiza la transferencia de información para completar y extender datos hidrometeorológicos, la confiabilidad de las técnicas utilizadas se debe asegurar tomando en consideración los principios siguientes[24]:

- a) Al aumentar la longitud de un registro de datos, se disminuye el error estándar de estimación de los parámetros, ya que cuando el tamaño muestral tiende al infinito, entonces el estimador se asemeja al parámetro poblacional.
- b) Si el procedimiento no es el adecuado, en vez de mejorar los estimadores se empeoran, siendo preferible utilizar solamente los registros cortos.

De la misma manera, existen dos tipos de asociaciones correlativas en los datos hidrológicos y meteorológicos:

- a) Relaciones basadas en causa y efecto, como caudales y precipitación.
- b) Relaciones de la misma causa como precipitación versus precipitación o del mismo efecto como descargas versus descargas.

Obviamente, para lograr un resultado satisfactorio es necesario que los estimadores obtenidos a través de la muestra sean estadísticamente superiores a los producidos por la muestra original [4], es decir: $Var(\gamma_{orig}) > Var(\gamma_{combin})$; adicionalmente debe haber una mejora en la media de la muestra extendida. El procedimiento básico para el proceso de transferencia de información en estaciones aforadas es el análisis de correlación y regresión en cualquiera de sus formas (lineal, múltiple) o expresadas en un método de simulación a través de un computadora digital [10]. Las técnicas determinísticas (función de regresión) permiten predecir valores de Y en función de X con un margen de error determinado.

2.8 PROCESO DE TRANSFERENCIA DE INFORMACIÓN EN CUENCAS NO AFORADAS

El mayor problema en los estudios hidrológicos es la carencia de datos. Un procedimiento para superar este problema es el análisis regional hidrológico, llamado también en algunos casos análisis regional de frecuencias (modelo de transferencia hidrológica regional), cuyo objetivo es lograr construir un modelo con el mayor número de variables significativas que permita inferir información en cuencas no aforadas.

La regionalización es un procedimiento que facilita la transferencia de información. Su desarrollo plantea las siguientes consideraciones, necesarias para garantizar su efectividad [8]:

- a) Una correcta estimación y discriminación de las características fisiográficas de la región. Base sólida para el proceso de delimitación de las regiones hidrológicamente homogéneas.
- b) Estudio de homogeneidad de la cuenca: proceso de delimitación de regiones hidrológicamente homogéneas.
- c) Determinación de los modelos regionales, con base en el análisis de correlación y regresión.
- d) Estimación de parámetros a través de una relación bivariada. Esta permite disminuir en forma significativa la incertidumbre en el cálculo de los eventos de diseño en las cuencas aforadas [8]. Las ecuaciones regionales que resulten serán favorables en cuencas con escasa o nula información.

2.9 CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA LAS TÉCNICAS DE REGIONALIZACIÓN.

a) Características fisiográficas de la cuenca.

Para la caracterización de una cuenca, no es práctico tomar todas las características físicas como determinantes, debido principalmente a la gran heterogeneidad de ella. El proceso de selección y discriminación de las variables fisiográficas en competencia, debe realizarse con pruebas estadísticas como el análisis de varianza y probarse con el estadístico F para garantizar que las características que son removidas no son significativas en el modelo.

Existen propuestas que identifican los principales factores fisiográficos que influyen en el proceso hidrológico de una cuenca. Así Bolton (1967) propone trece índices fisiográficos [8] y el modelo Stanford para escurrimiento 15 parámetros [10]. Adicionalmente, se puede utilizar, los índices de clima, Tipo de suelo y uso de tierra.

Las características fisiográficas que pueden ser incluidas en la correlación múltiple para poder analizar características de avenidas, son:

- . Geometría del Cauce: ancho del canal, relación entre ancho y profundidad, área del cauce.
- . Área de almacenamiento
- . Suelo y Geología: capacidad de infiltración.
- . Orientación de la cuenca.
- . Área forestal.
- . Uso del suelo: área urbanizada, y/o cultivada.
- . Relaciones lluvia - escurrimiento: Relación anual, y estacional.

Dentro de las características meteorológicas podemos mencionar:

- . Lluvia: precipitación media anual y estacional, número medio anual de días con lluvia, dirección de tormentas, índice de precipitación antecedente, duración de la tormenta.
- . Nieve(altitud).
- . Temperatura.
- . Viento : Velocidad media anual, velocidad del viento para un período de retorno T años
- . Evaporación : Evaporación media anual, tasa de evaporación durante la temperatura de avenidas.

La descarga o volumen máximo para un período de retorno dado:

- . Máximos anuales
- . Máximo estacional (1 día, 1 mes, etc.)
- . Series parciales.

Las características apropiadas del hidrograma unitario para el análisis regional por correlación múltiple se menciona:

- . Descarga pico.
- . Volumen de descarga.
- . Tiempo de recesión.
- . Tiempo de retraso.
- . Descarga inicial.

La tabla siguiente, de las variables principales asociadas a las características fisiográficas de la región hidrológica 10, ubicada al noroeste de la República Mexicana [8], nos da una idea de los datos que se deben recabar para la regionalización.

Tabla 2.1: Características fisiográficas empleadas en la Región Hidrológica 10.

Variable	Descripción	Unidades
Área	Área drenada hasta la estación	km ²
Precmeda	Precipitación media anual	mm
Pendcuenc	Pendiente media de la cuenca	m km ⁻¹
Elevmed	Elevación media de la cuenca	msnm
Longitud	Longitud de la corriente principal	km.
Pendcauc	Pendiente de la corriente principal	m km ⁻¹
Parmform	Parámetro de forma	km ⁻¹
Frecuenc	Frecuencia de corriente	km ⁻²
Densidad	Densidad de drenaje	km ⁻¹
Centlat	Latitud del centroide de la cuenca	grados
Centlon	Longitud del centroide de la cuenca	grados
Coefescr	Coeficiente de escurrimiento	adim
Orden	Orden de la corriente principal	adim
Perimet	Perímetro del parteaguas	km.
Temp	Temperatura media anual	°C

b) Homogeneidad de cuencas.

La delimitación de cuencas o subcuencas homogéneas se basa en el principio de similitud de comportamiento hidrológico. Esta consideración es importante en el proceso de transferencia de datos de precisión basados en las características físicas de la cuenca.

Existen criterios para delimitar cuencas homogéneas que van desde los más simples hasta los más recientes y altamente elaborados, que tienen como base las características fisiográficas y meteorológicas más significativas previamente identificadas y que son utilizadas como índice en las técnicas multivariadas de predicción de eventos. Así se puede mencionar, entre otras, la técnica de la ubicación geográfica, que se basa simplemente en trazar radios entre 70 y 80 km. en cada estación y considerar cuencas homogéneas a las estaciones que se ubiquen dentro de estos círculos, la técnica del trazo multidimensional en dos direcciones [8] conocida también como curva de regionalización gráfica de Andrews, las técnicas de agrupación por racimos, etc.

2.10 HERRAMIENTAS BÁSICAS PARA LA TRANSFERENCIA DE INFORMACIÓN EN CUENCAS NO AFORADAS

2.10.1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

En particular, la probabilidad juega un papel de primer orden en el análisis hidrológico. Para eventos del futuro cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo puede ser igualado o excedido [10].

Las distribuciones univariadas de probabilidad pueden emplearse como un medio para estimar eventos de diseño en cuencas no aforadas. Existen numerosas técnicas regionales que emplean este tipo de distribuciones, por ejemplo el método de la Avenida Índice, de Estaciones - Año y Box Cox Regional. Por otra parte las distribuciones bivariadas sirven para mejorar la calidad de la información cuando se tiene un registro con una gran cantidad de datos en una cuenca vecina [4].

a) Distribuciones Univariadas.

Una función de densidad univariada para función realmente variada, está definida en el eje real y satisface:

$$f(x) \geq 0 \text{ para } -\infty < x < \infty \quad \text{Función de densidad de probabilidad}$$

$$F(X) = \int_a^{\infty} f(x)dx = 1 \quad \text{Distribución de probabilidad} \quad (2.13)$$

Una variable aleatoria X es absolutamente continua si y solo si existe una función de densidad f para la cual:

$$\Pr(a < X \leq b) = \int_a^b f(x)dx \quad \text{Para valores de } a < b \quad (2.14)$$

Dicha función de distribución asociada a la variable aleatoria X se define como la probabilidad de que la variable tome valores iguales o menores que un valor fijo X para toda x perteneciente al conjunto de números reales.

i) Parámetros estadísticos.

Considerando que la esperanza es una variable aleatoria E(x), es conocida como la media de x, denotada por μ . Los parámetros que caracterizan una población se definen como:

1er Momento: Media aritmética.

Es una medida del punto medio o tendencia central de la distribución.

$$\text{Poblacional} \quad \mu = E(x) = \int_a^{\infty} xf(x)dx \quad (2.15)$$

$$\text{Muestra} \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (2.16)$$

N tamaño de la muestra (long. de la serie hidrológica).

2do Momento: Varianza

Es una medida de dispersión (variabilidad) de x y es una medida de tendencia central para desviaciones al cuadrado $(x - \mu)^2$

$$\text{Poblacional} \quad \sigma^2 = E[(x - \mu)^2] \quad (2.17)$$

$$\text{Muestral} \quad S_{sesg}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.18)$$

$$S_{insegs}^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.19)$$

3er Momento: Coeficiente de Asimetría.

Con frecuencia una función de densidad no es simétrica con respecto al máximo, si no que tiene una cola más grande que la otra, por lo que se dice que la distribución está sesgada a la derecha o a la izquierda, el coeficiente de sesgo o asimetría se obtiene:

$$\text{Poblacional} \quad \alpha = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3} \quad (2.20)$$

$$\text{Muestral} \quad g_{ses} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3}{S_{ses}^3} \quad \text{sesgada} \quad (2.21)$$

$$g_{insegs} = \frac{N \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3}{(N-1)(N-2).S_{ses}^3} \quad \text{Insesgada} \quad (2.22)$$

4to Momento: Curtosis.

En algunos casos una función de densidad puede tener sus valores concentrados cerca de la media, así que la función de densidad tiene un pico grande, en otros casos la función densidad de probabilidad puede ser relativamente plana. La medida del grado de apuntamiento o aplanamiento se calcula con el coeficiente de curtosis y se determina por:

$$\text{Poblacional} \quad \alpha_4 = \frac{E[(x - \mu)^4]}{\sigma^4} \quad (2.23)$$

$$\text{Muestral} \quad k_{\text{seg}} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^4}{S_{\text{seg}}^4} \quad \text{sesgada} \quad (2.24)$$

$$k_{\text{inses}} = \frac{N^2 \cdot \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^4}{(N-1)(N-2)(N-3) \cdot S_{\text{seg}}^3} \quad \text{Insesgada} \quad (2.25)$$

Adicionalmente, se usa los siguientes estadísticos:

Desviación estándar σ .

Es una medida de la variabilidad que tiene la información de una determinada dimensión con respecto a la media. Este parámetro se interpreta, que cuando la desviación estándar aumenta, también lo hace la dispersión de la información.

$$\text{Poblacional} \quad \sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{1/2} \quad (2.26)$$

$$\text{Muestral} \quad S_{\text{seg}} = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2} \quad (2.27)$$

$$S_{\text{insseg}} = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2} \quad (2.28)$$

Coefficiente de variación CV.

Es una medida adimensional de la variabilidad. Es útil en los casos de dos distribuciones en que la media no sea la misma. Este problema puede resolverse utilizando la razón de la desviación estándar de cada muestra a su media aritmética, llamada coeficiente de variación. Se expresa como sigue:

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.29)$$

Se estima por:

$$CV = \frac{S}{x} \quad (2.30)$$

ii) Parámetros de ajuste de una Distribución de Probabilidad.

Para que se pueda realizar inferencias estadísticas, utilizando las distribuciones de probabilidad, se requiere de la estimación de sus respectivos parámetros.

Existe en la literatura especializada una gran variedad de métodos para estimar los parámetros de ajuste de las distribuciones, entre los que se puede mencionar, entre otros, el de mínimos cuadrados, momentos de probabilidad pesada (PWM), por momentos y por máxima verosimilitud. Hosking demostró que para muestras pequeñas es preferible la técnica de PWM y para grandes es conveniente usar la estimación por máxima verosimilitud [8]

El método de momentos desarrollado por Karl Pearson (1902) es uno de los más empleados en la Hidrología y consiste en igualar los momentos poblacionales con los muestrales: $\mu = \bar{x}$

El de máxima verosimilitud, desarrollado por R. A. Fisher (1922), consiste en una función de densidad de probabilidad de $f(x, a_1, a_2, \dots, a_m)$ con parámetros $a_i, i=1, \dots, m$, a ser estimados. Habrá una muestra aleatoria x_1, x_2, \dots, x_n de esta densidad, entonces su densidad conjunta es:

$$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m)$$

Puesto que la muestra es aleatoria, la densidad conjunta puede ser escrita como:

$$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m) = \prod_{i=1}^n f(x_i; a_1, a_2, a_3, \dots, a_m) \quad (2.31)$$

La probabilidad de obtener un valor dado de x , por ejemplo x_1 , es proporcional a $f(x_1, a_1, a_2, \dots, a_m)$ y la de obtener la muestra aleatoria $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ de la población X es proporcional al producto de sus densidades individuales. La función de densidad conjunta es llamada la función de verosimilitud y es denotada como:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (2.32)$$

Para maximizar esta expresión, por facilidad se efectuará mediante la función logarítmica de verosimilitud.

$$LL = Ln \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta) \quad (2.33)$$

Al derivar esta expresión con respecto a cada uno de los parámetros, se obtendrán tantas ecuaciones como parámetros tenga la función. Y al igualar las ecuaciones a cero se despejan los parámetros.

iii) Pruebas de Bondad de Ajuste.

En la Hidrología Estadística, existe una gran variedad de distribuciones de probabilidad y cada una de ellas presenta parámetros particulares y la diferencia de resultados obtenidos entre una y otra función puede llegar a ser apreciable. El término denominado “ajustar una función de distribución a una serie de datos”, identifica a alguna de las funciones de distribución de probabilidad que represente de la mejor manera a la población de esos eventos y da resultados satisfactorios al problema planteado, evitando hacer una selección apresurada e inadecuada de la función, que podría traducirse en una estructura sobrediseñada y costosa, o subdiseñada y peligrosa. El lograr determinar cuál de las distribuciones es la de mejor ajuste, se obtiene al aplicar lo que se conoce con el nombre de pruebas de bondad de ajuste, entre estas se pueden mencionar: Prueba Chi- cuadrada, Kolmogorov- Smirnov y el error Estándar de Ajuste.

Por su facilidad y confiabilidad la prueba del Error Estándar de Ajuste es la que frecuentemente se utiliza y se calcula con la relación siguiente:

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2}{n - m} \right] \quad (2.34)$$

donde:

- x_i eventos históricos
- y_i eventos calculados
- n tamaño de la muestra
- m número de parámetros de la distribución de ajuste

2.10.2 PROCESO DE NORMALIZACIÓN.

La mayor parte de la teoría de probabilidades y de las técnicas estadísticas han sido desarrolladas tomando en cuenta que las variables que se modelan están distribuidas en forma normal [4]. En Hidrología es bastante difícil encontrar muestras normales ya que a menudo se presentan altos coeficientes de asimetría.

De la misma manera, al emplear los procesos de regresión y correlación, el primer paso es asegurarse que los registros del fenómeno sigan una distribución normal para lo cual deben emplearse procesos de normalización.

a) Propiedades principales de la distribución normal.

- i) La distribución normal, llamada también curva normal o distribución de Gauss, está dada por:

$$Y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(X-\mu)^2/\sigma^2} \quad (2.35)$$

donde:

μ media poblacional
 σ desviación típica.

- ii) Coeficiente de asimetría g, es siempre cero.
- iii) Coeficiente de curtosis k, debe ser tres.
- iv) Desviación media, $\bar{\sigma} = 0.7979 \sigma$

El proceso de normalización, cuando las muestras así lo requieran, puede llevarse a cabo mediante las técnicas siguientes:

- Transformación de Box- Cox.
- Transformación de Box - Cox de doble potencia.

b) Transformación de Box - Cox

Box y Cox (1964) sugirieron las siguientes transformaciones, para lograr que las muestras satisfagan los requerimientos de normalidad:

$$i) Y_i = \frac{X^\lambda - 1}{\lambda} \quad \lambda \neq 0 \quad (2.36)$$

λ parámetro de transformación

$$ii) Y_i = \text{Ln}(X_i) \quad \lambda = 0 \quad (2.37)$$

El proceso consiste en obtener la normalidad de las muestras mediante prueba y error con valores propuestos para λ

Pasos que se proponen para utilizar la ecuación (2.36)

i) Proponer un valor para λ , pudiendo ser dentro del rango de -4 a 4 . Con el cual se procede el proceso de normalización de los datos históricos mediante la ecuación 2.36. Una vez completado el proceso, se verifica la normalidad. Se continúa con esta iteración hasta que la muestra satisfaga las exigencias de normalidad, para un valor dado de λ .

ii) Determinado λ , se aplica un proceso de desnormalización (transformada inversa),según el caso, mediante las relaciones siguientes:

$$X_i = (Y_i \lambda + 1)^{1/\lambda} \quad (2.38)$$

$$X_i = \exp(Y_i) \quad (2.39)$$

c) Transformación Box-Cox de doble potencia.

La fuerza de la transformación original de Box-Cox, considerada de primera potencia para normalizar muestras, ha sido cuestionada [8]. Esto es, debido a que no produce una serie completamente normal, a pesar de que los histogramas generados por éstas llegan a ser simétricos en el eje vertical pasando por la media. Este histograma transformado será normal sólo cuando el coeficiente de asimetría se reduce a un valor de cero y la curtosis sea igual a 3.

La corrección de la curtosis puede lograrse a través de otra transformación denominada: Transformación de doble potencia (Two Step Power Transformation, TSPT)

$$t_i = \left(|Y_i - \bar{Y}| \right)^\gamma \quad (2.40)$$

donde:

- γ parámetro de transformación para TSPT de signo positivo.
- t_i i- ésimo elemento de la serie transformada TSPT y tiene el mismo signo de $(Y_i - \bar{Y})$
- \bar{Y} media de la serie transformada por Box-Cox 1^{era} potencia.

En el proceso de corrección, se debe considerar lo siguiente: Si la curtosis de la serie normalizada por la primera potencia es mayor que tres, el parámetro de transformación (γ) estará entre 0 y 1, si la curtosis es menor que tres, γ será mayor que uno.

Cuando una serie es transformada por TSPT a una normal, el valor correspondiente para un periodo de retorno específico puede obtenerse con la ecuación siguiente:

$$t_p = t + k_p \sigma_t \quad (2.41)$$

donde:

- t_p corresponde al “p” período de retorno en la serie transformada .
- k_p desviación normal estándar correspondiente al mismo período de retorno.
- σ_t desviación estándar de la serie TSPT transformada

El valor correspondiente a t_p en la serie original x_p , se puede obtener usando las expresiones siguientes (desnormalización):

$$X_p = (Y_p \lambda + 1)^{1/\lambda} \quad (2.42)$$

donde:

$$Y_p = \left[\left(t_p \right)^{1/\gamma} + \bar{Y} \right] \quad (2.43)$$

$$Y'_p = (|t_p|)^{1/\lambda} \quad (2.44)$$

Y'_p tiene el mismo signo que t_p

X_p corresponde al "p" período de retorno de la serie original

Y_p corresponde al "p" período de retorno de la serie transformada

Este método de transformación es empleado simultáneamente con el de Box-Cox. Con dicho método, el coeficiente de asimetría se reduce a cero o cercano a cero, obteniendo una serie transformada. Esta serie se sustituye con la expresión TSPT y con valores adecuados de γ y se consigue un coeficiente de curtosis igual a 3. Esta transformación es la más nueva que se conoce, por lo cual es ampliamente recomendada cuando las muestras deben ser 100% normales. Para muestras donde no se requiere el 100% de normalidad, la transformación original de Box-Cox produce valores de la curtosis en la mayoría de los casos entre 2.0 y 4.5, y de cero invariablemente para el coeficiente de asimetría.

2.10.3 ANÁLISIS DE CORRELACIÓN Y REGRESIÓN.

El objetivo del análisis estadístico de datos bivariados o multivariados es descubrir y valorar el grado de relación o asociación entre las variables independientes y dependiente. El primero es el análisis de regresión que tiene por objeto establecer la naturaleza de la relación entre variables en forma de una ecuación matemática. Se entiende también, como el corrimiento o tendencia hacia una posición media o central o como la ecuación matemática que permite predecir una variable con base en el conocimiento de la otra. El segundo es la correlación que trata del grado o la "exactitud" de la relación entre las variables.

Ejemplos típicas de asociaciones correlativas en Hidrología son:

- . Lluvia - escurrimiento
- . Descarga de sedimentos - escurrimientos.

Las ecuaciones matemáticas o tendencias (modelos) más representativas para correlacionar variables hidrológicas, son:

$Y = a + b X$	lineal	(2.45)
$Y = a + b X + cX^2$	curva cuadrática (parabólica)	
$Y = a + b X + cX^2 + \dots + kX^n$	curva de grado n	
$Y = a b^x$	exponencial	
$Y = a X^b$	geométrica.	
$Y = \frac{1}{ab^x + \alpha}$	curva logística	

Los principios en los que se basa la correlación bivariada son válidos también para la correlación múltiple.

a) Relaciones cuantitativas y cualitativas entre variables.

Una forma de determinar en forma cualitativa la relación entre variables es la observación directa del diagrama de dispersión. Para tener una impresión general de la distribución de los datos muestrales en el campo cartesiano y decidir que curva deberá utilizarse, es empleando el diagrama de dispersión. El grado de dispersión de los datos muestrales alrededor de rectas o curvas de una manera cuantitativa se obtiene a través de las medidas de correlación. Estas son de dos tipos, coeficientes de correlación y de determinación.

La confianza que se pueda tener en las predicciones a través de una ecuación de regresión, depende de la "exactitud" o fuerza de asociación entre las variables. El coeficiente de determinación es la forma más conveniente de expresar el grado de relación entre dos variables. Este coeficiente es el cuadrado de r (coeficiente de correlación). La ventaja de r^2 está en el hecho de que es más fácil de interpretar, por que expresa la proporción de la varianza en y explicada por x en función de la reducción relativa de la varianza.

Una de las formas más rápidas de obtener el coeficiente de correlación r es mediante la siguiente expresión:

$$r = b \cdot \frac{S_x}{S_y} \quad 0 \leq r \leq 1 \quad (2.46)$$

$$b = \frac{\sum Y_i \cdot X_i - \bar{Y} \sum X_i}{\sum X_i^2 - \bar{X} \sum X_i} = \frac{\sum (Y_i - \bar{Y})(X_i - \bar{X})}{\sum (X_i - \bar{X})^2} \quad (2.47)$$

donde:

\bar{Y} promedio de la variable Y
 \bar{X} promedio de la variable X
 S_x, S_y desviación estandar de las variables

b) Pasos a seguir en un análisis de regresión

i) Verificar la normalidad de las muestras (coeficiente de asimetría, $g = 0$, curtosis $k = 3$) e independencia. Esta se verifica con el uso del correlograma. La gráfica del coeficiente de autocorrelación de retraso k versus el tiempo de retraso entre los pares X_t y X_{t+k} es denominado correlograma, cuyo desarrollo será detallado en el inciso 3.4.4 del Capítulo III.

ii) Seleccionar una función de relación correlativa simple o múltiple de tipo lineal o no lineal, en forma cualitativa.

iii) Estimar los estadísticos que miden el grado de asociación correlativa: coeficiente de correlación. En escurrimientos es conveniente relacionar sus volúmenes o sus picos con las características meteorológicas ó fisiográficas.

iv) Seleccionar un adecuado intervalo de tiempo de acuerdo a los objetivos del fenómeno en estudio.

v) Probar el grado de significación de los estadísticos que miden la asociación de correlación.

vi) Estimar los parámetros de la ecuación de regresión y obtener el modelo.

vii) Probar la significancia de los parámetros de regresión (descarte por grado de correlación) y establecer los límites de confianza de la función de regresión ajustada. El modelo representativo será aquel que tenga el mayor coeficiente de correlación.

viii) Hacer inferencia a través del modelo propuesto.

c) Regresión Lineal Simple.

Existen varias maneras de "ajustar" una recta a un conjunto de datos bivariados o multivariados. Una de éstas es el método de los mínimos cuadrados que en términos matemáticos establece que la "recta mejor ajustada" es la que reduce al mínimo la suma de los cuadrados de las distancias verticales de cada punto disperso a ella.

La representación matemática es:

$$Y'_i = a + b.X_i \quad \text{modelo matemático.} \quad (2.48)$$

$$Y_i = a + b.X_i - \varepsilon_i \quad \text{modelo estadístico.} \quad (2.49)$$

donde:

a, b parámetros de la ecuación de regresión.

ε_i residuo debido a la aleatoriedad de las muestras y al efecto de otras variables. Su cálculo es considerado como el residuo que queda de la variable Y_i que no ha sido considerado en X_i .

Y'_i es el valor Y estimado en la ecuación (2.48)

Para obtener una curva mínima, en la relación $M = \sum \varepsilon_i^2$, se debe cumplir:

$$\frac{\partial M}{\partial a} = 0, \quad \frac{\partial M}{\partial b} = 0 \quad (2.50)$$

Realizando las operaciones correspondientes, despejando e igualando a cero cada una de las derivadas, se obtienen las ecuaciones normales siguientes:

$$\begin{aligned} Na + b\sum X_i - \sum Y_i &= 0 \\ a\sum X_i + b\sum X_i^2 - \sum X_i.Y_i &= 0 \end{aligned} \quad (2.51)$$

De las ecuaciones normales se conocen los coeficientes a,b.

$$a = \frac{\sum Y}{N} - \frac{b \cdot \sum X}{N} \quad (2.52)$$

$$b = \frac{N \sum XY - \sum X \sum Y}{N \sum X^2 - (\sum X)^2} \quad (2.53)$$

donde:

N número total de observaciones.
 X,Y datos bivariados para N observaciones.

d) Análisis de regresión múltiple

Es una ecuación para estimar una variable dependiente a partir de dos o más variables independientes. Muchas veces se escribe esta relación con una notación funcional, como $Y = f(X_1, X_2, \dots)$.

El grado de relación o "exactitud" que existe entre tres o más variables se llama correlación múltiple. De hecho, la confianza que se puede tener en las predicciones depende de la precisión de la relación, y el análisis de correlación tiene por objeto apreciar la fuerza de asociación en forma cuantitativa.

La forma general de un modelo lineal es :

$$Y = a + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 \dots + b_n X_n \quad (2.54)$$

donde:

Y variable dependiente
 X_1, X_2, \dots, X_n variable independiente.
 $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$ parámetros adimensionales

El problema es muy semejante al de regresión lineal simple, ya que en lugar de hallar la **recta** de mejor ajuste se encuentra el **plano** de mejor ajuste.

En la práctica también se puede encontrar el medio más satisfactorio de predecir eventos mediante relaciones curvilíneas del tipo:

$$Y = a + bX + cX^2$$

En este caso, la curva de mejor ajuste se halla empleando el criterio de los mínimos cuadrados.

Las ecuaciones normales para el plano de regresión de mínimos cuadrados del tipo lineal, se pueden resolver mediante métodos numéricos, para ello se plantea:

$$\begin{aligned} Y_1 &= \beta_1 X_{1,1} + \beta_2 X_{1,2} + \dots + \beta_p X_{1,p} \\ Y_2 &= \beta_1 X_{2,1} + \beta_2 X_{2,2} + \dots + \beta_p X_{2,p} \\ &\vdots \\ Y_n &= \beta_1 X_{n,1} + \beta_2 X_{n,2} + \dots + \beta_p X_{n,p} \end{aligned}$$

En notación matricial, las ecuaciones anteriores se expresan como sigue:

$$\{Y\}_{n \times 1} = [X]_{n \times p} \{\beta\}_{p \times 1} \quad (2.55)$$

donde:

- {Y} matriz columna de variables a inferirse. (n x 1)
- [X] matriz rectangular de (n x p) formulada con las n observaciones de cada uno de los p variables independientes.
- {β} matriz columna de parámetros adimensionales no conocidos de (p x 1).

En términos generales, la forma matricial del sistema será:

$$\begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ Y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{1,1} & X_{1,2} & X_{1,3} & \dots & X_{1,p} \\ X_{2,1} & X_{2,2} & X_{2,3} & \dots & X_{2,p} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ X_{n,1} & X_{n,2} & X_{n,3} & \dots & X_{n,p} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \beta_p \end{bmatrix} \quad (2.56)$$

En el caso más típico, para estimar una variable dependiente "Y" a partir de las variables independientes X₁, X₂ (ecuación de regresión de Y sobre X₁, X₂) según el modelo

$$Y = \alpha + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 \quad (2.57)$$

Las ecuaciones normales para el plano de regresión de mínimos cuadrados, son:

$$\begin{aligned} \sum Y &= \alpha n + \beta_1 \sum X_1 + \beta_2 \sum X_2 \\ \sum X_1 Y &= \alpha \sum X_1 + \beta_1 \sum (X_1)^2 + \beta_2 \sum (X_1 X_2) \\ \sum X_2 Y &= \alpha \sum X_2 + \beta_1 \sum (X_1 X_2) + \beta_2 \sum (X_2)^2 \end{aligned} \quad (2.58)$$

De cuya solución se obtienen los parámetros: α, β₁ y β₂

El coeficiente de correlación múltiple es una extensión de la correlación bivariada. Para el caso tratado, el coeficiente de correlación múltiple esta dado por:

$$R_{Y/X_1, X_2} = \sqrt{1 - \frac{S_{Y/X_1, X_2}^2}{S_Y^2}} \quad (2.59)$$

donde:

S_y desviación típica de la variable Y.

$$S_{Y/X, X_2} = S_Y \sqrt{\frac{1 - r_{YX_1}^2 - r_{YX_2}^2 - r_{X_1, X_2}^2 + 2r_{YX_1}r_{YX_2}r_{X_1, X_2}}{1 - r_{X_1, X_2}^2}} \quad (2.60)$$

$$R_{Y/X, X_2} = \sqrt{\frac{r_{YX_1}^2 + r_{YX_2}^2 - 2r_{YX_1}r_{YX_2}r_{X_1, X_2}}{1 - r_{X_1, X_2}^2}} \quad (2.61)$$

La cantidad de $R^2_{Y/X, X_2}$ se llama coeficiente de determinación múltiple. Para la solución de modelos no lineales (exponencial), primero se debe linealizar mediante logaritmos y utilizar los conceptos anteriores.

2.11 PRONOSTICO DE LA TASA DE EVAPORACIÓN.

El estudio de la evaporación al igual que la precipitación es muy importante en proyectos de aprovechamientos hidráulicos, principalmente por la gran cantidad de agua que se pierde en los grandes depósitos como son, por ejemplo, presas, lagos o en sistemas de conducción.

El proceso por el cual el agua cambia de estado líquido al gaseoso (intercambio molecular) requiere de un intercambio de calor de aproximadamente 600 calorías por cada gramo de agua evaporada [10]. Para mantener esta temperatura en la zona de intercambio (pequeña zona situada junto a la superficie del agua), las grandes cantidades de calor deben ser suministradas por radiación y por conducción de la capa de aire.

2.11.1 Estimación de la evaporación.

La medida directa de la tasa neta de transporte de vapor hacia la atmósfera no es factible [10]; sin embargo, existe una gran variedad de técnicas para deducir o estimar la evaporación, siendo estas:

- a) Métodos basados en balances hídricos y/o energéticos utilizando la ecuación de continuidad.
- b) Métodos aerodinámicos para estimar la evaporación de un embalse. Se conoce también como ecuación de transporte turbulento. El desarrollo teórico ha seguido dos enfoques básicos: El de discontinuidad o longitud de mezcla, concepto introducido por Prandtl, y el concepto de mezcla continua.
- c) Fórmulas empíricas, basadas en el planteamiento aproximado de la ley de Dalton. Existe una gran variedad de fórmulas de este tipo, dentro de estas destaca la propuesta por Meyer (1915)[1].

$$Em = C [1 + 0.062 V_w] (e_s - e_a) \quad (2.62)$$

donde:

Em evaporación mensual en cm.

e_a	presión de vapor media mensual en pulgadas de mercurio.
e_s	presión de vapor de saturación media mensual en pulgadas de mercurio
V_w	velocidad media mensual del viento, medida a 10 m de la superficie. Km/h
C	coeficiente empírico, se puede asumir: 38 para depósitos pequeños y evaporímetros y de 28 para grandes depósitos.

d) Combinación de métodos.

Penman (1948) dedujo la ecuación que lleva su nombre, resolviendo simultáneamente ecuaciones aerodinámicas y de balance energético. Para facilitar su aplicación se usa con ayuda de un monograma.

e) Estimación de la evaporación en embalses a partir de evaporación en tanques y datos meteorológicos.

El evaporímetro, es sin lugar a dudas el instrumento para medir la evaporación de mayor uso en la actualidad, su aplicación en el diseño hidrológico y en estudios de operación ha sido reconocida desde hace mucho tiempo. Sin embargo, dado que, para las mismas condiciones atmosféricas, la evaporación es mayor en depósitos pequeños que en los grandes, los datos registrados en un evaporímetro deben corregirse si se desean usar para estimar la evaporación en presas, lagos o en cualquier tipo de gran almacenamiento. Esta corrección se lleva a cabo multiplicando los valores registrados por un factor que varía de 0.60 a 0.80 para los modelos de exposición superficial [10].

Hay que destacar, que las técnicas del balance hídrico y energético, así como el enfoque aerodinámico no son directamente aplicables a problemas de diseño, pues se requiere contar con información sobre la temperatura del agua [10]. En cambio, la combinación de estos métodos para estimar la evaporación de un embalse comienza a ser más usada - monograma de Penman-, pero usualmente los estimativos para el diseño y operación de embalses, se han hecho aplicando un coeficiente a la evaporación observada o estimada de un evaporímetro.

2.12 MEDICIÓN DE CAUDALES.

El gasto que se genera en una cuenca, se entiende como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo, que pasa por una determinada sección transversal de un río. Por otro lado, aforar una corriente significa calcular, por ejemplo, a través de mediciones de velocidad el gasto que pasa por una sección dada.

Dentro de los métodos conocidos para aforar corrientes, se tiene:

- Secciones de control de una corriente.
 - . Vertedor de aforo.
 - . Secciones que producen tirante crítico.
- Secciones de aforo.
- Relación sección-pendiente.
- Relación sección-velocidad.
- Relación lluvia-escurrimiento.

En el desarrollo de la presente propuesta, se empleará el primero y el último de los citados. El procedimiento de cálculo de los restantes se puede encontrar en las referencias [1] y [18]

2.12.1 AFORAMIENTO POR SECCIONES DE CONTROL DE UNA CORRIENTE.

Este método relaciona el tirante con el gasto en una sección determinada de la corriente. Dentro de esta línea se puede considerar los siguientes dispositivos de aforo:

a) Vertedor de aforo.

Son estructuras hidráulicas en forma de muro o placa que intercaladas en una corriente de agua obligan a pasar por encima de estas la descarga del líquido o superficie libre. El punto o arista más bajo de la pared, en contacto con la lámina vertiente se conoce como **cresta del vertedor**, el desnivel entre la superficie libre aguas arriba del vertedor y su cresta se conoce como **carga** [17]. Dentro de éstas, de acuerdo al ancho del umbral se distinguen:

- i) Vertedor de pared delgada (arista aguda). Cuando la lámina de agua toca en una sola arista de la barrera. Se presenta cuando[3]:

$$h/e > 1.5 \quad (2.63)$$

donde:

- h altura de carga,
- e ancho de la cresta.

- ii) Vertedor de pared gruesa.

De acuerdo a la forma de la placa, los vertedores pueden clasificarse en triangulares, rectangulares, etc. según las finalidades a que se destine. En un vertedor de pared delgada se pueden encontrar con barreras de paramentos verticales e inclinados. Siendo el primero el más sencillo de instalar.

La utilización de los vertedores está restringido a ríos o canales de pequeños caudales o como dispositivos de aforo en laboratorio. Pero, los vertedores de pared gruesa pueden emplearse como obras de control o de excedencias en una presa y también en canales grandes.

De todos los métodos de aforo conocidos dentro del campo de aplicación, los vertedores de aforo son de los más precisos para determinar los gastos.

Vertedores de Pared Delgada.

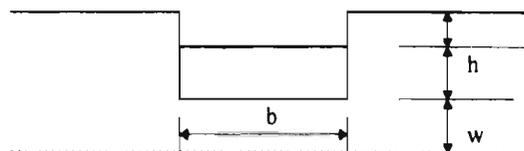


Fig 2.1 Vertedor rectangular sin contracciones laterales (frontal).

La fórmula general deducida para el caudal que pasa por un vertedor de cresta delgada es:

$$Q = m \cdot b \cdot h^{3/2} \quad (2.64)$$

donde:

m coeficiente experimental de gasto global. En un vertedor sin contracciones toma el valor de 2.953μ [17]. Donde μ , es un coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción de la lámina vertiente sobre la cresta del vertedor.

Para determinar el coeficiente **m**, existen numerosas fórmulas desde las más sencillas y populares hasta las más complejas. Desde las menos hasta las más precisas, aún cuando todas ellas presentan un margen de error pequeño. La primera forma de descarte para el uso de éstos, es el rango de aplicabilidad de la carga **h**, luego el ancho del vertedor y de los límites permisibles de la relación **h/w**.

m' = (k) **m** coeficiente experimental de gasto corregido para un vertedor de pared delgada con contracciones laterales (vertedor interpuesto dentro de un canal). Toma en consideración los efectos de **b/B** y **w** (**B**, ancho del río). En este tipo de vertedores, en general, el coeficiente de gasto **m** disminuye a un valor **m'**, de acuerdo a la ecuación siguiente [3]:

$$Q = m \left(1 - 2n \frac{h}{b}\right) b h^{3/2} = m' b h^{3/2} \quad (2.65)$$

donde:

$$m' = m \cdot \left(1 - 2n \frac{h}{b}\right) = 2.953 \mu \left(1 - 2n \frac{h}{b}\right) \quad (2.66)$$

n coeficiente que relaciona la anchura perdida en la contracción de cada lado y la carga cuando la contracción es completa. Según Francis, **n**, vale 0.1 para contracciones completas.

h altura de carga.

Para este tipo de vertedores, con las limitaciones en su aplicación, dentro de los más conocidos se tiene el de Bazin - Hegley (1921), Francis y las del SIAS (Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos, 1924). Sin embargo, muchos hidráulicos en la aplicación de estas fórmulas con las del vertedero sin contracción no hacen ninguna variación en el coeficiente **m**, esto debido a la poca diferencia en los resultados obtenidos de acuerdo a los límites de aplicación.

Por ello, en general, la de Rehbock (1929) y Konovalov, con resultados muy similares, son las más populares en muchos países.

Fórmulas experimentales, para vertedores de aforo con contracción lateral	Limites de aplicación
Bazin - Hegley	$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$ $0.51 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m}$ $b \geq 3 h$
Francis	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $2.40 \text{ m} \leq b \leq 3.00 \text{ m}$ $0.60 \text{ m} \leq w \leq 1.50 \text{ m}$
SIAS	$0.25 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \leq 0.30 B$ $w \geq 0.30 \text{ m}$

Fórmulas experimentales, para vertedores de aforo sin contracción lateral	Limites de aplicación
Rehbock	$0.01 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \geq 0.30 \text{ m}$ $w \geq 0.06 \text{ m}$ $h/w \leq 1$

Valores de μ y m

Rehbock

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \quad (2.67)$$

Konovalov

$$m = \left[0.407 + \frac{0.045h}{h + w} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{h}{h + w} \right)^2 \right]$$

2.13 RELACIÓN LLUVIA - ESCURRIMIENTO

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es función de las características físicas de la cuenca y de la distribución temporal y espacial de la lluvia.

Los intentos de llegar a una aproximación cualitativa de la relación lluvia - escurrimiento, son tan antiguas como el desarrollo de la Hidráulica. Este problema surge ante de la necesidad de superar

la falta de registros de aforo mediante la utilización de los registros de precipitación o características fisiográficas (geomorfológicas) de la cuenca.

Actualmente, existe una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento, que varían en la confiabilidad de la respuesta de acuerdo a la extensión y calidad de la información meteorológica existente en la región comprometida en el estudio. Dentro de estos, sin entrar en mayores detalles, se citan los más conocidos :

a) Métodos empíricos :

- . Fórmula racional.
- . Método de envolvente o de Creager.

b) Método del hidrograma unitario :

- . Hidrograma unitario tradicional.
- . Hidrogramas unitarios sintéticos.
- . Hidrogramas unitarios adimensionales.
- . Hidrograma unitario geomorfológico.

c) Criterios mixtos :

Dentro de este criterio esta el uso de los coeficientes de escurrimiento, como uno específico para el tratamiento de las cuencas con información hidrológica tipo II : Escasa información de descargas y suficiente información de precipitación. Son apropiadas por sus alta confiabilidad en los resultados que dan.

La secuencia para determinar los volúmenes efectivos de la cuenca, es el siguiente :

i) Determinación de los coeficientes de escurrimiento.

Estos se obtienen utilizando la relación siguiente:

$$C_{v,\tau} = \frac{Vd_{v,\tau}}{VII_{v,\tau}} \quad (2.68)$$

Donde:

- v denota el año
- τ denota los meses
- w número de meses
- $C_{v,\tau}$ coeficiente de escurrimiento para el año y intervalo de tiempo(mes).
- $Vd_{v,\tau}$ volumen de escurrimiento directo para el año y mes, en m^3
- $VII_{v,\tau}$ volumen total de lluvia en m^3 para el año y el mes considerado, en m^3

Con los valores calculados, se ha determinado el promedio total mensual y la mediana para el período base.

ii) Determinación de volúmenes efectivos.

Los volúmenes efectivos basados en los datos de precipitación se calculan mediante la relación:

$$Ve_{v,t} = A \cdot C_{v,t} \cdot hll_{v,t} \quad (2.69)$$

$Ve_{v,t}$ volúmenes efectivos para el año y el mes

A área de la cuenca.

$C_{v,t}$ coeficiente de escorrentía para el año y el mes.

$hll_{v,t}$ altura de precipitación para el año y mes

iii) Gasto promedio máximo mensual.

Esta se determina mediante la relación siguiente:

$$Q_{v,t} = \frac{Ve_{v,t}}{86400} \quad (2.70)$$

CAPITULO III. SIMULACION HIDROLÓGICA

3.1. GENERALIDADES

“Para resolver problemas de ingeniería hidráulica se utilizan diferentes procedimientos o técnicas, entre las que destacan los modelos matemáticos e hidráulicos (físicos)” [11]. Los modelos matemáticos plantean soluciones de las ecuaciones a través del uso de esquemas numéricos.

Los modelos físicos al igual que los matemáticos son herramientas para resolver problemas hidráulicos. El primero simula el comportamiento de un objeto real llamado prototipo (mediante la entrada de cierta información que se procesa y la respuesta del prototipo), bajo una serie representativa de eventos de trabajo, con lo cual se extraen resultados importantes para el diseño óptimo de la estructura a construir, aun cuando se está conciente de las limitaciones de una serie de factores de índole apreciativa que limitan la extrapolación y generalización de las respuestas. Los modelos matemáticos son considerados como un conjunto de hipótesis y relaciones de las variables que describen un fenómeno, conducen a un problema matemático que no pueden resolverse analíticamente, por lo que es necesario recurrir a métodos de aproximación como son, por ejemplo, los elementos finitos o diferencias finitas, haciendo uso de la computadora, o hipótesis simplificadoras con el riesgo de restarle validez a los resultados o a distorsionarlos.

La aplicación de cualquiera de los dos tipos de modelos mencionados, considerando sus limitaciones, va a depender de la complejidad del problema en la intervención de las variables y sus fronteras a tratar, siendo en algunos casos los modelos matemáticos los más apropiados. Tal es el caso de flujos transitorios y problemas de análisis hidrológicos.

Sin embargo, cada vez se está más convencido, de que para resolver problemas prácticos de diseño hidráulico, se requiere por lo común de desarrollos teóricos y de resultados experimentales. En cambio en problemas hidrológicos, dada la naturaleza de estas, se prefiere los matemáticos.

Dentro de la ventajas que ofrecen los modelos matemáticos, en comparación a los otros, se tiene:

- a) Es una herramienta muy flexible, es decir, se puede almacenar por el tiempo deseado sin que se destruya.
- b) Tiene un bajo costo. Comparando con los modelos físicos resulta económico por su continua utilización.
- c) Se utilizan en problemas de diseño de dimensiones muy grandes. Son muy adecuados para resolver problemas hidrológicos.

3.2. SIMULACIÓN HIDROLOGICA EN VASOS DE ALMACENAMIENTO.

El objetivo de un vaso de almacenamiento es regular los escurrimientos de un río o de una laguna y/o lago natural. Es decir, su utilidad se centra al almacenamiento del volumen de agua que

escurre en exceso en las temporadas de lluvias para posteriormente usarlos en las épocas de sequías cuando los escurrimientos son escasos.

La simulación hidrológica se utiliza para la determinación de las principales dimensiones asociadas a las presas como son: volumen útil, volumen destinado para azolves, volumen muerto y volumen de superalmacenamiento.

En el diseño de vasos es importante conocer los niveles y volúmenes para determinar las dimensiones finales de la presa. Para ello es necesario disponer de los datos siguientes:

- a) Registros hidrológicos. Sirven para estimar los volúmenes o gastos que llegan al vaso durante su operación.
- b) Batimetría del vaso. Proporciona la relación que hay entre los volúmenes, áreas y elevaciones del vaso, como resultado se obtienen las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones - áreas.

La simulación del funcionamiento de un vaso permite definir, para cada alternativa, principalmente los valores siguientes:

- a) Nivel de aguas mínimas (NAMIN).
- b) Nivel mínimo de operación (NAMINO). Con ella se determina, en caso de que el estudio sea para la generación eléctrica, la potencia garantizada.
- c) El nivel de aguas máximas de operación (NAMO).
- d) Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) .
- e) La frecuencia con la que la superficie libre del agua se encuentra en las diferentes cotas y de las cargas brutas disponibles.
- e) Los volúmenes derramados.

Toda esta información sirve para estimar las características de algunos de los componentes básicos del proyecto en estudio.

3.3. DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN ÚTIL DEL EMBALSE.

El volumen útil requerido para satisfacer una cierta demanda se obtiene a partir de los registros de los volúmenes de escurrimiento durante un tiempo relativamente largo. Entre mayor sea el lapso del registro, más confiable será la estimación de dicho volumen.

3.3.1. Métodos de Solución

Para determinar la capacidad útil del embalse existen diferentes métodos. Para algunos autores, es recomendable determinar el volumen útil de una presa en dos pasos[1]:

- a) Hacer una estimación preliminar usando datos mensuales de aportaciones y demandas e ignorando factores como la evaporación y precipitación directa en el vaso. En esta estimación del volumen útil se pueden usar los métodos tradicionales, a saber:

- i) Diagrama de RIPPL (1883) o curva masa, que es útil cuando las demandas son constantes. Es una representación gráfica de volúmenes acumulados contra el tiempo.
- ii) Algoritmo del pico seciente, útil cuando las demandas no son constantes, varían en el tiempo. Cuando no es posible aplicar el método gráfico, es más conveniente un análisis numérico. Este algoritmo se basa en las ideas de RIPPL.

Los métodos mencionados no toman en cuenta aspectos importantes como las evaporaciones o bien las pérdidas por infiltración, por lo que es necesario afinar el valor del volumen útil estimado por medio de la simulación del funcionamiento del vaso.

b) Simular el funcionamiento del vaso para un período largo, tomando en cuenta las variaciones mensuales, anuales (intervalo de tiempo seleccionado en función al tamaño del vaso y datos disponibles) y de todos los factores que intervienen en el agua almacenada en un determinado instante.

Desde el punto de vista hidrológico, la determinación de la capacidad efectiva (útil) de un embalse, no incluye los aspectos de geología, selección de tipo de presa ni el cálculo estructural de la misma. La función principal es embalsar el agua en épocas en que se presenta agua en exceso, para ser entregadas en los períodos de alta necesidad.

De la misma manera, otros autores, como Yevjevich (1972) en [29] cita tres métodos generales de acuerdo a la tipificación de las variables de entrada considerada:

- a) Método tradicional, denominado también método de Rippl o curva de masa.
- b) Método Analítico o matemático. Se utilizan la teoría de probabilidades, la estadística matemática y los procesos estocásticos.
- c) Método experimental. Hidrológicamente, conocido como método de generación sintética de datos, también como simulación estocástica. Estadísticamente se le conoce como método de Montecarlo.

3.3.2 Método analítico

Por las características de la teoría de probabilidades de una serie secuencial en el tiempo, la integración exacta no es posible por lo que se efectúa por el método numérico de diferencias finitas. Presenta las características siguientes:

- a) Usa la ecuación de continuidad y las entradas y salidas son simplificadas.
- b) La integración conduce a la distribución de probabilidades de la capacidad de almacenamiento para un período dado.

El problema de la determinación de la capacidad de embalses de regulación anual, se reduce a la evaluación del valor esperado y varianza de las características estadísticas que describen y cuantifican a dicha capacidad efectiva de almacenamiento. Además, en el método analítico, las

expresiones matemáticas son solamente para procesos de entrada especificados y deben ser series estacionarias, independientes en el tiempo y distribuidas en forma normal.

Como ejemplo de lo mencionado, se tiene la propuesta por Salas (1974) [21] y Salas y Boes (1974) [22]. Asumiendo, que la secuencia de caudales X_i se distribuye en forma normal e independiente, entonces el valor exacto de la media de la capacidad de un embalse esta dado por:

$$E(c) = \left(\frac{2}{\pi}\right) \sum_{t=1}^N t^{-1} * \left[Var(S_t^*)\right]^{1/2} \quad (3.1)$$

$E(c)$ valor esperado de la capacidad de embalse

$Var(S_t^*)$ varianza de las sumas parciales ajustadas.

t tiempo en años

t 1,2,3....., N

Esta ecuación es válida cuando la secuencia de caudales X_i es independiente y las salidas igual a la media poblacional de las entradas. Para otras posibilidades no esta probado la validez por ejemplo para el caso de que X_i sea dependiente y las salidas iguales al promedio muestral de las entradas.

3.3.3 Método experimental

Debido a que hay infinitas posibles secuencias de caudales que pueden ocurrir en una serie hidrológica, también hay infinitas posibles capacidades de almacenamiento. No es posible hablar de una capacidad en el sentido determinístico, si no, que se debe considerar la distribución de probabilidades de las variables relacionadas con la capacidad del almacenamiento[2]. El método experimental o generación de información sintética, trata de resolver el problema de embalses por medio de generación de varias series de caudales, a partir de las cuales se determinan la distribución de probabilidades de las variables relacionadas con las capacidades de un embalse.

a) características

- i) El método es confiable. Se basa en la generación de muestras sintéticas.
- ii) Se basa en la ecuación de continuidad. Puede usar en su forma exacta o simplificada. Además se utiliza el método de Rippl.
- iii) Se determina tantas capacidades de almacenamiento como series generadas se disponga, y se define en forma experimental el valor esperado y la varianza de la capacidad de almacenamiento.
- iv) Se determina la capacidad de almacenamiento para un periodo igual al de la vida útil del aprovechamiento.
- v) El sistema es tratado como proceso estocástico de parámetros periódicos.

vi) Permite determinar el riesgo.

vii) Es aplicable a cualquier serie de entrada dependiente o independiente normal o no normal.

b) Ventajas

La principal ventaja del método es que al obtener una amplia gama de capacidad de almacenamiento, permite una mayor flexibilidad en la toma de decisiones y se puede optimar dicha capacidad mediante la evaluación económica que maximice los beneficios del proyecto estudiado a través el análisis llamado “capacidad óptima del embalse”.

3.4 MODELOS ESTOCASTICOS EN HIDROLOGÍA.

3.4.1 DEFINICIONES.

En general, todos los procesos naturales en el tiempo son periódico-estocásticos, cuyas periodicidades son el producto de procesos determinísticos causados por los ciclos astronómicos, y la aleatoriedad y estocacidad resultan de los procesos casuales en el medio ambiente (geofísicos). Por ello un proceso físico puede ser categorizado como determinístico o no determinístico [30].

Se define un proceso determinístico como un proceso descrito razonablemente por una relación matemática explícita, en forma tal que su comportamiento futuro puede ser predecido bajo condiciones dadas. En cambio, un proceso no determinístico , es aquel cuyo comportamiento en un instante del tiempo no puede ser exactamente predecido. Ejemplo: la precipitación, descargas, fenómenos de las ciencias físicas naturales, biológicas, sociales etc.

Es posible generar por medio de funciones matemáticas series de tiempo que difieren de los registros originales, pero que conservan varias propiedades de la serie original. La Hidrología Estocástica se encarga de proporcionar los modelos apropiados para la generación sintética de muestras. Adicionalmente la Hidrología Estocástica tiene sentido solamente en un diseño o condiciones de tipo operacional. [10] . En un diseño hidrológico, el ingeniero desea conocer el comportamiento de una obra particular bajo una serie representativa de eventos hidrológicos futuros. Esto se logra suponiendo que los eventos futuros tendrán las mismas propiedades estadísticas del registro histórico. Esta suposición es la base de la Hidrología Estocástica.

De la misma manera, se define a los registros sintéticos como aquellos que tienen la misma probabilidad de ocurrencia que el registro histórico, y por tanto permiten analizar el funcionamiento del vaso en una amplia gama de posibilidades.

3.4.2 CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES.

a) “Los modelos matemáticos en la ingeniería moderna y economía de recursos del agua, pueden estar basados en la aplicación avanzada de Procesos Estocásticos en Hidrología”[29]. Un proceso estocástico, es la abstracción matemática de un proceso real físico o de otros cuyo desarrollo es gobernado por leyes probabilísticas [30]. La Hidrología Estocástica se encarga de formular las técnicas de aplicación de las series de tiempo como modelos hidrológicos de aplicación en la ingeniería.

b) La inferencia a través de estos modelos es únicamente aproximada. De la misma manera “las técnicas y procedimientos para estimar los modelos y sus parámetros a partir de los datos disponibles son denominados como **modelamiento estocástico** de series hidrológicas o modelamiento de serie de tiempo, lo cual constituye una de las herramientas básicas en general para la planificación y operación de sistemas de recursos de agua” [23]. Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma que es parcialmente predecible o determinística y parcialmente aleatoria y la Hidrología Estocástica llena la brecha entre los modelos determinísticos y la Hidrología Probabilística, por lo que un proceso de este tipo se conoce con el nombre de proceso estocástico [10].

c) Tipos de series hidrológicas.

Las secuencias hidrológicas son principalmente de dos tipos: Univariado y Multivariado.

d) Componentes de las series hidrológicas.

- i) Tendencia. Es la componente determinística y transitoria de la serie, se define como un cambio sistemático y continuo sobre una muestra de información hidrológica en cualquier parámetro de la misma, que afectan las distribuciones y dependencias de las series. Por ejemplo, si hay un cambio ascendente o descendente de la temperatura, precipitación, evaporación, etc. entonces se produce una tendencia[2].
- ii) Componente cíclica, significa que las características estadísticas como la media, desviación estándar, asimetría, etc., cambian anualmente o periódicamente. Se debe a las fuerzas gravitatorias, geomorfológicas y ubicación geográfica de la cuenca.
- iii) Persistencia o componente autorregresiva. Es función de los parámetros estadísticos de la muestra. “se dice que los fenómenos hidrológicos tienen memoria”
- iv) Componente aleatoria o componente estocástica, es función de los factores imprevisibles.

e) Formas de Analizar un Proceso Estocástico.

Existen dos formas de analizar un proceso hidrológico estocástico:

- i) En el dominio del tiempo, se estudia los procesos a través de la función de autocorrelación, representado por un correlograma, que indica cuál es el período principal.
- ii) En el dominio de la frecuencia, el análisis se realiza a través de la función espectral llamado periodograma.

f) Aplicación.

Para Salas (1980), los modelos de series de tiempo en Hidrología tienen dos usos centrales en el estudio de los recursos hidrológicos:

- i) Para generación sintética de series de tiempo hidrológico, necesarios para determinar el tamaño de las presas, y para determinar el riesgo de carencia o la confiabilidad en el suministro de agua en los sistemas de irrigación.
- ii) Para pronóstico de series hidrológicas futuras. Son, generalmente, necesarios para planificación en períodos cortos de la operación de presas, para la operación y planeamiento de los ríos o sistemas de vasos. De la misma manera Escalante [4], puntualiza la aplicación de los modelos de las series de tiempo en propósito de políticas de operación a corto plazo y generación sintética para determinar los niveles de operación, principalmente, máximos y mínimos en la República Mexicana.

3.4.3 MODELACIÓN ESTOCÁSTICA EN SERIES DE TIEMPO

3.4.3.1 Consideraciones Generales.

- a) Para una variable X cualquiera, si el resultado X puede predecirse con certeza, se dice tener una variable determinística, caso contrario es una aleatoria.
- b) Cuando una variable X es observada secuencialmente $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$, donde los subíndices representan el intervalo del tiempo, esta secuencia es llamada serie de tiempo, si ella está compuesta por variables determinística, entonces la serie es determinística.
- c) De idéntica forma se tiene que, si X es un variable aleatoria, entonces la secuencia de la serie X es una probabilística. El conjunto de variables aleatorias $[X_i]$ asociadas con su distribución de probabilidad fundamental es llamado un proceso estocástico.
- d) En el modelamiento de los procesos hidrológicos, se han seguido dos procedimientos (Salas et al, 1980):
 - i) Simulación física o determinista del sistema hidrológico, cuando existe una correspondencia única entre la entrada y la salida. Dentro de estos tenemos : los modelos simples de correlación y regresión hasta los más sofisticados como los modelos O'Donell, de Stanford y el MIT model, entre otros.
 - ii) Simulación estocástica. Son construidos para reproducir o a semejar las características estadísticas más importantes de las series históricas. Los modelos comunmente usados dentro de este proceso, son los modelos autoregresivos AR (P), autorregresivos de promedios móviles ARMA (p,q), ARIMA(p,q,d) u otros métodos citados en la literatura existente.

3.4.3.2 Proceso de modelación.

Una aproximación sistemática del proceso de modelamiento estocástico de series hidrológicas en el tiempo es presentado por Salas (et al, 1980) y construido de seis fases principales, que se mencionan a continuación:

a) Identificación de la composición del modelo.

Esta fase consiste en decidir si el modelo será univariado, multivariado (anual o periódica) o una combinación de ambos, combinación de modelos univariados y modelos de desagregación o multivariados con los modelos de desagregación. La decisión depende de las características de los sistemas de recursos de agua y de las series hidrológicas; de la experiencia y conocimiento del modelador.

b) Selección del tipo de modelo

Una vez identificada la composición, se puede seleccionar el tipo de modelo a usarse, considerando tres aspectos importantes: las características del proceso físico hidrológico, las características de la serie hidrológica y la experiencia del modelador. Dentro de las alternativas por las que se puede optar, se tiene:

- Modelos autorregresivos AR (Yevjevich,1963; Fiering,1971; Salas,1980)
- Modelos autorregresivos con promedios móviles ARMA y los ARIMA -promedio móvil integrado- (O'Donnel 1971)
- Modelo fraccional Gaussin Noise (Matalas,1963).
- Modelo Broken Line (Mejía, Rodriguez Iturbe,1972)

Los modelos autorregresivos y autorregresivos con promedios móviles. [23], son capaces de reproducir rangos ajustados transitorios del orden de aquellos encontrados por Hurts (aspecto controversial de los límites de validez de los modelos autorregresivos), y resuelven el 95 % de todos los problemas hidrológicos relacionados con la planificación y operación de los recursos relacionados con el agua. Los modelos autorregresivos pueden tener parámetros constantes, parámetros periódicos que varían con el tiempo o una combinación de ellos. Los primeros pueden usarse para modelar series anuales, mientras que los dos restantes suelen emplearse para modelar series con períodos menores a un año.

c) Identificación de la forma del modelo.

Esta fase se refiere a la determinación del orden (q , p) del modelo seleccionado, que depende de las características de las series hidrológicas en el tiempo. Por ejemplo modelos de primer, segundo o tercer orden y pueden ser de parámetros constantes o periódicos, para el caso de series no anuales (periódicas). Así, tenemos los modelos de parámetros constantes:

$$\begin{array}{ll} \text{Modelo AR}(p) & Z_t = \phi Z_{t-1} + \dots + \phi_p Z_{t-p} + \varepsilon_t \\ \text{Modelo AR}(1) & Z_t = \phi Z_{t-1} + \varepsilon_t \\ \text{Modelo AR}(2) & Z_t = \phi Z_{t-1} + \phi_1 Z_{t-2} + \varepsilon_t \\ \text{Modelo ARMA}(p,q) & Z_t = \phi_1 Z_{t-1} + \phi_2 Z_{t-2} + \dots + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-2} - \theta_1 \varepsilon_{t-2} \dots - \theta_p \varepsilon_{t-p} \end{array} \quad (3.2)$$

De la misma manera para los modelos autorregresivos con parámetros periódicos, se tiene:

$$\text{Modelo AR(P)} \quad Z_{v,t} = \phi_{1,t} Z_{1,t-1} + \dots + \phi_{p,t} Z_{v,t-p} + \sigma_{\epsilon t} \xi_{v,t}$$

d) Estimación de los parámetros del modelo.

Existen numerosas técnicas para determinar estos parámetros, dentro de estos los más conocidos están los de momentos, de máxima verosimilitud y de mínimos cuadrados.

e) pruebas de bondad de ajuste del modelo.

Consiste en verificar si el modelo cumple con ciertos rangos de aplicación del modelo y reproduce las características estadísticas de interés, dentro de éstas se considera la verificación de la independencia y normalidad de los residuos del modelo.

f) Evaluación de la incertidumbre.

La incertidumbre del modelo puede ser evaluada comparando si existe diferencias en las estadísticas (media, varianza, coef. de asimetría) generadas con otros modelos alternativos.

3.4.4 PROCESOS DE PRONÓSTICO Y GENERACIÓN SINTÉTICA.

SERIE DE TIEMPO ANUALES

3.4.4.1 Cálculo de los principales estadísticos de la muestra.

Para $\{X_t\}$ donde $t = 1, 2, \dots, N$

X_t representa a series de tiempo histórica.

a) Media de la serie.

Expresada con la ecuación (2.16) del Capítulo II.

b) Varianza

Expresada con la ecuación (2.18) y (2.19) del Capítulo II.

c) Coeficiente de asimetría

Expresada con la ecuación (2.21) y (2.22) del Capítulo II.

d) Función de autocovarianza.

Mide el grado de autodependencia lineal de la serie de tiempo. La autocovarianza C_k entre X_t y X_{t+k} puede determinarse mediante:

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-k} (X_i - \bar{X})(X_{i+k} - \bar{X}) \quad \text{para } 0 \leq k < N \quad (3.3)$$

C_k se llama también autocovarianza de retraso k

k Tiempo de retraso o la distancia entre los pares X_i y X_{i+k}

Una medida adimensional de la dependencia lineal, obtenida mediante el coeficiente de autocorrelación de retraso k , es:

$$r_k = \frac{C_k}{C_0} = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (X_i - \bar{X})(X_{i+k} - \bar{X})}{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2} \quad (3.4)$$

r_k coeficiente de autocorrelación de retraso k

C_k coeficiente de autocorrelación para $k=0$

la relación de r_k y k es llamada correlograma.

SERIES DE TIEMPO PERIÓDICAS ($X_{v,r}$)

v denota el año

τ denota el intervalo de tiempo dentro del año

w número de intervalos en el año (meses)

a) Media de la serie periódica.

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{v=1}^N X_{v,\tau} \quad \text{donde } \tau = 1, 2, \dots, w \quad (3.5)$$

N número de años de registro

b) Varianza

$$S_\tau^2 = \frac{N}{(N-1)} \sum_{v=1}^N (X_{v,\tau} - \bar{X}_\tau)^2 \quad \text{insesgada} \quad (3.6)$$

c) Coeficiente de asimetría.

$$g = \frac{N \cdot \sum_{v=1}^N (X_{v,\tau} - \bar{X}_\tau)^3}{(N-1)(N-2)S_\tau^3} \quad \text{insesgada} \quad (3.7)$$

d) coeficiente de autocorrelción

$$r_{v,r} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{v=1}^N (X_{v,r} - \bar{X})(X_{v,r-k} - \bar{X}_{r-k})}{S_r \cdot S_{r-k}} \quad (3.8)$$

cuando $(r - k) < 1$, los términos de la ecuación anterior son remplazados de la manera siguiente.

$1/N$ remplazado por $1/(N-1)$

$v = 1$ remplazado por $v = 2$

$X_{v,r-k}$ remplazado por $X_{v-1,w+r-k}$

\bar{X}_{r-k} remplazado por \bar{X}_{w+r-k}

S_{r-k} remplazado por S_{w+r-k}

3.4.4.2 Verificación de la normalidad

La muestra es normal para:

$g = 0$ (coeficiente de asimetría)

$k = 3$ (coeficiente de curtosis)

En caso contrario se emplean las técnicas de normalización, descritas en el inciso (2.10.2) del Capítulo II.

Las series de las sucesivas etapas de cálculo, se denota con la nomenclatura siguiente:

X_t serie histórica

Y_t serie normalizada

Z_t serie estandarizada

3.4.4.3 Verificación de independencia.

Cuando la forma de analizar el proceso estocástico es en el dominio del tiempo la verificación de la normalidad es a través del correlograma y si es en el dominio de la frecuencia, se utiliza el periodograma acumulado (Yevjevich, 1972).

En el correlograma, los valores calculados deben estar fluctuando al rededor de cero entre ciertos límites de confianza. Anderson (1942) propone estos límites para ciertos porcentajes de probabilidad de ocurrencia, entre éstos se tiene:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.645\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad (3.9)$$

$$r_k(99\%) = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad (3.10)$$

De la misma manera para probar la independencia de la componente estocástica en el modelo markoviano (modelos autorregresivos) se utiliza el correlograma para los límites de confianza especificados.

CRITERIOS DE DECISIÓN.

- Si el 90% o más de los valores calculados en el correlograma caen dentro de los límites de confianza significa que la serie es independiente y a la vez se acepta la hipótesis de que el modelo es adecuado para la serie de análisis, ya que define la independencia de ε_t .

- Si menos del 90% de los valores calculados en el correlograma caen dentro de los límites de confianza la serie es dependiente, entonces se concluye que el modelo Markoviano de 1er orden no es adecuado para esta serie. Entonces se prosigue usando modelos de Markov de orden superior.

3.4.4.4 Estandarización de la muestra.

Se utilizan las siguientes relaciones:

$$Z_t = \frac{Y_t - \bar{Y}}{\sigma_y} \quad \text{variable normal estandarizada} \quad (3.11)$$

(apropiado para series mensuales)

$$Z_t = Y_t - \bar{Y} \quad \text{variable estandarizada por diferencia} \quad (3.12)$$

(apropiado para modelos AR)

$$Z_t = \frac{Y_t}{\bar{Y}} \quad \text{variable modulada estandarizada} \quad (3.13)$$

(para series anuales)

$$t = 1, \dots, N$$

Y_t variable normal

De la misma manera para las series periódicas, se tiene:

$$Z_{v,r} = \frac{Y_{v,r} - \bar{Y}_r}{\sigma_r} \quad (3.14)$$

3.4.4.5 Cálculo de los parámetros del modelo.

a) Propiedades de los modelos autorregresivos AR con parámetros constantes.

i) Determinación del valor esperado y varianza de los modelos.

$$\begin{aligned} E(y_t) &= \mu \\ E(\varepsilon) &= 0 \\ \text{var}(Y_t) &= \sigma^2 \\ \text{var}(\varepsilon_t) &= \sigma_\varepsilon^2 \end{aligned}$$

ii) Los parámetros μ , σ^2 , σ_ε^2 , son estimados a través de los datos históricos y por la relación:

$$\sigma_\varepsilon^2 = \sigma^2 \left(1 - \sum_{j=1}^p \phi_j \rho_j\right) \quad (3.15)$$

Donde:

ϕ_j coeficiente de autocorrelación a la j-ésima.
 ρ_j coeficiente de autocorrelación de la variable Y_t para un retraso j

Para un modelo AR(1) la ecuación 3.15 queda simplificada:

$$\sigma_\varepsilon^2 = \sigma^2 (1 - \phi^2) \quad (3.16)$$

De la misma manera para AR(2), se llega:

$$\sigma_\varepsilon^2 = \sigma^2 \frac{(1 + \phi_2)}{(1 - \phi_2)} \left[(1 - \phi_2)^2 - \phi_1^2 \right] \quad (3.17)$$

Finalmente, los parámetros σ_ε^2 , para las series insesgadas se estiman usando las relaciones anteriores multiplicado por el factor $N/(N-p)$, resultando:

$$\sigma_\varepsilon^2 = \frac{N}{(N-p)} \sigma^2 \left(1 - \sum_{j=1}^p \phi_j r_j\right) \quad (3.18)$$

Así, en particular para el modelo AR(1), se tiene:

$$\sigma_\varepsilon^2 = \frac{N}{(N-2)} \sigma^2 (1 - \phi^2) \quad (3.19)$$

Para el modelo AR(2)

$$\sigma_{\varepsilon}^2 = \frac{N}{(N-2)} \sigma^2 \frac{(1+\phi_2)}{(1-\phi_2)} \left[(1-\phi_2)^2 - \phi_1^2 \right] \quad (3.20)$$

donde:

ϕ_j coeficiente de autocorrelación para j

ρ_j función de autocorrelación con retraso j de la variable Y_t (ρ_j , poblacional, r_j muestral)

σ_{ε} varianza de los residuales

N tamaño de la muestra.

iii) Determinación de parámetros de autocorrelación.

Se realiza a través de la función de autocorrelación serial. Esta ecuación es comunmente utilizada para estimar los parámetros de los modelos AR(p) por el método de los momentos.

$$\rho_k = \sum_{j=1}^p \phi_j \rho_{k-j} \quad k > 0 \quad \text{ecuación de Yule - Walker (1927, 1931)} \quad (3.21)$$

donde:

$\phi_j, j = 1, \dots, p$ es importante conocer la forma de $\rho_k(r_k)$ para obtener los parámetros del modelo AR(P), así se tiene que:

$$r_k = \phi_1 r_{k-1} + \phi_2 r_{k-2} + \dots + \phi_p r_{k-p}, \quad k > 0 \quad (3.22)$$

se obtiene:

$$\text{Para AR(1)} \quad r_k = \phi_1, \quad k \geq 0, \quad r_0 = 1, \quad r_{-1} = r_1$$

$$\text{Para AR(2)} \quad r_1 = \phi_1 + \phi_2 r_1 \quad (3.23)$$

$$r_2 = \phi_1 r_1 + \phi_2 \quad (3.24)$$

La solución de las ecuaciones (3.23) y (3.24), es igual a:

$$\phi_1 = \frac{r_1(1-r_2)}{1-r_1^2} \quad (3.25)$$

$$\phi_2 = \frac{r_2 - r_1^2}{1-r_1^2} \quad (3.26)$$

iv) Condiciones que deben cumplir los parámetros

Estacionariedad

Se dice que una serie es estacionaria, cuando las propiedades de las series no cambian en el tiempo absoluto (tiempo invariante), caso contrario ellas no son estacionarias (tiempo variante)

De acuerdo a Yevgevich (1972), para que un modelo AR(p) de parámetros constantes sea estacionario y representado por la ecuación:

$$Y_t = \mu + \sum \phi_j (Y_{t-j} - \mu) + \varepsilon_t \quad (3.27)$$

se requiere que el conjunto de parámetros $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_p$, esté dentro del círculo unitario y debe satisfacer la raíz de la ecuación característica siguiente:

$$u^p - \phi_1 u^{p-1} - \phi_2 u^{p-2} \dots - \phi_p = 0 \quad (3.28)$$

donde:

$$|u_i| < 1, \quad i = 1, 2, \dots, p$$

u_i es la raíz de la solución de la ecuación (3.28)

Para el modelo AR(1) de la ecuación (3.31) se llega al resultado siguiente:

$$\rho_1 = r_1 = \phi_1 \quad -1 < \phi_1 < 1, \quad \text{primer coeficiente de autocorrelación de } Y_t$$

De mismo modo para el modelo AR(2), se llega al resultado siguiente:

$$u^2 - \phi_1 u - \phi_2 = 0$$

Las raíces de esta ecuación deben estar dentro del círculo unitario y cumplir con las condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} \phi_1 + \phi_2 < 1, \quad -1 < r_1 < 1 \\ \phi_2 - \phi_1 < 1, \quad -1 < r_2 < 1 \\ (-1 + \phi_2) < 1, \quad r_1^2 < (1 + r_2)/2 \end{aligned} \quad (3.29)$$

b) Propiedades de los modelos AR con parámetros periódicos.

i) Valor esperado y varianza de los modelos periódicos AR(p)

$$\begin{aligned} E(Y_{v,\tau}) &= \mu_\tau & \tau &= 1, 2, \dots, w \\ E(Z_{v,\tau}) &= E(\xi_{v,\tau}) = 0 & \tau &= 1, 2, \dots, w \\ \text{Var}(Y_{v,\tau}) &= \sigma_\tau^2 & \tau &= 1, 2, \dots, w \\ \text{Var}(Z_{v,\tau}) &= \text{Var}(\xi_{v,\tau}) = 1 & \tau &= 1, 2, \dots, w \end{aligned}$$

ii) Determinación de la varianza de los residuales.

Los modelos AR con parámetros periódicos son representados por la relaciones siguientes:

$$Y_{v,\tau} = \mu_\tau + \sigma_\tau Z_{v,\tau} \quad (3.30)$$

$$z_{v\tau} = \sum_{j=1}^p \phi_{j,\tau} z_{v,\tau-j} + \sigma_{\varepsilon\tau} \xi_{v,\tau} \quad (3.31)$$

donde:

- $Y_{v,\tau}$ variable dependiente de los periodos anuales.
- $\phi_{j,\tau}$ coeficiente autorregresivo periódico para j y tiempo τ .
- τ 1,2,...,w serie mensual, w número total de intervalos en un año (periodos).
- $\varepsilon_{j,\tau}$ variable aleatoria independiente (normal, con media cero y $\sigma_\varepsilon^2=1$)
- $\sigma_{\varepsilon,\tau}$ varianza periódica.
- $\xi_{v,\tau}$ variable residual normal e independiente.

Las siguientes expresiones, relacionan la varianza de los residuales con los parámetros del modelo:

$$\sigma_{\varepsilon\tau}^2 = 1 - \sum_{j=1}^p \phi_{j,\tau} \rho_{j,\tau} \quad \tau = 1, \dots, w \quad (3.32)$$

En particular, para el modelo AR(1) la ecuación (3.32) se simplifica a:

$$\sigma_{\varepsilon\tau}^2 = 1 - \phi_{1,\tau}^2 \quad (3.33)$$

Para AR(2)

$$\sigma_{\varepsilon\tau}^2 = 1 - \phi_{1,\tau}^2 - \phi_{2,\tau}^2 \quad (3.34)$$

y deben satisfacer la ecuación siguiente:

$$\rho_{k,\tau} = \sum_{j=1}^p \phi_{j,\tau} \rho_{|k-j|} \quad , \quad \tau = 1_s \quad , \quad k > 0 \quad (3.35)$$

donde $l_j = \min(k,j)$, $\rho_{0,\tau} = 1$

Esta ecuación se usa para estimar los parámetros $\phi_{j,\tau}$ del modelo, para ello se determina $\rho_k(\tau)$ del correlograma.

3.4.4.6 Cálculo de residuales. Verificación de la normalidad e independencia.

a) De la estructura de los modelos AR, se calcula el valor de los residuales , mediante la relación:

$$\varepsilon_t = Z_t - \phi_1 Z_{t-1} - \phi_2 Z_{t-2} \dots - \phi_n Z_{t-p} \quad (3.36)$$

b) Determinación de la varianza de los residuales, mediante la relación (3.35)

c) Verificación de independencia de los residuales. Se puede verificar mediante:

i) El correlograma y los límites de Anderson descritos en la sección 3.4.4.3

ii) Prueba de Porte Manteau; que sirve para verificar en forma global la independencia de la muestra mediante el estadístico siguiente:

$$Q = (N - d) \sum_{k=1}^L r_k^2(\varepsilon) \quad (3.37)$$

donde:

$r_k(\varepsilon)$ determinado mediante el correlograma de los residuales.

L máximo retraso considerado, puede considerarse del 10 - 30% del tamaño de la muestra N .

$t = 1, \dots, N-d$

N tamaño de la muestra

p número de parámetros del modelo autorregresivo.

d valor de diferencias.

q número de parámetros promedios móviles.

Q está distribuido en forma Chi-Cuadrada con $(L-p-q)$ grados de libertad y lo adecuado de un modelo se confirma si el estadístico es $Q < \chi^2(L-p-q)$, por lo que se establece también que, ε_t es independiente en el tiempo.

3.4.4.7 Criterio de selección de modelos.

a) Es muy importante considerar en la selección del tipo de modelo, la cantidad de información disponible de tal forma que esta permita tener una buena estimación de los parámetros del modelo seleccionado. Para ello se debe respetar el coeficiente de Parsimonia (δ):

$$\delta = N/k > 15 \quad (3.38)$$

donde N es el tamaño de la muestra y k es el número de parámetros del modelo ajustado a la serie.

En la práctica, esta relación no siempre es posible cumplir, sobre todo cuando se dispone de muestras pequeñas.

b) Criterio de información de Akaike (AIC).

Una formulación matemática que considera el principio de Parsimonia en la construcción de modelos, es el criterio de información de Akaike, sugerido inicialmente para seleccionar el modelo correcto entre los ARMA en competencia[23].

$$AIC(p,q) = N \text{LN}(\sigma_\varepsilon^2) + 2(p+q) \quad (3.39)$$

donde:

N tamaño de la muestra
 σ_ε^2 varianza de los residuales.

Bajo este criterio el modelo seleccionado será el que tenga un AIC menor

3.4.4.8 Generación de muestras sintéticas.

Para la generación de muestras sintéticas, se sigue la secuencia siguiente:

a) Generación de números aleatorio con distribución normal estándar. En modelamiento hidrológico de las series se reduce al cálculo del componente estocástico ε (ruido aleatorio).

Es ideal que $\varepsilon = \xi \sigma_\varepsilon$ sea independiente y uniformemente distribuido, definidos en el intervalo (0, 1). La generación de números aleatorios puede hacerse en parejas con la ecuación de Box-Muller (1958):

$$\xi_i = [2 \text{Ln}(1/u_1)]^{1/2} . \text{Cos}(2 \pi u_2) \quad (3.40)$$

$$\xi_{i+1} = [2 \text{Ln}(1/u_1)]^{1/2} . \text{Sen}(2 \pi u_2) \quad (3.41)$$

donde:

ξ_i, ξ_{i+1} números aleatorios normal estándar, con media cero
 u_1, u_2 números aleatorios con distribución uniforme (0,1)

b) El método más aceptado para generar números aleatorios, es aquel que produce sucesiones de números que son:

- i) Uniformemente distribuidos
- ii) Estadísticamente independientes.
- iii) Reproducibles y sin repetición dentro de una longitud de tiempo determinada de la sucesión.

3.4.4.9 Proceso de desestandarización y desnormalización de los valores calculados.

Es el proceso inverso a lo cálculos de normalización y estandarización para obtener la muestra generada.

3.4.4.10 Cálculo de los estadísticos de la muestra generada.

Estos estadísticos se obtienen para evaluar la similitud con la muestra original.

3.5 SIMULACIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

La simulación está enmarcada dentro de los conceptos de sistema y proceso.

El término sistema puede ser definido como un conjunto de componentes o partes conectadas entre sí, que conforman un todo[26]. Las componentes de funcionamiento reciben un determinado número de entradas y producen una determinada cantidad de salidas. Una de las herramientas ampliamente utilizadas en el "análisis de sistemas" es el método de simulación que sirve para describir el comportamiento o predicción de las consecuencias de diversas alternativas de manejo de un sistema[2]. El método de simulación se define como el proceso que consiste en el establecimiento de un modelo funcional de los componentes físicos de un proyecto, para investigar el efecto de las variaciones de los diferentes parámetros que definen el modelo, en la respuesta del mismo a una serie de eventos exógenos (factores externos, considerados independientes del modelador, por ejemplo pérdidas por infiltración).

3.5.1 Simulación de un sistema sin embalse.

La simulación en este tipo de sistemas, trata del establecimiento del balance hidrológico entre los recursos disponibles analizado y las demandas del proyecto, con el fin de determinar los déficits y excedentes producidos.

Los pasos para la simulación son:

- a) Evaluación y cuantificación del potencial hidrológico de la cuenca.
- b) Evaluar y cuantificar las demandas totales del proyecto y proyectarlas al futuro en una longitud igual al período utilizado en la simulación, por conceptos de ampliación de demanda con tendencia creciente.
- c) Definir el intervalo de tiempo considerado en la simulación, que puede ser anual, mensual, semanal, estacional o diario. Por cuestiones económicas y de tiempo, una buena aproximación se obtiene realizando la simulación a nivel mensual.
- d) La expresión matemática del balance es de comparación.

Si $X_{v,\tau}$ descargas mensuales en un año cualquiera.
 $Y_{v,\tau}$ demandas mensuales en un año cualquiera
 $\tau = 1,2,\dots,w$, con $w = 12$ meses.
 $v = 1,2,\dots,N$, con $N =$ número de años.

$$X_{v,\tau} - Y_{v,\tau} = T_{v,\tau} \quad (3.42)$$

Donde: $T_{v,\tau}$ son los déficit o excedencias producidos a nivel mensual, durante los N años.

Si $T_{v,\tau} < 0$ se produce déficit
 $T_{v,\tau} > 0$ se produce excedencias.
 $T_{v,\tau} = 0$ no hay déficits ni excedencias.

3.5.3 Simulación de un sistema con un embalse.

Consiste en la simulación de un sistema compuesto por una estructura para almacenar las aguas de un río y así satisfacer una demanda parcial o total.

Para obtener las relaciones, se requiere conocer las características principales del sistema, es decir saber:

- a) Las características generales de la presa (capacidad, altura, elevación del fondo) y de las demás obras que comprende el sistema hidráulico.
- b) Política general de uso de agua.
- c) Los alcances globales del proyecto.
- d) La necesidad de uno o más embalses en un sistema de aprovechamiento.
- e) La base para un análisis económico financiero del proyecto.

Cada proyecto de aprovechamiento tiene sus particularidades. Por ello será necesario un tratamiento especial en cada caso desde el punto de vista de la operatividad del esquema.

De la misma manera, para el estudio de la simulación con un embalse, resulta razonable adoptar como intervalo de tiempo adecuado para la operación del modelo, un período de un mes.

3.6 ECUACIÓN GENERAL DE ALMACENAMIENTO.

3.6.1 DEFINICIÓN DE VARIABLES.

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad, para un intervalo de tiempo Δt , se expresa:

$$E - S = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (\text{ecuación de conservación de masa}) \quad (3.43)$$

donde:

E volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo de tiempo considerado.

S volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo.

$\frac{\Delta V}{\Delta t}$ variación del volumen de almacenado en un intervalo de tiempo Δt .

a) Variables de Entrada.

Para definir estas variables se ha seguido lo expuesto en la referencia [11], siendo las siguientes:

- a.1) Entradas por cuenca propia (IPC)

Son los volúmenes de escurrimiento superficial generados en la cuenca propia y que descargan directamente al vaso natural.

La cuantificación de estos volúmenes de escurrimiento se efectúa utilizando las técnicas de transferencia de información hidrológica en cuencas aforadas y no aforadas, dependiendo de la disponibilidad de datos provenientes de las estaciones meteorológicas o hidrométrica localizadas en la zona de estudio y la importancia de la obra.

Los registros de los volúmenes de entrada, que pueden ser empleadas en la simulación pueden ser de dos tipos, a saber:

- i) Registros históricos. Es el registro de las aportaciones que se han presentado en un sitio. La confiabilidad de los resultados estará en relación a la extensión de los datos. Para estudios preliminares se puede emplear el llamado **año medio**, que resulta de los promedios mensuales del registro histórico con registros cortos de 15 a 20 años [11].
- ii) Registros sintéticos. Es recomendable utilizarlos en las etapas avanzadas de estudio o diseño, cuando los registros históricos son en general de corta duración y es difícil que incluya condiciones de aportaciones máximas o mínimas, por lo que se recomienda generar y simular de 30 a 100 secuencias del tamaño de la vida útil de la estructura.

a.2) Entradas por transferencia desde otras cuencas (IT).

Estas entradas pueden ser libres o controladas. Generalmente son volúmenes de escurrimiento transferidos desde otras cuencas. Son entradas artificiales producidos por presas situadas aguas arriba o por canales colectores.

a.3) Entradas por volumen de lluvia en el vaso (VLL).

El volumen de lluvia que cae directamente sobre el vaso, se calcula mediante la siguiente relación:

$$V_{ll} = h_p(\bar{A}) \quad (3.44)$$

donde:

h_p altura de precipitación. Es determinada a través de aparatos que registran la cantidad de precipitación en mm, cuando la cuenca es pequeña. En cuencas grandes, es conveniente utilizar la precipitación media.

\bar{A} área media de la superficie libre del vaso.

b) Variables de extracción.

b.1) Por políticas de operación.

Estas dependen del objetivo del sistema de aprovechamiento. Por ejemplo, las extracciones en un aprovechamiento hidroeléctrico se pueden hacer siguiendo tres políticas diferentes:

i) Extracción constante. Se acepta que se extrae un gasto constante durante todo el período de simulación manteniendo constante la energía generada y la potencia cada intervalo de tiempo, mediante la ecuación:

$$V = P \Delta t / (9.81 \bar{H} \eta) \quad (3.45)$$

- V volumen extraído en el intervalo considerado, en m³.
- P potencia media de generación en kw
- Δt intervalo de tiempo en s
- η eficiencia del sistema de generación y transmisión
- H nivel medio durante el intervalo de tiempo Δt

ii) Extracción variable. Se fija una política de extracción en función a la variabilidad de las aportaciones. Así, en épocas de avenidas se tiende a generar mayor energía que en la de estiaje.

Las políticas de extracción deben basarse en el criterio económico de lograr una política "óptima" que maximice los beneficios por generación de energía en función a las particularidades del proyecto

b.2) Por pérdidas.

i) Evaporación. (VEVA). Al igual que la precipitación en el vaso, la evaporación se mide en láminas de espesor h, que permite la estimación del volumen evaporado por unidad de área., en el intervalo de tiempo Δt , es decir:

$$VEVA = h_{ev} (\bar{A}) \quad (3.46)$$

donde:

- \bar{A} área media de la superficie libre del agua en el intervalo de tiempo Δt , en km².
- h_{ev} altura evaporada. Este valor es determinado con base en los valores medidos en el evaporímetro. (Capítulo II, inciso 2.11).

ii) Infiltración (INF). Es un proceso imperceptible y difícil de cuantificar. La conductividad hidráulica de los suelos es función de las propiedades del fluido y del medio poroso (suelo). El estudio de las características físicas de los suelos son temas inherentes de la Mecánica de Suelos, por lo que en proyectos de envergadura el estudio de la infiltración será con el auxilio de la Mecánica de Suelos y de la Geología. Para obras pequeñas, cuyo

conocimiento de la permeabilidad es dudosa, se utilizan pruebas “in situ” cuya ejecución es muy sencilla y da resultados satisfactorios.

iii) Derrames (DERR). En la fase de estudio, el volumen derramado es el resultado de la simulación, depende de los niveles característicos y de los niveles de operación de las compuertas definida para las alternativas que se estudian.

c) Balance de entradas y salidas.

Incluyen varios factores. Considerando estos, la ecuación de continuidad (ecuación de conservación de masa para $\Delta t = 1$) toma la forma de:

$$ICP + IT + VLL - VDEM - VEVA - VINF - DERR = \Delta V \quad (3.47)$$

donde:

ICT escurrimiento generado por la cuenta propia. Se cuantifica a partir de datos recabados en las estaciones hidrométricas de la zona.

IT entrada por transferencia desde otras cuencas

VLL volumen de lluvia en el vaso. Se calcula mediante la relación :

$$VLL = h_p(\bar{A}) \quad (3.48)$$

h_p altura de lluvia registrado en el intervalo Δt

\bar{A} área media que ocupa la superficie libre del agua durante dicho intervalo.

VDEM volumen extraído para satisfacer la demanda que depende del tipo de aprovechamiento del que se trate

VEVA volumen evaporado. Se calcula mediante la relación:

$$VEVA = EVAP(\bar{A}) \quad (3.49)$$

EVAP lámina evaporada en el intervalo Δt . Se calcula mediante un procedimiento descrito en el inciso (2.81)

\bar{A} $(A_i + A_{i+1}) / 2$, área media de la superficie del agua en el mismo intervalo.

VINF volumen infiltrado. Este volumen es difícil de medir. En general es muy pequeño, si se estima lo contrario será necesario un estudio geohidrológico.

DERR volumen derramado. Resultado del ingreso en exceso de volumen, que resulta necesario descargar parte del agua por la obra de excedencia.

d) Intervalos de tiempo.

En la simulación se utilizan generalmente intervalos de un mes, pero si los vasos son muy grandes, con capacidad de regulación interanual, pueden utilizarse intervalos mayores, hasta de un año, en cambio en vasos de muy poca capacidad de regulación, el intervalo se reduce.

3.6.2 EXPRESIONES MATEMÁTICAS DE ALMACENAMIENTO.

Para efectos de simulación, conviene expresar la ecuación (3.50), de la manera siguiente. Haciendo:

$$\begin{aligned}X_i &= \text{ICP} + \text{IT} + \text{VLL} \\S_i &= \text{VDEM} \\P_i &= \text{VEVA} + \text{VINFL} + \text{VDERR} \\ \Delta V &= V_{i+1} - V_i\end{aligned}$$

ΔV denota la diferencia del volumen del principio y final del intervalo considerado. Finalmente la ecuación (3.50) se convierte en :

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad \text{sujeto a } V_m \leq V_{i+1} \leq V_u \quad (3.50)$$

La expresión anterior se denomina **ecuación general de almacenamiento**.

De la misma manera, se puede discretizar:

$$V_{i+1} = V_i + (X_i - Y_i) \quad (3.51)$$

A ésta expresión se llama también como **ecuación general estocástica de almacenamiento**, dado que X_i , S_i son variables aleatorias.

Donde:

V_{i+1} , V_i volúmenes almacenados al final y principios del intervalo
 X_i volumen total que ingresa al vaso durante el intervalo considerado.
 $Y_i = (S_i + P_i)$ volumen total disminuido en el vaso.

En forma análoga, Yevjevich(1972), plantea:

$$\frac{\Delta S_t^*}{\Delta t} = X_t - Y_t \quad (3.52)$$

X_t entrada neta después de haber descontado las pérdidas por evaporación e infiltración.
 Y_t salida o demanda del embalse.
 S_t^* almacenamiento del embalse en el tiempo t.

3.7 INTERPRETACION DE LAS VARIABLES DE LA ECUACION GENERAL DE ALMACENAMIENTO.

3.7.1 VARIABLES DE ENTRADA

Se tiene que:

$$V_{i+1} = V_i + (X_i + Y_i)$$

Sea X_i la serie de descargas totales netas como variable de entrada al sistema.

Si X_i es considerado determinístico, entonces la solución es determinística.

Si X_i es considerado estocástico, entonces la solución es estocástica.

Si X_i es una serie anual, entonces el análisis es mas simple por que el modelo matemático para esta serie es elemental. En esta serie las salidas son normalmente constantes y la solución de la ecuación (3.54) es denominada como regulación anual.

Cuando la serie es no anual, el análisis se complica por que tanto la entrada y salida son series periódicas y estocásticas (mensual, semanal, diario). En este caso la solución se denomina como una regulación no anual.

3.7.2 VARIABLES DE SALIDA

Está representada por las demandas (pueden ser constantes, periódicas o una combinación periódica-estocástica)

$$Y_t = k \cdot \bar{X} \tag{3.53}$$

Y_t variable de salida.

\bar{X} promedio de las entradas al sistema

k grado de regulación.

Si $k = 1$ se presenta el caso de una regulación total

si $k \leq 1$, se presenta el problema tipificado como una regulación parcial.

3.7.3 VARIABLE DE ALMACENAMIENTO

Para evaluar y cuantificar las características relacionadas con la capacidad efectiva de embalses, se utiliza el método estadístico rango ("range"). Yevjevich (1972) en [29], denomina rango (R) a la mínima capacidad de almacenamiento requerida en forma tal que el embalse no se seque ni rebase durante un período de n años considerados en la determinación.

El rango ajustado (R^*) describe la capacidad de los embalses en problemas de regulación total, cuando las demandas son una fracción del promedio muestral del volumen disponible, esto es:

$$Y_t = k \cdot \bar{X} \quad (3.54)$$

Y_t variable de salida.
 \bar{X} promedio de las entradas al sistema
 k factor de regulación.

Para el caso más general la ecuación (3.54) se convierte en:

$$S_t^* = S_{t-1}^* + (X_t + k \cdot \bar{X}) \quad (3.55)$$

donde:

S_t^* capacidad del embalse ó suma parcial ajustada en el tiempo t
 X_t entradas al sistema.
 $k \cdot \bar{X}$ salidas del sistema.

El valor de rango ajustado se determina según:

$$R^* = M_n^* - m_n^* \quad (3.56)$$

donde:

R^* rango ajustado
 M_n^* valor máximo de las sumas parciales ajustadas.
 $M_n^* = \max(S^*_0, S^*_1, S^*_2, \dots, S^*_n)$
 m_n^* valor mínimo de las sumas parciales ajustadas.
 $m_n^* = \min(S^*_0, S^*_1, S^*_2, \dots, S^*_n)$

3.8 PROCEDIMIENTO DE SIMULACIÓN

Los cálculos para el método experimental se desarrollan de la siguiente manera, ellos son descritos en la referencia [11].

1. De la topografía del vaso se obtienen las relaciones elevación - área y elevación - volumen. Además se asume el NAMO y su volumen correspondiente (V_u) para el caso de que la simulación sea con derrames. De la misma manera el NAMINO con el correspondiente volumen (V_m).
2. Se inicia el cálculo a partir de un nivel inicial h_i , volumen inicial V_i y área de la superficie libre inicial.
3. En una primera aproximación se calcula el volumen final del intervalo, con la relación siguiente:

$$V_{i+1}^1 = V_i + X_i - S_i - P_i$$

4. Con el volumen obtenido en el paso anterior se obtienen los valores correspondientes de h_{i+1} y A_{i+1} y se calculan los valores medios.

$$\bar{h} = 0.5(h_i + h_{i+1})$$

$$\bar{A} = 0.5(A_i + A_{i+1})$$

5. Se obtiene una nueva aproximación del volumen correspondiente al final del intervalo.

$$V_{i+1}^2 = V_i + X_i - S_i - P_i$$

6. Si el nuevo volumen calculado V_{i+1}^2 , es semejante al anterior V_{i+1}^1 , se continua con el siguiente paso, si no, se repite el proceso a partir del punto 4 hasta que $V_{i+1}^{k+1} \cong V_{i+1}^k$

Cuando del resultado del cálculo se obtiene un volumen V_{i+1} mayor que V_u , se registra un volumen derramado igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_u$; . En cambio cuando V_{i+1} es menor que V_m , se calcula el volumen de déficit igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_m$

7. Para un nuevo intervalo de tiempo Δt , se calculan las condiciones a partir del paso 3.

CAPITULO IV. APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO PROPUESTO

4.1 GENERALIDADES.

Esta etapa consiste en delinear el perfil adecuado del sistema de aprovechamiento propuesto, basado en la configuración topográfica y a la ejecución mínima de actividades en el proceso constructivo. También, se calculará las respuestas máximas y mínimas del comportamiento de un sifón o una batería de sifones para las diferentes condiciones de trabajo, importante para la elección de la mejor opción.

Un Sifón, es un conducto cerrado de forma geométrica particular, que eleva el líquido a un nivel mayor que su superficie libre y que luego lo descarga en una elevación menor [16], por lo que gran parte de su longitud va colocada encima de la línea de gradiente hidráulico. Por ello, estos dispositivos pueden tener diferentes aplicaciones: en estructuras de regulación de presas, mantenimiento constante el nivel del agua en un depósito e incluso como desarenadores automáticos, que combinados con vertederos de embudo sirven para mantener el nivel del agua en embalses [14].

Las partes que componen un sifón se presenta en la figura 4.1

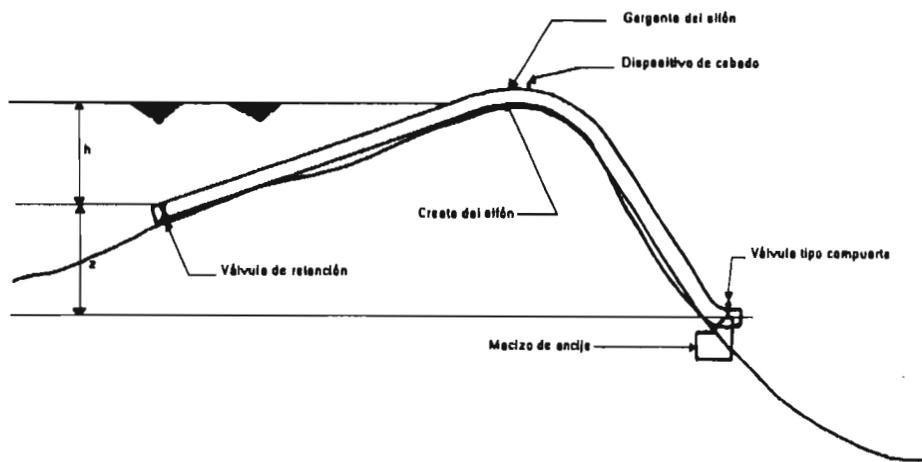


Fig.4.1 Componentes de un sifón

Los sifones como estructuras de evacuación tienen muchas ventajas y también inconvenientes. Uno de los problemas de singular importancia para el funcionamiento adecuado de las estructuras es la presencia de gases o fluidos contenido en la parte alta de la conducción. La eliminación de estos gases o fluidos se efectúa mediante el cebado (llenado de agua) o mediante una bomba de vacío. Cuando se trata de un cebado parcial, también es posible generar vacío haciendo que el aire contenido en el interior del sifón sea arrastrado por el agua que inicia su circulación a gran velocidad.

Para superar el problema de generar vacío, en lugares donde no es posible instalar un dispositivo de cebado mediante la utilización de cualquier tipo de energía o la instalación de una bomba para la generación de vacío, se propone construir un tanque de almacenamiento de agua alimentado por un canal colector y localizado a una cota superior del sifón, de esa manera se permite el cebado por gravedad mediante la utilización de una manguera.

4.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y PARTICULARIDADES DE LOS SIFONES.

Se pueden mencionar:

a) Limitaciones en su comportamiento.

Debido a las bajas presiones que se presentan cerca de la cima, las que si descienden por debajo de cierto límite (presión de vapor) producen el fenómeno de la cavitación que resulta perjudicial a la estructura.

b) Carga de cebado y descebado(Y_s).

Tienen la finalidad de expulsar el aire y otros gases que se acumulan en la cima, que reducen la longitud de la columna de líquido del ramal del lado derecho (de entrega). Esta columna es la que causa la baja de presión en la cima necesario para el arranque inicial y funcionamiento durante la operación, por que el agua a una determinada velocidad es la que ejerce la succión . “Por ello algunos sifones grandes que operan en forma continua necesitan de bombas de vacío para eliminar los gases en la cima” [26]. Por otro lado a la carga para la cual un sifón previamente cebado deja de funcionar como conducto a presión se le llama carga de descebado.

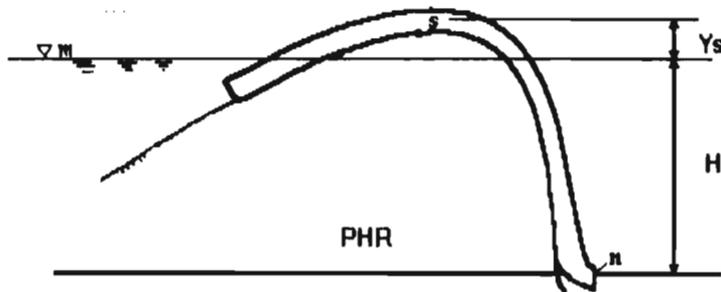


Fig. 4.2 Carga total en un sifón

c) Ventajas.

- i) Dentro de sus ventajas está su gran eficiencia como estructuras de descarga, por que, en comparación con los vertedores, los sifones utilizan una carga efectiva de : $h = Y_s + H$, lo cual permite desalojar grandes caudales con conductos de pequeñas dimensiones.

ii) Los sifones, “combinados con vertedores de embudo permiten limitar la sobre elevación en el embalse a la carga de cebado del sifón, lo que hace posible reducir bordos libres” [14]. En canales de conducción como estructuras de alivio pueden tener un funcionamiento muy ventajoso por que permiten regular los tirantes con una exactitud dentro de 10 a 20 cm [9].

d) Desventajas.

Algunos inconvenientes que pueden presentarse en el uso de los sifones son:

- i) La posibilidad de obstrucción del sifón. No pueden desalojar objetos flotantes grandes.
- ii) La vibración que generan pueden afectar, de existir, estructuras aledañas. El gran caudal que comienza a fluir intempestivamente a través de un sifón producen además de la vibración, ondas (incrementos o decrementos bruscos que pueden erosionar las zonas adyacentes a la descarga) que requieren de costosas estructuras de disipación de energía aguas abajo del mismo. Este aspecto es uno de los factores que incide en la construcción no de un sifón, sino varios sifones en paralelo (batería de sifones).
- iii) El cebado, dependiendo de la rapidez requerida se convierte en una ventaja o desventaja. La primera se logra acelerando su desalojo del aire contenido en la parte alta de su interior, a medida que el dispositivo se va llenando de agua en caso contrario es una estructura ineficaz.

4.3 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO Y DISEÑO DEL SIFÓN.

Una vez perfilado el esquema definitivo de ubicación de los elementos que conforman el sifón y efectuado los estudios de ingeniería básica que consisten en:

- Planimetría : Levantamientos topográficos de precisión requerida.
- Trazado geométrico del sifón.
- Estudio hidrológico.
- Estudio geotécnico.

Se procede con el diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema, como son:

- Conducto forzado.
- Dispositivos de alivio. (válvulas de retención y de compuerta.)
- Dispositivos de cebado.
- Sistemas de anclaje.
- Sistemas de ayuda al cebado.

El diseño de estos elementos, generalmente, se efectúa siguiendo el procedimiento convencional del proceso del diseño estructural. Este consiste en “...definir las características que debe tener el sistema, de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema

estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido sin colapso o mal comportamiento” [16].

METODOLOGÍA

El diseño de las estructuras para su debida justificación técnico-económica, debe estar enmarcado dentro de los criterios siguientes:

- Diseñado y formulado con suficiente detalle de tal manera permita la elaboración del presupuesto y la posterior ejecución.
- Los criterios de diseño adoptados, son en esencia orientados a conseguir una máxima economía dentro del marco de una adecuada eficiencia técnica.

La secuencia para lograr este propósito, en general, comprende seguir tres pasos fundamentales:

a) Estructuración.

Etapa en la que se define la forma global (trazo del conducto) y la disposición de los elementos que conforman el sifón, los materiales de los que va a estar constituido, sus dimensiones preliminares y sus características más esenciales.

b) Análisis.

Etapa en la cual se determinan las acciones internas (respuesta de la estructura) ante las sollicitaciones exteriores. Para ello se requiere :

- Modelación o idealización de la estructura, con el objeto de estudiar el efecto de las sollicitaciones exteriores a que puede estar sometido.
- Determinación de las sollicitaciones exteriores: cargas a las que está sometido la estructura.
- Determinación de los efectos de las acciones de diseño.

c) Diseño.

En esta etapa se definen en detalle las dimensiones de la estructura y se revisa su funcionamiento adecuado. Generalmente “...se llega mediante aproximaciones sucesivas o de prueba y error, que en su contexto se conoce como evolución natural” [13].

Muchos autores coinciden en señalar que en ésta etapa debe efectuarse la elaboración de las especificaciones técnicas y los términos contractuales para su futura ejecución.

4.4 ESTRUCTURACIÓN

El sifón admitido como una estructura adecuada para sistemas de aprovechamiento hidráulico en zonas de difícil acceso, debe ser lo más funcional posible para facilitar su traslado e instalación

rápida. Para cumplir con esas consideraciones, el sistema deberá contar con los elementos siguientes:

a) Geometría global.

Compuesta por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del terreno. Los tubos serán elaborados con planchas de acero rolado y soldado, fabricados en módulos fácilmente transportables (aproximadamente de 5 m).

b) Disposición de los elementos.

i) Válvula de retención.

La colocación de este dispositivo está en función al tipo de arranque inicial del sifón. En este aspecto existen dos posibilidades a ser consideradas y permite las siguientes respuestas durante el funcionamiento:

- Considerando válvulas de retención (de no retorno). Estas sirven para impedir la inversión del flujo en un conducto. Se instalan en el extremo inferior (aguas arriba) del ramal de succión. Permitirá reanudar la descarga mediante el cebado total del sifón en el caso de que las operaciones de aprovechamiento requieran un corte intempestivo del suministro de agua. Siendo esta condición la más real en las operaciones de generación hidroeléctrica.

- Sin considerar válvulas de retención. El análisis de funcionamiento para estas condiciones indica que el nivel del agua al inicio del funcionamiento del sifón, deberá estar por encima de la cresta del dique natural o a un nivel suficiente que permita el arranque y su funcionamiento mediante un cebado parcial, pero con pocas posibilidades de reanudar con las operaciones de descarga en caso de requerirse. El cebado únicamente del ramal de entrega no es garantía para el arranque del sifón.

Estas pueden estar dotadas de un dispositivo de protección contra impurezas y sólidos capaces de obstruir el funcionamiento del sifón, como rejillas o otros similares a válvulas de pie con malla (pichancha) [17] .

ii) Válvula de compuerta.

Son las válvulas que impiden el paso del agua mediante una compuerta deslizante. Se instalan en el extremo aguas abajo del ramal de entrega. La colocación de este dispositivo es fundamental para el funcionamiento del sifón, porque permite el cebado para el arranque inicial y la regulación de la descarga de acuerdo a las necesidades de operación.

iii) Dispositivo de cebado.

Este dispositivo por sus características es colocado en un espacio cerca a la cresta del sifón. Consiste en dos niples salientes con rosca para el sellado correspondiente una vez terminada la operación del llenado. De estos dos, uno de ellos permite el llenado de agua

al interior del sifón mediante un tubo flexible y la otra la expulsión de fluidos y gases durante el cebado.

iv) Sistemas de anclaje y de fijación.

En general, los anclajes consisten de bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería, como tal pueden ser del tipo abierto cuando la tubería está descubierta y sujeta al bloque por medio de piezas especiales de acero, el otro es de tipo macizo cuando el hormigón cubre totalmente la tubería.

La colocación de las tuberías de acuerdo a la ubicación de los anclajes pueden clasificarse en dos sistemas que se conocen como el rígido y el flexible o francés, en el primero, los anclajes se construyen en todos los cambios de dirección, mientras que en el segundo se construyen en los tramos rectos, dejando libre los codos [9].

4.5 ANÁLISIS PRELIMINAR DEL SIFÓN

4.5.1 PROPIEDADES IMPORTANTES DEL AGUA Y DE LA PRESIÓN ATMOSFÉRICA.

a) Presión de vaporización y presión atmosférica. Su relación con el fenómeno de la cavitación.

La presión atmosférica varía continuamente en función a la temperatura y la altitud con respecto al nivel del mar. Cuando las presiones se expresan en términos de presión barométrica, se trata de presión absoluta. A la lectura barométrica más corriente se le llama también presión atmosférica reinante [15]. Sotelo[17] la llama presión atmosférica del lugar. La reducción de la presión local es función de la presión atmosférica y de la energía cinética dentro del tubo. En cambio la presión absoluta de vaporización es función de la temperatura del agua.

La presión de vaporización, es entendida como la presión parcial que da lugar las moléculas de vapor formadas como consecuencia del fenómeno de la evaporación dentro de un espacio cerrado a la temperatura dada [15].

Los desequilibrios de presión: al igualar o exceder la presión total aplicada sobre la superficie libre o bien por una reducción de la presión total en el interior del líquido hasta que sea igual o menor a la presión de vaporización, se presentan en la práctica cuando en el escurrimiento ocurren grandes descensos locales de la presión, por debajo de la atmosférica, dando origen a los fenómenos de cavitación muy perjudiciales para las estructuras de conducción a presión.

De la misma manera, es conveniente precisar la relación entre presión de saturación y la presión de vaporización. La primera tiene el valor para la cual ocurre el equilibrio en el intercambio de moléculas entre el gas y el vapor de agua al momento de producirse la presión parcial, por lo que es claro considerar a la presión de saturación como un estado de la presión de vaporización. A este estado también se dice que, el gas está saturado con el vapor. Por otro lado, la vaporización, también, puede producirse con la ebullición del líquido que es función de la temperatura. La

ebullición se produce cuando escapan las moléculas del agua formando vapor, para luego producir el intercambio de las moléculas de vapor con los del gas.

La siguiente tabla muestra la variación de presión de vaporización absoluta con respecto a la temperatura.

Tabla 4.1 Presión de vaporización absoluta

Temperatura (°C)	Colum. de agua (m)	Kg/m ²
0	0.062	62
4	0.0825	82.5
10	0.124	124
20	0.238	238
40	0.748	748
60	2.03	2030
80	4.832	4832

Fuente: Tabla No.2-1 "Hidráulica Básica" A.S. Simón[20]

La presión absoluta de vaporización del agua pura varía en grados centígrados. Sotelo[17] advierte que las impurezas del agua como sales y gases disueltos, modifican los valores indicados, aumentando las presiones de vaporización para una temperatura dada

Fenómeno de la cavitación en el sifón

"La cavitación es un fenómeno que se produce siempre que la presión absoluta en algún punto o zona de la corriente de un líquido descienda por debajo del valor de la presión de vaporización del líquido, para la temperatura local del mismo" [14].

Cuando :

$$P_{abs} < P_v \text{ se produce evaporación y ebullición.} \quad (4.1)$$

P_{abs} presión absoluta en la corriente.
P_v presión de vaporización.

Esta situación da origen a cavidades o burbujas de vapor (vacías) las cuales al ser arrastradas por la corriente hasta puntos donde la presión tiene valores suficientes para que se produzca la implotación violenta de estas burbujas, cuya fuerza tractiva ocasionan graves daños al conducto en operación. En la práctica la formación de vapor se presenta en escurrimientos con grandes descensos locales de la presión por debajo de la presión atmosférica que es el caso que se presenta en los alabes de las turbinas hidráulicas, a pesar de las bajas temperaturas del agua.

"La formación de burbujas de vapor disminuye el espacio disponible para la conducción del líquido dando como resultado la disminución de la eficiencia en el conducto. El fenómeno de la cavitación ocasiona tres efectos nocivos en la operación del sifón: disminuye la eficiencia, daña los conductos para el escurrimiento y produce ruido y serios problemas de vibración" [16]

De acuerdo a Streeter [16], cuando p_s/γ es menor o igual a la presión de vapor del líquido, la ecuación de circulación ya no sería válida por que la “evaporación de parte del fluido invalida la suposición de incompresibilidad usada en el desarrollo de la ecuación de energía”. Sin embargo, teóricamente existirá una descarga siempre y cuando:

$$y_s + p_v/\gamma \leq p_{at}/\gamma \quad (4.2)$$

donde:

p_{at} presión atmosférica local expresada en columna líquida.

P_v presión de vapor

Cuando sea inevitable la presencia de la cavitación, el efecto sobre la superficie se puede reducir mediante el recubrimiento de ella con materiales especiales de alta resistencia. El empleo de pequeñas cantidades de aire introducidas en el agua reduce notablemente el daño causado por la cavitación. La protección catódica puede ser de utilidad contra los efectos de cavitación [16].

b) Valores estándar de la densidad ρ y el peso específico γ .

Corresponde al agua pura a 4° C y a la presión atmosférica al nivel del mar:

$$\rho = 101.97 \text{ kg s}^2 / \text{m}^4$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$$

En la figura 1.3 del libro de Sotelo [17] se muestra la variación de ρ y γ del agua con la temperatura, a la presión atmosférica a nivel del mar y la aceleración estándar de la gravedad.

c) Valores estándar del aire (atmósfera internacional) para 15° C.

$$\rho_o = 0.125 \text{ kg s}^2 / \text{m}^4$$

$$\gamma_o = 1.225 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$p_o = 10333 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$T_o = 15 \text{ }^\circ\text{C} = 288 \text{ }^\circ\text{K}$$

$$R_o = 29.27 \text{ m} / \text{ }^\circ\text{K}$$

$$a = 0.0065 \text{ }^\circ\text{K} / \text{m}$$

donde:

ρ_o densidad del gas al nivel del mar, en $\text{kg s}^2 / \text{m}^4$

γ_o peso específico del aire al nivel del mar, en kg / m^3

p_o presión absoluta al nivel del mar, en kg / m^2

R_o constante característica de cada gas, en $\text{m} / \text{ }^\circ\text{K}$. Para el aire 29.27

T_o temperatura estándar al nivel del mar, en $^\circ\text{K}$ ($^\circ\text{K} = 273 + \text{ }^\circ\text{C}$)

a decremento de la temperatura por cada metro de incremento en la altitud h en la troposfera.

4.5.2 PROPIEDADES ESTÁTICAS DEL AIRE ATMOSFÉRICO PRÓXIMO A LA SUPERFICIE TERRESTRE.

a) Generalidades.

i) El aire es un fluido compresible, su densidad es función de la presión y de la temperatura, bajo ciertas condiciones está considerado dentro de los gases perfectos (gas ideal), por lo tanto satisface las leyes de los procesos termodinámicos e implica utilizar las siguientes ecuaciones para describir sus propiedades:

$$p v_s = R T \quad \text{Ley del gas perfecto.} \quad (4.3)$$

$$\rho = 1 / v_s \quad (4.4)$$

$$p = \rho R T \quad \text{Ecuación de estado para un gas perfecto} \quad (4.5)$$

donde:

p presión absoluta, en kg / m^2

ρ densidad del gas, en $\text{kg} \text{ s}^2 / \text{m}^4$

$R = g R_o$, constante característica de cada gas, en $\text{m} / ^\circ \text{K}$.

T temperatura absoluta, en $^\circ \text{K}$ ($^\circ \text{K} = 273 + ^\circ \text{C}$)

v_s volumen específico o volumen ocupado por la unidad de masa de fluido, en m^3/kg .

γ peso específico, representa el peso del fluido por unidad de volumen. Cambia con el lugar, dependiendo de la aceleración de la gravedad.

ii) Por otro lado, siendo el aire un fluido compresible, la variación de presión será calculada mediante la ecuación fundamental de la estática:

$$dp = -\gamma dh \quad (4.6)$$

El signo menos indica que la presión disminuye al aumentar la altitud, con h positiva hacia arriba.

b) Relaciones básicas importantes.

Con las relaciones anteriores se obtienen las ecuaciones siguientes:

i) Ecuación de la aerostática.

$$\frac{dp}{p} = -\frac{dh}{RT} \quad (4.7)$$

Permite determinar la variación de presiones dentro de un fluido compresible en reposo si se conoce la temperatura como una función de h [17]. Además, es la base para obtener las relaciones importantes que se utilizan en los cálculos de ingeniería.

ii) Variación lineal de la temperatura con la altura h.

Según A. L. Simón [20], la presión atmosférica varía continuamente, dependiendo de las condiciones meteorológicas. Por ende, la troposfera al estar en constante movimiento visible en la capa llamada estado atmosférico, debido a muchas fuerzas: la rotación de la tierra, la geografía, las variaciones estacionales (energía del sol que causa cambios constantes en el estado atmosférico), son las causas de las diferencias de presión del aire sobre la superficie terrestre. También incide a ello la diferencia de latitudes en el calentamiento desigual de la superficie. Sin embargo, la consideración de la variación lineal de la temperatura con la altura es válida en las zonas bajas de la tropopausa menores a 11 019 m., como una aproximación general (satisfactoria) para predicción de presiones y densidades en cálculos de ingeniería. Obviamente, para perturbaciones violentas (tornados y huracanes) es claramente insostenible la suposición de una atmósfera estática. Además, otros autores, como Sotelo[17] que asevera, "...que de acuerdo a las mediciones realizadas en la troposfera se ha encontrado que la variación de la temperatura es lineal con la altura h, según la relación:"

$$T = T_0 - a h \quad (4.8)$$

donde:

T_0 temperatura estándar al nivel del mar en °K

a decremento de la temperatura por cada metro de incremento en la altitud h.

La relación de cambio de temperatura debido a la altitud, denominada "variación de gradiente de temperatura", se obtiene calculando la diferencial a la ecuación (4.6).

$$dh = -\frac{dT}{a} \quad (4.9)$$

Esta ecuación es una de las más importantes para desarrollar relaciones entre presión, densidad, temperatura y altitud. Cuando $(-dT/dh) > 0$, que es la situación familiar en la porción inferior de la atmósfera terrestre (la troposfera), donde la temperatura disminuye al aumentar la altitud. Esta consideración a inducido a la definición de la atmósfera normal. La atmósfera normal, supone una presión al nivel del mar de 101357 N/m² (101.3 kPa, kilopascales) y una variación constante de gradiente de temperatura a través de la troposfera, de 0.0065 °C desde 15 °C al nivel del mar, hasta -56.5 °C a una altura de 11 019 m en la que empieza la estratósfera. Para altitudes mayores, en la estratósfera entre 11 a 20 km, la temperatura se conserva esencialmente constante a -56.5 °C; allí la atmósfera es isotérmica $n=1$, $dh/dh = 0$ [27].

c) Relaciones importantes en cálculos de ingeniería.

Relación Presión - Altitud

Ecuaciones definidas :

$$\frac{dp}{p} = \frac{dh}{RT}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$T = T_0 - ah$$

$$dh = -\frac{dT}{a}$$

Con base en las ecuaciones definidas, se obtienen:

$$\frac{dp}{p} = -\frac{1}{RT} \left(-\frac{dT}{a} \right) \quad (4.10)$$

$$\int \frac{dp}{p} = \frac{1}{Ra} \int \frac{dT}{T} \quad (4.11)$$

$$Lnp = \left(\frac{1}{Ra} \right) LnT + c \quad (4.12)$$

Para determinar c, hacemos : h = 0 , T = T₀ , p = p₀

$$Lnp_0 = \left(\frac{1}{Ra} \right) LnT_0 + c \quad (4.13)$$

$$c = Lnp_0 - \left(\frac{1}{Ra} \right) LnT_0 \quad (4.14)$$

$$c = Lnp_0 - LnT_0 \left(\frac{1}{Ra} \right) \quad (4.15)$$

Remplazando en (4.12)

$$Lnp = \left(\frac{1}{Ra} \right) LnT + Lnp_0 - LnT_0 \left(\frac{1}{Ra} \right)$$

$$Ln \left(\frac{p}{p_0} \right) = \left(\frac{1}{aR} \right) Ln \left(\frac{T}{T_0} \right)$$

$$= \left(\frac{1}{aR} \right) Ln \left(\frac{T_0 - ah}{T_0} \right)$$

$$= \left(\frac{1}{aR} \right) Ln \left(1 - \frac{ah}{T_0} \right)$$

$$Ln \left(\frac{p}{p_0} \right) = Ln \left(1 - \frac{ah}{T_0} \right)^{\left(\frac{1}{aR} \right)} \quad (4.16)$$

$$\left(\frac{p}{p_0} \right) = \left(1 - \frac{ah}{T_0} \right)^{\left(\frac{1}{aR} \right)} \quad (4.17)$$

Relación Densidad - Altitud

Considerando g constante en la corteza terrestre.

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \frac{\gamma}{\gamma_0} = \left(\frac{p}{p_0}\right) \left(\frac{T_0}{T}\right) \quad (4.18)$$

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(1 - \frac{ah}{T_0}\right)^{\frac{1}{aR}} \left(\frac{T_0}{T_0 - ah}\right) \quad (4.19)$$

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{T_0 - ah}{T_0}\right)^{\left(\frac{1}{aR}\right)} \left[\frac{1}{\left(\frac{T_0 - ah}{T_0}\right)}\right]$$

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{T_0 - ah}{T_0}\right)^{\left(\frac{1}{aR} - 1\right)}$$

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{p}{p_0}\right)^{(1-aR)} \quad (4.20)$$

Relación Temperatura - Altitud

$$\ln \frac{p}{p_0} = \frac{1}{Ra} \ln \frac{T}{T_0} \quad (4.21)$$

$$\frac{p}{p_0} = \left(\frac{T}{T_0}\right)^{\left(\frac{1}{aR}\right)}$$

$$\frac{T}{T_0} = \left(1 - \frac{ah}{T_0}\right) \quad (4.22)$$

4.5.3 PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL AGUA A LA PRESIÓN ATMOSFÉRICA

La viscosidad cinemática, al igual que el peso específico, la densidad, tensión superficial, presión de vapor, módulo de elasticidad volumétrica son propiedades físico mecánicas del agua y su valor es función de la temperatura.

Así tenemos algunas definiciones que son de utilidad en el diseño del sifón.

a) Densidad.

“La densidad de los líquidos depende de la temperatura y es prácticamente independiente de la presión, en cambio en los gases varía con la temperatura y la presión que actúa, de acuerdo con la ecuación de estado de los gases perfectos”, ecuación (4.5)[17]:

b) Viscosidad.

“La viscosidad dinámica es función, principalmente, de la temperatura y la presión. La dependencia respecto a la presión es despreciable para los líquidos y pequeña o despreciable para mayoría de los gases y vapores” [17]. En tanto que la viscosidad de los líquidos disminuye con la temperatura, la de los gases aumenta.

La viscosidad dinámica μ [F L⁻² T : Poise] en los cálculos de ingeniería es remplazada por la viscosidad cinemática ν [L² T⁻¹ : Stokes] a través de la relación $\rho \nu = \mu$, por las ventajas dimensionales de esta última y representa en otra escala y posición las características de comportamiento de la viscosidad dinámica.

4.5.4 FACTORES DE RESISTENCIA AL FLUJO - PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN CONDUCTOS A PRESIÓN.

a) Pérdidas por fricción.

En conductos cerrados y largos las pérdidas por fricción son muy importantes y su tratamiento amerita un análisis cuidadoso para llegar a soluciones satisfactorias. Dentro de este contexto, primero se debe distinguir el tipo de flujo que se tiene en base al número de Reynolds, y utilizando los tres conceptos importantes: área hidráulica (A), perímetro mojado (P), radio hidráulico(R); y la fórmula de Darcy-Weisbach para calcular las pérdidas por fricción, mediante la relación:

$$h_f = f \frac{l V^2}{d 2g} \quad (4.23)$$

$$S_f = \frac{h_f}{l} = \frac{f V^2}{d 2g} \quad (4.24)$$

donde:

- f factor de fricción, adimensional
- l longitud del tubo en el tramo considerado, en m.
- d diámetro del tubo, en m.
- g aceleración de la gravedad, en m/seg²
- h_f pérdida por fricción, en m
- V velocidad media, en m/s
- S_f gradiente o pendiente de fricción

El factor de fricción ha sido objeto de numerosas investigaciones, como tal existen muchas fórmulas experimentales obtenidas en función de la rugosidad relativa y al número de Reynolds.

b) Pérdidas locales.

Los cambios en la configuración longitudinal al ajustarse a la topografía del terreno y a los cambios en la geometría de la sección debido a los distintos dispositivos de alivio y control de descarga, originan pérdidas de energía distintas a la de fricción que es lo que se conoce como pérdidas locales, expresado generalmente como una fracción de la carga de la velocidad, inmediatamente aguas abajo de sitios donde se produjo la pérdida. La expresión matemática general es:

$$h_f = K (V^2/2g) \quad (4.25)$$

h_f pérdida de energía en m.
 K coeficiente adimensional que depende del tipo de pérdida que se trate.
 $V^2 / 2g$ carga de velocidad aguas abajo, de la zona de alteración del flujo, en m. (Salvo aclaración en contrario[17]).

De las pérdidas locales la más importante es la de entrada por la magnitud de la pérdida. Siempre que la importancia de la obra justifique podrán ser mejoradas las condiciones de entrada e instalarse en forma de campana o boquillas cónicas, para evitar el efecto de contracción brusca que sufre la vena líquida y la formación de zonas de separación que incrementan el valor de K .

Las pérdidas de este tipo son las siguientes:

i) **Coefficiente de pérdida por entrada.** La pérdida de carga a la entrada es equivalente a la que tiene lugar en un tubo corto. Si h es la carga hidrostática que produce el gasto, V la velocidad media y c el coeficiente de gasto se tiene que:

$$V = c (2gh)^{1/2} \quad (4.26)$$

$$h = V^2 / (c^2 2g) \quad (4.27)$$

La pérdida de carga en la entrada, será igual a:

$$H = (1/c^2 - 1) V^2 / 2g \quad (4.28)$$

$$H = K_0 V^2 / 2g \quad (4.29)$$

En sifones, el coeficiente de resistencia de entrada K_0 es función de la forma de entrada. La siguiente tabla muestra los valores medios para los diferentes tipos de entrada.

Tabla No 4.2 Valores medios de c y K₀

Para entrada de borde agudo o vivo (K = 0.78 -1.00)	c= 0.82	K ₀ = .50
Para entrada achaflanadas (K = 0.5)		
Para entrada ligeramente redondeada	c= 0.90	K ₀ = .23
Para entrada en boca de campana (con r/D > 0.15, K = 0.04)	c= 0.98	K ₀ = 0.04

Fuente: " Manual de Hidráulica para resolución de problemas de hidráulica" por Horace Willians King

ii) **Coefficientes de pérdida por válvulas de compuerta.** Estas varían de acuerdo al tipo y para diferentes posiciones. Los distintos valores de coeficiente de pérdida son presentados en casi todos los textos de Hidráulica Aplicada, y generalmente en función del diámetro del conducto. Para obtener estos valores se utilizo la tabla siguiente [17]:

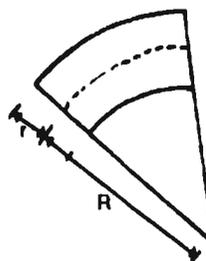
Tabla 4.3 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta

D mm		25	100	150	300	900
Valores de c	0.95			850	6780	
	0.9			215	165	
	0.8			47	35	28
	0.75	32	16			
	0.7			16	12	9
	0.6			7	5.5	4
	0.5	4.1	2.6	3.3	2.7	1.8
	0.4			1.7	1.3	
	0.3			1.05	0.65	
	0.25	0.23	0.14			
	0.2			0.68	0.29	
	0	0.23	0.14			

Fuente: Tabla 8.11 "Hidráulica General" Sotelo G[17].

iii) **Coefficiente de pérdidas por cambio de dirección.** En estas condiciones se produce el efecto de curva. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación en el lado interior, y aumentos de presión en el lado exterior. Para cambios de dirección gradual según Hinds, se puede usar la siguiente:

$$K = \left[0.13 + 185 \left(\frac{r}{R} \right)^{3.5} \right] \sqrt{\alpha / 180^\circ}$$



(4.30)

vi) **Coefficiente de pérdidas por válvulas de retención o de check.** Estas dependen del diámetro y el grado de abertura. Se tiene el cuadro siguiente:

Tabla 4.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de retención completamente abiertas

D en m	K
0.05	18
0.075	11
0.10	8
0.15	6.5
0.20	5.5
0.25	4.5
0.30	3.5
0.35	3.0
0.40	2.5
0.50	0.8

4.6 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SIFÓN

4.6.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

El cálculo del diámetro de las tuberías, en general, resulta estacionariamente indeterminado, dando lugar a muchas variantes y criterios en su solución. Una de las formas de salvar este problema consiste en introducir la condición de que la tubería tenga un costo mínimo (criterio de diámetro económico). Por lo mismo dentro de esta línea también existen evaluaciones refinadas como la mencionada y también las menos refinadas pero suficientes para un diseño preliminar. Así se tiene las propuestas por Mnesman Röhren Werke para el diámetro económico (fórmulas de Bundschu) explicitadas por Sotelo [17]. Otro de los criterios, también igualmente muy empleados, es el criterio del diámetro óptimo que se sustenta en la eficiencia hidráulica del sistema a calcular. Para ello, se considera la ecuación general de circulación y las fórmulas experimentales para llegar a la solución mediante aproximaciones sucesivas sobre la base de valores asumidos. Uno de los criterios que se enmarca dentro de ésta línea como sostiene Sotelo [17] y el más sencillo es el de especificar la velocidad más económica en el tubo.

Se transcribe la tabla 9.4 de la mencionada referencia.

Tabla 4.5: Velocidad media más económica en tuberías, m/s

Tuberías de succión en bombas centrífugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua (<70°C)	0.5 a 1
Tuberías de descarga en bombas	1.5 a 2
Redes de distribución para agua potable e industrial	
Tuberías principales	1 a 2
Tuberías laterales	0.5 a 0.7
Tuberías muy largas	1.5 a 3
Tuberías en instalaciones hidroeléctricas con turbinas	
Con inclinación y diámetro pequeño	2 a 4
Con inclinación y diámetro grande	3.6 a 8
Horizontales y gran longitud	1 a 3

Fuente: Tabla 9.4 "hidráulica General" Sotelo G.

También, es igualmente importante evitar "las grandes variaciones de presión, o las vibraciones que acompañan a las grandes velocidades y ocasionan desperfectos en la juntas". Al respecto, Domínguez [3] propone valores de velocidades medias y gastos máximos ordinariamente admisibles -excepto para las centrales hidroeléctricas- el que se transcribe para tener una referencia comparativa en los cálculos.

Tabla 4.6: Velocidades medias y gastos máximos

D (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.05	0.60	0.0012
0.10	0.80	0.0060
0.20	1.00	0.0300
0.40	1.30	0.1650
0.60	1.60	0.4500
0.80	1.80	0.9000
1.00	2.00	1.5000
1.50	2.40	4.2000
2.00	2.70	8.4000
2.50	3.00	15.0000
3.00	3.25	22.7000
3.50	3.50	34.0000

En función a los valores anteriores, es conveniente considerar una velocidad dentro de un rango de 2 a 3.5 m/s, para el diseño del sifón.

En general, para utilizar cualquiera de los criterios en el diseño de los diámetros, se deben tomar en cuenta las consideraciones siguientes:

a) En conductos, el costo de la tubería es proporcional a su longitud, y función de su espesor, el espesor es función del diámetro y de la presión en la tubería; el costo de la instalación crece con el diámetro, este último es un aspecto importante frecuentemente soslayado; sin embargo, al proyecto interesa el costo de la tubería instalada.

b) Por otro lado, “a mayor diámetro serán menores las pérdidas hidráulicas y por consiguiente la posibilidad de obtener una potencia mayor si es el caso o mayor caudal. Contrariamente sucede en tuberías de menor diámetro, pero en éstas últimas el costo de la tubería es menor y menores serán las anualidades de amortizaciones que se debe pagar.” [9].

c) Por lo tanto cuando se trata de determinar el diámetro más conveniente que produzca la máxima economía, se considera al cálculo de diámetros poco diferentes entre sí, dentro de un margen admisible de velocidades (2 a 8 m/s cuando incluye a centrales hidroeléctricas), luego se establece los costos totales de la tubería, que considera los costos de instalación, mantenimiento y servicios (por ejemplo, energía eléctrica para bombas), o en su defecto, según el caso, estableciendo los costos de la tubería y de la energía perdida por concepto de resistencia hidráulica. La suma de estos valores da una curva cuyo mínimo corresponde al diámetro económicamente conveniente o simplemente diámetro más económico o “más conveniente”. En este criterio, es importante considerar que al aumento de presión se debe aumentar el espesor o disminuir el diámetro, encontrándose que para la mayoría de los casos la solución más conveniente es la segunda, siendo una excepción en los sifones.

4.6.2 CALCULOS PRELIMINARES.

a) Condiciones de cálculo.

Para el cálculo del diámetro del sifón se debe conocer lo siguiente:

i) Caudal de descarga (Q).

Esta determinado de acuerdo al potencial hidrológico de la cuenca y a las condiciones de la demanda. En esta última, dependiendo de los alcances del proyecto, puede ser para satisfacer la demanda total o parcial del proyecto.

ii) Longitud total (L).

Obtenida de la geometría longitudinal final del sifón. Durante el cálculo es móvil, porque va modificándose de acuerdo a los ajustes en el proceso de obtención del diámetro.

iii) Tipo de entrada.

Puede adoptarse en función a las características del proyecto, cualquiera de las formas de entrada mencionadas en el inciso 4.5.4

El cálculo del diámetro, se efectuará para las diferentes posiciones críticas que soportará el sifón de acuerdo a los niveles de agua en la laguna. Estas posiciones críticas, se presentan para las siguientes condiciones:

Condición 1: Nivel mínimo aprovechable y variables en la laguna.
 Condición 2: Nivel máximo a una cota superior a la de la boquilla.

Adicionalmente se considera los siguientes premisas:

- Diámetro constante.
- Gasto conocido.
- Geometría del sistema conocido: H y Z , inicialmente propuestos en base a la configuración topográfica.
- Material de la tubería conocida: Rugosidad absoluta (ϵ)

b) **Determinación de la ecuación general de movimiento (velocidad de circulación).**

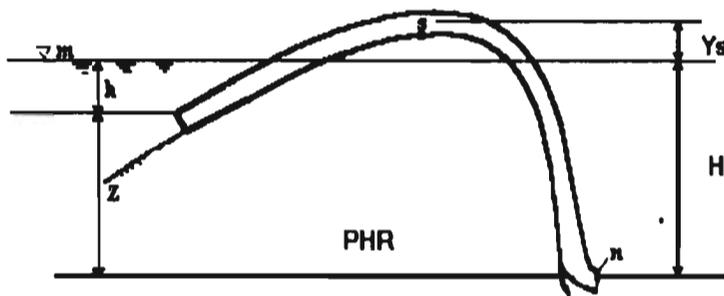


Fig.4.3. Representación idealizada del sifón.

Aplicando la ecuación de energía entre las secciones m y n.

$$E_m = E_n + \Delta E \quad (4.31)$$

$$E_m = H \quad (4.32)$$

$$E_n = \frac{V_n^2}{2g} \quad (4.33)$$

$$\Delta E = h_{Tn} \quad (4.34)$$

Reemplazando valores en (4.31) se obtiene la **ecuación general de movimiento**, siguiente:

$$H = \frac{V_n^2}{2g} + \sum h_{fn} + \sum h_{Ln} \quad (4.35)$$

donde:

$\sum h_{fn}$ pérdidas totales por fricción

$\sum h_{Ln}$ pérdidas locales totales.

Desarrollando la ecuación de circulación (4.35), se obtiene:

$$H = \frac{V_n^2}{2g} + \left[f_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots + K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right] \quad (4.36)$$

Para las condiciones iniciales planteadas (diámetro constante) se considera, que :

$$\begin{aligned} D_1 = D_2 = D_3 = \dots &= D \\ f_1 = f_2 = f_3 = \dots &= f \\ V_1 = V_2 = V_3 = \dots &= V \\ L_1 + L_2 + \dots + L_i &= \sum L_i \end{aligned} \quad (4.37)$$

$$K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots + K_i \frac{V_n^2}{2g} = \frac{V_n^2}{2g} \sum_{i=1}^n K_i$$

Remplazando estos valores en la ecuación general, se obtiene la **velocidad de circulación en el sifón**.

$$H = \frac{V_n^2}{2g} \left[1 + \frac{f}{D} \sum L_i + \sum K_i \right] \quad (4.38)$$

$$V_n = \left[\frac{2gh}{\left(1 + \frac{f}{D} \sum L_i + \sum k_i \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.39)$$

$$Q = V_n \cdot A. \quad (4.40)$$

4.6.3 DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO ÓPTIMO.

Tradicionalmente, para la obtención del diámetro óptimo cuando se presenta un tipo de problema de la clase III [12], cuando es conocido los parámetros básicos: velocidad del flujo, longitud, rugosidad (ϵ), altura de carga y propiedades del fluido, se efectúa los siguientes pasos:

- Estimar f , con base al tipo de material de la tubería
- Efectuar la 1° estimación de D . Para ello se deduce de la ecuación (4.38) una relación aproximada, considerando únicamente como valor significativo las pérdidas por fricción.

$$H = \frac{V_n^2}{2g} \left(1 + \frac{f}{D} L \right) \approx \frac{V_n^2}{2g} \left(\frac{f}{D} L \right)$$

$$V_n = \sqrt{\frac{2gHD}{fL}}$$

De un modo más preciso, como:

$$V_n = C \sqrt{\frac{2gHD}{fL}} \quad D = C' \left[\frac{0.0826Q^2 Lf}{H} \right]^{\frac{1}{5}} \quad (4.42)$$

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D^2}{4}$$

C' = Varía de 1.05 a 1.15.

$$Q = C \frac{\pi}{4} \left(\frac{2gH}{fL} \right)^{\frac{1}{2}} D^{\frac{5}{2}} \quad (4.41)$$

c) Estimar Re (No. de Reynolds), ϵ/D (cociente de rugosidad relativa).

$$Re = 4Q / (\pi D \nu) \quad \text{número de Reynolds} \quad (4.43)$$

$$\frac{\epsilon/D}{\text{rugosidad relativa}}$$

d) Determinar coeficiente de fricción (f).

La ecuación explícita desarrollada por P. K. Swamee y A.K. Jain (1976) [12] es una forma más rápida y precisa para determinar este coeficiente. Esta ecuación produce valores para f que se encuentran en la zona de transición y de turbulencia completa ($Re > 4000$).

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.44)$$

Para flujo de turbulencia completa, es decir cuando Re tiende a infinito : $R \rightarrow \infty$, se tiene:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} \right) \right]^2} \quad (4.45)$$

e) Con f nuevo, se calcula:

$$V, \quad D = [4Q / (\nu \pi)]^{1/2}, \quad f \quad (4.46)$$

hasta lograr que f no tenga variación significativa con el anterior. Obteniéndose así el diámetro óptimo.

4.6.4 DIÁMETRO COMERCIAL: CRITERIO DEL PARÁMETRO OPTIMIZADOR

El criterio del parámetro optimizador es una variante del criterio del diámetro óptimo. Consiste en el cálculo del diámetro comercial mediante la obtención del parámetro F_0 dado las características geométricas de los diámetros comerciales y la velocidad más conveniente. Este criterio consiste en lo siguiente:

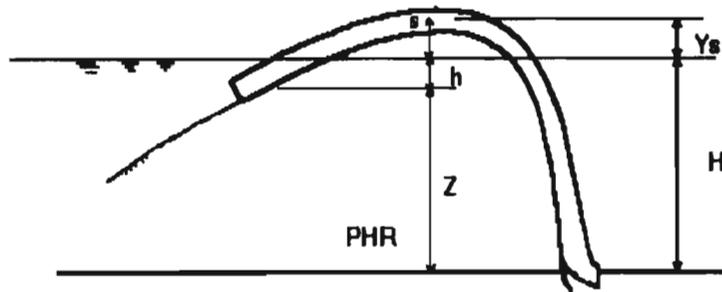


Fig. 4.4 Idealización del sifón considerando h

Según Schafer[19], la presión en la cima del sifón está dada por la siguiente expresión, cuya deducción será expuesto más adelante (inciso 4.6.5).

$$\frac{p_s}{\gamma} = -Y_s - h'_{ts}$$

$$h'_{fs} + h'_{ts} = -Y_s - \frac{p_s}{\gamma} \quad (4.47)$$

$$h'_{fs} + h'_{ts} = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{f}{D} l_s + \sum K_s \right) \quad (4.48)$$

De las ecuaciones (4.47) y (4.48) se obtiene la igualdad, siguiente:

$$\left(\frac{f}{D} l_s + \sum K_s \right) = \frac{2g}{V^2} \left(-Y_s - \frac{p_s}{\gamma} \right) \quad (4.49)$$

Considerando relación la relación siguiente:

$$\left(\frac{f}{D} l_s + \sum K_s \right) = F_0$$

Se obtiene:

$$F_0 = \frac{2g}{V^2} \left(-Y_s - \frac{p_s}{\gamma} \right) \quad \text{factor de optimización} \quad (4.50)$$

donde:

- Y_s altura de descebado (altura del ramal de entrega)
- $\frac{p_s}{\gamma}$ carga de presión mínima permisible (manométrica) en la cima del sifón, en m.

Procedimiento

La obtención del diámetro comercial mediante el criterio del parámetro optimador, se efectúa siguiendo la secuencia siguiente:

- Determinar los coeficientes de pérdidas locales K, para cada tipo de diámetro comercial designado.
- Se calculan el factor de fricción y F_0 , con las relaciones siguientes y la relación (4.50):

$$Re = \frac{4.Q}{\pi.D.v}$$
$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon / D}{3.7} \right) \right]^2}$$

- Determinar la diferencia de niveles H y la longitud L del sifón, por aproximaciones sucesivas a través de la ecuación general de movimiento.
- Encontrar la relación de V y F_0 , que permite aproximarse al diámetro comercial. Esta relación se aprecia en el siguiente gráfico.

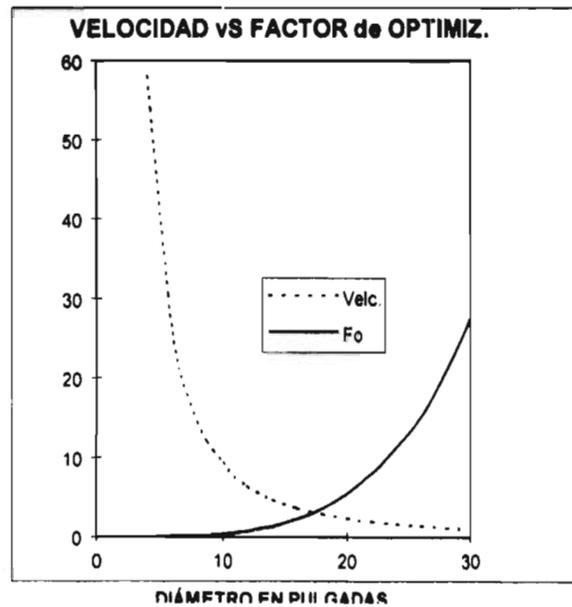


Fig. 4.5 Diagrama de Velocidad vs Factor de Optimización

De la figura anterior se concluye, que:

- La movilidad de la curva F_0 , está en función de Y_s . Cuando Y_s disminuye, se obtiene un diámetro menor y mayor velocidad. Contrariamente sucede cuando Y_s aumenta.

- De acuerdo a lo anterior, la elección del diámetro comercial será en función de Y_s , y en compatibilidad a la velocidad previamente determinada (económica o permisible).
- La sensibilidad del factor F_0 , debido al cuadrado de la inversa de la velocidad, en diámetros menores es sumamente significativa para pequeños valores. Esta variabilidad, se debe tomar en consideración en los cálculos.

4.6.5 ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE ASPIRACIÓN Y SALIDA. CARGA DE PRESIÓN EN LA CIMA DEL SIFÓN Y SU RELACIÓN CON EL RAMAL DE ASPIRACIÓN .

a) CRITERIO SCHÄFER.

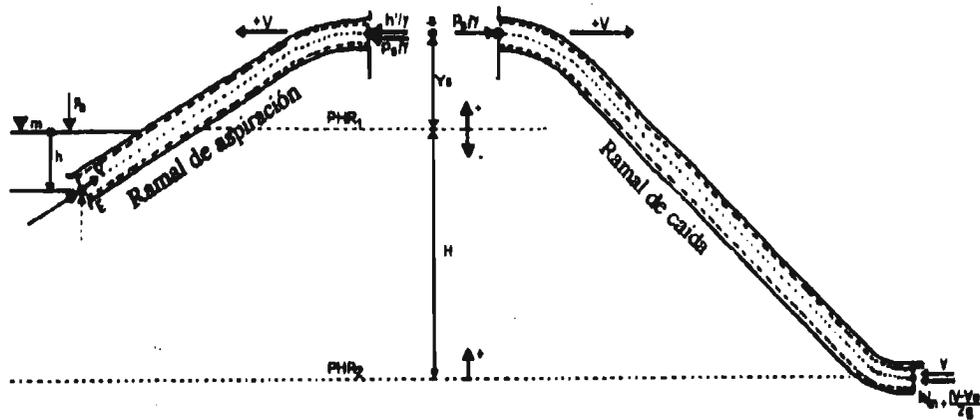


Fig.4.6 Equilibrio hidrodinámico del sifón.

Ramal de aspiración.

Equilibrio hidrodinámico con referencia a PHR_1

$$-h + h + \frac{V^2}{2g} = \frac{p_s}{\gamma} + h'_{ls} + h'_{fs} + \frac{V^2}{2g} + Y_s$$

$$Y_s = -\frac{p_s}{\gamma} - h'_{ls} - h'_{fs} \quad (4.51)$$

$$\frac{p_s}{\gamma} = -Y_s - h'_{ls} - h'_{fs} \quad (4.52)$$

donde:

- Y_s altura máxima del ramal de aspiración (altura de descebado)
- h'_{fs} pérdida de carga total por rozamiento en el ramal de aspiración (E-S)
- h'_{ls} total de pérdidas locales en el tramo (E - S)

$\frac{p_s}{\gamma}$ presión dentro del conducto en la cima del sifón, en columna de agua (m).

De la relación (4.52) se concluye que la altura de elevación ha de ser notablemente menor que la presión atmosférica expresada en columna de agua. Es posible lograr mayor valor de Y_s minimizando las pérdidas en éste primer tramo. Según Schäfer [19], la presión $(p_s/\gamma)_{abs}$ no debe ser inferior a 2 m.

Ramal de caída

Equilibrio hidrodinámico con referencia a PHR_2

$$(H + Y_s) + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} + h'_{fn} + h'_{in} + \frac{(V - V_0)^2}{2g}$$

Considerando para las condiciones del problema, lo siguiente:

$$\begin{aligned} V_0 &= 0 \\ h'_{in} &= h'_{fn} + h'_{in} \end{aligned} \quad (4.53)$$

Se obtiene:

$$(H + Y_s) = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} \quad (4.54)$$

$$H = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} - Y_s \quad (4.55)$$

donde:

$$\frac{(V - V_0)^2}{2g} \quad \text{pérdida por choque entre dos fluidos al momento de salir, donde } V_0 = 0$$

$(H + Y_s)$ representa la altura práctica total de caída máxima, de lo contrario se rompe la columna líquida.

H representa la diferencia de nivel entre la laguna y la salida del sifón.

h'_{fn} pérdida de carga por rozamiento en el ramal de entrega (s,n)

h'_{in} total de pérdidas locales dentro del tramo (s,n)

h'_{in} pérdidas de carga totales dentro del ramal de salida

Validación de las relaciones anteriores.

De la solución de las ecuaciones (4.52) y (4.55) obtenidas para el ramal de aspiración y de caída, se obtiene la ecuación general de circulación, que confirma la validez de las dos ecuaciones para un fluido estacionario.

$$H = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} - \left(-\frac{p_s}{\gamma} - h'_{is} \right)$$

$$H = \frac{V^2}{2g} + h'_{in} + h'_{is}$$

$$h_{Tn} = h'_{in} + h'_{is} = \sum h_{fn} + \sum h_{Ln} \quad \text{pérdidas de carga totales dentro del sistema (sifón)} \quad (4.56)$$

$$h'_{is} = h'_{fs} + h'_{ls} \quad \text{pérdidas de carga totales dentro del ramal de aspiración.}$$

$$h'_{in} = h'_{fn} + h'_{ln} \quad \text{pérdidas de carga totales en el ramal de salida}$$

$$H = \frac{V^2}{2g} + \sum h_{fn} + \sum h_{Ln} \quad \text{ecuación general de circulación en el sifón}$$

Lo cual demuestra la conformidad teórica de las ecuaciones anteriores

b) CRITERIO: SOTELO, STREETER Y OTROS.

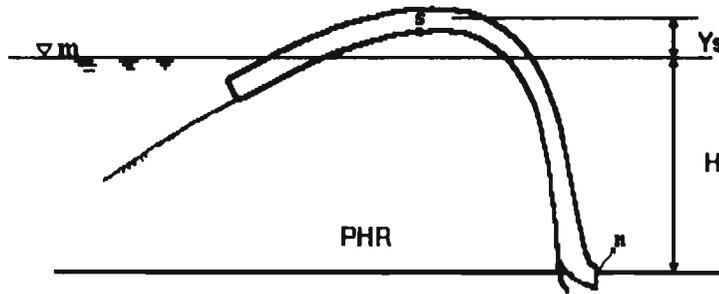


Fig.4.7

Ramal de aspiración.

Aplicando la ecuación de energía entre s y n , una vez resuelta o determinada el valor de H.

$$E_m = E_s + \Delta E_s$$

$$H = H + Y_s + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} + h'_{fs} + h'_{ls}$$

$$Y_s = -\left(\frac{p_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} + h'_{is}\right) \quad (4.57)$$

$$\frac{p_s}{\gamma} = -\left(Y_s + \frac{V_s^2}{2g} + h'_{is}\right) \quad (4.58)$$

De la relación anterior se puede concluir lo siguiente:

- Los parámetros más significativos son Y_s y la carga de velocidad. La presión en la cima es negativa y decrece con Y_s y $V^2/2g$. Si este valor es menor que la presión de vapor en s, entonces la presión puede tomarse como la presión de vapor, lo que implica la rotura del vacío que produce el flujo y la consiguiente paralización de las operaciones. El aire y otros gases, por presiones bajas se acumulan en la cima, reduciendo la longitud de la columna de líquido del lado derecho.

- Es posible lograr un valor máximo permisible de Y_s , minimizando las pérdidas y disminuyendo la velocidad. Esto implica considerar mayor diámetro. Contrariamente, los tubos de menor diámetro no son adecuados para ser considerados en el diseño de sifones como estructuras de descarga con altura de descebado Y_s considerable. Situación que obliga a buscar un equilibrio entre V y D para generar un Y_s adecuado (requerido).

Ramal de caída

Ecuación de energía entre s y n

$$E_s = E_n + \Delta E$$

$$(H + Y_s) + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{V_n^2}{2g} + h'_{in}$$

$$(H + Y_s) = \frac{p_{vac}}{\gamma} + h'_{in} \quad (4.59)$$

$$H = \frac{p_{vac}}{\gamma} + h'_{in} - Y_s \quad (4.60)$$

Considerando como presión manométrica, se obtiene:

$$(H + Y_s) = h'_{in} - \frac{p_s}{\gamma} \quad (4.61)$$

$$H = h'_{in} + h'_{in} - \frac{p_s}{\gamma} - Y_s \quad (4.62)$$

donde:

$$\frac{p_{vac}}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} - \frac{p_s}{\gamma}$$

$\frac{P_a}{\gamma}$ presión atmosférica en columna de agua
 $(H + Y_s)$ representa la altura total de caída.

H representa la diferencia de nivel entre la laguna y la salida del ramal de entrega.

Validación de las relaciones anteriores

Remplazando la ecuación (4.58) en (4.62)

$$H = h'_{in} - Y_s + Y_s + \frac{V_s^2}{2g} + h'_{is}$$

$$H = \frac{V_s^2}{2g} + h'_{in} h'_{is}$$

$$H = \frac{V_s^2}{2g} + h_{\eta}$$

Que nos confirma la validez de las ecuaciones para un fluido estacionario

4.6.6 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA MÁXIMA SOBRE LA CIMA DEL SIFÓN.

Por simple inspección, una economía cada vez mayor se podría conseguir adicionando la altura de carga H a partir de la cima del sifón, pero esto tiene un límite y está en función de la presión de vacío máximo en el interior del sifón, como se demuestra a continuación:

CRITERIO SCHÄFER

a) Máximo valor de δH

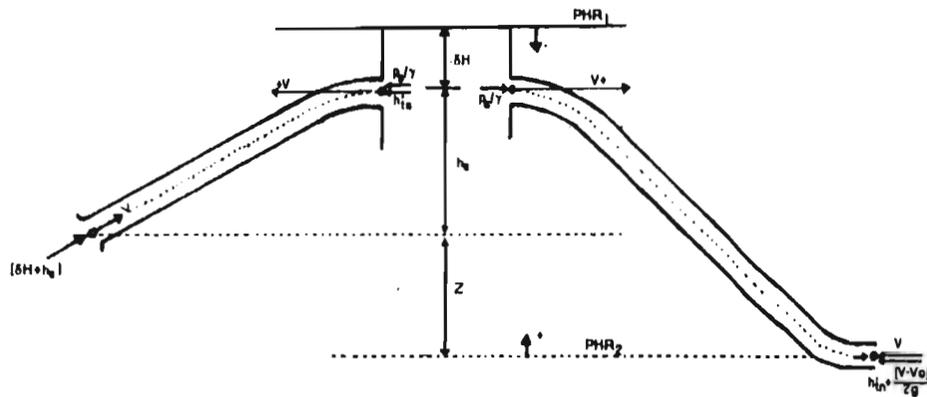


Fig. 4.8 Equilibrio hidrodinámico considerando incremento de altura δH

Equilibrio hidrodinámico con referencia a PHR₁

$$-(\delta H + h_s) + (\delta H + h_s) + \frac{V^2}{2g} = -\delta H + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + h'_{is}$$

$$\delta H = \frac{p_s}{\gamma} + h'_{is} \quad (4.63)$$

$$(\delta H)_{max} = \left| \frac{p_s}{\gamma} + h'_{is} \right| \quad (4.64)$$

$(\delta H)_{max}$ = Valor máximo que debe tomar δH , para $(p_s/\gamma)_{min}$

b) Altura total del ramal de entrega

Equilibrio hidrodinámico con referencia a PHR₂

$$(Z + h_s) + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} + h'_{in} + \frac{(V - V_0)^2}{2g}$$

$$(Z + h_s) = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} \quad \text{altura máxima.} \quad (4.65)$$

$$Z = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} - h_s \quad \text{valor máximo para Z} \quad (4.66)$$

c) Validación de las ecuaciones anteriores

De la solución de las ecuaciones (4.63) y (4.65), se obtiene:

$$(Z + h_s) = h'_{in} - \delta H + h'_{is} + \frac{V^2}{2g}$$

$$(Z + h_s + \delta H) = h'_{in} + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = \frac{V^2}{2g} + h'_{in} \quad \text{ecuación general de circulación}$$

d) Variación de presiones en el ramal de entrega (método tradicional).

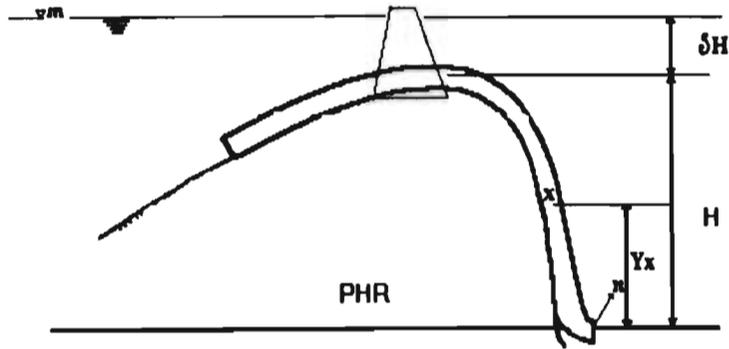


Fig.4.9 Esquema idealizado considerando δH

Energía entre m y x

$$H + \delta H = Y_x + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{V_x^2}{2g} + \sum h'_{i,x} \quad (4.67)$$

$$\frac{p_x}{\gamma} = (\delta H + H) - Y_x - \frac{V_x^2}{2g} - \sum h'_{i,x} \quad \text{modelo para determinar la variación de} \quad (4.68)$$

presiones a lo largo del ramal de entrega

Para $Y_x = 0$, resulta $\frac{p_n}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} = 0$

Para $Y_x = H$, resulta $\delta H = \frac{V_x^2}{2g} + \sum h'_{i,x} + \frac{p_x}{\gamma}$

$$(\delta H)_{max} = \left| \frac{V^2}{2g} + h'_{i,s} + \left(\frac{p_x}{\gamma} \right)_{min} \right| \quad (4.69)$$

Observaciones

- En el método clásico, la presión absoluta en un punto cualquiera del ramal de entrega esta en función de la velocidad y pérdida de carga total en dicho punto.

- En general, vemos que la "presión mínima ocurre cuando la distancia entre la línea de energía hidráulica y la tubería es máxima". Para el punto s (crítico), tendremos:

$$(p_x/\gamma)_{min} = \delta H - V^2/2g - \sum h'_{i,s}$$

- El incremento de altura máxima δH , se da para un $(p_x/\gamma)_{min}$, la cual se presenta en la garganta del sifón.

4.6.7 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA TUBERÍA

a) Esfuerzos circunferenciales y longitudinales.

Teóricamente en recipientes cilíndricos los esfuerzos circunferenciales son mayores a las longitudinales por lo que son las que gobiernan el diseño. En base al diagrama del cuerpo libre y a las leyes de la estática, se obtiene la relación teórica siguiente:

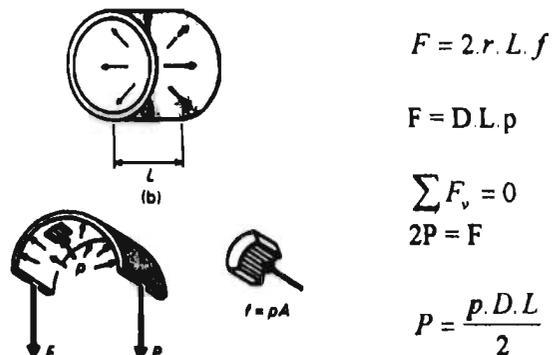
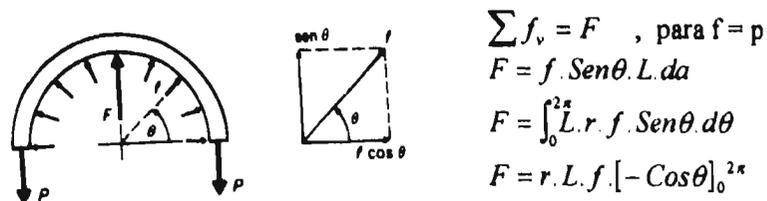


Fig.4.10

Las ecuaciones:

$$F = D \cdot L \cdot p \quad (4.70)$$

$$P = \frac{p \cdot D \cdot L}{2} \quad (4.71)$$

donde:

- F fuerza resultante de la presión interna del fluido, en N
- p presión interna del fluido, en N/m^2
- P fuerza interna en las paredes del cilindro.
- D diámetro del cilindro, en m.
- L longitud de la sección considerada, generalmente, en m.

El esfuerzo en las paredes de la sección considerada es:

$$\begin{aligned}\sigma &= P/A \\ \sigma &= P/(t L)\end{aligned}\quad (4.72)$$

A = t L área sobre la que actúa la fuerza
L longitud considerada

Combinando las ecuaciones (4.71) y (4.72), se obtiene:

$$\sigma = p D / (2 t) \quad \text{esfuerzo circunferencial teórico en un cilindro.} \quad (4.73)$$

Para fines prácticos, el espesor puede ser calculado -como lo consideran la mayoría de los autores- mediante las expresiones siguientes:

$$t = k [p D / (2 f_s)] + t' \quad \text{para } D/t \geq 50 \quad (4.74)$$

$$t = p D / (2 f_s) \quad \text{para } D/t < 50 \quad (4.75)$$

donde:

k coeficiente de seguridad por soldadura y otros, varía de 1.10 a 1.50 de acuerdo a la importancia de la obra.

t' incremento de espesor por sobrepresión, varía de 1.5 mm a 5 mm.

f_s esfuerzo de trabajo del acero.

b) Presiones internas con aguas máximas.

Al respecto puede distinguirse dos conceptos:

i) Presión de circulación en flujo permanente. De acuerdo a lo visto anteriormente, la presión negativa máxima (manométrica) se produce en la cima del sifón.

ii) Presión estática del agua. Esta sin mayor análisis se produce al pie del ramal de caída. Además, para un cierre brusco de la válvula de regulación tipo compuerta, se produce una sobrepresión adicional (golpe de ariete). Pero, debido a la altura de carga pequeña este aspecto no es significativo y no amerita ser considerado en los análisis.

La presión estática al pie del ramal está dado por:

$$p = \gamma H \quad (4.76)$$

De las mencionadas, la que gobierna en los cálculos es la presión interna con mayor valor absoluto

4.7 INSTALACIÓN DE UNA BATERÍA DE SIFONES

El diseño de una batería de dos sifones gemelas o de tres sifones, se efectúa siguiendo la metodología empleada para un sifón, con la consideración de que el caudal total de cálculo es fraccionado en dos y tres partes de acuerdo al número de sifones a ser considerado. Para la instalación de una batería de sifones, no existe condiciones especiales. Sin embargo, se debe tener presente de las vibraciones que generan al momento del arranque inicial, las cuales pueden resultar muy perjudiciales, principalmente, para los sistemas de anclaje.

4.8 CRITERIO DE SELECCIÓN DE LA MEJOR OPCIÓN

4.8.1 GENERALIDADES

La decisión por una o más tuberías depende del análisis técnico-económico. Lo técnico contempla el rango de máximos y mínimos impuestos por los factores externos (presión atmosférica, longitud de la tubería, etc.) que permitan satisfacer las condiciones de servicio requeridas (volumen requerido y caudal por evacuar). En lo económico, se evalúa las alternativas posibles que permitan satisfacer los objetivos del aprovechamiento hidráulico, tomando en consideración las características especiales del proyecto y de ponderar adecuadamente los costos iniciales altos de dos o más tuberías frente al de una tubería.

Adicionalmente, en la decisión del empleo de una o varias tuberías influirá en forma determinante los requerimientos reales del comportamiento futuro del sifón y los costos de mantenimiento y operación durante la vida útil de la estructura, para un nivel de riesgo mínimo predefinido.

Para lograr una mayor confiabilidad en el funcionamiento de un sistema durante un periodo especificado, es necesario contar con un elemento adicional para eventos extraordinarios, tal es el caso de las centrales hidroeléctricas que cuentan con un generador adicional de reserva. Esta situación, obviamente representa un costo inicial adicional, pero con el tiempo constituye una seguridad en las operaciones y garantía en la entrega oportuna y sostenida de energía eléctrica. Este criterio es empleado en el diseño de la mayoría de obras hidráulicas y permite lograr una mayor confiabilidad de las operaciones.

Otro factor importante a considerar son las ondas que produce el caudal que comienza a fluir intempestivamente por el sifón, que requiere de costosas estructuras de disipación de energía aguas abajo para evitar la socavación y destrucción de la zona de descarga, lo que podría influir en la decisión de optar por la construcción de varios sifones en paralelo en remplazo de uno.

4.8.2 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS PRELIMINARES.

a) La toma de decisión en proyectos de gran magnitud es a través de un procedimiento formal y estructurado basados en la comparación de los beneficios que genera y los costos que requiere para su operación durante un periodo de tiempo, que normalmente se denomina evaluación económica. En proyectos pequeños, puede ser suficiente una apreciación económica a nivel

preliminar, de las posibles alternativas que permitan satisfacer los objetivos del sistema de aprovechamiento hidráulico propuesto.

Por simple inspección, el sistema propuesto en cualquiera de las formas (un sifón o una batería de sifones), siempre seguirá siendo de menor costo en comparación con otras alternativas, como por ejemplo, la de construir una presa de regulación.

b) En cuanto a la utilización de una o varias tuberías, Beuerfeld [9], plantea que el empleo de n tuberías en vez de una encarece en $n^{1.7}$ veces el costo del tubo único.

No de tuberías	1	2	3	4
Costo	1	1.10	1.17	1.22

por otro lado, el costo de una tubería de abasto es “proporcional a su longitud, es también función del espesor, el espesor es función del diámetro” y la presión interna. El costo de instalación crece con el diámetro. En general, para estimaciones preliminares se puede aceptar que el costo de una tubería instalada de diámetro D y de longitud L, sea igual a la relación siguiente [3]:

$$C = \delta L D^n \quad (4.77)$$

donde:

δ coeficiente que varía según la clase de material y las circunstancias comerciales.

n exponente que depende del espesor, del peso, siendo el valor aproximado lo siguiente:

Descripción	n
-Tuberías metálicas, entre	1 y 2
- Tuberías de fundición con $D \leq 0.5m$	1
- Tuberías de fundición con $D > 0.50m$.	2
- Tuberías de hormigón armado	1.5
- Tuberías en greda vidriada	1.2

CAPITULO V . APLICACIÓN

El prototipo elegido para el desarrollo de la presente propuesta es la laguna “La Victoria”, que cuenta con un estudio elaborado en el marco del Proyecto de Desarrollo de Lagunas III etapa y considera la construcción de una presa con una capacidad de almacenamiento de 1.4 Mm^3 de agua con $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ de regulación (descarga). Estos resultados serán tomados en cuenta como referencia comparativa.

5.1 JUSTIFICACIÓN

El objetivo central del presente trabajo es el de proponer y formular una alternativa de aprovechamiento hidráulico viable a un proyecto que considera la construcción de una presa como elemento principal del sistema, elaborado como parte de acciones tendientes al aprovechamiento de pequeñas lagunas localizadas sobre los 4000 msnm para contribuir a la solución del problema de escasez de agua en épocas de estiaje y afianzar la potencia firme de la Central Hidroeléctrica de Yaupi (210 MW).

La alternativa que se plantea consiste en un sistema de aprovechamiento cuyo elemento principal es la construcción de un sifón con muro rígido de almacenamiento, con el cual se pretende dar una solución técnica adecuada y hacer posible su construcción a un costo mínimo en comparación con el planteamiento del proyecto inicial.

La localización de los recursos aprovechables por encima de los 4,000 msnm y la falta de las vías de acceso para el traslado de los materiales y equipos de construcción, han hecho poco viable la ejecución de las presas proyectadas. En cambio, con la presente propuesta cuya característica es la simplicidad de sus elementos, que hace posible su fácil traslado e instalación y adicionalmente con mejores posibilidades de aprovechar un mayor volumen de escurrimiento de la cuenca, se pretende lograr la explotación de estos recursos poco accesibles, con sobradas probabilidades de éxito.

5.2 DESCRIPCIÓN

5.2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA (LAGUNA LA VICTORIA)

Se encuentra localizada en la sierra central del Perú dentro de las coordenadas geográficas siguientes (fig. 5.1):

Latitud sur, entre: $10^{\circ} 51'$ - $10^{\circ} 53'$

Longitud oeste, entre: $75^{\circ} 56'$ - $57^{\circ} 08'$

Altitud, sobre los 4050 msnm.

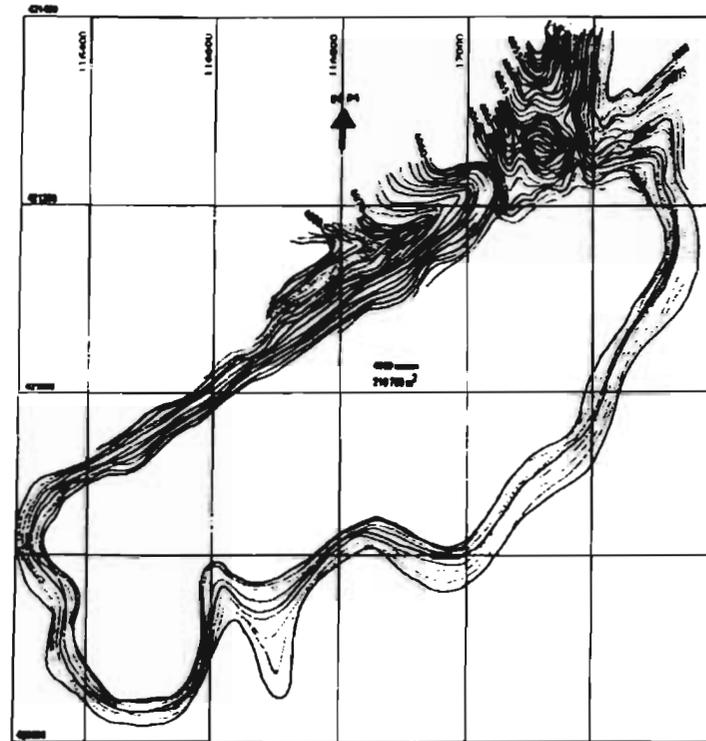
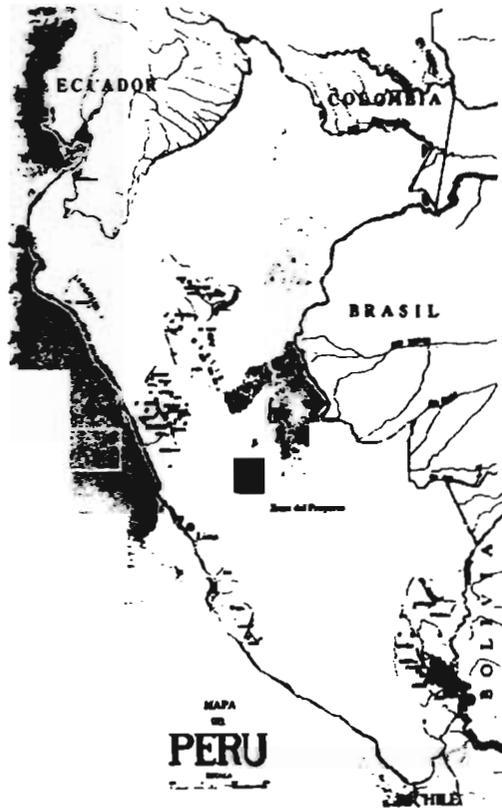


Fig 5.1 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico "La Victoria"

Ubicación geográfica

5.2.2 ACCESO

Por estar ubicado en las cercanías de la carretera de acceso a la CH de Yaupi , cuenta con una trocha de acceso con final cercano al lugar de la obra.

5.2.3 CLIMA

Durante el día varía de 4°C a 18°C, y en las noches baja por debajo de cero (-3°C)

5.2.4 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA CUENCA

Está localizada al pie de una cadena de montañas. El volumen aprovechable aparente es de 1.4 Mm³ de agua acumulados en el periodo hidrológico (nov - abr).

Las características físicas más importantes de la cuenca, son:

- i) Área de la cuenca (A): 4.479 km² .
- ii) Perímetro de la Cuenca(P): 10.10 km.
- iii) Pendiente medio de la cuenca(S): 0.124, se determinó mediante el método Taylor Schwarz.
- iv) Ancho medio de la cuenca (B_m): 1.061 km.
- v) Tipo de corriente. El escurrimiento aguas abajo de la laguna, es del tipo intermitente. Existe circulación de agua solamente en épocas de lluvia. El aporte a la laguna es por escurrimiento de cuenca propia. No tiene tributarios.

Aguas abajo de la boquilla, cuenta con una estación pluviométrica e hidrométrica. Los datos pluviométricos tienen una extensión de 40 años de registros, comprendido de junio 1956 a agosto 1996; en cambio el vertedor de aforo de pared delgada y de sección rectangular, cuenta con registros de enero de 1992 a enero de 1996.

5.2.5 METODOLOGÍA.

El presente capítulo está encaminado a desarrollar el aprovechamiento hidráulico de la laguna La Victoria. Para ello se tiene que efectuar estudios basados en las pesquisas realizadas en los capítulos anteriores, consistentes en:

- a) Estudio hidrológico. Consiste en la determinación del potencial hidrológico de la cuenca.
- b) Generación de muestras sintéticas, para ser utilizados en la simulación hidrológica.
- c) Simulación hidrológica. Determinación de volúmenes y niveles de aprovechamiento, predicción del comportamiento del sistema con base en las diversas alternativas de operación.
- d) Diseño hidráulico del sifón.
- e) Elección de la mejor opción con base en las consideraciones económicas preliminares.
- f) Dimensionamiento final del sistema.

5.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

De acuerdo a la información existente, el volumen de escurrimiento como aporte a la laguna se calculó siguiendo la secuencia descrita en el inciso 2.2 del Capítulo II.

5.3.1 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN BÁSICA.

a) Información hidrológica y su caracterización.

Para lograr el objetivo señalado, se cuenta con la siguiente información:

CuadroN°5.1 Información hidrológica en la zona de estudio.

TIPO DE REGISTRO	ESTACIÓN	LONG DE REGISTRO	OBSERVACIÓN
Lectura limnimétrica	La Victoria	46 meses	Está ubicada aguas abajo de la boquilla de salida de la laguna La Victoria
Datos de precipitación	La Victoria Carhuamayo	41 años 45 años	Carhuamayo está ubicada a 16 km de La Victoria
Evaporación	Carhuamayo	9 años	
Temperatura	Carhuamayo	6 años	

Los registros de la lectura limnimétrica son alturas de cargas de un vertedor de aforo rectangular de pared delgada, instalado aguas abajo de la boquilla de salida de la laguna La Victoria. El vertedor de aforo tiene las siguientes dimensiones.

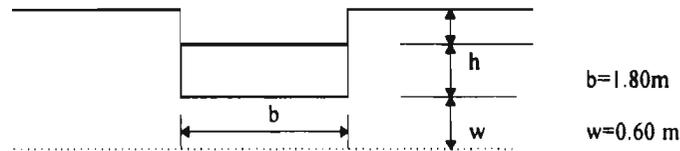


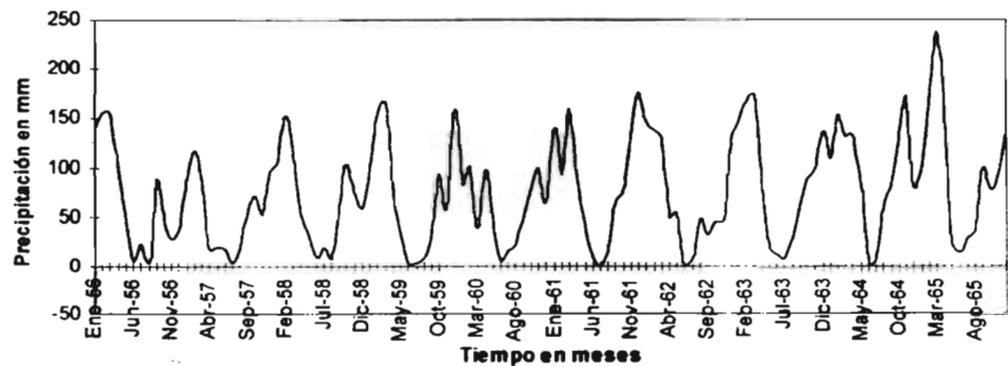
Fig 5.2

El sistema de aprovechamiento hidráulico propuesto será desplantada sobre los 4050 msnm, con temperaturas que oscilan entre los 4°C a 18 °C durante el día, y de -3°C en promedio durante la noche. El diseño se efectuará para la temperatura que produzca en la estructura condiciones críticas de comportamiento (18°C).

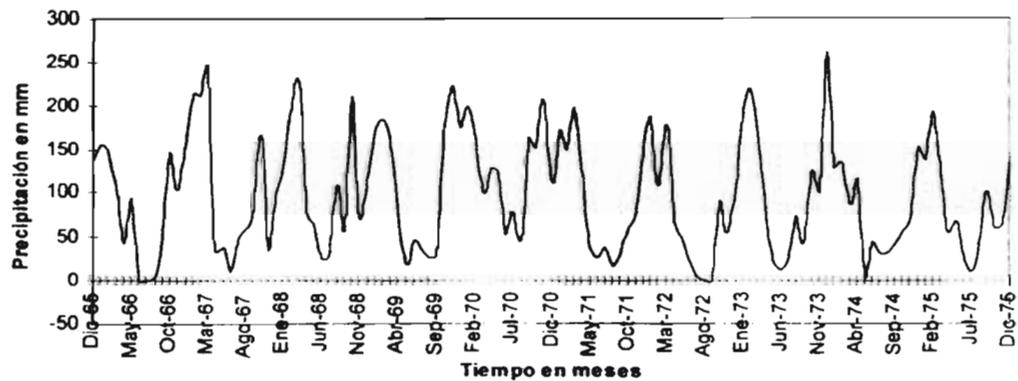
Para abordar el problema hidrológico, de acuerdo al cuadro 5.1, en la zona de estudio se cuenta con información del tipo II: escasa información de descargas, (4 años) y suficiente información de precipitación (40años).

La similitud del comportamiento hidrológico y de rango de valores de la precipitación en las estación La Victoria y Carhuamayo es notable (ver gráficos 5.1 y 5.2). La estación Carhuamayo servirá de base para el tratamiento de datos.

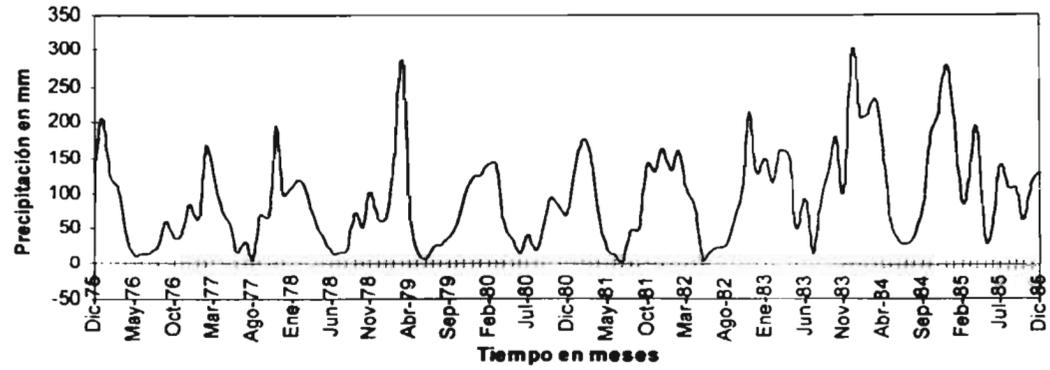
Gráf.5.1a PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN LA VICTORIA



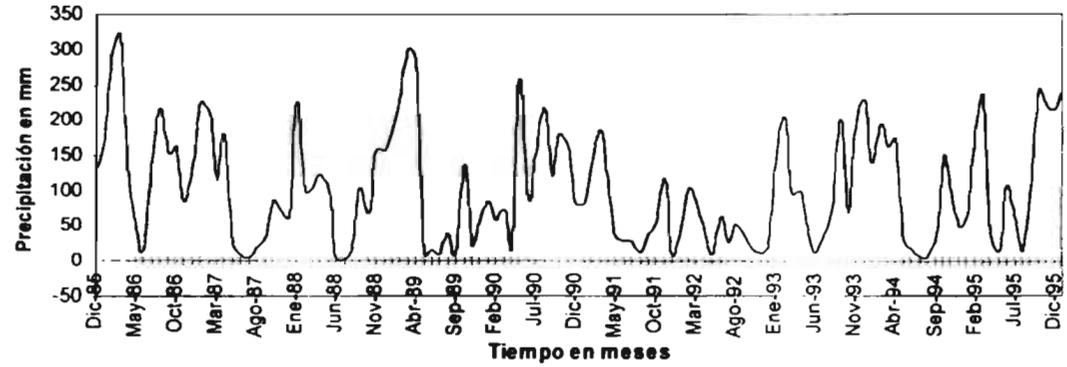
Gráf.5.1b. PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN LA VICTORIA



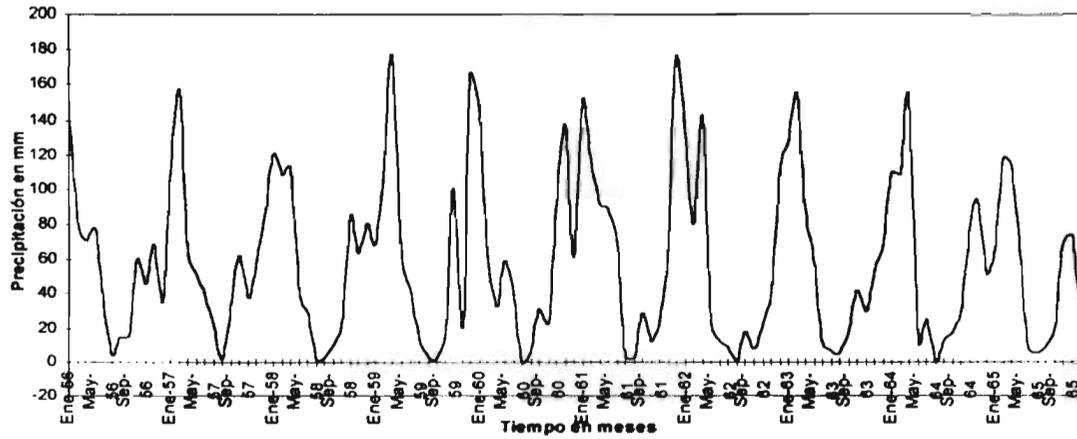
Gráf.5.1c PLUVIOGRAMA DE LA SERIE HISTÓRICA MENSUAL E LA ESTACIÓN LA VICTORIA



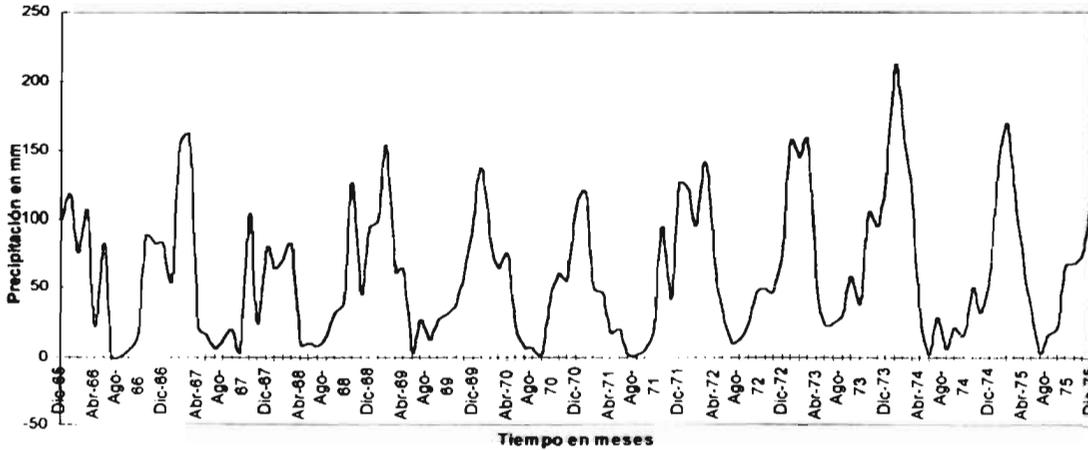
Gráf.5.1d PLUVIOGRAMA DE LA SERIE HISTÓRICA MENSUAL DE LA ESTACIÓN LA VICTORIA



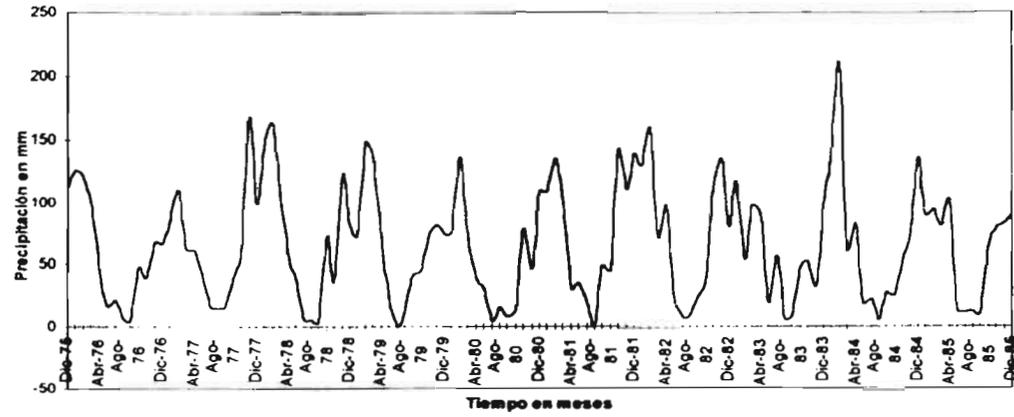
Gráf.5.2a PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO



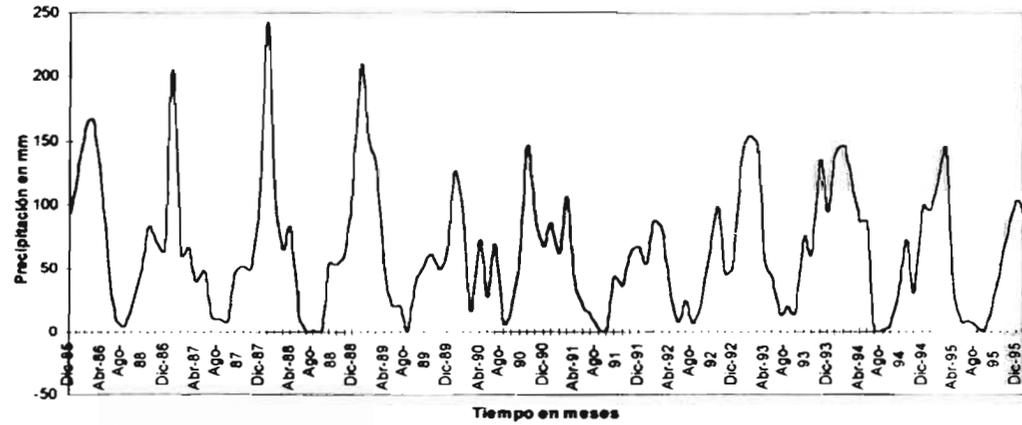
Gráf.5.2b PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO



Gráf.5.2c PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO



Gráf.5.2d PLUVIOGRAMA DE LA SERIE MENSUAL HISTÓRICA DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO



b) Determinación de caudales.

Las descargas de la laguna La Victoria en m³/s, han sido calculadas con los datos de altura de carga registrados en un vertedor de aforo rectangular de pared delgada. Para ello se utilizó el coeficiente de Rehbock, cuya ecuación final del vertedor es la siguiente:

$$Q = c b h^{3/2}$$

$$c = 2.952 \mu$$

$$\mu = \left[0.6035 + 0.00813 \left(h + \frac{0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

$$\text{Para: } b = 1.80 \text{ m}$$

$$w = 0.60 \text{ m}$$

Se obtiene la ecuación final:

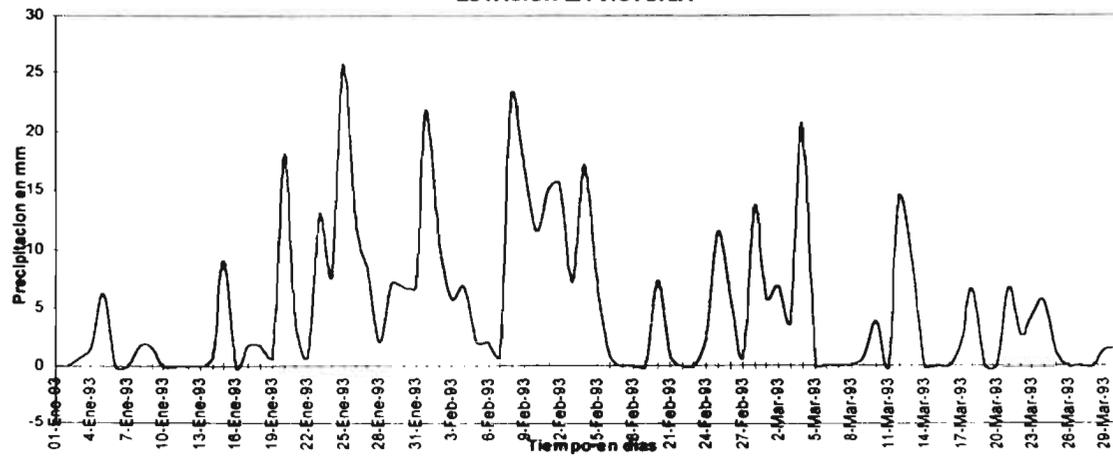
$$Q = [3.20774 + 0.72021(h + 0.0011)] [1 + 0.0011/h]^{3/2} h^{3/2}$$

c) Resultados del análisis de la información básica.

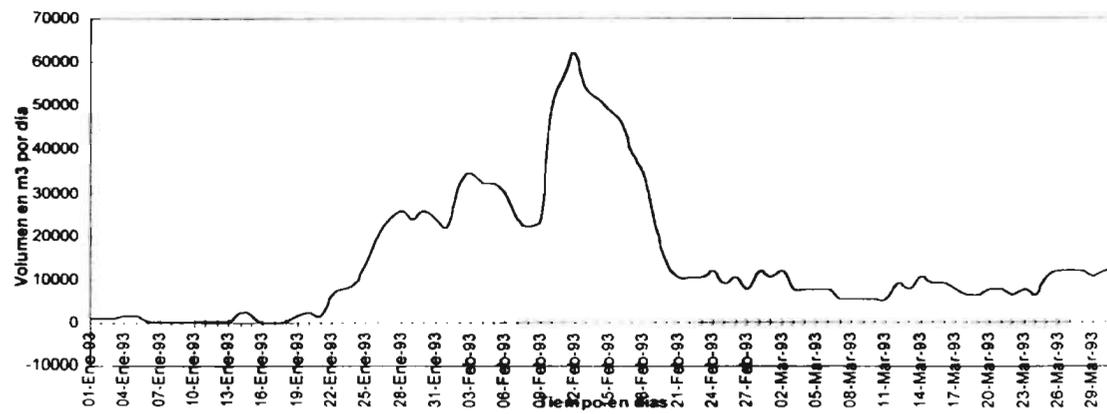
Del análisis visual de la distribución espacial y temporal de toda la información histórica se concluye lo siguiente:

- a) Existe una similitud en el comportamiento meteorológico de las estaciones La Victoria y Carhuamayo. Ella se puede apreciar en los gráficos 5.1 y 5.2.
- b) No se aprecia saltos ni tendencias que modifiquen la ciclicidad de los registros de la estación La Victoria.
- c) Las gráfica (5.3) representan el pluviograma e hidrograma de los registros históricos diarios de la estación la victoria para una tormenta aislada de los meses de enero, febrero y marzo de 1993, en ella se aprecia que las fluctuaciones de las descargas como respuesta a las precipitaciones no son inmediatas a pesar de ser la cuenca muy pequeña. Esto se debe, de acuerdo a lo puntualizado por Yevjevich citado en el capítulo II, al efecto “amortiguador” que produce la laguna y al ingreso de agua no solamente por la precipitación directa, sino, además como en este caso por afloramiento de aguas subterráneas que son muy frecuentes en las épocas de lluvia, situación que hace concluir que no existe una correspondencia diaria entre la causa y el efecto.
- d) En cambio, de acuerdo a los gráficos 5.4 de la cuenca La Victoria, existe una correspondencia mensual bien definida entre la causa (lluvia) y el efecto (descarga) para el periodo base, a excepción de los últimos registros entre junio a diciembre de 95 donde no existe una correspondencia, la cual indujo a verificar su consistencia y determinar las posibles causas de esta distorsión.

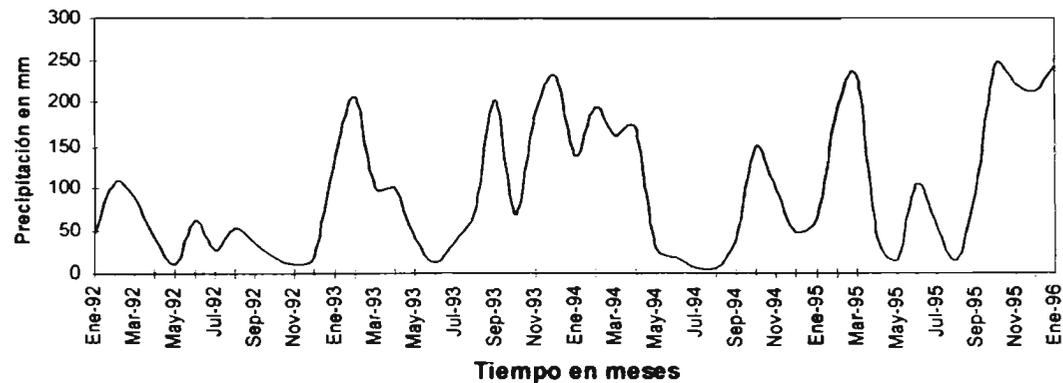
**Gráf.5.3a PLUVIOGRAMA DIARIA PARA UNA TORMENTA AISLADA (EN, FEB, MAR 1993)
ESTACION LA VICTORIA**



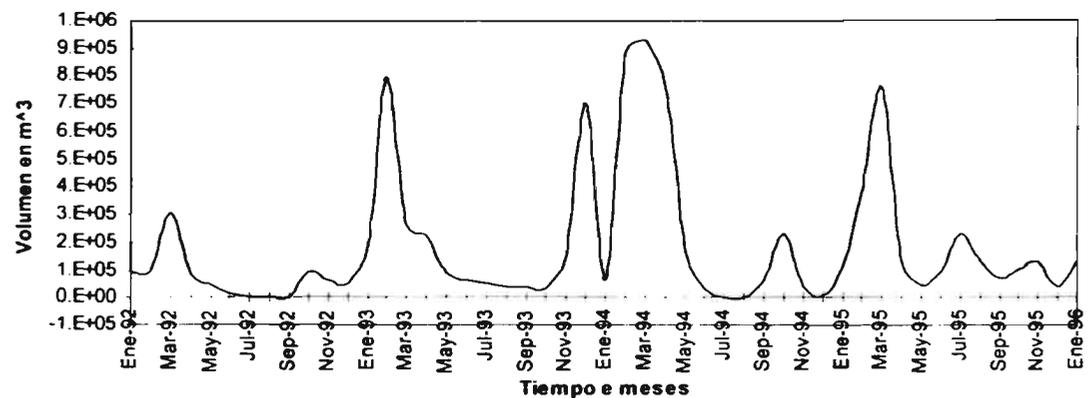
**Gráf. 5.3b HIDROGRAMA DIARIA PARA UNA TORMENTA AISLADA (ENE,FEB,MAR-1993).
ESTACIÓN LA VICTORIA**



Gráf.5.4a PLUVIOGRAMA MENSUAL, PERÍODO ENE-92/ ENE-96. ESTACIÓN LA VICTORIA



Gráf.5.4b HIDROGRAMA MENSUAL, PERÍODO ENE-92/EENE-96 ESTACIÓN LA VICTORIA



e) Por las características geológica de la zona, mayormente compuesto por formaciones de rocas ígneas intrusivas, se asume que no existe infiltración apreciable. Los hidrogramas no dan indicios de la existencia de pérdidas por infiltración.

5.3.2 TRATAMIENTO PRELIMINAR HIDROLÓGICO.

Para la información dudosa detectada en la primera fase, se realizó las siguientes verificaciones:

a) Análisis de consistencia.

Esta verificación se apoya en los datos de la estación Carhuamayo para el período base (ene 92 - dic 95) por considerarse de mayor confiabilidad en cuanto a la toma y registro de los datos y ser a la vez la estación más cercana a la estación en estudio y tener un comportamiento hidrológico similar (homogénea).

En la gráfica 5.5 se observa un quiebre significativo a partir de junio 95. Quiebre generado en la estación La Victoria. Adicional a la comparación visual de registros históricos de la estación La Victoria y Carhuamayo, se desprende un cambio repentino en los valores de la estación La Victoria en la fecha indicada. Basado en estas consideraciones se procede a la corrección de los datos correspondientes al período de junio a enero del 96.

b) Corrección de datos pluviométricos.

Una vez detectado el error sistemático (junio 95 - enero 96) se procedió a la corrección aplicando la ecuación (2.2), cuyo resumen es el siguiente:

Estación la Victoria:

Período 1 (ene92 -may95) N=41 meses

$$\bar{X}_1 = 85.861$$

$$S_1 = 70.788$$

Período 2 (jun 95 - ene96), N=8 meses a corregir.

$$\bar{X} = 85.861$$

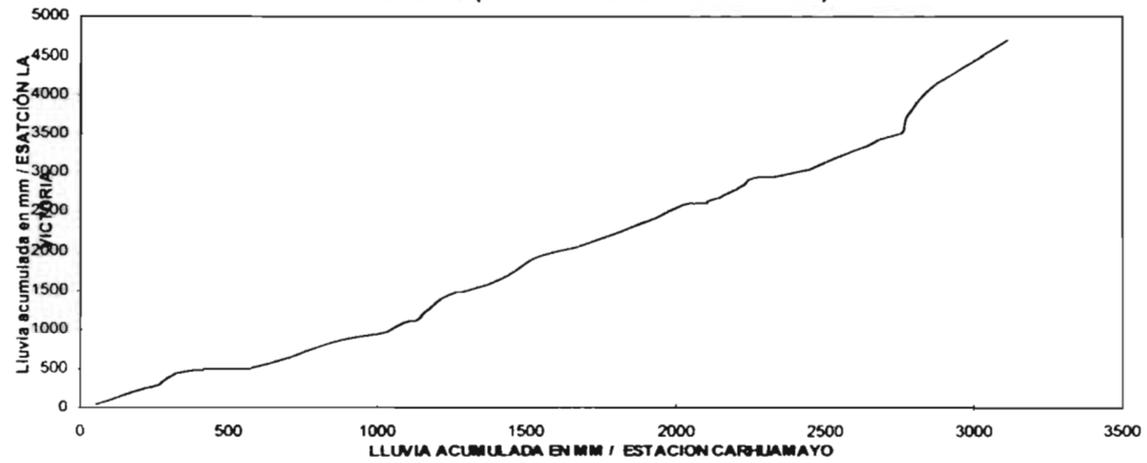
$$S_1 = 70.788$$

$$X_i^* = \left[\frac{X_i - \bar{X}_2}{S_2} \right] \cdot S_1 + \bar{X}_1$$

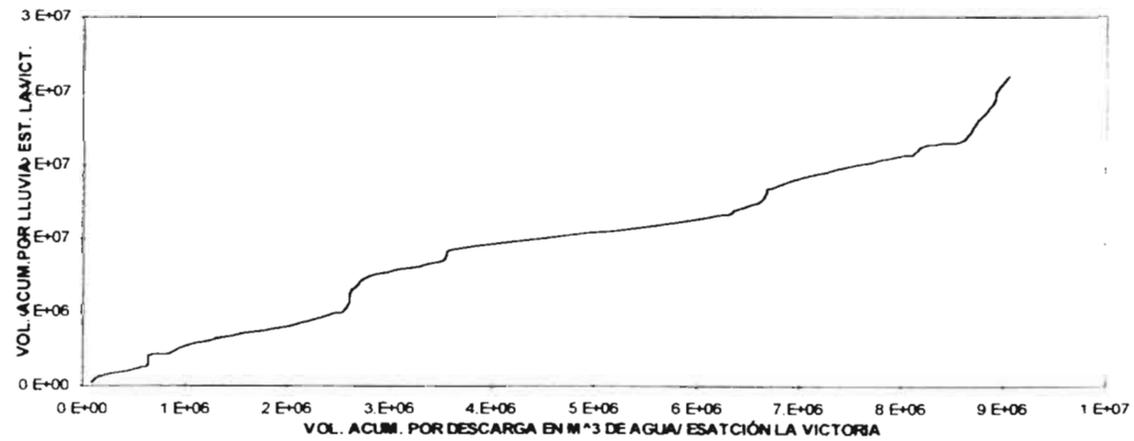
X_i^* son los valores corregidos correspondientes.

X_t datos por corregir.

Gráf.5.5a ANALISIS DE DOBLE MASA: PRECIPITACION LA VICTORIA VS PRECIPITACION CARHUAMAYO (PERIODO BASE ENE-1992/ENE-1966)



5.5b ANALISIS DE DOBLE MASA: VOL. DE DESCARGA MENSUAL VS VOL.POR LLUVIA ESTACIÓN LA VICTORIA, EN M³ AGUA



e) Información hidrometeorológica final.

Después de haber efectuado los pasos anteriores, se obtuvieron los datos históricos pluviométricos y de escurrimiento consistente y listos para ser utilizado en la siguiente etapa. Las tablas siguientes muestran los datos históricos que serán empleados en el análisis hidrológicos:

Tabla 5.1 : Estación La Victoria. Precipitación histórica.

Tabla 5.2 : Estación La Victoria. Escurrimiento.

Tabla 5.3 : Estación Carhuamayo. Evaporación mensual.

5.3.3 ANALISIS HIDROLÓGICO

a) Evaluación de la información de descargas.

La cuenca la Victoria identificada como una cuenca aforada con información hidrológica del tipo II: **escasa información de descargas y suficiente información de precipitación**, permite desarrollar un modelo que relacione las descargas vs la precipitación. Sin embargo la escasa información de las descargas con una longitud de cuatro años (92-95) fue insuficiente para realizar una extensión de datos mediante el análisis de regresión y correlación, la cual ha sido probada con la relación de Langbein.

$$N_e = \frac{N_1 + N_2}{1 + \frac{N_2}{N_1 - 2}(1 - r^2)}$$

donde:

$$\begin{aligned} N_1 &= 48 \text{ meses (1992 - 1995), son datos históricos de descargas del periodo corto} \\ N_1 + N_2 &= 480 \text{ meses (1992 - 1995), datos históricos del periodo largo.} \\ r^2 &= 0.477 \text{ coeficiente de correlación del periodo común.} \end{aligned}$$

resulta:

$$N_e = 81.19 \text{ meses.} < 480$$

Significa que con un registro de 4 años (48 meses) solamente es posible mejorar datos con 81 meses, lo cual es mucho menor a 480 meses requeridos, situación que obliga a optar por otro modelo que involucre el coeficiente de escurrimiento.

TABLA No.5.1 ESTACION LA VICTORIA

PRECIPITACION MENSUAL HISTORICA CONSISTENTE Y LISTO EN mm

AÑO	ENERO(1)	FEB(2)	MAR(3)	ABR(4)	MAY(5)	JUN(6)	JUL(7)	AGO(8)	SEP(9)	OCT(10)	NOV(11)	DIC(12)
1.956	140.078	156.063	155.378	95.898	45.087	5.131	23.216	4.470	88.189	46.736	27.737	37.541
1.957	89.662	117.551	86.665	18.186	19.201	17.628	3.454	17.044	58.038	69.825	51.512	96.445
1.958	102.770	152.526	116.125	52.299	35.941	8.636	19.202	8.077	25.855	102.385	73.025	58.623
1.959	94.486	151.028	164.237	71.273	32.665	3.988	3.048	7.773	33.63	93.574	57.886	160.095
1.960	83.059	101.295	39.343	97.409	38.710	4.216	15.570	21.284	50.951	78.562	99.722	63.856
1.961	140.538	92.557	159.537	95.200	35.661	8.330	0.010	14.249	62.509	77.039	134.62	175.005
1.962	148.667	138.785	128.652	49.072	54.864	2.362	8.432	46.888	31.853	43.23	46.635	127.255
1.963	144.704	135.203	171.171	82.171	16.663	13.004	6.451	29.564	62.127	88.544	97.484	137.035
1.964	108.204	154.128	131.749	132.383	79.198	1.167	6.756	56.743	85.139	129.565	170.51	78.943
1.965	104.495	169.343	237.464	169.138	23.393	14.123	30.430	34.367	97.333	75.21	94.741	136.905
1.966	155.979	149.326	98.451	42.189	94.793	0.635	0.685	3.353	47.473	148.082	101.575	157.354
1.967	214.072	211.911	244.400	34.137	37.110	10.389	45.541	57.861	72.848	168.349	35.052	95.454
1.968	126.060	189.052	227.378	79.147	65.330	26.670	26.314	108.711	58.419	211.785	72.517	122.276
1.969	174.804	183.311	162.383	81.940	18.059	46.582	36.450	25.120	28.625	181.127	224.358	173.711
1.970	200.710	167.029	97.306	128.650	123.290	54.304	78.968	45.644	161.62	152.83	207.036	109.322
1.971	171.095	149.074	197.410	125.935	36.601	26.975	38.127	16.535	28.396	59.614	76.833	152.07
1.972	185.394	105.054	178.867	67.818	50.038	23.114	5.842	0.001	0.001	89.281	53.848	107.823
1.973	195.834	219.329	166.878	85.344	17.907	12.954	26.797	73.914	41.91	125.857	100.33	262.433
1.974	129.540	135.130	86.868	113.790	3.302	44.450	32.918	32.233	42.037	56.134	68.58	151.89
1.975	137.290	193.670	123.440	56.134	67.691	24.638	10.541	35.941	99.822	60.96	63.5	134.87
1.976	204.340	120.670	110.110	45.593	11.049	12.827	14.097	25.400	59.817	35.56	44.45	85.09
1.977	65.405	164.850	129.410	74.549	57.023	15.875	30.734	5.207	69.977	66.675	194.31	100.71
1.978	109.850	118.110	101.600	57.404	39.370	15.240	16.891	18.542	72.771	51.562	101.6	63.754
1.979	66.040	141.510	284.990	71.120	17.780	5.715	22.860	26.670	37.338	54.61	91.948	122.43
1.980	124.970	142.240	142.240	60.325	34.290	12.700	40.640	19.685	54.61	95.504	81.28	69.215
1.981	128.270	175.260	153.670	74.574	18.644	12.700	2.540	47.244	46.99	141.73	130.17	164.08
1.982	130.810	160.650	110.240	81.280	6.096	15.240	23.114	25.400	54.61	105.664	215.646	129.413
1.983	149.098	114.427	161.671	153.797	50.927	92.583	12.827	77.089	135.001	179.451	102.108	300.101
1.984	206.502	209.296	231.267	161.798	62.484	30.607	27.432	37.719	81.534	180.086	206.502	278.257
1.985	209.931	87.249	132.588	192.786	30.353	56.007	138.684	106.817	107.315	63.246	116.078	130.175
1.986	164.592	302.006	323.977	113.919	54.229	14.097	145.796	216.408	151.892	160.02	85.471	139.7
1.987	226.060	210.693	115.189	179.324	23.241	9.652	5.207	18.796	32.776	85.933	72.144	63.5
1.988	228.219	100.838	103.378	123.698	102.489	2.921	2.032	16.129	104.4	67.183	154.94	156.337
1.989	184.658	232.791	303.149	288.671	9.525	16.256	8.128	39.497	8.128	137.541	22.86	53.975
1.990	85.852	56.896	72.136	19.812	259.207	87.452	150.749	216.814	120.015	179.451	160.909	82.296
1.991	82.296	135.382	185.674	106.045	35.687	29.591	28.829	11.303	38.989	52.451	117.094	8.89
1.992	47.879	105.537	88.519	40.640	9.779	62.230	27.051	54.229	35.052	18.237	11.279	19.304
1.993	137.594	206.043	98.375	99.721	41.556	11.558	37.998	71.830	202.97	68.277	187.479	230.734
1.994	138.583	194.767	161.900	172.237	29.235	17.754	6.985	5.512	38.761	148.513	100.254	47.575
1.995	64.745	192.737	231.345	40.513	15.012	12.388	13.570	4.470	39.929	106.779	135.053	134.593
PROM	140.08	156.08	155.38	95.90	45.09	22.07	29.373	42.113	66.74125	101.42905	104.7269	122.975875
MAX	228.22	302.01	324.00	288.67	259.21	106.50	150.749	216.814	202.97	243.232	224.358	300.101
MIN	47.88	56.90	39.34	18.19	3.30	0.64	0.001	0.001	0.001	18.237	11.279	8.89

**TABLA No.5.2 DESCARGA MENSUAL HISTORICA EN M3
ESTACION DE AFORO LA VICTORIA**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1992	92214.8	99997.0	305906.6	85063.6	49165.1	16007.6	2599.4	10.0	10.0	99506.0	67607.0	50830.9
1993	200856.3	793565.7	262043.9	222408.0	88385.2	65755.3	50139.7	42293.9	40141.1	35962.3	148031.1	703120.0
1994	62675.7	888561.4	932303.1	749626.0	159007.0	31189.0	10.0	10.0	64614.3	229165.0	39164.5	10072.6
1995	120944.4	384828.8	756873.0	126963.0	45418.6	97040.0	107301.1	31930.3	74806.6	101130.0	127971.0	41887.2
Total	476691.2	2166952.9	2257126.6	1184060.6	77201.0	209991.9	63571.0	39355.0	40491.0	465763.3	382773.6	181933.0

**TABLA No. 5.3 EVAPORACION MENSUAL EN mm
ESTACIÓN CARHUAMAYO**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1982	104.0	55.0	79.0	43.0	89.3	59.9	68.7	83.5	79.5	88.0	75.0	104.0
1983	105.5	88.0	79.8	71.6	74.8	55.9	70.3	64.2	84.5	101.0	73.0	86.0
1984	52.0	55.0	64.4	57.4	61.0	61.3	71.4	71.2	73.9	77.0	66.0	4.0
1985	48.8	65.0	63.0	42.6	67.1	65.5	85.3	78.0	59.9	87.0	103.0	59.0
1986	39.8	31.0	38.9	60.2	56.2	69.2	74.4	75.3	67.0	84.0	99.0	73.0
1987	72.4	67.4	92.4	97.1	68.9	80.0	92.4	105.3	89.1	79.0	83.0	77.0
1988	119.0	97.0	55.0	60.9	64.2	98.0	95.2	95.9	88.6	56.0	92.0	126.0
1989	140.0	106.0	109.8	77.0	78.8	72.9	71.4	77.2	98.5	78.0	69.0	99.0
1990	57.0	72.0	91.7	71.9	66.1	53.1	97.0	93.6	77.8	65.0	84.0	63.0
1991	86.6	73.4	72.1	64.6	69.6	68.4	80.7	82.7	79.9	79.4	82.7	76.8
1992	140.0	106.0	109.0	97.0	89.3	98.0	97.0	105.3	98.5	101.0	103.0	126.0
1993	49.0	31.0	39.0	42.0	56.2	53.1	68.7	64.2	59.9	56.0	66.0	4.0
MED	84.5	70.6	74.5	65.4	70.1	69.6	81.0	83.0	79.8	79.3	83.0	74.8
VARZA	1333.47	652.77	568.07	354.52	124.16	240.52	137.01	203.43	170.92	217.84	188.73	1566.62
DESVST	36.52	25.55	23.83	18.83	11.14	15.51	11.71	14.26	13.07	14.76	13.74	39.58

TABLA No: 5.4 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PERIODICOS CALCULADOS PARA LA CUENCA LA VICTORIA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1992	0.43000	0.21150	0.77160	0.46730	0.90100	0.65432	0.02150	0.00004	0.00006	0.89980	0.91200	0.58789
1993	0.32592	0.85989	0.59471	0.49795	0.57486	0.99200	0.29460	0.13146	0.04415	0.11759	0.37644	0.68035
1994	0.10097	0.95019	0.95566	0.97171	0.95120	0.67000	0.00032	0.00041	0.37104	0.34451	0.08722	0.04726
1995	0.41706	0.44578	0.73043	0.69968	0.89700	0.99534	0.89530	0.99564	0.41828	0.21145	0.21156	0.06948
PROM.	0.31849	0.61684	0.76310	0.65916	0.83101	0.82792	0.30293	0.28189	0.20838	0.39334	0.39681	0.34625
MEDIANA	0.372	0.653	0.751	0.599	0.899	0.831	0.158	0.066	0.208	0.278	0.294	0.329

b) Determinación de volúmenes efectivos.

Se efectuó utilizando el coeficiente de escurrimiento, siguiendo los pasos siguientes:

- i) Determinación de los coeficientes de escurrimiento periódicos (mensual). Se obtuvieron utilizando la relación (2.68) detallado en el cap.II, es decir:

$$C_{v,r} = \frac{Vd_{v,r}}{Vl_{v,r}}$$

Con los valores calculados, se ha determinado el promedio total mensual y la mediana para el período base, cuyo resultado se muestra en la tabla 5.4

- ii) Para determinar los volúmenes con base en los datos de precipitación se utilizó la mediana por ser la más representativa del comportamiento hidrológico de la cuenca. Con los coeficientes de escurrimiento mensuales se determinó los volúmenes efectivos mediante la relación (2.69):

$$Ve_{v,t} = A \cdot C_{v,t} \cdot hll_{v,t}$$

La tabla 5.5 muestra los valores finales de escurrimiento en la cuenca en volúmenes efectivos, que serán considerados como datos históricos, consistentes y útiles para la generación de muestras sintéticas.

5.4 GENERACIÓN DE MUESTRAS SINTÉTICAS.

La generación de muestras sintéticas se hizo utilizando un modelo autorregresivo de parámetros periódicos. Para obtener estas series se ha seguido el orden descrito en el capítulo 4.

5.4.1. PROCESO DE MODELACIÓN.

- a) Identificación de la composición del modelo. Por las características de los datos (ciclicidad definida) y la extensión de los datos disponibles (40 años) consistentes y útiles, se desarrolló un modelo univariado.
- b) Tipo de modelo. Por la periodicidad y unicidad de los datos, se optó por desarrollar un modelo autorregresivo de parámetros periódicos PAR.
- c) Identificación de la forma del modelo. Se desarrolló un modelo Markoviano de primer orden de parámetros periódicos: PAR (1).
- d) Desarrollo del modelo.
 - i) Cálculo de los principales estadísticos de la muestra histórica en forma periódica: medias, varianzas, coeficientes de asimetría y la curtosis (tabla 5.6). La muestra no es normal en ninguno de los meses.

ii) Verificación de la independencia de la muestra histórica, mediante los correlogramas. El 92% de serie analizada cumple con los requisitos de independencia . Ver gráficos 5.6

iii) Proceso de normalización. Para ello se utilizó el método del BOX-COX de primera potencia. Los resultados se muestran en la tabla 5.7

iv) La estandarización se efectuó con la ecuación (3.16) por ser la más apropiada para las series mensuales. Los resultados se muestran en la tabla 5.8.

v) Cálculo de los parámetros del modelo. Los parámetros del modelo PAR (1) se obtuvieron del correlograma desarrollado, donde: $r_k = \phi_1$

vi) En cambio la desviación estándar de los residuales se obtuvo a partir de la ecuación (3.36), es decir, utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{\varepsilon_t} = (1 - \phi_{1,t}^2)^{1/2}$$

Los valores obtenidos cumplen con las condiciones de estacionariedad del modelo, los cuales se observan en la tabla 5.9.

vii) Cálculo de los residuales. Se obtuvieron a partir de la ecuación (3.2). Para los modelos periódicos se tiene la siguiente relación :

Para el mes de enero

$$\varepsilon_{(v,1)} = Z_{v,1} - \phi_{(1,1)} Z_{v-1,12}$$

Para los otros meses.

$$\varepsilon_{(v,1)} = Z_{(v,t)} - \phi_{(1,t)} Z_{(v,t-1)}$$

La normalidad e independencia de los residuales fue verificado a través de los estadísticos. Los valores de la tabla 5.10 se consideran suficientes para ser considerados normal.

viii) Para la obtención de las muestras sintéticas, primero se generaron muestras aleatorias con distribución uniforme (0,1), tabla 5.11. Con estas se calcularon los números aleatorios normal estándar (ξ_1 y ξ_2), aplicando las ecuaciones de Box Müller (ver tabla 5.12) y con ellos los residuales mediante la relación: $\varepsilon = \xi \sigma_\varepsilon$. Basado en éstos valores se obtuvo el modelo autorregresivo de parámetros periódicos y en seguida los valores generados (tabla No.5.13).

ix) Igualmente se determinaron los parámetros de selección del modelo, para ello fue necesario calcular el coeficiente de parsimonia ($\delta=20 >15$) y obtener el criterio de información de Akaike.

x) Con los valores generados, se procedió con el proceso inverso a los cálculos de estandarización y normalización, para obtener la muestra sintética (tabla 5.14).

TABLA No. 5.5 VOLUMENES EFECTIVOS CALCULADOS PARA LA CUENCA LA VICTORIA: $V_e = \text{Area} \times C_e \times h_{ll} / 10^3$

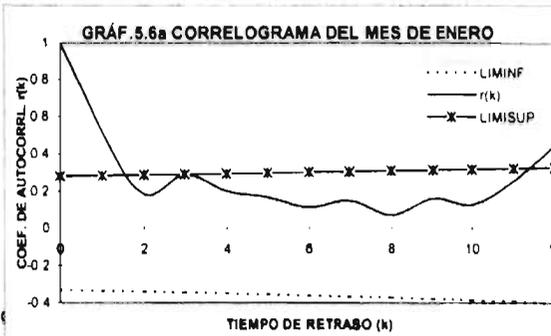
	(en miles de m ³)											
ANNO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	233.40	456.45	522.65	257.29	181.55	19.10	16.43	1.32	82.16	58.19	36.52	55.32
1957	149.39	343.81	291.52	48.79	77.32	65.61	2.44	5.04	54.07	86.94	67.83	142.12
1958	171.23	446.11	390.61	140.31	144.72	32.14	13.59	2.39	24.09	127.49	96.16	86.39
1959	157.43	441.72	552.45	191.22	131.53	14.84	2.16	2.30	31.33	116.51	76.23	235.91
1960	138.39	296.27	132.34	261.34	155.87	15.69	11.02	6.29	47.47	97.82	131.32	94.10
1961	234.16	270.71	536.64	255.41	143.59	31.00	0.01	4.21	58.24	95.93	177.27	257.89
1962	247.71	405.92	432.75	131.66	220.92	8.79	5.97	13.86	29.68	53.83	61.41	187.52
1963	241.10	395.44	575.77	220.46	67.10	48.40	4.57	8.74	57.88	110.25	128.37	201.93
1964	180.29	450.79	443.17	355.17	318.90	4.34	4.78	16.77	79.32	161.33	224.53	116.33
1965	174.11	495.29	798.76	453.78	94.19	52.57	21.53	10.16	90.68	93.65	124.76	201.74
1966	259.89	436.75	331.16	113.19	381.70	2.36	0.48	0.99	44.23	184.39	133.76	231.88
1967	356.68	619.79	822.10	91.59	149.43	38.67	32.23	17.10	67.87	209.62	46.16	140.66
1968	210.04	552.94	764.84	212.35	263.06	99.27	18.62	32.14	54.43	263.71	95.49	180.18
1969	291.26	536.15	546.21	219.84	72.72	173.38	25.80	7.43	26.67	225.53	295.44	255.98
1970	334.42	488.52	327.31	345.16	496.44	202.12	55.88	13.49	150.57	190.30	272.63	161.10
1971	285.08	436.01	664.03	337.87	147.38	100.40	26.98	4.89	26.45	74.23	101.18	224.09
1972	308.90	307.26	601.66	181.95	201.48	86.03	4.13	0.00	0.00	111.17	70.91	158.89
1973	326.30	641.49	561.33	228.97	72.10	48.22	18.96	21.85	39.04	156.71	132.12	386.72
1974	215.84	395.23	292.20	305.29	13.30	165.45	23.30	9.53	39.16	69.90	90.31	223.82
1975	228.75	566.44	415.22	150.60	272.57	91.70	7.46	10.62	93.00	75.91	83.62	198.74
1976	340.47	352.93	370.38	122.32	44.49	47.74	9.98	7.51	55.73	44.28	58.53	125.39
1977	108.98	482.15	435.30	200.01	229.61	59.09	21.75	1.54	65.19	83.02	255.87	148.41
1978	183.03	345.45	341.75	154.01	158.53	56.72	11.95	5.48	67.80	64.20	133.79	93.95
1979	110.04	413.89	958.63	190.81	71.59	21.27	16.18	7.88	34.79	68.00	121.08	180.41
1980	208.22	416.02	478.46	161.85	138.07	47.27	28.76	5.82	50.88	118.92	107.03	101.99
1981	213.72	512.60	516.90	200.08	75.07	47.27	1.80	13.97	43.78	176.48	171.41	241.79
1982	217.95	469.87	370.82	218.07	24.55	56.72	16.36	7.51	50.88	131.57	283.97	190.70
1983	248.43	334.67	543.82	412.63	205.06	344.60	9.08	22.79	125.77	223.45	134.46	442.23
1984	344.07	612.15	777.92	434.09	251.60	113.92	19.41	11.15	75.96	224.24	271.93	410.04
1985	349.78	255.18	445.99	517.23	122.22	208.46	98.14	31.58	99.98	78.75	152.85	191.82
1986	274.24	883.30	1089.77	305.64	218.36	52.47	103.18	63.97	141.51	199.25	112.55	205.86
1987	376.66	616.23	387.46	481.11	93.58	35.93	3.68	5.56	30.54	107.00	95.00	93.57
1988	380.26	294.93	347.74	331.87	412.68	10.87	1.44	4.77	97.26	83.65	204.03	230.38
1989	307.67	680.86	1019.71	774.48	38.35	60.51	5.75	11.68	7.57	171.26	30.10	79.54
1990	143.05	166.41	242.65	53.15	1043.73	325.50	106.68	64.09	111.81	223.45	211.89	121.27
1991	137.12	395.96	624.56	284.51	143.70	110.14	20.40	3.34	36.32	65.31	154.19	13.10
1992	79.78	308.67	297.75	109.03	39.38	231.62	19.14	16.03	32.66	22.71	14.85	28.45
1993	229.26	602.63	330.91	267.54	167.33	43.02	26.89	21.23	189.09	85.02	246.88	340.01
1994	230.91	569.65	544.59	462.10	117.72	66.08	4.94	1.63	36.11	184.92	132.02	70.11
1995	107.88	563.71	778.18	108.69	60.45	195.40	9.60	1.32	37.20	132.96	177.84	198.34
PROM	233.40	456.51	522.65	257.29	181.55	85.87	20.79	12.45	62.18	126.30	137.91	181.22
DESVSTD	81.290	138.403	217.411	146.792	176.459	83.439	26.110	14.330	39.851	61.373	74.286	96.259
CV	0.348	0.303	0.416	0.571	0.972	0.972	1.256	1.151	0.641	0.486	0.539	0.531

Tabla No. 5.6: ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA HISTÓRICA

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
EST	233.4	456.51	522.65	257.29	181.55	85.87	20.79	12.45	62.18	126.3	137.91	181.22
S	81.29	138.4	217.41	146.79	176.46	83.44	26.11	14.33	39.85	61.37	74.29	96.26
g	0.0775	0.5681	0.847	1.3042	3.282	1.6618	2.4571	2.5397	1.2774	0.5008	0.5905	0.8238
K	2.33	4.2	3.56	5.7	17.19	5.52	8.75	10.12	4.9	2.36	2.75	4.11

CORRELOGRAMA DEL MES DE ENERO

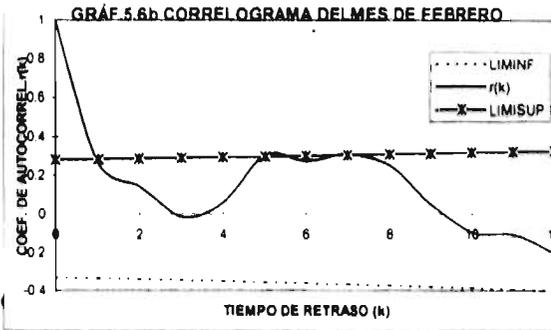
K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.5166	0.2842
2	-0.34	0.1848	0.2874
3	-0.345	0.2886	0.2908
4	-0.35	0.2021	0.2943
5	-0.355	0.1663	0.298
6	-0.361	0.114	0.3017
7	-0.366	0.1497	0.3057
8	-0.372	0.07	0.3098
9	-0.379	0.1597	0.314
10	-0.385	0.1281	0.3185
11	-0.392	0.2543	0.3232
12	-0.399	0.4463	0.328



QUEDARON 2 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE

CORRELOGRAMA DEL MES DE FEBRERO

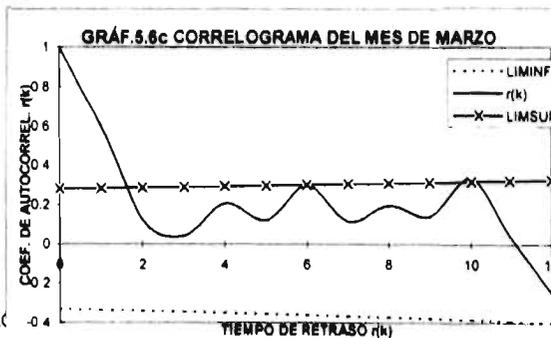
K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.2636	0.2842
2	-0.34	0.1425	0.2874
3	-0.345	-0.013	0.2908
4	-0.35	0.0593	0.2943
5	-0.355	0.3053	0.298
6	-0.361	0.274	0.3017
7	-0.366	0.3104	0.3057
8	-0.372	0.2507	0.3098
9	-0.379	0.0515	0.314
10	-0.385	-0.096	0.3185
11	-0.392	-0.105	0.3232
12	-0.399	-0.201	0.328



QUEDARON 2 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE

CORRELOGRAMA DEL MES DE MARZO

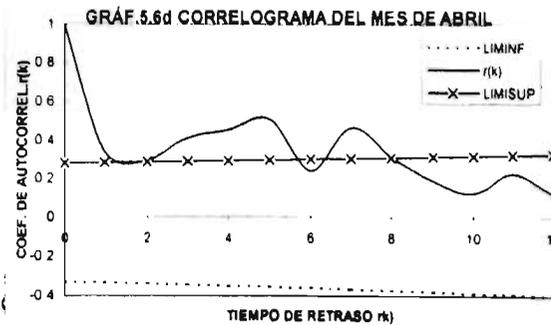
K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.5993	0.2842
2	-0.34	0.124	0.2874
3	-0.345	0.0428	0.2908
4	-0.35	0.2071	0.2943
5	-0.355	0.1222	0.298
6	-0.361	0.3008	0.3017
7	-0.366	0.1157	0.3057
8	-0.372	0.1958	0.3098
9	-0.379	0.1411	0.314
10	-0.385	0.3335	0.3185
11	-0.392	0.044	0.3232
12	-0.399	-0.247	0.328



QUEDARON 2 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE

CORRELOGRAMA DEL MES DE ABRIL

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.3398	0.2842
2	-0.34	0.2951	0.2874
3	-0.345	0.4125	0.2908
4	-0.35	0.4552	0.2943
5	-0.355	0.5098	0.298
6	-0.361	0.2414	0.3017
7	-0.366	0.4663	0.3057
8	-0.372	0.3148	0.3098
9	-0.379	0.188	0.314
10	-0.385	0.1253	0.3185
11	-0.392	0.2286	0.3232
12	-0.399	0.1194	0.328

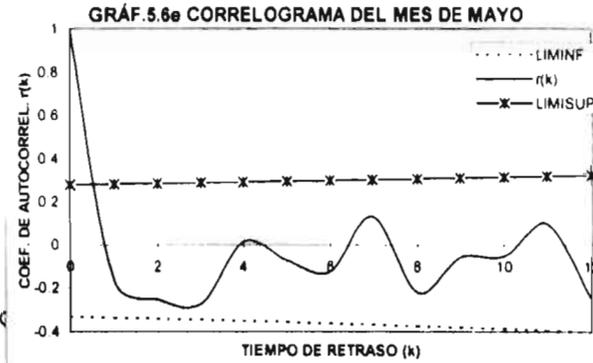


QUEDARON 5 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE

CORRELOGRAMA DEL MES DE MAYO

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	-0.171	0.2842
2	-0.34	-0.253	0.2874
3	-0.345	-0.271	0.2908
4	-0.35	0.0143	0.2943
5	-0.355	-0.072	0.298
6	-0.361	-0.122	0.3017
7	-0.366	0.1329	0.3057
8	-0.372	-0.219	0.3098
9	-0.379	-0.057	0.314
10	-0.385	-0.051	0.3185
11	-0.392	0.0991	0.3232
12	-0.399	-0.249	0.328

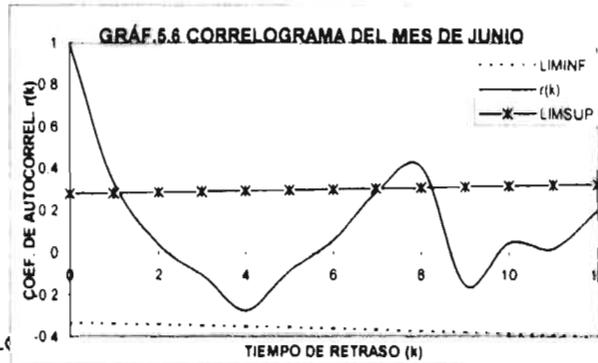
QUEDARON 0 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE JUNIO

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.3381	0.2842
2	-0.34	0.0399	0.2874
3	-0.345	-0.104	0.2908
4	-0.35	-0.274	0.2943
5	-0.355	-0.087	0.298
6	-0.361	0.0606	0.3017
7	-0.366	0.2843	0.3057
8	-0.372	0.4108	0.3098
9	-0.379	-0.154	0.314
10	-0.385	0.0475	0.3185
11	-0.392	0.0203	0.3232
12	-0.399	0.2034	0.328

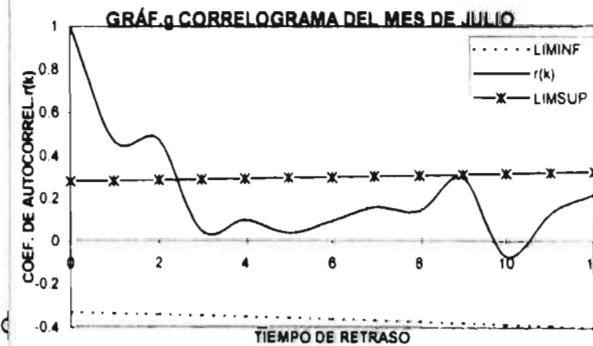
QUEDARON 2 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE JULIO

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.4726	0.2842
2	-0.34	0.476	0.2874
3	-0.345	0.0508	0.2908
4	-0.35	0.1012	0.2943
5	-0.355	0.0399	0.298
6	-0.361	0.0968	0.3017
7	-0.366	0.1603	0.3057
8	-0.372	0.1442	0.3098
9	-0.379	0.2984	0.314
10	-0.385	-0.07	0.3185
11	-0.392	0.1319	0.3232
12	-0.399	0.2211	0.328

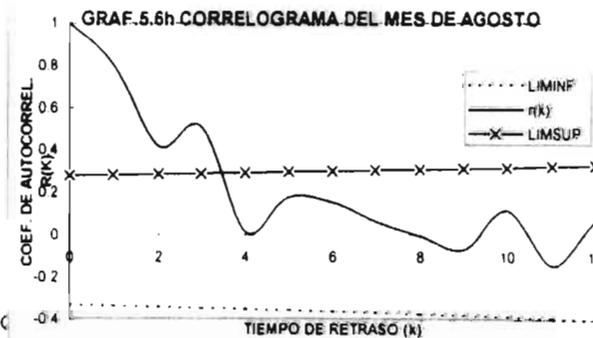
QUEDARON 2 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE AGOSTO

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.8082	0.2842
2	-0.34	0.4201	0.2874
3	-0.345	0.5131	0.2908
4	-0.35	0.0157	0.2943
5	-0.355	0.1772	0.298
6	-0.361	0.1541	0.3017
7	-0.366	0.064	0.3057
8	-0.372	-0.004	0.3098
9	-0.379	-0.068	0.314
10	-0.385	0.1161	0.3185
11	-0.392	-0.144	0.3232
12	-0.399	0.0668	0.328

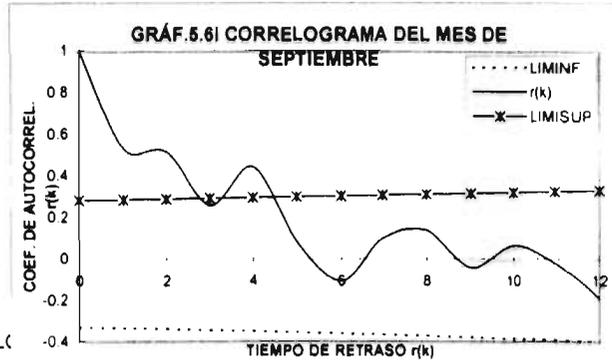
QUEDARON 3 PUNTOS FUERA DE LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE SEPTIEMBRE

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.5305	0.2842
2	-0.34	0.5131	0.2874
3	-0.345	0.257	0.2908
4	-0.35	0.4402	0.2943
5	-0.355	0.0868	0.298
6	-0.361	-0.106	0.3017
7	-0.366	0.1	0.3057
8	-0.372	0.1369	0.3098
9	-0.379	-0.043	0.314
10	-0.385	0.0649	0.3185
11	-0.392	-0.021	0.3232
12	-0.399	-0.191	0.328

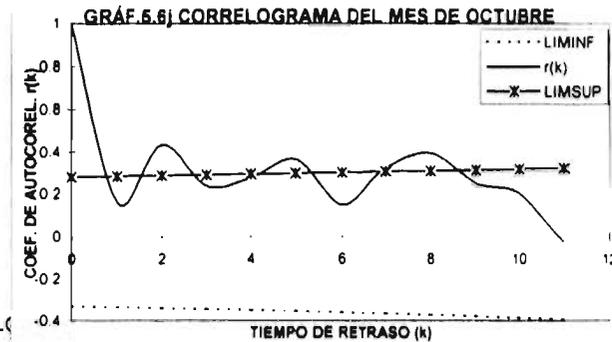
QUEDARON 3 PUNTOS FUERA DE LO
LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE OCTUBRE

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.1639	0.2842
2	-0.34	0.4323	0.2874
3	-0.345	0.2388	0.2908
4	-0.35	0.2768	0.2943
5	-0.355	0.3638	0.298
6	-0.361	0.1506	0.3017
7	-0.366	0.3224	0.3057
8	-0.372	0.3942	0.3098
9	-0.379	0.2513	0.314
10	-0.385	0.2039	0.3185
11	-0.392	-0.022	0.3232
12	-0.399	0.3992	0.328

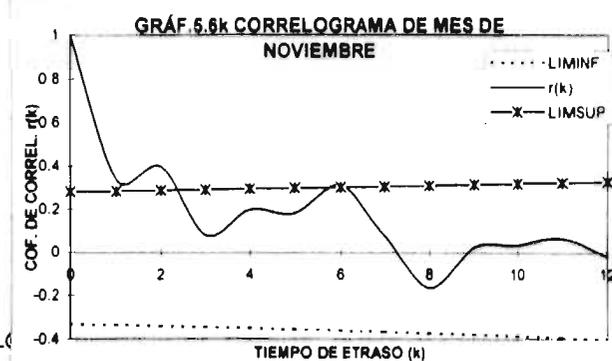
QUEDARON 4 PUNTOS FUERA DE LO
LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE NOVIEMBRE

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.3383	0.2842
2	-0.34	0.3971	0.2874
3	-0.345	0.0809	0.2908
4	-0.35	0.1968	0.2943
5	-0.355	0.1823	0.298
6	-0.361	0.3115	0.3017
7	-0.366	0.0764	0.3057
8	-0.372	-0.164	0.3098
9	-0.379	0.0236	0.314
10	-0.385	0.0337	0.3185
11	-0.392	0.0645	0.3232
12	-0.399	-0.02	0.328

QUEDARON 3 PUNTOS FUERA DE LO
LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE



CORRELOGRAMA DEL MES DE DICIEMBRE

K	LIMINF	r(k)	LIMSUP
0	-0.331	1	0.281
1	-0.335	0.3795	0.2842
2	-0.34	0.343	0.2874
3	-0.345	0.3283	0.2908
4	-0.35	0.1567	0.2943
5	-0.355	-0.021	0.298
6	-0.361	0.1731	0.3017
7	-0.366	-0.004	0.3057
8	-0.372	0.0924	0.3098
9	-0.379	0.1441	0.314
10	-0.385	0.1785	0.3185
11	-0.392	0.3201	0.3232
12	-0.399	0.1151	0.328

QUEDARON 3 PUNTOS FUERA DE LO
LA MUESTRA ES INDEPENDIENTE

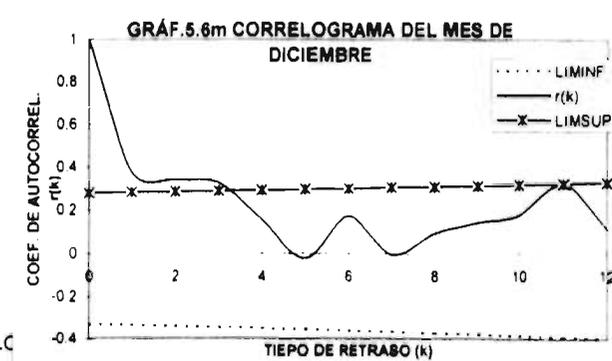


TABLA No. 5.7 MUESTRA NORMALIZADA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	135.71	37.48	15.33	11.93	6.70	4.09	3.73	0.29	15.65	10.46	10.66	15.31
1957	91.34	32.44	12.68	6.54	5.37	6.72	0.98	1.90	12.37	12.76	15.48	27.33
1958	103.12	37.04	13.96	9.70	6.34	5.12	3.41	0.95	7.66	15.34	18.96	20.20
1959	95.70	36.86	15.60	10.79	6.19	3.64	0.83	0.90	8.99	14.70	16.57	36.98
1960	85.33	30.05	9.66	11.99	6.46	3.73	3.07	2.21	11.48	13.52	22.66	21.29
1961	136.10	28.69	15.46	11.90	6.32	5.04	-1.85	1.66	12.90	13.39	26.85	38.98
1962	143.05	35.31	14.43	9.48	7.02	2.76	2.14	3.43	8.70	10.05	14.59	32.26
1963	139.67	34.84	15.80	11.33	5.15	6.01	1.77	2.70	12.86	14.32	22.37	33.72
1964	107.94	37.24	14.54	13.25	7.64	1.72	1.83	3.76	15.34	17.14	30.63	24.22
1965	104.65	39.06	17.51	14.33	5.67	6.20	4.21	2.93	16.52	13.23	22.01	33.70
1966	149.26	36.65	13.22	8.99	7.95	0.94	-0.67	-0.01	11.02	18.25	22.90	36.60
1967	197.47	43.75	17.67	8.32	6.39	5.51	4.98	3.79	14.07	19.36	12.30	27.16
1968	123.60	41.30	17.28	11.18	7.32	7.77	3.95	4.96	12.42	21.51	18.89	31.51
1969	165.09	40.66	15.54	11.32	5.27	9.33	4.55	2.45	8.15	20.03	35.67	38.81
1970	186.54	38.79	13.17	13.13	8.42	9.80	6.13	3.39	21.75	18.52	34.12	29.47
1971	161.99	36.62	16.53	13.04	6.37	7.80	4.64	1.86	8.11	11.81	19.53	35.87
1972	173.90	30.62	16.03	10.61	6.87	7.40	1.64	-1.86	-1.38	14.37	15.88	29.22
1973	182.53	44.51	15.68	11.47	5.26	6.00	3.98	4.23	10.25	16.91	22.74	49.45
1974	126.62	34.83	12.69	12.62	2.93	9.19	4.36	2.83	10.26	11.46	18.29	35.84
1975	133.31	41.81	14.23	9.94	7.38	7.56	2.46	3.00	16.75	11.94	17.49	33.40
1976	189.52	32.87	13.72	9.24	4.56	5.98	2.91	2.47	12.58	9.09	14.18	25.34
1977	68.96	38.53	14.45	10.96	7.09	6.47	4.23	0.45	13.75	12.48	32.94	28.05
1978	109.40	32.51	13.36	10.02	6.48	6.38	3.20	2.02	14.06	10.99	22.90	21.26
1979	69.56	35.66	18.53	10.79	5.25	4.30	3.71	2.54	9.57	11.31	21.64	31.53
1980	122.65	35.75	14.90	10.19	6.26	5.96	4.76	2.10	11.95	14.84	20.17	22.36
1981	125.52	39.75	15.27	10.96	5.32	5.96	0.62	3.45	10.95	17.88	26.34	37.52
1982	127.72	38.03	13.72	11.28	3.73	6.38	3.72	2.47	11.95	15.57	34.89	32.59
1983	143.42	31.99	15.52	13.91	6.90	11.53	2.76	4.30	19.75	19.94	22.97	53.48
1984	191.29	43.48	17.37	14.13	7.24	8.14	4.03	3.08	14.98	19.97	34.07	51.18
1985	194.09	27.82	14.57	14.94	6.07	9.89	7.44	4.92	17.43	12.16	24.70	32.70
1986	156.53	52.27	19.27	12.62	7.01	6.19	7.57	6.40	21.04	18.91	20.76	34.11
1987	207.21	43.62	13.92	14.60	5.66	5.35	1.49	2.04	8.85	14.11	18.83	21.21
1988	208.95	29.98	13.44	12.96	8.09	3.10	0.38	1.83	17.17	12.52	29.04	36.46
1989	173.29	45.87	18.88	16.93	4.35	6.53	2.09	3.15	3.46	17.63	9.45	19.20
1990	87.88	22.26	11.92	6.76	9.80	11.33	7.65	6.41	18.53	19.94	29.66	24.84
1991	84.63	34.86	16.22	12.33	6.33	8.05	4.12	1.36	9.82	11.08	24.82	5.80
1992	52.16	30.69	12.77	8.87	4.38	10.22	4.00	3.68	9.22	6.33	5.94	9.96
1993	133.57	43.13	13.22	12.08	6.57	5.74	4.63	4.17	24.56	12.62	32.29	45.86
1994	134.42	41.93	15.53	14.42	6.01	6.74	1.88	0.51	9.78	18.27	22.73	17.75
1995	68.34	41.71	17.37	8.86	5.00	9.69	2.90	0.29	9.96	15.65	26.89	33.36
MEDIA	134.80	37.03	15.02	11.47	6.23	6.51	3.26	2.57	12.58	14.76	22.35	30.40
DSVST	42.0680	5.7941	2.0184	2.2260	1.3153	2.4543	2.0544	1.6936	4.9010	3.5961	7.2904	10.2369
ASIM.	-0.0003	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	-0.0001	-0.0005	0.0004	0.0000	0.0001	-0.0009	0.0000

TABLA No. 5.8 MUESTRA ESTANDARIZADA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	0.0215114	0.0769624	0.1500839	0.2054374	0.3605035	-0.983306	0.2321315	-1.351232	0.6254874	-1.196348	-1.602701	-1.473848
1957	-1.033068	-0.793163	-1.16281	-2.215056	-0.65472	0.0878603	-1.108888	-0.398179	-0.043131	-0.555208	-0.942305	-0.299418
1958	-0.753185	0.0020797	-0.529028	-0.794456	0.0829068	-0.565211	0.0748997	-0.960358	-1.004594	0.1624449	-0.464001	-0.996248
1959	-0.929522	-0.029906	0.2851773	-0.302738	-0.032363	-1.169751	-1.180562	-0.987091	-0.732665	-0.016535	-0.79204	0.6427562
1960	-1.175912	-1.204794	-2.656283	0.2332574	0.1731348	-1.129468	-0.092082	-0.214551	-0.224808	-0.346019	0.0435576	-0.890065
1961	0.0308916	-1.440319	0.2142028	0.1924746	0.0734352	-0.595687	-2.485957	-0.540554	0.0656987	-0.381457	0.6172389	0.8379926
1962	0.1960515	-0.297746	-0.295803	-0.891036	0.6056204	-1.526919	-0.542818	0.5064813	-0.791717	-1.309109	-1.063363	0.1824518
1963	0.1156749	-0.378409	0.3871684	-0.063752	-0.815608	-0.202661	-0.723214	0.0720399	0.0565589	-0.123205	0.0037213	0.3244426
1964	-0.63846	0.0361065	-0.240777	0.8015506	1.0763628	-1.949367	-0.692769	0.6978973	0.5638134	0.6631666	1.1370278	-0.603435
1965	-0.716688	0.350536	1.2333889	1.2874835	-0.427028	-0.12567	0.4666446	0.2095803	0.8041319	-0.424567	-0.045703	0.3225847
1966	0.3436739	-0.066448	-0.892404	-1.114209	1.312828	-2.266686	-1.91302	-1.525549	-0.318694	0.9694858	0.0762198	0.6060167
1967	1.4897115	1.1594172	1.3112252	-1.413215	0.1217416	-0.405393	0.840053	0.7178781	0.3030488	1.2798303	-1.377797	-0.315954
1968	-0.266207	0.7367765	1.1171159	-0.12755	0.8274932	0.5144741	0.3391421	1.4063108	-0.033694	1.8775374	-0.47445	0.1083412
1969	0.7199671	0.6265196	0.2573636	-0.068563	-0.724568	1.151333	0.6301729	-0.072318	-0.90346	1.4642727	1.8271916	0.8213431
1970	1.2298875	0.3036894	-0.917578	0.7467199	1.6658617	1.3400548	1.4000476	0.4800676	1.8718534	1.0443366	1.6147624	-0.090892
1971	0.6462352	-0.071877	0.7472347	0.7060851	0.1049706	0.5267248	0.671833	-0.422629	-0.911626	-0.82034	-0.386746	0.5343964
1972	0.9294558	-1.106727	0.4968173	-0.384235	0.4900655	0.362794	-0.78764	-2.616145	-2.848692	-0.107356	-0.886258	-0.114595
1973	1.1345553	1.2914335	0.3243957	0.0013179	-0.734165	-0.206221	0.3549013	0.9751874	-0.476483	0.5987724	0.0543062	1.8615369
1974	-0.194432	-0.380064	-1.157927	0.515797	-2.508777	1.0948985	0.5371281	0.1505169	-0.472766	-0.916784	-0.556647	0.5319377
1975	-0.035421	0.824211	-0.390683	-0.685345	0.8730543	0.4299074	-0.385009	0.2512789	0.8512593	-0.783931	-0.666105	0.2934005
1976	1.3006755	-0.717638	-0.647748	-1.000668	-1.269971	-0.215314	-0.16886	-0.062639	0.0006678	-1.576221	-1.11955	-0.493601
1977	-1.565038	0.259267	-0.282244	-0.228165	0.6543577	-0.014277	0.4754997	-1.25467	0.2389664	-0.634404	1.4532493	-0.22908
1978	-0.603849	-0.779551	-0.824279	-0.650449	0.1937754	-0.053475	-0.028043	-0.329481	0.3013471	-1.04902	0.0766585	-0.892098
1979	-1.550837	-0.237103	1.7363613	-0.306284	-0.742241	-0.900476	0.2191114	-0.019787	-0.614368	-0.960132	-0.096733	0.1106529
1980	-0.288737	-0.22096	-0.061271	-0.57234	0.0260625	-0.224477	0.7315861	-0.280011	-0.129503	0.0234935	-0.298802	-0.785182
1981	-0.220598	0.4688353	0.1233803	-0.227606	-0.688303	-0.224477	-1.281957	0.5139363	-0.332006	0.8670978	0.5483983	0.6956852
1982	-0.168297	0.1727753	-0.645132	-0.082364	-1.897453	-0.053475	0.2284175	-0.062639	-0.129503	0.2267211	1.7213673	0.21418
1983	0.2047771	-0.869858	0.2466191	1.0954023	0.5120899	2.0462072	-0.240419	1.0206314	1.4622545	1.4405282	0.0855622	2.2553239
1984	1.3427635	1.1123083	1.1623965	1.1972927	0.7705458	0.6648106	0.3752763	0.2966487	0.4894442	1.4495398	1.6080818	2.0297758
1985	1.4094067	-1.589063	-0.226036	1.5593626	-0.120201	1.3787927	2.0392688	1.3859579	0.9896232	-0.723166	0.3226506	0.2253283
1986	0.5164878	2.6292654	2.1040251	0.5178967	0.5909549	-0.127403	2.0995296	2.260892	1.7264683	1.1551158	-0.217994	0.3623623
1987	1.7211395	1.1375129	-0.547195	1.4078882	-0.434611	-0.469774	-0.860843	-0.31828	-0.76084	-0.179991	-0.482145	-0.897166
1988	1.7626581	-1.216844	-0.786508	0.6721061	1.416767	-1.386816	-1.401209	-0.442571	0.9364003	-0.621485	0.918645	0.5923144
1989	0.9149445	1.525225	1.9119959	2.4558143	-1.429858	0.0086524	-0.568118	0.3403275	-1.860707	0.7980848	-1.768799	-1.094077
1990	-1.115328	-2.548572	-1.536933	-2.113222	2.7122516	1.9668881	2.1401162	2.2633783	1.2133183	1.4405282	1.0035485	-0.543081
1991	-1.192506	-0.374352	0.5909019	0.3863151	0.0743176	0.6275457	0.4188008	-0.71746	-0.563631	-1.022781	0.3393485	-2.402762
1992	-1.96436	-1.09426	-1.118524	-1.16817	-1.40167	1.512887	0.3630974	0.6517819	-0.686548	-2.343684	-2.250714	-1.99636
1993	-0.029207	1.0532777	-0.894068	0.2752032	0.2599693	-0.310304	0.6686812	0.9444969	2.444899	-0.593858	1.3644732	1.51063
1994	-0.009	0.8448215	0.2500787	1.3246799	-0.164874	0.0948878	-0.670629	-1.217912	-0.570572	0.9763383	0.0529643	-1.235005
1995	-1.579816	0.8066341	1.1632988	-1.172662	-0.932661	1.2978888	-0.174302	-1.351232	0.2483089	0.6238791	0.2894132	
MEDIA	4.718E-16	1.268E-15	5.607E-16	-8.88E-17	-9.85E-16	1.388E-16	-7.84E-17	4.774E-16	-2.78E-17	3.58E-16	9.936E-16	-3.61E-16
DSVST	1											
ASIM.	-0.000313	1.03E-05	0.0001532	-2.37E-06	3.38E-05	-0.000144	-0.000521	0.0003633	-2.89E-05	8.191E-05	-0.000892	-1.23E-05

POR SER UNA MUESTRA PERIÓDICA SE CONSIDERÓ LA ESTANDARIZACIÓN CON LA RELACIÓN $Z_t = (Y_t - Y_{med})/S_y$

TABLA No. 5.9 CÁLCULO DE PARÁMETROS

MODELO AUTORREGRESIVO AR(1) DE PARÁMETROS PERIÓDICOS

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
ϕ_i	0.517	0.264	0.599	0.34	-0.171	0.338	0.473	0.808	0.53	0.164	0.338	0.379
Sy	42.0680224	5.7940913	2.01842395	2.22596484	1.31533599	2.45427938	2.0544106	1.69358611	4.90100448	3.59610984	7.29043959	10.2369124
σ_ϵ	0.8559854	0.96452268	0.80074902	0.94042544	0.98527103	0.94114611	0.88106243	0.58918248	0.84799764	0.98646034	0.94114611	0.92539667
ESTACIONA*	CUMPLE											

(*) ESTACIONARIEDAD

LOS PARÁMETROS DEBERÁN ESTAR DENTRO DEL CÍRCULO UNITARIO

TABLA No. 5.10 CALCULO DE RESIDUALES

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1957	-0.27108877	-0.52043271	-0.68770561	-1.81970089	-1.03349437	0.30915556	-1.15044638	0.49780309	0.16790407	-0.54813503	-0.75464428	0.05771588
1958	-0.59838594	0.20092054	-0.53027333	-0.61458701	-0.05294526	-0.59323311	0.34224433	-1.02087704	-0.49560466	0.32719837	-0.51890695	-0.82039213
1959	-0.41446141	0.21548754	0.30309116	-0.39969865	-0.08413098	-1.15881269	-0.62726959	-0.03319734	-0.20950622	0.10362179	-0.78645135	0.94293946
1960	-1.50821732	-0.89435313	-1.93461165	1.13639367	0.21302182	-1.18798738	0.44215631	-0.14014833	-0.11109634	-0.30915019	0.16051189	-0.90657332
1961	0.49105519	-1.44847408	1.0769537	0.11964565	0.1063484	-0.62050816	-2.20419688	1.46809918	0.35219233	-0.39223194	0.74617152	0.60405906
1962	-0.23719065	-0.34950351	-0.11745313	-0.7904633	0.45325315	-1.73161819	0.17941461	0.94507812	-1.06015189	-1.1792671	-0.62088393	0.58546626
1963	0.02134734	-0.40894709	0.61383531	-0.19538937	-0.82650945	0.07301452	-0.62735572	0.65639711	0.01837778	-0.13248112	0.0453647	0.32303228
1964	-0.80619668	0.20465989	-0.26240436	0.88341464	1.21342792	-2.31317773	0.22928123	1.25765496	0.19392788	0.57070122	0.91287748	-1.03436895
1965	-0.40471156	0.53974152	1.02341787	0.86813123	-0.20686801	0.01866573	0.52608633	-0.16746854	0.69305439	-0.55644496	0.09780088	0.33990612
1966	0.17689761	-0.15717841	-0.85260127	-0.81079153	1.12229825	-2.7104219	-0.8408773	0.02017091	0.48984743	1.02175155	-0.2514664	0.5771294
1967	1.17640086	0.76613337	0.61673433	-1.8590317	-0.1199182	-0.44654215	1.03180412	0.03911529	-0.07742663	1.23013026	-1.81037915	0.20623128
1968	-0.10285863	0.80705503	0.67578681	-0.50736977	0.80568208	0.23478142	0.09579588	1.13228391	-0.77903826	1.88306316	-1.10905783	0.2881578
1969	0.66395469	0.4364483	-0.11792168	-0.15606632	-0.73629251	1.39623708	0.08559236	-0.58149775	-0.86513134	1.61244016	1.33226737	0.12883753
1970	0.80525307	-0.0210009	-1.09948787	1.05869643	1.79355082	0.77699349	0.76620168	-0.65117086	1.61741759	0.73735267	1.26177661	-0.70288694
1971	0.69322637	-0.24248342	0.79028925	0.45202525	0.22571117	0.49124473	0.42269214	-0.96547047	-0.68763231	-0.67083382	-0.10947137	0.68097329
1972	0.65317285	-1.35210373	1.15974705	-0.55315265	0.42436135	0.19715183	-0.95924145	-1.97973223	-1.46213494	0.35982926	-0.84997204	0.22129719
1973	1.19380074	0.99191092	-0.44917298	-0.10897659	-0.73393986	0.04192652	0.45244399	0.68842718	-0.9933325	0.67691561	-0.14807887	1.84095484
1974	-1.15684669	-0.32873418	-0.93026826	0.90949206	-2.42057572	1.94286516	0.01924113	-0.28348265	-0.55253952	-0.83925079	-0.24677385	0.74290691
1975	-0.31043322	0.83356229	-0.8843857	-0.55251224	0.7558604	0.13481504	-0.58835496	0.56236602	0.7180815	-0.92353756	-0.40113586	0.54585413
1976	1.14898747	-1.06101657	-0.21788266	-0.78043392	-1.44108531	0.21393651	-0.06701661	0.07379989	0.03386642	-1.57633093	-0.58678709	-0.069292
1977	-1.3098462	0.67243707	-0.43754535	-0.13220208	0.6153414	-0.23544941	0.4822525	-1.63887341	0.90394133	-0.673594	1.66767769	-0.77986138
1978	-0.48541426	-0.62013507	-0.35732827	-0.37019392	0.08254862	-0.11897094	-0.00274898	-0.30682283	0.47597215	-1.09844134	0.43122742	-0.92115125
1979	-1.08962273	0.17231835	1.87838576	-0.89664652	-0.79461501	-0.64959843	0.64503646	-0.19682922	-0.60388075	-0.85937541	0.22779132	0.14731478
1980	-0.34594461	-0.14473351	0.07108412	-0.55150753	-0.07180757	-0.2332865	0.83776386	-0.87113273	0.01890249	0.04473207	-0.30674243	-0.67193653
1981	0.18534111	0.52707323	-0.15745206	-0.26955497	-0.72722366	0.00816907	-1.17577878	1.54975718	-0.60439204	0.92154678	0.25531922	0.48784222
1982	-0.52796651	0.21720574	-0.74862388	0.13698106	-1.9115367	0.58786408	0.25371115	-0.24720036	-0.09630478	0.24795963	1.64473562	-0.43821824
1983	0.09404608	-0.92391911	0.76766401	1.01155182	0.69940371	1.87312081	-1.20827509	1.21489002	0.92131985	1.20071843	-0.40133635	2.22289584
1984	0.17676105	0.75781878	0.49612381	0.80207789	0.97528288	0.40436608	0.06082085	-0.00657448	0.33222039	1.36927096	1.11813731	1.42031277
1985	0.36001263	-1.961146	0.72581252	1.6362148	0.14645015	1.41942054	1.38709983	-0.26177123	0.25506551	-0.88546467	0.56708085	0.10304368
1986	0.39999305	2.4929126	0.52909519	-0.19747187	0.67951528	-0.32714572	2.15979121	0.56447207	0.52819552	0.87197503	-0.60842311	0.44498199
1987	1.53379821	0.68313203	-1.22856552	1.59393457	-0.1938626	-0.32287535	-0.63864017	0.3772815	-0.59215187	-0.05521289	-0.42130818	-0.71443261
1988	2.22649268	-1.68218603	-0.05761876	0.93951899	1.53169712	-1.86568324	-0.74524481	0.68960595	1.17096283	-0.77505421	1.12870677	0.24414797
1989	0.6087179	1.28367969	0.99838606	1.80573571	-1.00991411	0.49194452	-0.57221072	0.79936692	-2.04108064	1.10324076	-2.03855129	-0.42370195
1990	-0.54969051	-2.25412536	-0.01033854	-1.5906643	2.35089075	1.05014706	1.20977812	0.53416445	0.01372783	1.24154396	0.51664997	-0.92342572
1991	-0.91173297	-0.05953036	0.81513868	0.18540843	0.14037746	0.6024264	0.12197164	-1.05585118	-0.18337759	-0.93034571	0.68504857	-2.53137487
1992	-0.72213243	-0.57566844	-0.46306236	-0.78787166	-1.6014266	1.98665131	-0.3524982	0.35839923	-1.03199215	-2.23109054	-1.45854898	-1.14333941
1993	1.00291144	1.06098824	-1.52498139	0.57918632	0.30702907	-0.39817388	0.8154551	0.40420249	1.94431562	-0.99482097	1.56519704	0.99349465
1994	-0.78999588	0.84719755	-0.2559694	1.23965314	0.06164673	0.15061502	-0.71551053	-0.67604444	0.07492161	1.06991214	-0.27703804	-1.25507893
1995	-0.94131813	1.2237055	0.68012503	-1.56818376	-1.13318588	1.61312812	-0.78820375	-1.21039591	0.1809194	0.33608726	0.53995069	0.05296306
MEDIA	0.00320288	-0.00178209	-0.00259958	-0.00386022	-0.00989083	0.0276289	-0.01743088	0.03846986	-0.03354101	0.0324732	0.02995839	0.02166606
ASIM	0.44811168	-0.21578534	-0.11681923	-0.00037906	-0.12161447	-0.39238434	-0.00387566	-0.30699394	0.0577983	-0.07419181	-0.07834792	-0.13428573

LOS RESIDUALES SE CONSIDERAN NORMALES E INDEPENDIENTES

TABLA No.5.11 NUMEROS ALEATORIOS CON DISTRIBUCIÓN UNIFORME

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	0.42910201	0.15350812	0.74280259	0.31865711	0.76836446	0.33810783	0.13704409	0.12129234	0.42337445	0.17182695	0.72380656	0.71552049
1957	0.88646692	0.27554896	0.3546288	0.70391132	0.98380615	0.25584722	0.88690158	0.47171123	0.8872902	0.2883699	0.29213155	0.23525723
1958	0.57635377	0.95833697	0.0208097	0.3244292	0.17149504	0.67262311	0.04290261	0.55786736	0.0266268	0.71311405	0.70443489	0.46640454
1959	0.32352765	0.0386724	0.58342561	0.4304688	0.46411481	0.77032002	0.52423717	0.74459128	0.84231879	0.62419229	0.40380841	0.01373243
1960	0.01297912	0.67925159	0.03421669	0.84540597	0.28288416	0.07752319	0.56656987	0.49403474	0.12654258	0.98598436	0.56374964	0.79652227
1961	0.14120688	0.00405458	0.25348007	0.94332598	0.41670418	0.85652439	0.13733795	0.00734258	0.32275882	0.02572347	0.8415278	0.85588419
1962	0.03138105	0.40462811	0.63905727	0.61581958	0.66304204	0.84993846	0.45698328	0.24408024	0.32333667	0.70071617	0.944834	0.42607313
1963	0.06397847	0.54388649	0.39280012	0.17540071	0.94718251	0.6755193	0.48637241	0.87477801	0.40620438	0.54458422	0.57294765	0.13016341
1964	0.72050294	0.27068553	0.90129932	0.82171728	0.49078706	0.54614171	0.86906789	0.32705731	0.24117773	0.81780612	0.88518973	0.65964283
1965	0.61396411	0.95283714	0.87199664	0.29668564	0.23104356	0.56360403	0.36646273	0.24184596	0.38045672	0.67673226	0.39889168	0.72654256
1966	0.024878	0.53816382	0.0903408	0.96100284	0.29017834	0.58584373	0.78263257	0.44579618	0.37559637	0.94331873	0.544561	0.34492769
1967	0.51824613	0.90653947	0.44827906	0.2201893	0.0527849	0.74617342	0.38048133	0.9184213	0.02688378	0.23696816	0.47563634	0.4357974
1968	0.33544937	0.65956358	0.75994345	0.69040545	0.61178173	0.17756244	0.0520505	0.39933196	0.05055338	0.69606262	0.24235076	0.33810366
1969	0.78527602	0.40707118	0.61597848	0.68329601	0.51967073	0.72740541	0.05983463	0.84725864	0.13841115	0.54725293	0.7823563	0.73250394
1970	0.05738146	0.75466123	0.73593929	0.86148354	0.8975395	0.13256791	0.16075851	0.020674	0.25072078	0.54008125	0.34929167	0.60484128
1971	0.73928852	0.76392918	0.87108329	0.84114035	0.94677875	0.35757623	0.96748259	0.8578423	0.08059458	0.73070554	0.47047164	0.71333277
1972	0.75978744	0.08375862	0.12028546	0.05070867	0.5254109	0.85242966	0.92298643	0.86107437	0.82268462	0.79700338	0.5815197	0.31630708
1973	0.80474988	0.65992181	0.534875	0.22115511	0.27179255	0.66317706	0.27320715	0.37870464	0.46961479	0.29816807	0.51996353	0.7731871
1974	0.30339757	0.87890641	0.2187132	0.17570194	0.48597032	0.68186012	0.75957071	0.95522949	0.52014103	0.51639268	0.70382105	0.43787251
1975	0.95121853	0.12848848	0.19366184	0.78010228	0.92585708	0.55721137	0.58414434	0.09292725	0.84981491	0.243591	0.51854042	0.79675803
1976	0.09666401	0.54858752	0.16421216	0.59583797	0.05368257	0.17191437	0.58236234	0.59191646	0.42286646	0.18281899	0.67866411	0.7295202
1977	0.88932145	0.23725125	0.93896887	0.93605128	0.42781022	0.8292557	0.33151317	0.00214104	0.23847764	0.3002605	0.0697133	0.86568839
1978	0.70055627	0.37448858	0.82460376	0.17090358	0.73550541	0.06370183	0.82700214	0.19929875	0.52438575	0.20379764	0.70792538	0.7465155
1979	0.74003584	0.10334704	0.6448925	0.65534501	0.60996768	0.18261757	0.69846025	0.78947891	0.68365706	0.40727716	0.08027124	0.55521301
1980	0.58173088	0.39026096	0.96424012	0.01357255	0.50738014	0.19167569	0.65827496	0.12967386	0.73825755	0.63875896	0.46309624	0.27948122
1981	0.99638901	0.74781269	0.47972501	0.59063553	0.84288546	0.18939357	0.24560483	0.29635589	0.72250504	0.9333301	0.44620218	0.36296572
1982	0.89764413	0.97434197	0.22381632	0.31135853	0.06348748	0.72189173	0.91000136	0.3346399	0.70975494	0.71456643	0.96819057	0.810877
1983	0.83431401	0.00919914	0.55604544	0.13355484	0.85338934	0.34806922	0.59914858	0.44956269	0.3665525	0.1234087	0.20815397	0.49149326
1984	0.16663976	0.78038461	0.36854708	0.71221376	0.86266999	0.49327656	0.6804316	0.73003582	0.89306631	0.01557325	0.1561896	0.14942908
1985	0.75434746	0.65772171	0.6962103	0.69269751	0.19353662	0.93444085	0.3549626	0.29905838	0.26368876	0.89866864	0.03603448	0.10593957
1986	0.64385839	0.54457354	0.4680237	0.67211882	0.09021324	0.19551563	0.37029106	0.83981146	0.99969838	0.24909066	0.53073052	0.51572236
1987	0.12064905	0.10563961	0.69794821	0.76065178	0.57246512	0.39122235	0.40604692	0.99812793	0.82567996	0.2142604	0.46274868	0.86614952
1988	0.66580866	0.11815352	0.59707784	0.11278513	0.87408035	0.55448465	0.80507312	0.8343917	0.77217233	0.71575048	0.59681905	0.57118154
1989	0.78524162	0.06931667	0.97036151	0.13168476	0.48737088	0.68077287	0.08164707	0.06716238	0.81303176	0.99620161	0.9073222	0.02262904
1990	0.45112302	0.69052783	0.88514063	0.17745159	0.96340756	0.83697522	0.14499167	0.1745267	0.23804182	0.02001801	0.80824678	0.00295282
1991	0.21094864	0.93792492	0.57197278	0.55601269	0.81191336	0.01241913	0.17961238	0.18446964	0.887679	0.1067665	0.76511999	0.45473266
1992	0.14077038	0.71722302	0.05860582	0.77912206	0.96908769	0.62149477	0.91151068	0.1576838	0.82395344	0.25804085	0.43046771	0.83473358
1993	0.12981859	0.15974484	0.06540437	0.54759623	0.15391509	0.81139125	0.88476701	0.50813575	0.61250265	0.5998879	0.71035171	0.57549096
1994	0.10808787	0.74229504	0.00286246	0.29095059	0.63703986	0.57974686	0.90527686	0.93534031	0.18855389	0.99911208	0.49107039	0.01359092
1995	0.68778473	0.94517956	0.81980912	0.55668575	0.42203573	0.02425044	0.37491648	0.2661121	0.69822014	0.43135119	0.51138765	0.54941172

**TABLA No. 5.12 NUMEROS ALEATORIOS CON DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTÁNDAR
BOX MÜLLER**

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	0.98364344	0.36672956	1.05629535	-1.01674142	0.57233501	1.10092307	0.03414798	-0.11269432	0.967427	-1.1868713	-0.76222346	-1.67632475
1957	-0.8512149	1.90092427	-0.36000235	-0.44439139	-0.60871168	-0.74557575	-1.14068978	-1.71152604	2.48695414	-0.69064702	0.20791154	0.19734852
1958	-0.86220255	1.61900147	-0.22936695	-0.71327629	0.89578159	-0.46828659	-0.58290054	-0.32462118	2.08133787	-1.42183545	0.27201782	1.76142355
1959	-0.38864252	1.09831396	-0.64100505	0.02750809	0.86964638	1.00623721	2.34446546	0.3958415	1.02019668	-0.7000099	-0.86917215	0.5298728
1960	0.09865092	0.67970491	-0.5482048	-0.78109367	-0.78527551	0.07187601	0.08370316	-0.30143235	-1.37576287	0.84070048	-0.55623563	-0.42542034
1961	-0.41698577	0.34906736	0.1554839	0.97003351	0.31719951	0.30284425	0.63083632	2.45487882	0.6243228	-1.50471355	0.75260114	0.97323067
1962	-0.45541952	1.69767353	0.46763184	1.90804346	-0.73324322	-0.94445367	-0.79747557	1.44221419	0.55371797	-0.66507034	-0.73201483	1.50463301
1963	-0.53523609	-0.00195364	0.63069978	-1.10415097	0.53325063	-0.41392045	1.32004996	-1.01470393	-0.61268088	-0.79233117	0.10163453	0.72169165
1964	0.05258413	-0.03260689	0.61506414	-0.98643059	0.04996491	-0.18458955	1.30554876	-0.27741339	-0.6413841	-0.38064696	-0.7197269	-0.39754425
1965	-1.32959322	-1.56124822	-1.63043618	-1.38979817	0.48366326	-1.6243659	0.91253304	-1.89950025	2.79091225	-0.09847592	0.45709299	1.38733618
1966	-1.48548064	1.04978774	0.59058057	-0.80965848	-0.77434584	0.2583135	-0.08632944	-0.14869281	0.67423261	-1.35019718	-0.89773679	-0.76930146
1967	-0.25280377	2.8365513	0.28015277	1.72651956	0.74873569	0.85477652	-2.18680173	0.61687346	1.28354839	0.425342	-2.49163705	0.41089385
1968	1.3232382	-1.14734897	-0.44179779	0.52873743	1.14406671	0.28977667	-0.61565263	0.40164011	-0.75784539	-0.43977853	-0.93530642	-0.5327295
1969	-0.04879794	-0.78395227	1.01420933	-0.00321504	0.83667111	-0.24774425	-0.26395674	-1.04738486	1.73971472	-0.35834395	0.65249821	-0.37750241
1970	-0.87667251	0.74453095	-1.01053778	-0.69970897	-1.48302453	1.47489405	-0.12689611	-0.94168969	0.59392434	-0.7515455	-0.30752801	-0.27837967
1971	-0.40482051	-0.62829054	0.0152226	-0.45120717	1.104874	-0.33638856	-0.48808646	0.80220817	-0.95635146	-0.68266173	0.6381425	0.23531372
1972	-0.28560941	-0.34451966	1.88620901	-0.1522536	-0.06289492	0.34703965	-0.50136932	-0.70686676	0.14831052	0.81264897	0.51958972	-0.69187148
1973	0.93539827	-0.57805688	0.1313032	-0.2879985	-0.5021602	0.52295284	-1.13612725	0.80661486	0.76228933	0.634912	-0.5282681	-0.85059793
1974	0.5339581	-1.19868739	0.24314799	0.49722104	-0.75069415	-0.32916607	-1.71946291	1.00204736	1.02127421	-1.60918016	-1.20391454	-1.42214138
1975	0.10171764	0.4317595	0.52876365	-0.37070977	1.61682049	-0.92501534	-1.0611367	-0.24529837	-0.27544609	0.65144222	0.29959006	0.07128966
1976	-0.98987019	-0.7658283	0.38345474	-0.36415136	-0.4611621	1.10847271	-0.40383567	1.14828167	-0.94449502	-0.4379549	0.90762312	-1.01075051
1977	1.14212456	-1.0684432	-0.6160697	-0.49543531	-6.151E-05	0.70100884	-0.46793683	0.46486924	0.14702938	0.8294046	-1.58134281	0.78919425
1978	-0.87266672	-0.07312392	0.9029647	-0.84316172	-0.21853414	0.39420014	1.08148761	0.39964405	-0.50727349	0.04685447	0.73022205	0.07687786
1979	-0.77494721	-1.17648901	-1.60371203	1.49092864	-0.34557237	-0.17028135	-1.26071082	1.77504507	1.14412853	-0.37523142	0.80635977	0.44513587
1980	0.3155605	1.72528312	0.37148234	1.57482193	0.39635239	0.48140021	-0.57769812	-0.46312735	-0.33428488	0.18918094	-1.50318865	0.96975668
1981	-0.58422805	0.4999076	0.10045649	0.21590239	0.76214851	-0.41476761	-0.37081819	-0.91603287	1.27523574	0.39776457	-0.45182171	0.71529555
1982	0.13877678	-0.07562233	-0.81322967	-0.35780143	-0.15920615	-1.96248769	0.44318164	0.11960395	1.93633724	0.22630385	-0.70027656	0.17686028
1983	-1.05566025	0.62169255	-1.31150544	0.30980125	0.95507213	-2.44839871	-0.75657728	0.52762978	0.40172128	-0.06568299	-1.40173654	-0.93009599
1984	0.65415262	-0.42512208	0.78701788	-1.4952872	-0.27368084	0.23929447	0.55739498	-0.61971229	-0.17457589	-0.42271265	-0.15277482	0.5341361
1985	0.59841112	0.86125267	1.21743532	0.45681364	2.35667494	0.43674336	0.00537733	2.40747102	-0.16292116	0.5992455	-0.85895864	-0.94804851
1986	0.3145599	-0.67966285	-0.07183787	-1.78785248	-0.16342486	1.61628694	2.36966208	0.81173834	-1.82251259	1.65421202	-0.08662912	1.27979575
1987	0.20287679	-0.28805131	0.27971771	1.32237698	0.63862785	0.47270046	-0.89774699	1.30649382	0.10829572	-0.63571497	-0.54167955	0.75636455
1988	1.1102452	-0.99106205	2.44473982	-1.01045211	-0.06710415	-2.01649867	1.98722962	2.32666009	0.45769622	0.89085773	-1.29800021	-0.24830057
1989	-0.0289261	0.01948993	-0.36202544	0.5727539	-0.15372204	-1.73204767	-0.59846726	-0.16591517	-0.19082239	-3.26424846	0.93711409	0.73518006
1990	0.92289046	-1.36494231	-1.59953355	1.1495999	0.62960595	-1.04673865	1.96370051	-0.69398884	-1.58523664	-0.11040456	0.91357378	-0.83129472
1991	-0.52376991	1.79536819	-0.03494876	-1.43039721	0.71936075	-2.33841154	1.44262029	-0.31219343	0.3285399	0.43599853	0.80198839	1.98586199
1992	1.99757183	0.38277221	-0.61851384	-1.610986	0.65255489	-2.48721676	-0.59404125	-1.39065155	-0.77596884	0.27373318	-1.45989718	0.14324262
1993	0.39956626	-1.43057082	-0.51741837	-1.06419653	1.91659579	-0.3032763	0.67075717	1.07283248	-0.84972329	0.85562544	0.11224975	-1.4703755
1994	0.33964004	-0.4445132	0.96350772	0.0131659	-0.19487461	0.03764442	0.41595509	0.95545611	0.46568959	-0.74216687	0.04830876	0.27809135
1995	-0.66981518	0.05475798	1.00944647	0.0812763	0.07367254	-1.4034337	-0.40365519	0.25449508	0.34201302	1.12376448	-0.29362326	-0.42307853

TABLA No.5.13 MUESTRA GENERADA PAR(1)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	0.84198442	0.57600286	1.19085318	-0.55127941	0.65817389	1.25859224	0.62540063	0.43892619	1.05300669	-0.99810837	-1.05472427	-1.95100584
1957	-1.73729754	1.37483802	0.53525645	-0.23592978	-0.55940199	-0.89077359	-1.42635482	-2.16089585	0.96365644	-0.52325624	0.01881453	0.18975637
1958	-0.63992875	1.39262245	0.65051548	-0.44960791	0.9594706	-0.11642504	-0.56864081	-0.65072289	1.42008647	-1.1696901	-0.13934674	1.57720307
1959	0.48274166	1.18679252	0.19760456	0.09305486	0.840925	1.23124889	2.64800115	2.37280781	2.12271251	-0.34240715	-0.9337516	0.13645067
1960	0.15498874	0.69650783	-0.02176627	-0.74196089	-0.6468339	-0.15098403	0.00233226	-0.1757142	-1.25977219	0.62271504	-0.31302131	-0.51231764
1961	-0.62180195	0.17252767	0.22784766	0.98971239	0.14328667	0.33345158	0.71352878	2.02290285	1.60156277	-1.22168394	0.29537846	1.01257286
1962	0.13366771	1.6727329	1.37642275	2.26235634	-1.10930624	-1.26381441	-1.30040998	-0.20100392	0.36301945	-0.59653032	-0.89056016	1.05486008
1963	0.08720838	0.02113868	0.51769431	-0.86235559	0.6728592	-0.16213321	1.08635741	0.27993101	-0.37118851	-0.84247819	-0.18910469	0.59618037
1964	0.3532365	0.06180436	0.52953282	-0.74762326	0.17707256	-0.11387521	1.09640698	0.72244973	-0.16099385	-0.40189612	-0.81320906	-0.67609236
1965	-1.48765213	-1.89859948	-2.44283127	-2.13756418	0.84206287	-1.2441484	0.21551638	-0.94501504	1.86582904	0.20885337	0.50078373	1.47363331
1966	-0.50968131	0.87798822	0.99882176	-0.42182403	-0.69080862	0.00961743	-0.07151258	-0.14538936	0.4946913	-1.25078659	-1.26766735	-1.19235494
1967	-0.83284384	2.51604729	1.73144438	2.212354	0.35939504	0.92594512	-1.48873679	-0.83944829	0.64353841	0.52512331	-2.16750283	-0.44124377
1968	0.90454954	-0.86784303	-0.87360712	0.2002117	1.09297959	0.64214929	-0.23869179	0.04377635	-0.61944963	-0.53541381	-1.06122987	-0.89519222
1969	-0.50458471	-0.8893501	0.27940642	0.09197468	0.80862014	0.04015007	-0.21357138	-0.78966649	1.05675074	-0.18018497	0.55319363	-0.13967909
1970	-0.82263295	0.50094188	-0.50912295	-0.83112592	-1.31905857	0.942249	0.33388038	-0.28505172	0.35256902	-0.68354851	-0.52046819	-0.45486906
1971	-0.58168775	-0.75956604	-0.44279057	-0.57487549	1.18690405	0.08458278	-0.39002698	0.1575052	-0.72750603	-0.79272971	0.33264269	0.34383011
1972	-0.06671732	-0.3499104	1.3007837	0.2990833	-0.11311178	0.28838323	-0.3053324	-0.6631821	-0.22571954	0.76462797	0.7474541	-0.35697046
1973	0.61613353	-0.39488971	-0.13139803	-0.31551645	-0.44081058	0.34318105	-0.8386744	-0.20240556	0.5391446	0.71473522	-0.25559696	-0.88401175
1974	2.626E-05	-1.15615424	-0.49783587	0.29833512	-0.7906525	-0.57703391	-1.7878912	-0.85422734	0.41329764	-1.51961159	-1.64668821	-1.94013973
1975	-0.91598343	0.17462221	0.52800568	-0.16910297	1.62192299	-0.32236462	-1.08740614	-1.02314967	-0.77584696	0.51538301	0.45615748	0.2388549
1976	-0.72382645	-0.92974895	-0.24986861	-0.42741253	-0.38128211	0.91436142	0.07668852	0.73851177	-0.40951831	-0.49918615	0.68548106	-0.67554784
1977	0.62838372	-0.8646444	-1.0112392	-0.8097413	0.13840516	0.70653269	-0.0780916	0.2107948	0.23640181	0.85694464	-1.19862735	0.27603796
1978	-0.60427834	-0.23005916	0.58524267	-0.59394823	-0.11375021	0.33255236	1.11015537	1.13246881	0.17004175	0.07410692	0.71229378	0.34110186
1979	-0.48699383	-1.26331671	-2.04089755	0.70820205	-0.46158499	-0.31627535	-1.26036318	0.02745201	0.98476786	-0.20864899	0.688379	0.6728229
1980	0.61796461	1.82721736	1.39196732	1.95427149	0.0563341	0.47210886	-0.28568062	-0.50369646	-0.55043192	0.09634866	-1.38215431	0.37357312
1981	-0.30695338	0.40113653	0.32072122	0.31208531	0.69755626	-0.15458291	-0.39983169	-0.86277453	0.6241264	0.4947357	-0.25800957	0.56414649
1982	0.41045463	0.03542057	-0.62997595	-0.55067739	-0.06269537	-1.86817869	-0.49317783	-0.32801913	1.46815927	0.4640179	-0.50222451	-0.02667718
1983	-0.91742186	0.3574372	-0.83608182	0.00707715	0.93979471	-1.98665031	-1.60627741	-0.98700192	-0.18245233	-0.09471585	-1.35125285	-1.37283257
1984	-0.14980935	-0.44958955	0.36089966	-1.28350023	-0.05017126	0.20825317	0.58960352	0.11127602	-0.08906365	-0.4315957	-0.28966278	0.38450558
1985	0.71102056	1.01840716	1.58488603	0.96846042	2.15635681	1.13988791	0.54390475	1.85791479	2.81884688	1.05342281	-0.45234868	-1.04876108
1986	-0.2729508	-0.72760925	-0.49336204	-1.84908504	0.15517577	1.57361158	2.83213849	2.76662991	-0.07917252	1.61883025	0.46563396	1.360794
1987	0.87719006	-0.04625384	0.19627763	1.31033134	0.40515486	0.58182254	-0.51576908	0.35302185	0.2789361	-0.58136208	-0.70629998	0.43224954
1988	1.17382669	-0.64601158	1.57066209	-0.41622976	0.00505951	-1.89610976	0.85401343	2.06087022	1.48038653	1.12157921	-0.84251408	-0.54908935
1989	-0.30863952	-0.06268235	-0.32743825	0.42730333	-0.22452675	-1.70599996	-1.334225	-1.17580811	-0.78499524	-3.34879086	-0.24993002	0.5856097
1990	1.09274098	-1.0280342	-1.89661742	0.43626307	0.54573152	-0.80067676	1.35142263	0.68306342	-0.98225332	-0.26999927	0.76854666	-0.47799818
1991	-0.69546445	1.54807072	0.89930918	-1.0394168	0.88650558	-1.90114803	0.37179551	0.11647187	0.34033115	0.48590956	0.91902568	2.18602081
1992	2.84006508	1.11896966	0.17498847	-1.45551613	0.89183668	-2.03939358	-1.48802059	-2.02166817	-1.72950388	-0.01361171	-1.37857731	-0.38992455
1993	0.14043189	-1.34274398	-1.2186259	-1.41513029	2.13035358	0.4346322	0.79655997	1.27571456	-0.04443463	0.83675328	0.38846602	-1.21345197
1994	-0.33662776	-0.51761279	0.4614778	0.169284	-0.22095187	-0.03925283	0.34791581	0.84405398	0.84225229	-0.5939888	-0.15530262	0.19848512
1995	-0.4707352	-0.07145878	0.76550947	0.33670751	0.01501043	-1.31576264	-0.97800116	-0.64028089	-0.04932263	1.10046017	0.09561315	-0.35527808
MED	-0.04819744	0.07587869	0.1188168	-0.12005889	0.28005002	-0.16005675	-0.06402664	0.06903554	0.32731225	-0.13864195	-0.30979778	-0.03886872
DESVEST	0.43419516	0.77075056	0.31358775	0.28106559	0.50494704	0.91826119	0.871119	0.59613975	0.458304	0.92204736	0.50212864	0.53569404

TABLA No. 5.14 MUESTRA GENERADA (MUESTRA DESESTANDARIZADA Y DESNORMALIZADA)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1956	301.52	584.51	604.37	345.66	183.64	55.14	14.31	12.74	54.05	199.49	188.79	208.15
1957	188.91	227.74	475.82	476.38	342.25	117.00	8.27	4.09	2.25	116.16	272.46	119.30
1958	184.79	431.73	681.80	232.17	66.04	25.63	1.82	2.41	53.08	159.06	179.69	292.39
1959	249.85	320.83	281.58	305.53	184.67	33.58	11.16	7.71	31.09	91.29	60.70	108.46
1960	141.68	496.88	400.23	242.10	67.54	84.64	4.99	2.99	64.15	24.24	82.11	142.63
1961	222.19	651.65	615.68	307.67	256.65	91.59	3.11	5.83	43.93	301.77	147.77	287.64
1962	285.42	593.27	791.10	523.52	78.38	7.06	7.67	3.51	55.71	163.57	92.49	456.78
1963	321.52	618.41	990.99	517.52	269.67	80.27	32.29	13.47	64.46	93.73	157.93	99.60
1964	246.70	500.35	498.42	264.93	466.18	238.48	10.41	6.37	25.51	187.42	161.82	193.36
1965	241.33	442.50	293.15	125.86	54.96	21.92	1.17	9.31	70.68	78.52	155.13	309.07
1966	146.75	728.61	865.68	186.63	430.99	96.85	22.61	10.21	14.39	202.57	171.72	103.96
1967	243.17	487.56	729.25	421.25	116.25	190.03	18.48	17.32	53.93	246.14	261.31	209.31
1968	295.00	396.64	396.48	333.39	117.51	34.63	22.09	10.52	133.64	345.56	128.60	156.29
1969	131.08	239.63	313.31	528.40	30.18	18.96	5.59	2.10	5.25	115.16	147.74	290.99
1970	205.24	310.56	486.97	216.97	94.73	51.65	2.75	3.61	124.71	193.84	117.00	294.41
1971	323.84	310.91	499.23	204.64	160.93	209.20	12.01	8.76	78.54	199.69	272.36	206.64
1972	261.73	591.32	865.67	587.00	50.81	92.56	42.66	9.64	50.67	210.71	200.46	85.02
1973	244.45	523.18	405.85	216.35	272.46	40.82	4.47	4.09	29.46	124.79	175.86	122.78
1974	197.12	534.26	1047.14	200.29	212.45	9.68	1.76	5.72	44.06	99.00	237.27	283.81
1975	312.63	535.40	433.37	62.70	290.53	120.63	26.81	8.62	77.54	145.97	95.95	112.32
1976	206.91	444.76	640.46	190.66	71.73	4.02	0.21	0.74	52.41	131.20	78.64	393.05
1977	303.72	528.60	625.96	223.68	300.51	125.02	5.63	4.54	11.49	38.45	150.21	89.88
1978	254.90	383.35	401.40	131.00	159.01	34.65	8.51	4.98	17.87	63.34	144.84	249.03
1979	290.76	649.60	992.73	185.61	177.07	374.04	22.59	35.71	106.27	131.23	102.04	248.08
1980	243.08	485.31	460.04	342.13	38.73	110.02	11.37	7.28	78.96	248.15	120.06	208.97
1981	176.76	308.21	217.56	197.63	253.30	85.91	48.06	39.90	83.92	124.15	126.18	286.64
1982	266.50	599.37	770.91	563.63	112.54	93.50	21.93	25.08	101.73	53.88	112.91	89.29
1983	310.42	515.24	1210.04	774.64	37.95	7.74	0.59	1.47	68.14	148.84	73.91	207.89
1984	267.80	658.79	552.93	312.76	12.27	30.41	6.69	6.58	81.42	43.77	27.54	86.61
1985	182.14	287.29	392.39	313.95	143.22	27.44	1.30	3.61	48.35	149.67	159.30	274.16
1986	340.29	446.13	725.33	122.36	306.44	164.85	36.31	22.23	151.14	139.92	114.60	276.99
1987	318.60	336.58	629.23	970.47	34.39	1.21	0.09	0.55	33.23	9.00	65.34	268.75
1988	351.80	557.32	904.64	224.52	121.01	261.83	11.05	9.91	106.07	123.12	46.20	10.11
1989	99.78	346.66	249.83	326.54	243.88	184.69	6.62	11.41	55.08	175.32	116.96	187.26
1990	160.34	476.74	851.52	156.87	38.98	162.01	23.36	4.05	50.36	178.91	241.01	310.51
1991	319.39	694.95	676.43	184.18	76.44	83.78	1.82	2.30	33.84	165.57	188.28	118.29
1992	240.11	441.51	653.95	294.58	57.99	5.69	12.43	9.35	59.62	120.91	276.36	102.68
1993	274.60	749.88	854.95	242.95	264.66	36.67	48.66	56.98	150.41	114.55	74.82	153.24
1994	291.38	375.67	445.49	181.59	106.99	39.78	33.16	23.56	40.31	44.02	111.09	75.83
1995	77.90	456.76	718.55	105.94	211.89	315.57	3.93	5.31	79.08	61.28	147.52	124.73
MEGIA	243.05	481.72	616.26	308.62	162.90	94.23	13.97	10.61	62.17	139.10	144.62	196.12
DSVST	67.98	134.27	239.24	186.93	114.54	89.65	13.57	11.59	36.82	73.20	64.01	98.07

xi) Se hace una comparación de los estadísticos de la muestra generada y la histórica, las cuales mantienen sus características dentro del rango tolerable. Para efectos del proceso de simulación se obtuvieron 40 muestras sintéticas.

5.5 SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

En el presente trabajo, la simulación tiene dos objetivos centrales:

- a) Definir el nivel mínimo de operación (NAMINO) y el NAMO del sistema, y con ella la capacidad útil del vaso.
- b) Verificar si el potencial hidrológico de la cuenca satisface la demanda de 1.4 Mm^3 de agua, como inicialmente fue considerado.

Para determinar el volumen útil del vaso se utilizó el método experimental definido por Yevjevich, que se basa en la generación sintética de información.

La exploración de las diferentes alternativas se basó principalmente en las condiciones de entrada, las cuales fueron variadas en forma sistemática principalmente en el caudal de extracción y variación de niveles, buscando aprovechar el mayor volumen acumulado posible.

5.5.1 DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SIMULACIÓN

a) Componentes físicos del sistema de aprovechamiento.

El sistema de aprovechamiento propuesto estará compuesto por los siguientes elementos físicos, los cuales en cierta medida delimitan las fronteras de la simulación.

- i) Sifón de regulación (descargas).
- ii) Muro-presa de concreto ciclópeo, construido sobre la cresta del sifón en la boquilla de salida de la laguna. La característica principal del muro es que debe ser económica y segura. Para lograr la economía debe ser construida con materiales de la zona y lograr un volumen mínimo de concreto, haciendo que la altura del muro esté dentro de lo permisible para muros de concreto ciclópeo y cumpla con las restricciones impuestas por el sifón sobre la altura máxima permisible sobre la cima del sifón.

b) Relaciones de operación.

El aprovechamiento de la laguna La Victoria, es parte de una política de desarrollo para el uso de pequeñas lagunas localizadas al pie de la cordillera. La cuota de aporte asignada a esta laguna es para satisfacer 1.4 Mm^3 al año dentro del período de sequía (mayo - octubre), con un caudal neto de aprovechamiento de $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que significa que la descarga en el vaso debe ser superior a este valor, de tal manera que compense las pérdidas ocurridas en el trayecto. Estas pérdidas son aproximadamente del 25 a 30 % del volumen descargado (porcentajes obtenidos por comparación

de los vasos en actual operación, ubicados a una altitud similar al estudiado). Determinándose el siguiente caudal a descargar.

. Gasto neto requerido en la Central.	0.5 m ³ /s
. Pérdidas en el trayecto. (30 %)	0.15 m ³ /s
. Otras pérdidas.	0.05 m ³ /s
TOTAL	0.70 m³/s

c) Variables.

Dentro de las variables a ser consideradas en cada ejercicio de simulación se tienen:

- Variables de estado. Volumen inicial y final.
- Parámetro de diseño: Capacidad del embalse para diferentes alturas del muro.
- Variables de salida del modelo: Derrames y déficits.

5.5.2. SIMULACIÓN DEL SISTEMA

a) Determinación de las relaciones : elevación - volumen y elevación - área.

Del plano topográfico a una escala de 1:2000, se obtuvieron las áreas para los niveles indicados, con ellos se determinaron las relaciones: elevaciones versus áreas y volúmenes, respectivamente.

Tabla 5.15 : Áreas calculadas en función de la altitud

ALTITUD (msnm)	ALTURA RELATIVA (m)	ÁREA (m ²)
4053	0	143872
4054	1	156228
4055	2	167639
4056	3	179451
4057	4	191665
4058	5	205485
4059	6	218940
4060	7	234174
4061	8	240182
4062	9	247181
4063	10	254281
4064	11	261482
4065	12	269537

Por debajo de la cota 4053 msnm no existe curvas de nivel. Es muy probable que la profundidad sea mayor como es típico en las lagunas al pie de las cordilleras. Sin embargo, para efectos del presente trabajo este aspecto no tiene mayor relevancia.

Las áreas determinadas para cada nivel fueron transformadas en diámetros equivalentes mediante la relación: $D = (4 \cdot A / \pi)^{1/2}$ para calcular el volumen de cada espacio utilizando la fórmula del tronco cónico: $V = (\pi h / 3) (r^2 + rR + R^2)$. Basados en estos datos calculados se determinó la relación de la altura relativa y las áreas y volúmenes respectivamente, mediante el método de correlación exponencial. El resultado es el siguiente:

$$V = 141.41 H^{1.1508}$$
$$A = 0.1449 H^{0.23794}$$

donde:

V volúmenes en miles de m^3

H altura relativa, en m.

A área de la superficie del agua para cada nivel altimétrico, en km^2

b) Exploración de las diferentes condiciones.

Las infinitas posibles secuencias de nivel inicial y final que puede ocurrir en un vaso de almacenamiento, pueden ser disminuidas con las restricciones impuestas por las características físicas de los elementos del sistema y de las relaciones de operación, dentro de estas el gasto (Q) y la altura máxima del muro.

Con base en estas restricciones se ha explorado las diferentes posibilidades, teniendo presente lo siguiente:

i) Condiciones iniciales.

Nivel inicial.

Nivel máximo de operación.

Extracción equivalente en m^3/s .

Mes de extracción.

ii) Resultado de la simulación.

Derrame total.

Derrame promedio mensual.

Nº de meses con derrame en el período.

Derrame promedio mensual en el período.

Derrame máximo.

Derrame mínimo.

Déficits total.

Déficits promedio mensual.

Nº de meses con déficits en el período.

Déficits máximo mensual.

Déficits mínimo mensual.

Para buscar un dimensionamiento adecuado de la capacidad del embalse, se ha hecho la simulación para diferentes extracciones (al margen de lo fijado por las relaciones de operación),

cuyo resultado además contribuirá en la operación óptima del vaso y para establecer una política de operación que produzca el mayor beneficio económico del sistema (conjunto de vasos).

Los diferentes volúmenes empleados en la simulación, han sido los siguientes :

$$Q = .45 \text{ m}^3/\text{s} (1\ 166 \times 10^3 \text{ de m}^3)$$

$$Q = .50 \text{ m}^3/\text{s} (1\ 296 \times 10^3 \text{ de m}^3)$$

$$Q = .60 \text{ m}^3/\text{s} (1\ 555 \times 10^3 \text{ de m}^3)$$

$$Q = .70 \text{ m}^3/\text{s} (1\ 814 \times 10^3 \text{ de m}^3)$$

$$Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s} (3\ 629 \times 10^3 \text{ de m}^3)$$

c) Resultados.

Se presenta algunos resultados de la simulación que permite observar el comportamiento del vaso para las dimensiones propuestas, en una serie de 40 años (480 meses) tanto con la muestra histórica como con las generadas.

- 1) Para : Vext $1814 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua ($0.70 \text{ m}^3/\text{s}$) volumen de extracción mensual
 Vútil $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.16 : Cuadro Resumen

Mes de extracción	Derrame mensual esperado (miles de m^3)	Déficit mensual esperado (miles de m^3)	Tipo de extracción
abril	48.47	2.81	conveniente
mayo	50.13	4.51	conveniente.
Junio	53.14	7.62	no conveniente
julio	56.51	11.04	no conveniente
agosto	56.95	11.52	no conveniente
septiembre	52.91	7.34	no conveniente
octubre	49.62	3.80	conveniente

- 2) Para : Vext $1814 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua ($0.70 \text{ m}^3/\text{s}$) volumen de extracción bimensual
 $907 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua ($0.70 \text{ m}^3/\text{s}$)
 Vútil $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.17 : Cuadro Resumen

Mes de extracción (X) días	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril (30) mayo (15)	26.77	56.89	no conveniente
mayo (30) junio (15)	38.37	69.20	no conveniente.
Junio (30) julio (15)	50.52	80.51	no conveniente
julio (30) agosto (15)	55.66	85.83	no conveniente
agosto (30) sept. (15)	52.01	82.05	no conveniente
septiembre (30) oct.(15)	42.27	72.09	no conveniente

- 3) Para : Vext 1814×10^3 m³ de agua (0.70m³/s) volumen de extracción bimensual
 454×10^3 m³ de agua (0.70m³/s)
 Vútil 1687×10^3 m³ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.18: Cuadro Resumen

Mes de extracción (X) días	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril (30) mayo (7)	29.02	21.35	no conveniente
mayo (30) junio (7)	39.86	31.90	no conveniente.
Junio (30) julio (7)	50.52	42.76	no conveniente
julio (30) agosto (7)	55.73	48.08	no conveniente
agosto (30) sept. (7)	52.01	44.30	no conveniente
septbre (30) oct. (7)	42.27	34.34	no conveniente

- 4) Para : Vext 1296×10^3 m³ de agua (0.50m³/s) volumen de extracción unimensual
 Vútil 1687×10^3 m³ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.19 Cuadro Resumen

Mes de extracción	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril	88.15		no conveniente
mayo			no conveniente.
Junio			no conveniente
julio	88.51		no conveniente
agosto			no conveniente
septiembre			no conveniente
Octubre			no conveniente

Nota : Para las condiciones dadas, no se presenta déficit. No conviene a los objetivos del proyecto por la pérdida de agua.

- 5) Para : Vext 1296×10^3 m³ de agua (0.50m³/s) volumen de extracción bimensual
 648×10^3 m³ de agua (0.50m³/s)
 Vútil 1687×10^3 m³ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.20 Cuadro Resumen

Mes de extracción (X) días	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril (30) mayo (15)	39.12	4.29	
mayo (30) junio (15)	43.39	8.38	no conveniente.
Junio (30) julio (15)	51.14	16.31	no conveniente
julio (30) agosto (15)	55.71	21.02	no conveniente
agosto (30) sept. (15)	51.93	17.28	no conveniente
sept. (30) octubre(15)	43.42	8.61	

- 6) Para : Vext 1710×10^3 m³ de agua (0.66m³/s) volumen de extracción mensual
 Vútil 1687×10^3 m³ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.21 : Cuadro Resumen

Mes de extracción	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril	55.22	1.03	conveniente
mayo	55.83	1.51	conveniente.
Junio	47.60	1.80	conveniente
julio	57.05	2.89	no conveniente
agosto	57.13	3.03	no conveniente
septiembre	55.73	1.61	conveniente
Octubre	55.59	1.33	conveniente

- 7) Para : Vext 1814×10^3 m³ de agua (0.70m³/s) volumen de extracción mensual
 Vútil 1803×10^3 m³ de agua. Capacidad del vaso
 NIVMAX 10.5 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.22 Cuadro Resumen

Mes de extracción (X) días	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril (30)	47.54	2.01	conveniente
mayo (30)	47.95	2.31	conveniente.
Junio (30)	47.95	2.50	conveniente
julio (30)	48.59	3.05	no conveniente
agosto (30)	48.52	3.09	no conveniente
septiembre (30)	47.83	2.38	conveniente
Octubre (30)	47.55	1.96	conveniente

- 8) Para : Vext 1710x10³ m³ de agua (0.66 m³/s) volumen de extracción unimensual
 Vútil 1803x10³ m³ de agua. Capacidad del vaso
 NIVMAX 10.5 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.23 Cuadro Resumen

Mes de extracción	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril	55.01	1.03	conveniente
mayo	55.35	1.16	conveniente.
Junio	55.04	0.98	conveniente
julio	55.41	1.20	conveniente
agosto	55.28	1.21	conveniente
septiembre	54.96	0.91	conveniente
Octubre	54.95	0.76	conveniente

Muestras generadas :

- 9) Para : Vext 1710x10³ m³ de agua (0.66m³/s) volumen de extracción unimensual
 Vútil 1687x10³ m³ de agua. capacidad del vaso
 NIVMAX 10 m
 NIVMIN 2 m

Tabla 5.24 Cuadro Resumen

Mes de extracción	Derrame mensual esperado (miles de m ³)	Déficit mensual esperado (miles de m ³)	Tipo de extracción
abril	58.69	1.76	conveniente
mayo	59.29	1.99	conveniente.
Junio	60.47	2.68	no conveniente
julio	61.36	3.33	no conveniente
agosto	61.38	3.39	no conveniente
septiembre	59.94	1.90	conveniente
Octubre	59.23	0.98	conveniente

COMENTARIO.

La simulación de la serie para las condiciones impuestas se efectuó considerando el inicio de la operación en uno de los meses del periodo de sequía que dura de mayo a octubre (se incluye abril). Los resultados se muestran en las tablas.

Para una extracción de $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$, el volumen derramado es considerable (tabla 5.16). Se presenta la posibilidad de una mayor extracción o de un incremento en la altura de la presa. Esta última está restringida por el costo en el traslado de los materiales y por las condiciones de carga en el diseño del sifón. Se ha simulado considerando una mayor extracción (bimensual) primero adicionando 15 días en el siguientes mes (tabla 5.17), en seguida adicionando 7 días (tabla 7.18). En ambos casos no es conveniente por el volumen de déficit.

Con la extracción de $0.50 \text{ m}^3/\text{s}$ se logra eliminar los déficits a cambio de una considerable pérdida de agua por derrame. (Tabla 5.19). Para ver el comportamiento con mayor extracción, se ha simulado adicionando 15 días de extracción al mes siguiente, con lo cual se logra disminuir el volumen de derrame, pero se presentan déficits significativos.

En el cuadro 5.21 y 5.23, se presenta la extracción mensual (un mes) de $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1710 \text{ miles de m}^3$) para los niveles especificados. Por los resultados (menores déficits) se considera como la mejor opción. En forma similar, para una extracción de $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ con una altura relativa incrementada a 10.5 m da resultados adecuados. El comportamiento para estas condiciones ha sido simulado también para las series de las muestras sintéticas.

De lo anterior se concluye:

De las diferentes exploraciones realizadas, se ha determinado como las mejores opciones las simulaciones que consideran los datos de entrada, siguientes:

a) Extracción: $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1710 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)

NIVMAX: 10 m

NIVMIN: 2 m

Vútil: $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua

b) Extracción: $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1710 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)

NIVMAX: 10.5 m

NIVMIN: 2 m

Vútil: $1802 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua) Extracción: $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1814 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)

NIVMAX: 10.5 m

NIVMIN: 2 m

Vútil: $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua

Con los cuales se logran disminuir los déficits y la operación puede iniciarse en cualquiera de los meses del periodo de estiaje de mayo a octubre (se incluye abril).

El derrame máximo mensual obtenido de la simulación es de $1200 \text{ miles de m}^3$, que será considerado en el diseño de los sistemas de alivio.

La altura del muro se está considerando de 4 a 4.5 m. De ser posible elevarse a 5 m, superando las restricciones impuestas por el diseño del sifón, se lograría un mayor aprovechamiento.

5.6 CALCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA.

En el presente inciso, se explora el comportamiento del sifón para diferentes condiciones de extracción (1.40 m³/s, 0.70m³/s y 0.45m³/s), con la finalidad de determinar el diámetro mínimo para la presión atmosférica reinante (local) y evitar el fenómeno de la cavitación. La presión atmosférica local sobre los 4050 msnm es mucho menor a la presión existente al nivel del mar (1.033 kg/cm²). Situación que restringe el cálculo de la profundidad del ramal de captación y del diámetro, cuya limitación está dada en la ecuación (4.1).

5.6.1 CÁLCULOS PRELIMINARES

a) Propiedades físico-mecánicas del agua al nivel del mar, a 4^oC y 20^oC

Densidad ρ	101.97 kg s ² /m ⁴	
Peso específico γ	1000 kg/m ³	
Viscosidad cinemática ν	1.007 x 10 ⁻⁶ m ² /s	(20 ^o C)
Presión de vapor absoluta p_v	0.024 kg/cm ²	(20 ^o C)

b) Valores estándar del aire para 15^oC, al nivel del mar

Densidad ρ_o	0.125 kg s ² /m ⁴
Peso específico γ_o	1.225 kg/m ³
Presión p_o	10.333 kg/m ²
Constante característica del gas (R)	29.27 m ³ /K
Temperatura (15 ^o C)	288 ^o K
Constante de decremento α	0.0065 ^o K/m

c) Propiedades físico mecánicas del agua sobre los 4 000 msnm.

La temperatura en la zona del proyecto durante los meses de mayo a octubre (periodo previsto para el funcionamiento del sifón), varía de -3° C a 18°C. Basado en estos valores se determinó las propiedades siguientes:

i) **Presión absoluta de vaporización.** Considerando los extremos de la temperatura fluctuante, se obtuvo de la tabla 4.1, los siguientes valores:

Para : 18 °C: $p_v = 0.2152$ m (columna de agua)
 0° C: $p_v = 0.062$ m (columna de agua)

ii) **Densidad.** De la misma manera, la densidad para las temperaturas indicadas se tiene:

Para : -3 °C: $\gamma = 910.7$ kg/m³ (hielo) $\rho = 93.5$ kg. s²/m⁴

$$\begin{array}{ll}
 18\text{ }^\circ\text{C:} & \gamma = 999.0\text{ kg/m}^3 & \rho = 101.83\text{ kg. s}^2/\text{m}^4 \\
 7.5\text{ }^\circ\text{C:} & \gamma = 999.86\text{ kg/m}^3 & \rho = 101.94\text{ kg. s}^2/\text{m}^4
 \end{array}$$

iii) **Viscosidad.** Se obtuvo los siguientes valores:

Tabla 5.25. Viscosidad dinámica y cinemática

T	$\mu \times 10^{-5}$ (kg. s / m ²)	$\nu \times 10^{-6}$ (m ² / s)
18°C	10.802	1.06
0°C	18.27	1.79
-3°C		> 1.79 (Agua en estado sólido)

Fuente: Tabla 1-c y 2-b. "Mecánica de los fluidos e Hidráulica". R. V. Giles [10]

Para efectos de cálculo, se ha visto por conveniente considerar el valor de la viscosidad como un promedio de la viscosidad a 0°C y 18°C, 1.425×10^{-6} m²/s

Tabla resumen

Propiedades físico - mecánicas del agua sobre los 4 000 msnm

Densidad	$\rho = 101.83\text{ kg s}^2/\text{m}^4$	a 18°C
Densidad	$\rho = 101.94\text{ kg s}^2/\text{m}^4$	a 7.5°C
Peso específico	$\gamma = 999.86\text{ kg / m}^3$	a 7.5°C *
Presión de vaporización:	$p_v = 0.062\text{ m (columna de agua)}$	a 0° C
	$p_v = 0.215\text{ m (columna de agua)}$	a 18° C
	$p_v = 0.240\text{ m (columna de agua)}$	a l nivel del mar (**)

Viscosidad cinemática $\nu = 1.425 \times 10^{-6}$ m² /s

(*) Este valor, por funcionalidad y poca variación en los cálculos, es asumido como 1 000 kg / m³

(**) Se adopta este valor para tener un mayor margen de seguridad en el análisis del fenómeno de la cavitación

d) Principales propiedades físico-mecánicas de los materiales del sifón.

i) Propiedades físicas promedio:

Tubo de acero, laminado en caliente con bajo contenido de carbón, con:

Esfuerzo de fluencia:	tensión : 36 klb / plg ²
	cortante: 21 klb / plg ²
Módulo de elasticidad:	tensión E : 30000 klb / plg ²
	cortante G: 12000 klb / plg ²
Coefficiente de dilatación lineal por °F (α):	6.5×10^{-6}

ii) Rugosidad absoluta ϵ en el tubo, de 0.40 mm, que corresponde a un tubo de acero con costura longitudinal y una transversal de remaches en cada junta [8]

e) Propiedades estáticas del aire atmosférico sobre los 4050 m.s.n.m

Presión atmosférica y carga de presión.

$$\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left(1 - \frac{ah}{T_0}\right)^{\left(\frac{1}{Ra}\right)}$$

$$p = 10.333 \left(1 - \frac{0.0065 \times 4050}{288}\right)^{\left(\frac{1}{0.0065 \times 29.27}\right)}$$

$$p = 6243.29 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{p}{\gamma} = 6.243 \text{ m}$$

Densidad y peso específico

$$\left(\frac{\rho}{\rho_0}\right) = \left(\frac{p}{p_0}\right)^{(1-aR)}$$

$$\rho = 0.125 \left(\frac{6243.29}{10.333}\right)^{(1-0.0065 \times 29.27)}$$

$$\rho = 0.0831 \text{ kg s}^2/\text{m}^4$$

f) Presiones absolutas sobre los 4050 msnm

Basado en los cálculos anteriores, el gráfico siguiente muestra los valores permisibles de las presiones absolutas, que serán considerados tomados en cuenta en el cálculo del sifón para evitar el fenómeno de la cavitación.

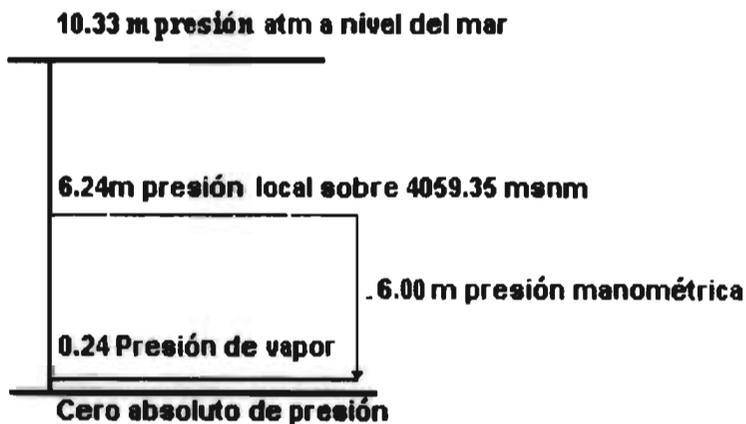


Fig. 5.3

La figura anterior muestra la presión atmosférica local sobre los 4050 msnm. El valor de 6.24 m es muy inferior a la presión normal al nivel del mar (10.33 m), lo cual indica que la altura máxima permisible en los cálculos del sifón para evitar el fenómeno de la cavitación debe ser $(-6.24 + 0.24)$: -6.00 m (altura manométrica). En términos de presión absoluta, la presión en un punto crítico del sifón no debe ser inferior a 0.24 m.

5.6.2 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SIFÓN PARA LA CONDICIÓN 1.

La condición 1 considera lo siguiente:

- $Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\epsilon =$ En mm (rugosidad absoluta del material)
- $V =$ Velocidad dentro del rango de 2 a 3.5 m/s

También, se asume lo siguiente :

Longitud total (L).

Esta fue obtenida del esquema geométrico del sifón. Durante el cálculo es móvil, por que va modificándose de acuerdo a los ajustes de cada iteración del cálculo del diámetro.

Tipo de entrada.

Dispondrá de una entrada de borde ligeramente redondeada para reducir las pérdidas de carga. Por la ubicación y localización de la laguna La Victoria, el agua se mantiene exento de impurezas o sólidos capaces de obstruir el funcionamiento del sifón. No es necesario dotar de un dispositivo de protección contra sólidos (válvula de pie con malla de protección o similar).

El esquema geométrico propuesto de acuerdo a la configuración topográfica se muestra en la figura 5.4.

5.6.2.1 CRITERIO DEL “DIÁMETRO ÓPTIMO” PARA DETERMINAR EL DIÁMETRO DEL SIFÓN.

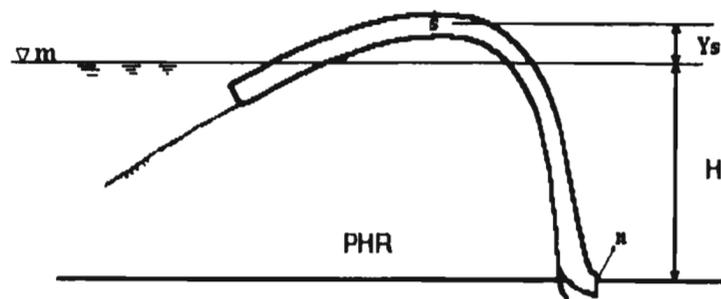


Fig.5.5 Esquema idealizado del sifón

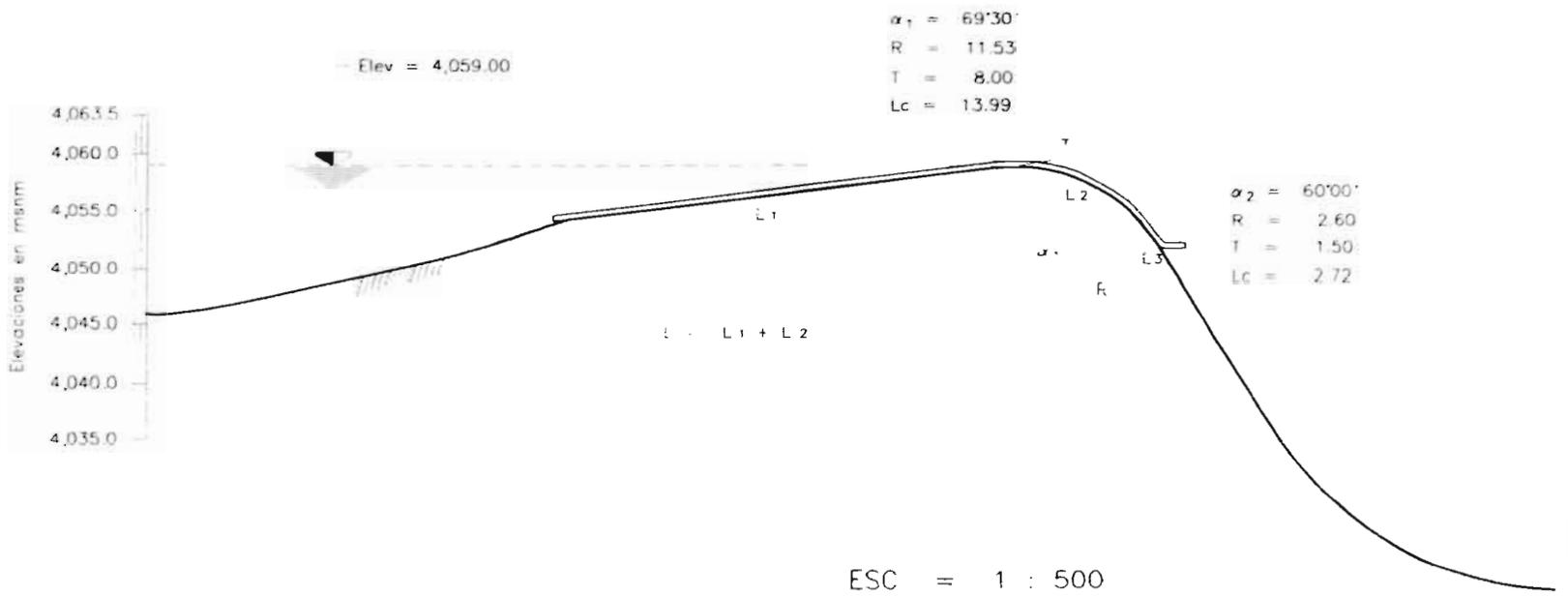


Fig 5.4 Disposición Geométrica Longitudinal del Sifón
 CONDICION INICIAL DEL CALCULO

a) Datos de cálculo.

$$\begin{aligned} Q &= 1.40 \text{ m}^3/\text{s} & v &= 1.425 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \\ L &= 63.40 \text{ m} & \epsilon &= 0.40 \text{ mm} \\ H &= 7.50 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Estimación del diámetro.

i) Primera estimación de D para $f = 0.013$, mediante la ecuación (4.42)

$$D = 1.105 \sqrt[3]{\frac{0.0826 \times 1.40^2 \times 63.40 \times 0.013}{7.5}}$$

$$D = 0.491 \text{ m}$$

ii) $Re = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot v}$ ecuación (4.43)

$$= 2.55 \times 10^6$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.40}{491} = 0.00081$$

$$f = 0.01869 \neq 0.013$$

iii) Segunda aproximación

Tabla 5.26 Coeficientes (K) por pérdidas locales para D estimados

DESCRIPCIÓN	K _i			OBSERVACIÓN
	1ª Aprox.	2ª Aprox.	3ª Aprox.	
Por : entrada	0.230	0.230	0.230	Entrada ligeramente redondeada
Válvula de retención	0.953	0.800	0.800	
Cambio de dirección 1	0.081	0.081	0.081	
2	0.075	0.075	0.075	
Válvula de compuerta	0.198	0.159	0.168	
$\sum K_i$	1.537	1.345	1.354	

para: $K = 1.537$

$$V = \sqrt{\frac{19.62H}{\left(1 + \frac{f}{D}L + K\right)}} \quad \text{ecuación (4.39)}$$

$$\begin{aligned} V &= 5.452 \text{ m/s} \\ D &= 0.572 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0.007$$

$$Re = 2.18 \times 10^6$$

$$f = 0.01803 \approx 0.01869$$

$$K = 1.345$$

$$V = 5.82 \text{ m/s}$$

$$D = 0.553 \text{ m}$$

iv) Tercera aproximación, para $D = 0.553 \text{ m}$

$$k = 1.354$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0.0007$$

$$Re = 2.3 \times 10^6$$

$$f = 0.01817 \sim 0.01803$$

Se obtuvo los resultados siguientes:

$$V = 5.758 \text{ m/s}$$

$$D = 0.556 \text{ m } (\sim 22'')$$

$$A = 0.243 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

vi) Carga de presión en la cima del sifón

$$\text{SCHÄFER : } \frac{p_s}{\gamma} = -Y_s - h'_{is} - h'_{fs} \quad \text{ecuación (4.51)}$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = \frac{p_a}{\gamma} - (Y_s + h'_{is})$$

donde :

$$y_s = 0$$

$$\frac{p_a}{\gamma} = 6.243 \text{ m}$$

$$h'_{is} = 2.503 + 1.877 = 4.380 \text{ m}$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = 6.243 - 4.380 = 1.863 \text{ m} < 0.24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{SOTELO : } \left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} &= \frac{p_a}{\gamma} - \left(Y_s + \frac{V_s^2}{2g} + h'_{is} \right) \\ &= 6.243 - (0 + 1.69 + 4.380) \\ &= 0.173 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \end{aligned}$$

COMENTARIO

a) Para el esquema geométrico analizado, según Schäfer, en la cima se producirá una presión interna (absoluta) de 1.863 m superior a la presión de vaporización (0.24). En cambio de acuerdo a Sotelo es lo contrario. Se acentúa esta discrepancia con la disminución del diámetro.

b) De acuerdo a Schäfer, para ésta geometría propuesta, se obtiene una altura de extracción Y_s (umbral de la cresta) máxima de $(1.863-0.24) : 1.623$ m. En cambio con el de Sotelo, la geometría propuesta queda descartada.

c) Para lograr una mayor altura de Y_s , como la que se requiere en el presente proyecto, se debe replantear el esquema (geometría) propuesto considerando, de ser posible, de acuerdo a las características del proyecto, modificar lo siguiente :

- Reducir las pérdidas de carga locales
- Reducir las pérdidas de carga por fricción, remplazando los tubos con otros de menor rugosidad
- Disminuir la diferencia de niveles H, para una velocidad permisible

d) Para el diseño del diámetro del sifón, el método del diámetro óptimo resulta ineficaz. Mediante éste criterio aproximarse al diámetro comercial para un Y_s requerido, dentro de una velocidad permisible resulta sumamente laborioso, lo que implica utilizar otro criterio.

5.6.2.2 CÁLCULO DEL DIÁMETRO COMERCIAL: CRITERIO DEL PARÁMETRO OPTIMIZADOR.

a) Datos de cálculo.

$$Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_s = 4.50 \text{ (valor inicial asumido)}$$

$$\epsilon = 0.40 \text{ mm}$$

$$l_s = 43.50 \text{ m. (Long. del ramal de elevación)}$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{min} = -6.243 + 0.24 \approx -6.00 \text{ m}$$

b) Pérdidas totales en el ramal ascendente.

$$\begin{aligned} h'_{fs} + h'_{is} &= -Y_s - \frac{p_s}{\gamma} \\ &= -4.50 - (-6.0) \\ &= 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Factor de optimización.

$$F_o = \frac{19.62}{V^2} (1.5) \quad \text{ecuación (4.50)}$$

$$F_o = \frac{29.43}{V^2}, \quad \text{SCHAFER}$$

$$F_o = \frac{29.43}{V^2} - 1, \quad \text{SOTELO}$$

d) Coeficientes K para cada tipo de pérdidas locales

Tabla 5.27. Coeficientes de pérdida locales del sistema, para diámetros comerciales.

DESCRIPCIÓN	DIAMETROS						
	22" 0.5588m	24" 0.6096m	26" 0.6604 m	28" 0.7112m	30" 0.7620 m	32" 0.8128m	34" 0.8636m
Por entrada	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230
Válvula de retención	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800
Cambios de dirección 1	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081
2	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
Válvula de compuerta	0.165	0.140	0.116	0.091	0.067	0.042	0.018
Total K _i	1.351	1.326	1.302	1.277	1.253	1.228	1.204

e) Coeficiente de fricción y F_o

Tabla 5.28. Coeficientes de fricción y factor F_o

Diámetro (m)	A m ²	V m/s	ε/D	ReX10 ⁶	f	F _o
0.5588 (22")	0.2452	5.7085	0.0007	2.24	0.0181	0.9031
0.6096 (24")	0.2919	4.7968	0.0007	2.05	0.0178	1.2791
0.6604 (26")	0.3425	4.0872	0.0006	1.89	0.0174	1.7617
0.7112 (28")	0.3973	3.5242	0.0006	1.76	0.0171	2.3696
0.7620 (30")	0.4560	3.0699	0.0005	1.64	0.0169	3.1227
0.8128 (32")	0.5189	2.6982	0.0005	1.54	0.0166	4.0425
0.8636 (34")	0.5858	2.3901	0.0005	1.45	0.0164	5.1519

Donde :

$$V=Q/A$$

$$Re = \frac{4Q}{\pi \cdot D \gamma}$$

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} \right) \right]^2}$$

f) Elección del diámetro comercial

**DIÁMETRO COMERCIAL
PARÁMETRO OPTIMIZADOR**

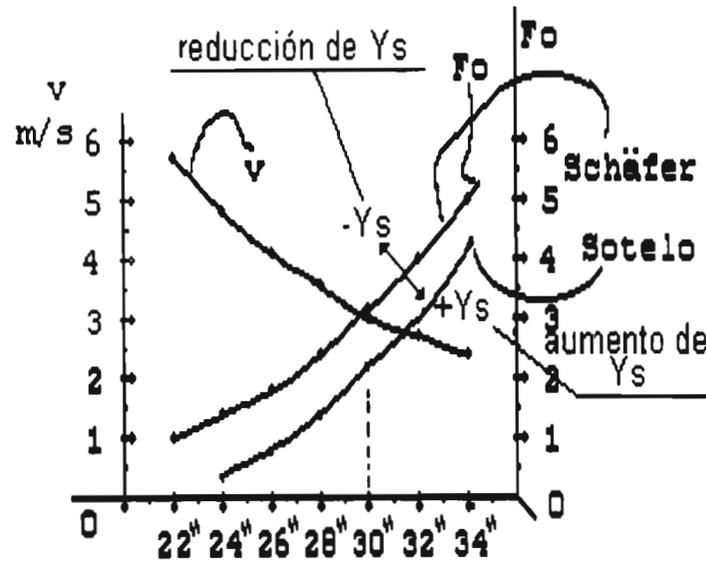


fig. 5.6

La figura 5.6 muestra el diámetro comercial óptimo utilizando el criterio Schäfer y de Sotelo. Para el rango de velocidad de 2 a 3.5 m/s es 30" de diámetro. Pueden haber sido elegidos también los diámetros 28", 32" y 34". Con el primero se reduce Y_s , inconveniente para los propósitos del proyecto. Con los dos siguientes aumenta Y_s , pero también los costos por tubería, traslado e instalación, etc.

g) Carga de presión interna en la cima del sifón.

$$\text{SCHÄFER: } \left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = \frac{p_o}{\gamma} - (Y_s + h'_{fs} + h'_{ls})$$

$$h'_{fs} = \frac{0.0169}{0.7620} \times 43.50 \times 0.480 = 0.463m$$

$$h'_{ls} = 1.111 \times 0.480 = 0.533m$$

$$Y_s = 4.50$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{ab} = 6.243 - 0.463 - 0.533 - 4.50$$

$$= 0.747 m > 0.24 \text{ ; Bien !}$$

Es posible ajustar este valor, aumentando Y_s a 5 m.

$$\text{SOTELO : } \left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = \frac{p_a}{\gamma} - \left(Y_s + \frac{V^2}{2g} + h'_{fs} + h'_{is} \right)$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.480$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = 6.243 - (4.50 + 0.48 + 0.996)$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{abs} = 0.267 > 0.24 \quad \text{¡ Bien !}$$

Sin embargo, con el criterio de Sotelo para las condiciones dadas ya no es posible aumentar la altura Y_s

5.6.2.3 DETERMINACIÓN DE H Y L DEL SIFÓN.

$$\sqrt{\frac{19.62H}{1 + \frac{0.0169}{0.7620}L + 1.253}} = 3.07 \text{ m/s} \quad \text{ecuación (4.39)}$$

H	L_s	L	V
1.7	43.50	60.10	3.05
1.725	43.50	60.12	3.071~3.07

5.6.2.4 EVALUACIÓN DEL RAMAL DE ENTREGA

$$\text{SCHÄFER : } (H + Y_s)_{max} = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_s}{\gamma} \quad \text{ecuación (4.58)}$$

$$h'_{in} = \frac{0.0169}{0.7620} \times 16.62 \times 0.480 + 0.142 \times 0.480 = 0.245$$

$$(H + Y_s)_{max} = 0.245 + 0.480 + 6$$

$$= 6.725 \text{ m}$$

Verificación

$$H = \frac{V^2}{2g} \left[1 + \frac{f}{D} L + \sum Ki \right]$$

$$H = 0.480 \left(1 + \frac{0.0169}{0.7620} \times 60.12 + 1.253 \right) = 1.721$$

$$(H + Y_s) = 1.721 + 4.5 = 6.221 < 6.725 \quad \text{¡ Bien ;}$$

SOTELO : $(H + Y_s)_{max} = h'_{in} - \frac{P_s}{\gamma}$ ecuación (4.61)

$h'_{in} = 0.245 \text{ m}$

$\frac{P_s}{\gamma} = -6$

$(H + Y_s)_{max} = 6.245 \text{ m}$

Verificación

$H = 1.721$

$Y_s = 4.50$

$(H+Y_s) = 6.221 < 6.245 \text{ m !Bien;}$

5.6.2.5 ALTURA MÁXIMA SOBRE LA CIMA DEL SIFÓN (δH máx.)

SCHÄFER : $(\delta H)_{max} = \left| \frac{P_s}{\gamma} + h'_{is} \right|$ ecuación (4.63)

$= -6 + 0.996$

$= 5.004 \text{ m}$

OTROS AUTORES : $(\delta H)_{max} = \left| \frac{V_s^2}{2g} + \sum h'_{is} + \left(\frac{P_s}{\gamma} \right)_{min} \right|$ ecuación (4.72)

$= 0.48 + 0.996 + (-6)$

$(\delta H)_{máx} = 4.524 \text{ m}$

5.6.2.6 DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES EN UN SIFÓN.

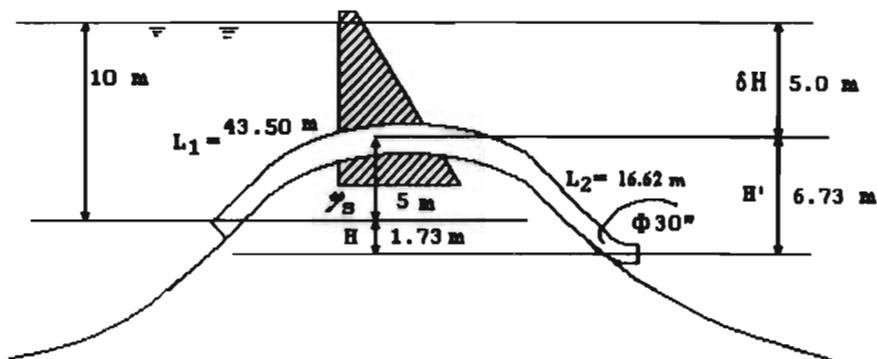


Fig.5.7

$\Phi = 30''$

$\epsilon = 0.40 \text{ mm.}$

$$t = 1/14 \text{ ''}$$

w = 24.67 kg / m (peso de la tubería)

5.6.2.7 TUBERÍA METÁLICA DEL SIFÓN

a) Presión máxima de diseño

$$\text{En la cima : } \frac{p_s}{\gamma} = -6m$$

$$p_s = -6000 \frac{kg}{m^2}$$

Al pie del ramal de entrega, para $H' + \delta H = 11.73$ m, se tiene:

$$p_n = 1.17 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Presión de diseño}$$

b) Espesor de la tubería :

$$t = k \frac{pD}{2fs} + t' \quad \text{ecuación (4.73)}$$

$$D = 0.7620$$

$$p = 1.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fs = 1518 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{A-36 A.S.T.M.}$$

$$t' = 1.5 \text{ mm}$$

$$t = 1.10 \frac{1.17 \times 76.20}{2(1518)} \times 10 + 1.5$$

$$t = 1.82 \text{ mm} \approx 1/14'' (1.814 \text{ mm})$$

c) Peso de la tubería por m lineal

$$w = \gamma \pi t D$$

$\forall s = \pi t D$, volumen de acero /m de tubería

$$\gamma = 8.3 \text{ tn/m}^3 \text{ (A-36 A.S.T.M.) peso específico del acero.}$$

$$w = 8300 \times \pi \times 0.00181 \times 0.7620$$

$$w = 36.05 \frac{kg}{m}$$

5.6.3 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SIFÓN PARA LA CONDICIÓN 2.

La condición 2 considera lo siguiente:

$$Q = 0.70 \frac{m^3}{s}$$
$$Y_s = 4.50 \text{ m (mínimo)}$$
$$\varepsilon = 0.40 \text{ mm}$$
$$l_s = 43.50 \text{ m}$$
$$\left(\frac{P_s}{\gamma} \right)_{min} = -6.00 \text{ m}$$

Se ha efectuado siguiendo la secuencia utilizada en el cálculo del diámetro comercial para la condición 2 y se obtuvieron los resultados siguientes:

5.6.3.1 DIÁMETRO COMERCIAL

a) Factor de optimización :

$$h'_{fs} + h'_{ls} = -Y_s - \frac{P_s}{\gamma}$$
$$= 1.5$$
$$F_o = \frac{19.62}{V^2} (1.5)$$
$$F_o = \frac{29.43}{V^2}$$

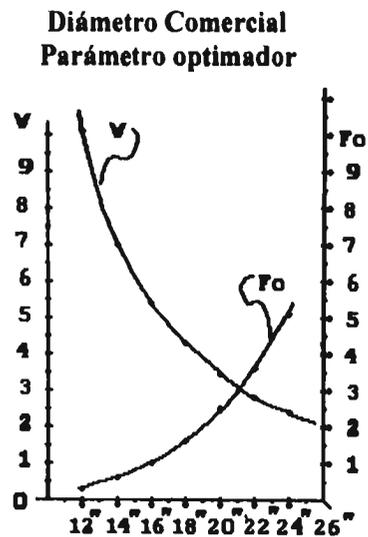


Fig.5.8

De acuerdo a la figura 5.8, el diámetro comercial óptimo se aproxima a 22". Con este se obtiene una velocidad de 2.85 m/s y un Y_s superior a 4.5 m. En cambio, con 20", disminuye Y_s y la velocidad se aproxima al límite superior.

5.6.3.2 DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

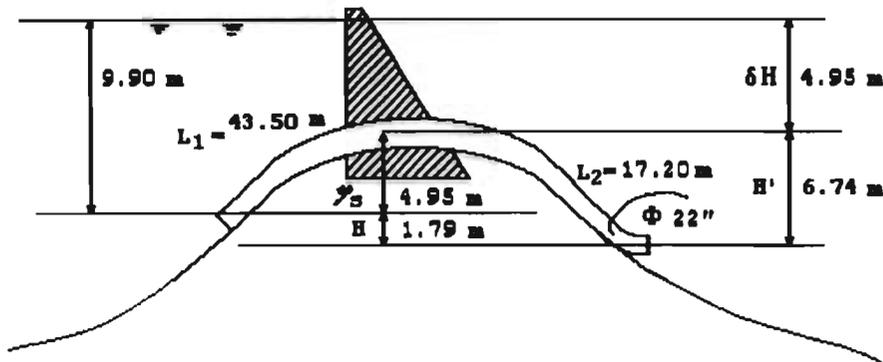


Fig.5.9

$$\Phi = 22''$$

$$\epsilon = 0.40 \text{ mm}$$

$$t = \frac{1}{15}''$$

$$w = 24.67 \text{ kg / m}$$

5.6.4 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SIFÓN PARA LA CONDICIÓN 3.

La condición 2 considera lo siguiente:

$$Q = 0.47 \frac{m^3}{s}$$

$$Y_s = 4.50 \text{ m (mínimo)}$$

$$\epsilon = 0.40 \text{ mm}$$

$$l_s = 43.50 \text{ m}$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma} \right)_{min} = -6.00m$$

5.6.4.1 DIÁMETRO COMERCIAL

a) Requisitos y restricciones de cálculo.

$$Q = 0.47 \text{ m}^3/s$$

$$Y_s = 4.50 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = 0.40 \text{ mm}$$

$l_s=43.50 \text{ m.}$

$$\left(\frac{P_s}{\gamma} \right)_{\text{min}} = -6.00\text{m}$$

b) Factor de optimización.

$$F_o = \frac{29.43}{V^2}$$

c) Coeficiente k para cada tipo de pérdidas locales.

Tabla 5.29

DIÁMETROS DESCRIPCIÓN	8" 0.2032m	10" 0.2540m	12" 0.3048 m	14" 0.3556m	16" 0.4064 m	18" 0.4572m	20" 0.5080m
por : entrada	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230
Válvula de retención	5.500	4.500	3.500	3.000	2.500	1.530	0.800
Cambios de dirección 1	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081
2	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
Válvula de compuerta	0.337	0.312	0.288	0.266	0.239	0.214	0.189
Total	6.223	5.198	4.174	3.652	3.125	2.130	1.375

d) Elección del diámetro comercial.

Tabla 5.30 Coeficientes de fricción y factor F_o

Diámetro (m)	A m^2	V (m/s)	ϵ/D	$\text{Re} \times 10^6$	f	F_o
0.2032 (8")	0.0324	14.4931	0.0020	2.07	0.0233	0.1401
0.2540 (10")	0.0507	9.2756	0.0016	1.65	0.0220	0.3421
0.3048 (12")	0.0730	6.4414	0.0013	1.38	0.0210	0.7093
0.3556 (14")	0.0993	4.7324	0.0011	1.18	0.0202	1.3141
0.4064 (16")	0.1297	3.6233	0.0010	1.03	0.0196	2.2418
0.4572 (18")	0.1642	2.8628	0.0009	0.92	0.0190	3.5909
0.5080 (20")	0.2027	2.3189	0.0008	0.83	0.0185	5.4730

e) Elección del diámetro comercial

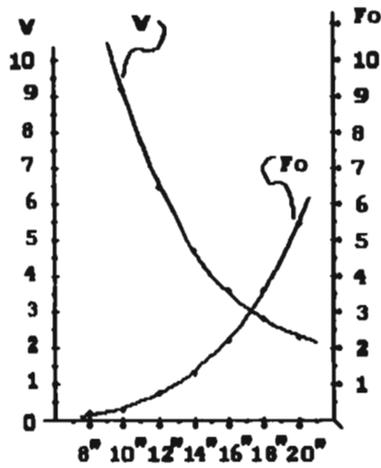


Fig. 5.10

De acuerdo a la figura el diámetro comercial más conveniente para las condiciones establecidas es de 18". Para elegir 16" se tendrá que reducir la altura de descebado Y_s a 2.70 m., inconveniente para los propósitos del estudio.

f) Carga de presión en la cima del sifón.

$$\left(\frac{p_s}{\gamma}\right)_{abs} = \frac{p_a}{\gamma} - (Y_s + h'_{fs})$$

$$h'_{fs} = 0.755m$$

$$h'_{ls} = 0.769 m.$$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma}\right)_{abs} = 0.219 < 0.24 \quad \text{Se debe reducir } Y_s$$

para $Y_s = 4.45$

$$\left(\frac{p_s}{\gamma}\right)_{abs} = 0.269 > 0.24$$

g) Valores de H y L.

$$\sqrt{\frac{19.62H}{1 + \frac{0.0190}{0.4572} xL + 2.130}} = 2.8628$$

H	L _S	L	V
2.4	43.50	60.82	2.885
2.364	43.50	60.76	2.864 ~ 2.862

5.6.4.2 EVALUACIÓN DEL RAMAL DE ENTREGA (CAÍDA).

$$(H + Ys)_{max} = h'_{in} + \frac{V^2}{2g} - \frac{P_s}{\gamma}$$

$$h'_{in} = 0.421$$

$$(H+Ys)_{max} = 6.839 \text{ m.}$$

Verificación.

$$h = \frac{V^2}{2g} \left(1 + \frac{f}{D} L + \sum Ki \right)$$

$$H = 0.418 \left(1 + \frac{0.0190}{0.4572} 60.76 + 2.130 \right) = 2.362$$

$$(H+Ys) = 6.862 \sim 6.840$$

5.6.4.3 ALTURA MÁXIMA PERMISIBLE SOBRE LA CIMA DEL SIFÓN.

$$[\delta.H]_{max} = |-6 + 1.524|$$

$$= 4.48 \text{ m.}$$

2.6.4.4 DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

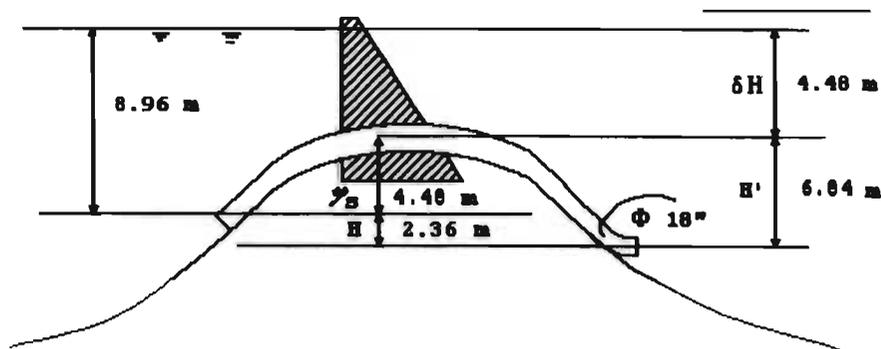


Fig.5.11

$$\Phi = 18''$$

$$\epsilon = 0.40 \text{ mm}$$

$$t = \frac{1}{15}''$$

$$w = 20.22 \text{ kg / m}$$

5.6.4.5 CÁLCULO DE LA TUBERÍA.

a) Espesor de la tubería.

$$t = k \frac{pD}{2f_s} + t'$$

$$D=0.4572$$

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_{max} = 11.32m$$

$$p = 1.132 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t' = 1.5 \text{ mm.}$$

$$t = 1.696 \text{ mm} \left(\frac{1}{15}''\right)$$

b) Peso de la tubería por m. Lineal.

$$w = \gamma \pi t D$$

$$w = 8300 \times \pi \times 0.001696 \times 0.4572$$

$$w = 20.22 \text{ kg/m.}$$

5.7 SELECCIÓN DE LA MEJOR OPCIÓN.

5.7.1 ESTIMADO DE COSTO NOMINAL.

a) Un sifón

$$C = \delta L D^n$$

Tabla. 5.31 Costo nominal de los sifones (tres condiciones).

Q = 1.40 m ³ /s	Q = 0.70 m ³ /s	Q = 0.47 m ³ /s
Un sifón	Un sifón	Un sifón
$\delta = 1.10$	$\delta = 1.10$	$\delta = 1.10$
L = 60.12 m	L = 60.21 m	L = 60.76 m
D = 0.7620 m	D = 0.5588 m	D = 0.4572 m
n = 2	n = 2	n = 2
C = 38.40	C = 20.68	C = 13.97
Batería de dos sifones		
C = 76.80	41.36	27.94
Batería de tres sifones		
C = 115.2	62.04	41.91

5.7.2 VOLUMEN ÚTIL MÁXIMO PARA CADA OPCIÓN ANALIZADA.

Tabla 5.32

Descripción	$(Ys)_{max}$	$(\delta.H)_{max}$	h_{max}	Variación de cotas (altura relativa)	Volumen útil máximo
opción 1 : sifón de 30"	5 m	5.00	10.00	4054 - 4064 (1 m - 11m)	2'091,720 m ³
opción 2 : Sifón de 22"	4.95 m	4.95	9.90	4054.05-4063.95 (1.05m - 10.95m)	2'071,880 m ³
opción 3 : Sifón de 18"	4.48	4.48	8.96	4054.52-4063.48 (1.20m - 10.80m)	2'012,000 m ³

Energía generada.

Volumen m ³	Energía kWh=1.177 m ³
2.091x10 ³	2462.0x10 ³
2.071x10 ³	2438.6x10 ³
2.012x10 ³	2368.2x10 ³

5.7.3 TUBO DE ACERO

Tabla 5.33 Peso total del sifón. Cuadro comparativo para cada opción analizada

Descripción	D(m)	w (kg/m)	L (m)	W Total (kg)
1 sifón	0.7620	36.65	60.12	2203.4
1 Sifón de 22"	0.5588	24.67	60.21	1485.3
Batería de dos sifones de 18"	0.4572	20.22	60.76	2457.13

Se deduce lo siguiente :

Las tres opciones analizadas, considerando las limitaciones impuestas como condiciones de diseño y los factores exógenos como la presión atmosférica, tienen casi los mismos rangos de niveles y capacidades de aprovechamiento (tabla 5.34). Igualmente, la generación de energía varía poco para cada opción.

Entre la posibilidad de colocar un solo sifón de 22" de diámetro o una batería de sifones de 18" de diámetro, se eligió esta última por las ventajas hidráulicas y de operación detalladas en el inciso 4.8.1.

5.8 OBRAS DE EXEDENCIA

En el inciso 5.5.2 (simulación del sistema), se ha determinado el derrame máximo mensual excepcional de $1200 \times 10^3 \text{ m}^3$ ($0.40 \text{ m}^3/\text{s}$), cuyo volumen debe ser eliminado a través de una estructura de exedencias tipo vertedor.

$$Q = m b H^{3/2}$$

Donde : $m = 2.21$ para vertedores del pared gruesa y paramento vertical
 $h = 0.20 \text{ m}$ valor asumido.

Se obtiene $b = 2 \text{ m}$ ancho del vertedor de exedencias.

5.9 TANQUE DE ALMACENAMIENTO PARA EL CEBADO.

Para el cebado de dos sifones de las dimensiones especificadas, se requiere del siguiente volumen :

Sifón de :

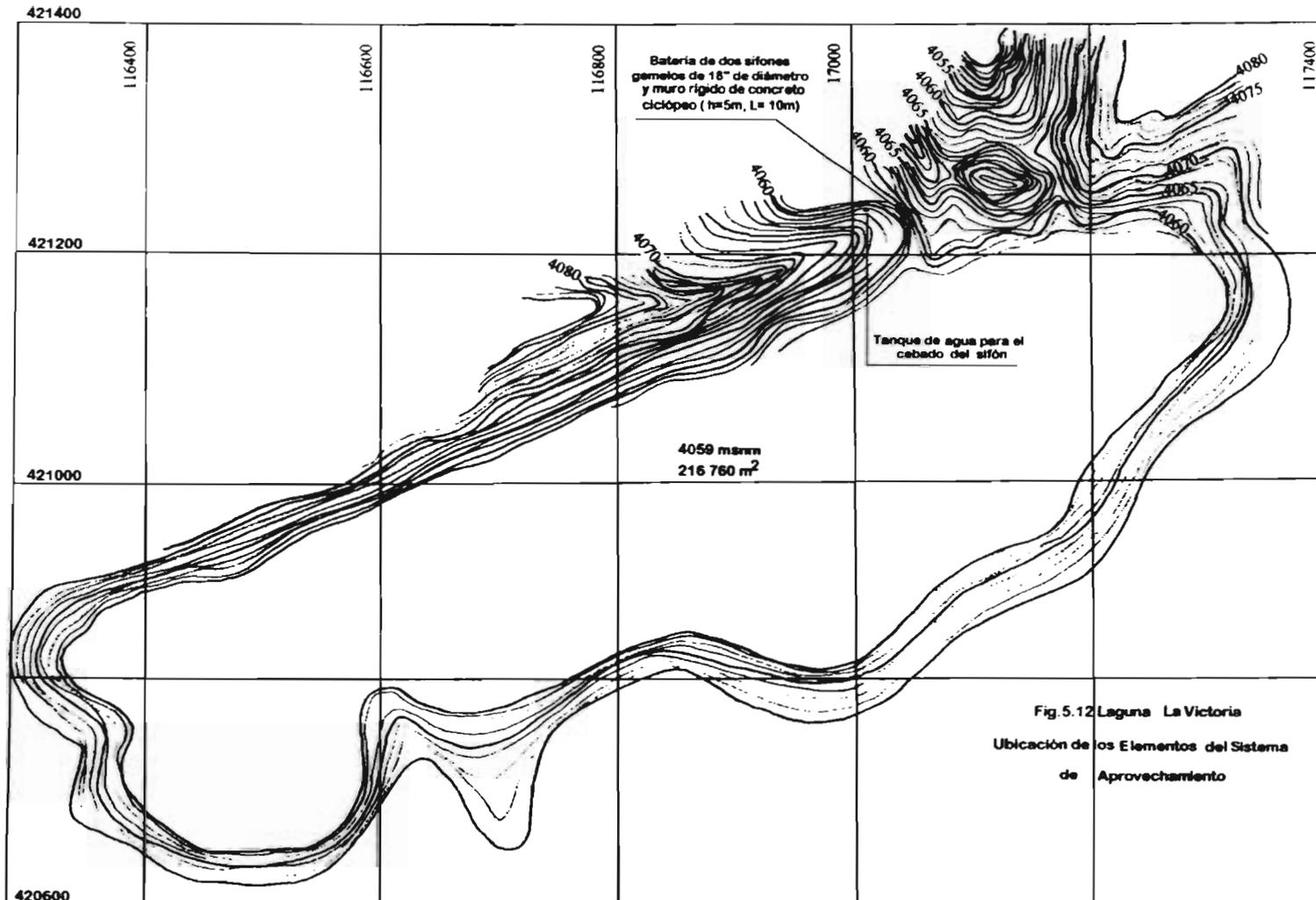
$\phi = 18''$ (0.4572m)
 $L_1 = 43.50\text{m}$ (ramal de aspiración)
 $L_2 = 17.26\text{m}$ (ramal de caída)
 $L = 60.72\text{m}$ (longitud total)

$$V = \pi \cdot D^2 \cdot L / 4$$

$V_1 = 5.66 \text{ m}^3$ (2.40m x 2.40m), considerando ramal de caída de los dos sifones.
 $V = 19.95 \text{ m}^3$ (4.50m x 4.50m), considerando ramal de aspiración y caída de los dos sifones

La operación se realizará con vaso lleno (presa llena). En esta condición no se requiere del cebado para el funcionamiento. En caso de interrupciones bruscas en la extracción, el reinicio de la operación se efectuará mediante el cebado del sifón utilizando el agua del tanque de almacenamiento de las dimensiones calculadas con una manguera que conecta al dispositivo de cebado, tal como es mostrada en las figuras 5.14 y 5.15.

Las dimensiones finales adoptadas del sistema propuesto, se muestran en las figuras del 5.12 al 5.16.



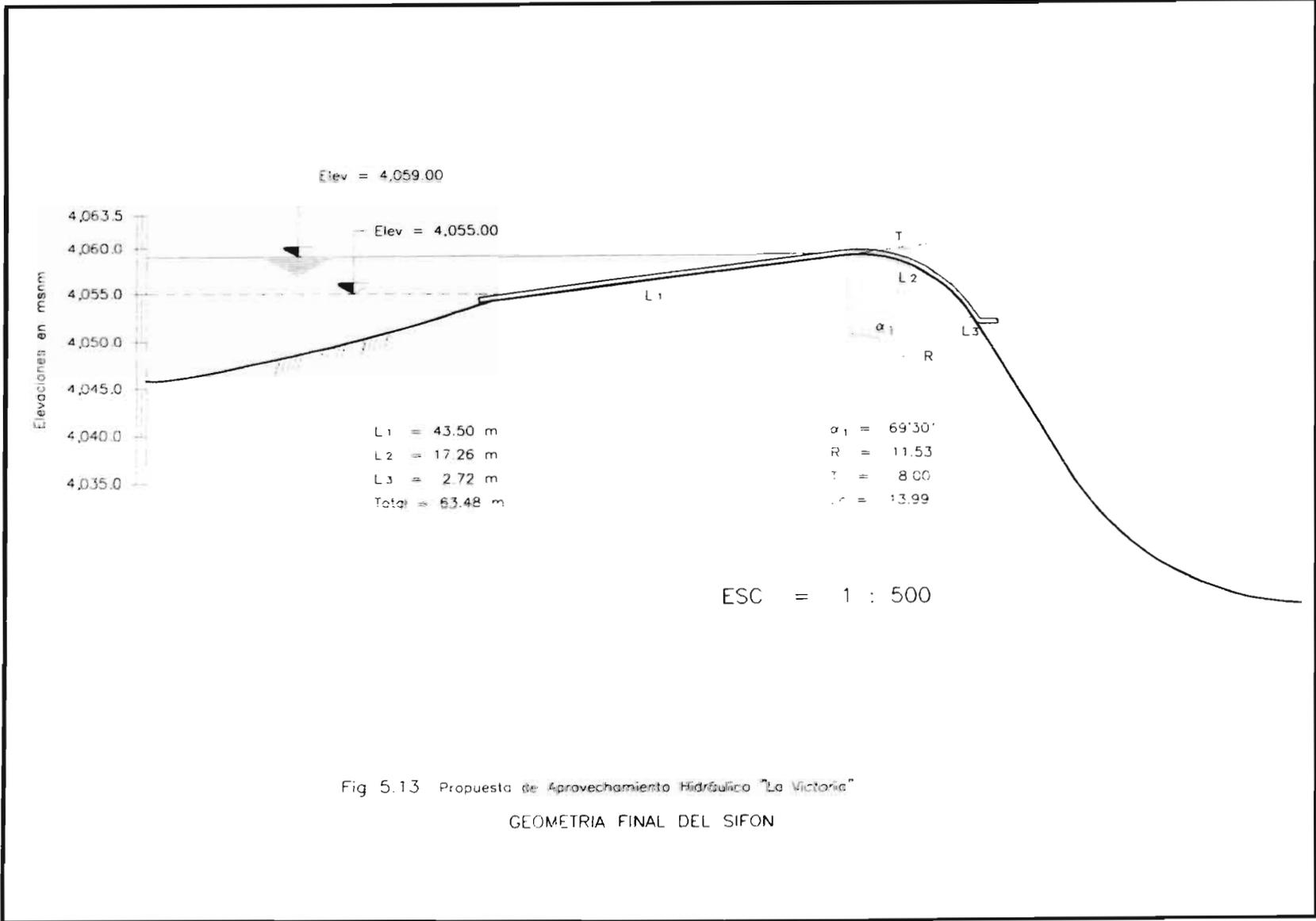


Fig 5.13 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico "La Victoria"
 GEOMETRIA FINAL DEL SIFON

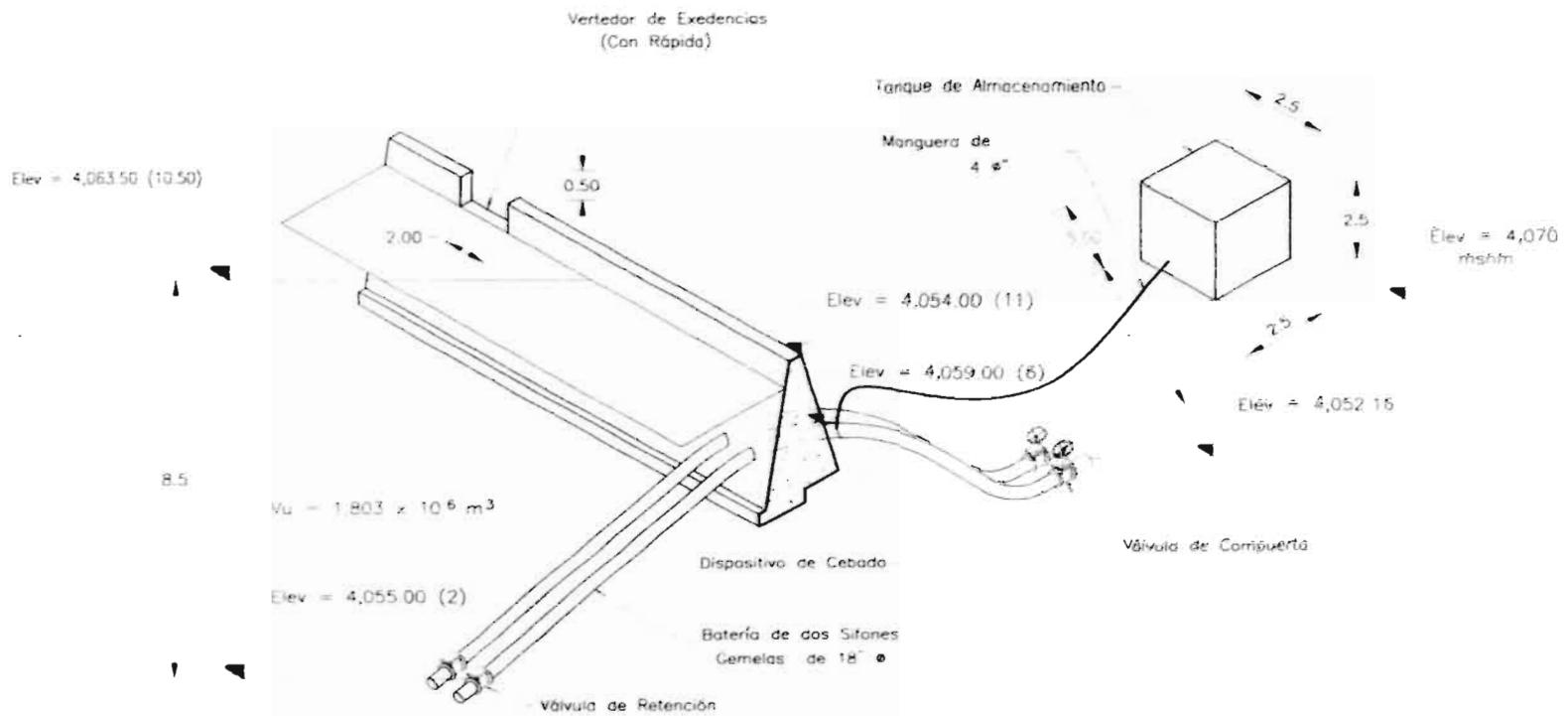


Fig 5.14 Propuesta de Aprovechamiento Hidráulico "La Victoria"

Representación Isométrica del Sistema

Dimensiones Finales adoptadas.

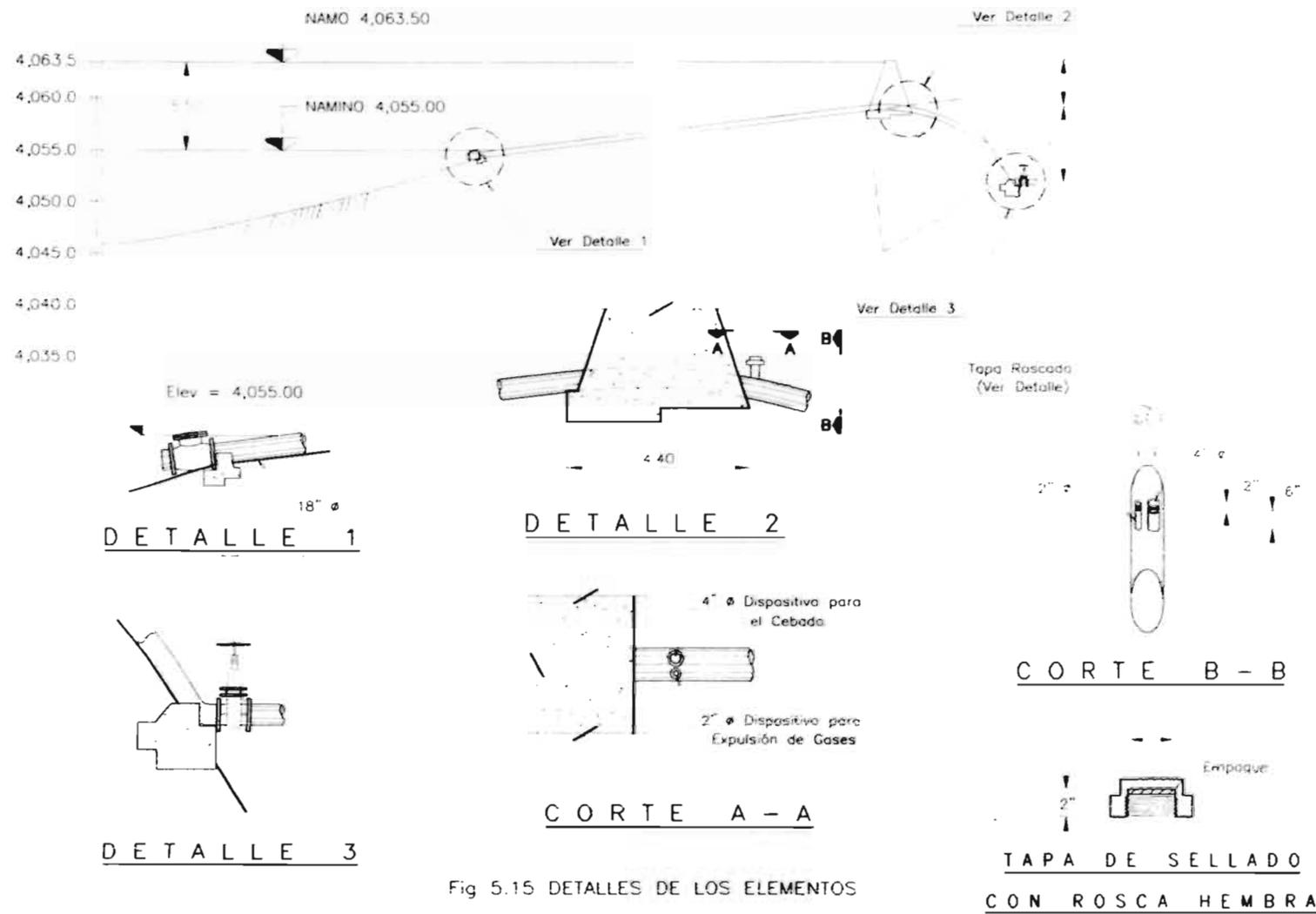
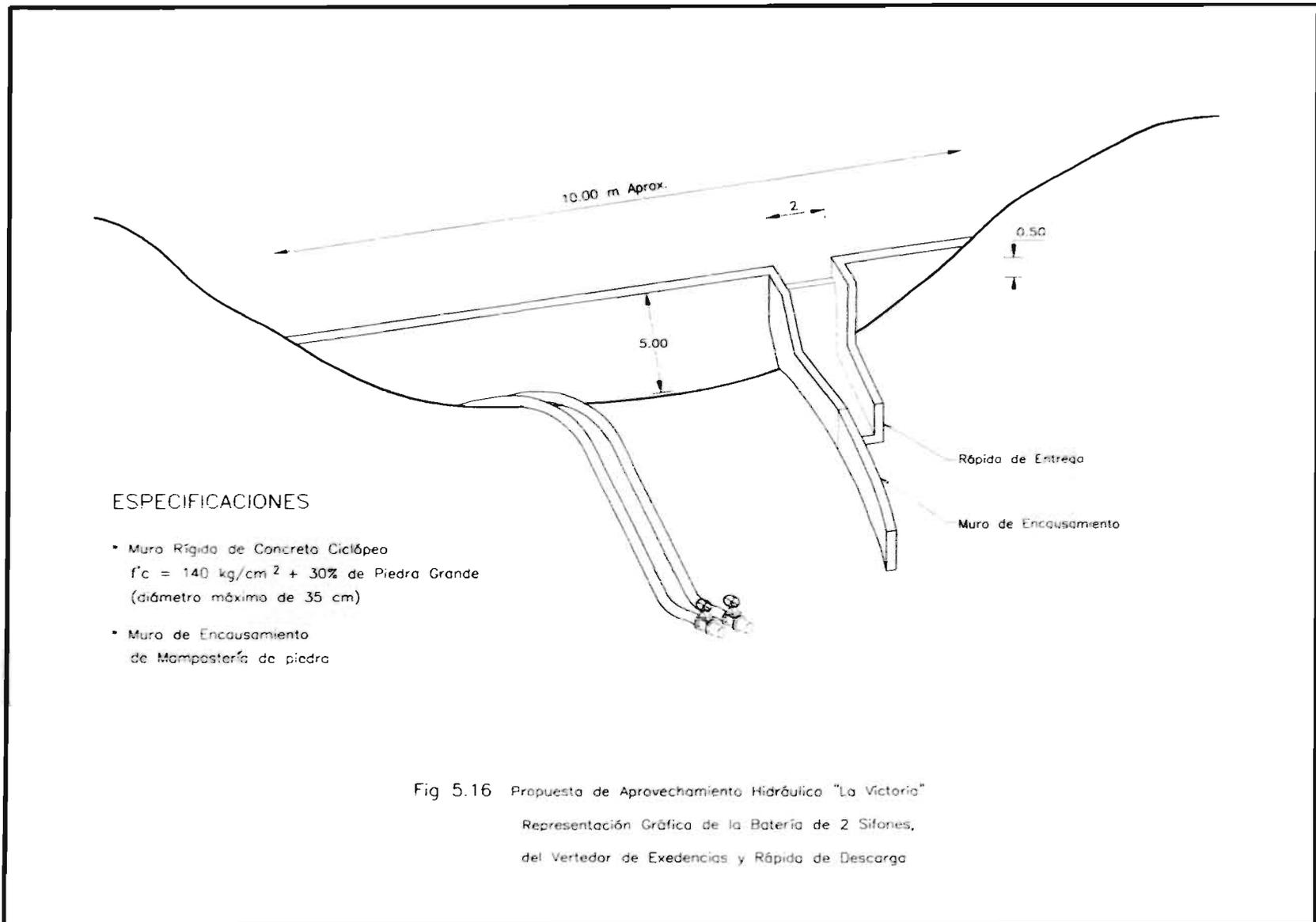


Fig 5.15 DETALLES DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DEL SIFON



CAPITULO VI : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. El proyecto de aprovechamiento de la Laguna La Victoria es parte de una política de desarrollo para el uso de pequeñas lagunas localizadas al pie de la cordillera sobre los 4200 msnm, con el objeto de contribuir al afianzamiento de la potencia firme de la Central Hidroeléctrica de Yaupi dentro del período de estiaje de mayo a octubre. Cuenta con un estudio que considera la construcción de una presa en la boquilla de salida, con capacidad de almacenamiento de 1.4 Mm^3 de agua y $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ de regulación. Sin embargo, poco viable por su localización que hace difícil y costosa la construcción, principalmente, de las obras preliminares y especiales contempladas. Con la presente propuesta, tomando como referencia los datos de este estudio, se pretende hacer viable su construcción reemplazando el proyecto inicial de construir una presa, por otra estructura de menor costo, pero de igual y superior capacidad de almacenamiento y de regulación, mediante el diseño de un sistema cuyo elemento principal es la construcción de un sifón y muro de concreto ciclópeo.

2. El potencial hidrológico de la cuenca ha sido estimado en función a la información hidrometeorológica disponible de la zona en estudio caracterizado como tipo II, mediante un criterio mixto que relaciona el coeficiente de escurrimiento directo con los registros de lluvia, de cuya evaluación se obtuvo un volumen de escurrimiento promedio anual de 2.3 Mm^3 :

Volumen de escurrimiento promedio en épocas de lluvia de (nov-abr)	1.8 Mm^3
Volumen de escurrimiento en época de estiaje (may-oct)	0.5 Mm^3
TOTAL	2.3 Mm^3

3. El volumen útil de la presa, así como los niveles de operación fue determinado mediante la simulación hidrológica. Se ha utilizado el método experimental de simulación conocida también como el método de simulación estocástica (Yevjevich). El modelo empleado para la generación de muestras sintéticas ha sido el Modelo Autorregresivo de Parámetros Periódicos PAR (1), fue el más adecuado por los resultados satisfactorios. Con la simulación se determinó, que no solo es posible satisfacer la demanda de 1.4 Mm^3 sino que, además, es posible incrementarla con una política adecuada de extracción

Del proceso de simulación se ha obtenido los siguientes resultados :

a) Las mejores opciones que cumpla los objetivos y requerimientos de operación se presenta para las condiciones de entrada, siguientes:

- i) Extracción: $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1710 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)
- NIVMAX: 10 m
- NIVMIN: 2 m
- Vútil: $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua
- Tiempo de extracción: un mes de 30 días

ii) Extracción: $0.66 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1710 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)
NIVMAX: 10.5 m
NIVMIN: 2 m
Vútil: $1802 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua
Tiempo de extracción: un mes de 30 días

iii) Extracción: $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1814 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua)
NIVMAX: 10 m
NIVMIN: 2 m
Vútil: $1687 \times 10^3 \text{ m}^3$ de agua
Tiempo de extracción: un mes de 30 días

Con las cuales se logran minimizar los déficits, y la operación puede iniciarse en cualquiera de los meses del periodo de estiaje de mayo a octubre (se incluye abril).

b) El derrame máximo mensual obtenido de la simulación de una serie hidrológica de 40 años es de 1200 miles de m^3 ($0.46 \text{ m}^3/\text{s}$), que fue considerado en el diseño de los sistemas de alivio.

c) La altura del muro considerado durante la simulación fue de 4 a 4.5 m (sin considerar bordo libre). La dimensión final adoptada fue con base a las restricciones impuestas en el diseño del sifón.

4. La presión atmosférica local calculada sobre los 4050 msnm en columna de agua es de 6.24 m muy inferior a la presión normal al nivel del mar. Los cálculos se adecuaron a las restricciones impuestas por esta presión y la presión de vaporización, para evitar el fenómeno de la cavitación.

5. Para el cálculo del diámetro de los conductos forzados, en general existen criterios de solución definidos para cada tipo de problema, basados en la eficiencia hidráulica y costo mínimo. En la determinación del diámetro del sifón se ha empleado el criterio del parámetro optimizador adecuado para el diseño de estas estructuras. De la misma manera, en el análisis de las condiciones de aspiración y salida, y cálculo del ramal de aspiración y de caída se ha utilizado el criterio de Schäffer. Sin embargo, también se presenta el criterio Sotelo. En definitiva se puede decir que:

a) Cuando la influencia de la presión atmosférica es importante en el diseño de conductos cerrados, la optimización de la geometría es importante para lograr un diseño adecuado. Lograr menores pérdidas locales y por fricción cuanto sea posible. Esta consideración es también válida para los sifones.

b) El criterio de diseño óptimo para los diferentes tipos de problemas de la clase I, II, III, ampliamente conocido y explicado en textos de Mecánica de Fluidos e Hidráulica caso [8], es poco práctico para el diseño de sifones, debido a la dificultad que se presenta en las aproximaciones para lograr el diámetro comercial para un Y_s requerido, dentro de una velocidad permisible. En el cálculo ordinario cuando es conocida la geometría (L y H), rugosidad interna, etc. la solución es mediante aproximaciones

sucesivas en función de f . En el diseño de los sifones, la geometría (H,L) es ajustada en cada iteración. El método de “diámetro óptimo” se puede utilizar como un paso previo a la determinación de los diámetros comerciales óptimos.

c) En los tubos, cuando se trata del cálculo del diámetro “económicamente conveniente”, en la mayoría de los casos la solución óptima es disminuir el diámetro antes que aumentar el espesor. Siendo esta regla una excepción en los sifones.

d) El criterio de diseño del diámetro comercial mediante el parámetro optimizador es muy eficaz para diámetros grandes. En cambio para diámetros pequeños, por la gran sensibilidad al valor de $V^2/2g$, los cálculos deben ser con bastante afinamiento.

e) Para la determinación de la carga de presión en la cima del sifón, así como para evaluar el ramal de aspiración y de caída se utilizó el criterio Schäfer. La diferencia entre este criterio y el de Sotelo se hace más notoria en tubos con diámetro pequeño por el factor $V^2/2g$. Para la evaluación de los principales elementos del sifón, el criterio Schäfer al igual que el de Sotelo, satisfacen la ecuación general de movimiento, pero en el cálculo numérico el primero mantiene una consistencia con el comportamiento real del sifón, que ratifica lo planteado por el autor en sus diseños llevados a la práctica. Por lo que el método de Schafer constituye una base sólida para el análisis de estructuras de este tipo.

6. Basado en las consideraciones expuestas en el inciso 4.8, sobre las ventajas de eficiencia y de confiabilidad hidráulica en las operaciones la instalación de una batería de dos sifones y adicionalmente considerando lo importante que es evitar la socavación y destrucción de la zona de descarga, conviene optar por la instalación de dos sifones en paralelo en remplazo de uno. Esto evitará la construcción de costosas estructuras de disipación. Por otro lado, para elegir entre un sifón o dos, la diferencia de costos no es significativa.

Por lo expresado, y por las ventajas intangibles que ofrece durante el tiempo de operación se eligió una batería de dos sifones gemelas de 18”, que admitirá una evacuación entre 0.47 a .95 m^3/s .

7. En zonas donde la temperatura es fluctuante, como en el caso del presente proyecto (de -3 °C a 18 °C) la viscosidad del agua también lo es. El estado del agua en función de la temperatura y la presión se encuentra bajo una u otra de estas tres formas: sólido, líquido y gaseoso. Considerando que el agua aislada del aire y bajo presiones muy fuertes puede ser llevada hasta los -10°C sin congelarse, se halla entonces, en un estado de falso equilibrio o estado metaestable [7]. Por otro lado, de acuerdo a la ecuación de conservación de energía las presiones locales son función de la velocidad, la cual hace suponer que el agua en circulación bajo una cierta carga no llegue a congelarse a una temperatura de -3 °C. La hipótesis anterior abre la posibilidad de efectuar una investigación del comportamiento de los sifones a temperaturas por debajo del 0 absoluto.

8. En sifón lleno, con una columna de líquido en todos los puntos, la ecuación general de movimiento está representado por:

$$H = V_n^2 / 2g + \sum h_{rn} + \sum h_{in}$$

Cuando se trata de analizar presiones interiores en el sifón, por ejemplo en la cima, surge discrepancia de planteamiento en la mayoría de los autores entre ellos Sotelo y Schäfer:

Schäfer : $(p_s / \gamma) = - Y_s - h'_{is} - h'_{fs}$

Sotelo y otros : $(p_s / \gamma) = - Y_s - V^2 / 2g - h'_{is} - h'_{fs}$

Ambas ecuaciones, están validadas por la ecuación general del movimiento. La validez práctica de las ecuaciones del ramal de captación y de caída frente a las discrepancia interna de respuesta a las sollicitaciones exteriores debe ser motivo de investigación mediante modelos apropiados, que no están dentro de los alcances del presente trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) APARICIO M.F.J. "Fundamentos de Hidrología de Superficie" Limusa Noriega Editores. 4^{ta}. Reimpresión. 1996
- (2) ALIAGA A.S.V. "Hidrología Estadística" UNMSM. Lima-Perú. 1985.
- (3) DOMÍNGUEZ F.J., "Hidráulica" Edit. Universitaria S.A. Chile. 3era Edición. 1959.
- (4) ESCALANTE S. C, "Hidrología de Superficie". DEPFI. Apuntes de clase 1995.
- (5) ESCALANTE S. C. "Distribuciones Trivariadas de Valores Extremos y sus Aplicaciones en Hidrología". Tesis Doctoral, México D.F. UNAM - DEPFI. 1991.
- (6) FIERING M.B., JACKSON BB. "Synthetic Streamflows" Water Resources Monograph 1, American Geophysical Union. Washington D.C. 1971.
- (7) GUY LERAY "Conocer la ciencia" Planeta y Agua. RBA editores S.A.. Barcelona. 1994.
- (8) GUTIERREZ,M.A. "Modelos de Transferencia de Información Hidrológica" Tesis presentada a la división de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. 1994.
- (9) KROCHIN SVIATOSLAV "Diseño Hidráulico"Segunda edición. 1982.
- (10) LINSLEY, Jr. KOHLER, M.A., PAULUS, J.L.H. "Hidrología Para Ingenieros." Mc Graw Hill. Interamericana de México S.A. de C.V. Segunda Edición. 1988.
- (11) MAZA J.A., FRANCO V. "Técnicas Experimentales" Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México D.F. 1983.
- (12) MOTT R.L. " Applied Fluid Mechanics" Prentice Hall Inc. Fourth Edition. 1996.
- (13) MELI R. "Diseño Estructural" Editorial Limusa. 1987
- (14) PEDROZA G E "Propuesta de un sifón flotante como dispositivo para derivación de gastos constantes" Tesis de grado para Maestría en Ingeniería Hidráulica. UNAM. 1994
- (15) RONAL V. GILES "Mecánica de los Fluidos e Hidráulica" segunda edición.
- (16) STREETER, VL Y WYLIE,E B , "Mecánica de fluidos" Mc Graw- Hill Interamericana de México S.A. de C.V. 3^{ra} Edición. 1988.
- (17) SOTELO A. G. "Hidráulica General" Volumen 1- Fundamentos. Limusa Noriega Editores.1995.

- (18) SOTELO A.G. "Apuntes de Hidráulica II." Departamento de Publicaciones de Difusión de la Facultad de Ingeniería. México. D.F. UNAM. 1993
- (19) SCHÄFER A. "Hidráulica y Construcciones Hidráulicas" Editorial Labor. S.A. Madrid. 1959.
- (20) SIMÓN A.L. "Hidráulica Básica". Noriega editores.
- (21) SALAS, J.D. "Determinación de Capacidades de Almacenamiento de Embalses." Centro Interamericano de Desarrollo integral de Aguas y Tierras (CIDIAT). Mérida - Venezuela. 1974.
- (22) SALAS J.D., and BOES D. C., "Expected Range and Ajusted Range of Hidrologic Secuences" water Resources Research. Vol. 10, 1994
- (23) SALAS J.D., DELLEUR J.W, YEVJEVICH V. and LANE W.L. "Applied Modeling in Hidrologic Time Series" Water Resources Publications. 1980.
- (24) SALAS J.D. "Modelo Determinístico Estocástico para el Análisis de Series de Usos de Agua" V Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Lima-Perú.1972
- (25) UNIVERSIDAD DE COLORADO. "Hidrologic Analysis For Higway Engineering" Vol I y II. U.S. Departament of Transportations Federal Hygway Administration Colorado. U.S.A. 1978.
- (26) VEN TE CHOW. "Hidrología Aplicada." Mc Graw Hill, Interamericana S.A. Colombia. 1994
- (27) VENNARD J. K., STREET R. L. "Elementos de Mécanica de Fluidos". Compañía Editorial Continental, S. A de C.V. México. 1989.
- (28) VERGARA S.M.A. "Técnicas de Modelación en Hidráulica." Ed. Alfaomega S.A. De C.V. México.1993.
- (29) YEVJEVICH. V "Stochastic Processes in Hidrology" Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado. U .S .A. 1972.
- (30) YEVJEVICH.V. "Advanced Hidrology and Water Resources", Delivered at The Institute Course on Water Resources Engineering, Lima -Perú. 1976

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por permitirme seguir adelante a pesar de los múltiples obstáculos y por prestarme la vida para poder llegar hasta ahora.

Igualmente quiero expresar mi agradecimiento más profundo y sentido a mis padres por impulsarme en esta increíble empresa de la vida.

A mis hijos Christian y Dianita. Por acompañarme, y enseñarme la experiencia más hermosa de ser padre. Por tenerme paciencia, y hacerme sentir que estoy vivo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México. Por los conocimientos adquiridos y por darme la oportunidad de ser parte de su familia universitaria.

Al Dr. Carlos Escalante, por su valiosa dirección y colaboración para cristalizar el desarrollo de esta tesis.

A mis amigos mexicanos: Manuel, Rafael, Juan Pablo, Omar, Miguel, Fernando, Jesús; por brindarme su amistad, por haber compartido una de las etapas más bellas de estudiante, por sus palabras de aliento, por su tiempo brindado y apoyo decidido en la materialización de esta tesis.

A mis compañeros de trabajo de la División de Electricidad y Telecomunicaciones de la Empresa Minera del Centro del Perú (CENTROMIN PERÚ), por su apoyo moral y su aliento constante. Al Ingeniero Tomás González, Superintendente de la división, por sus valiosos consejos antes de partir para México.

A la Señora María del Carmen Bernal, por abrirme las puertas de su casa, por brindarme su amistad, por ser una de las personas más noble y sincera. Por ser una gran amiga.