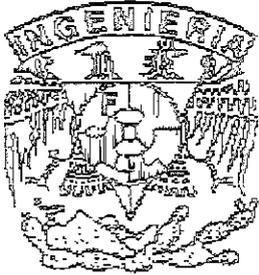


C. 162



DISEÑO PROBABILISTICO
DE POZOS Y CAMARAS
DE OSCILACION

Iván Rivas Acosta

TESIS

Presentada a la
División de Estudios de Posgrado
de la
FACULTAD DE INGENIERIA
de la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

como requisito para obtener
el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA
(HIDRAULICA)

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F.

Mayo de 2000





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.

Agradecimientos:

A mi director de tesis, el Dr. Humberto Marengo Mogollón.

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

A la Comisión Federal de Electricidad.

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Dedicatoria:

A mis padres Amalia y Abel.

**DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACIÓN**

INDICE GENERAL

PREFACIO	1
PREFACE	2
Capítulo # 1: INTRODUCCION	3
<i>Resumen</i>	4
1.1 INTRODUCCION	4
1.1.1 <i>Generalidades</i>	6
1.2 DESCRIPCION DE LAS CENTRALES HIDROELECTRICAS	8
1.2.1 <i>Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Hgo.</i>	8
1.2.1.1 <i>Obra de toma</i>	9
1.2.1.2 <i>Conducción</i>	9
1.2.1.3 <i>Pozo de oscilación y galería de válvulas</i>	10
1.2.1.4 <i>Tubería a presión</i>	11
1.2.1.5 <i>Casa de máquinas</i>	12
1.2.2 <i>Presa Miguel Hidalgo (El Mahone)</i>	12
1.2.2.1 <i>Generalidades</i>	12
1.2.2.2 <i>Cortina</i>	12
1.2.2.3 <i>Obra de conducción</i>	12
1.2.2.4 <i>Tubería de presión</i>	13
1.2.2.5 <i>Pozo de oscilación</i>	13
1.2.3 <i>Presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari)</i>	13
1.2.3.1 <i>Generalidades</i>	13
1.2.3.2 <i>Cortina</i>	14
1.2.3.3 <i>Obra de conducción</i>	14
1.2.3.4 <i>Pozo de oscilación</i>	14
1.2.4 <i>Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa</i>	15
1.2.4.1 <i>Generalidades</i>	15
1.2.4.2 <i>Cortina</i>	15
1.2.4.3 <i>Obra de conducción</i>	15
1.2.4.4 <i>Galerías de oscilación</i>	15
1.2.5 <i>Presa Miguel Alemán (El Temascal)</i>	16
1.2.5.1 <i>Generalidades</i>	16
1.2.5.2 <i>Cortina</i>	16
1.2.5.3 <i>Túneles de conducción</i>	16
1.2.5.4 <i>Pozo de oscilación</i>	16

Capítulo # 2: ECUACIONES GOBERNANTES	17
<i>Resumen</i>	17
2.1 MOVIMIENTO OSCILATORIO DEL AGUA EN UN POZO	18
2.1.1 <i>Maniobra de rechazo</i>	18
2.1.2 <i>Maniobra de toma</i>	19
2.2 OBJETIVOS DEL POZO DE OSCILACION	19
2.3 ECUACIONES FUNDAMENTALES	20
2.3.1 <i>Ecuación dinámica</i>	21
2.3.2 <i>Ecuación de continuidad o conservación de masa</i>	23
2.3.3 <i>Estimación de la pérdida de carga en el orificio</i>	23
2.4 CAMARAS DE AIRE	25
2.5 METODOS DE SOLUCION	26
2.5.1 <i>Solución analítica</i>	26
2.5.2 <i>Solución numérica</i>	28
2.5.2.1 <i>Condiciones iniciales</i>	28
2.5.2.2 <i>Condiciones de frontera</i>	28
2.6 ANALISIS DE SENSIBILIDAD	29
2.6.1 <i>Oscilaciones pequeñas</i>	29
2.6.2 <i>Oscilaciones grandes</i>	29
2.7 CRITERIOS DE DISEÑO	32
2.7.1 <i>Ubicación</i>	33
2.7.2 <i>Estabilidad</i>	33
2.7.3 <i>Rugosidad en la conducción</i>	33
2.7.4 <i>Niveles mínimos</i>	33
2.7.5 <i>Niveles máximos</i>	33
2.7.6 <i>Construcción</i>	33
Capítulo # 3: SOLUCION NUMERICA	35
<i>Resumen</i>	36
3.1 CALCULO NUMERICO	36
3.1.1 <i>Condiciones de simulación</i>	37
3.1.2 <i>Situación actual de diseño</i>	37
3.2 MANIOBRAS DE CIERRE	38
3.3 MANIOBRAS DE APERTURA	40
Capítulo # 4: TEORIA DE LA CONFIABILIDAD	43
<i>Resumen</i>	44
4.1 INTRODUCCION	44
4.1.1 <i>Ejemplos de aplicación en otros campos</i>	44
4.1.2 <i>Fundamentos</i>	46
4.2 TEORIA DE LA CONFIABILIDAD	47
4.2.1 <i>Hipótesis</i>	47
4.2.2 <i>Planteamiento</i>	47
4.2.3 <i>Distribución de probabilidad equivalente</i>	48
4.2.4 <i>Función de comportamiento</i>	49
4.2.5 <i>Puntos de falla</i>	50
4.3 INTERPRETACION DE RESULTADOS	52
4.4 PROPUESTA PARA DETERMINAR BORDOS LIBRES Y COLCHONES	52

Capítulo # 5: RIESGOS DE FALLA	53
<i>Resumen</i>	54
5.1 VECTORIZACION DE LAS VARIABLES ALEATORIAS	54
5.2 SELECCIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS	54
5.3 FUNCIONES DE COMPORTAMIENTO	55
5.4 MANIOBRAS DE CIERRE AL NAMO	55
5.5 MANIOBRAS DE APERTURA AL NAMINO	58
5.6 RIESGOS DE FALLA	61
5.7 FACTOR GLOBAL DE RIESGO (FGR)	62
5.8 CLASIFICACION DE LOS RIESGOS DE FALLA	63
Capítulo # 6: CONCLUSIONES	68
<i>Resumen</i>	69
6.1 VENTAJAS DEL ENFOQUE PROBABILISTICO	69
6.2 SITUACION ACTUAL DE DISEÑO	69
6.3 POTENCIALIDADES DEL ENFOQUE PROBABILISTICO	70
6.4 EVALUACION DE LOS RIESGOS DE FALLA	70
6.5 PLANTEAMIENTO DE INVESTIGACIONES Y/O ACTIVIDADES SUBSECUENTES	71
6.6 REFLEXIONES FINALES	74
ANEXO A. Listado del programa AHPUNAM.EXE (Análisis Hidráulico)	76
ANEXO B. Método del 2º. momento estadístico	81
BIBLIOGRAFIA	93

INDICE DE FIGURAS, GRAFICAS Y TABLAS

i) Figuras

Figura 1.1 Esquema de un sistema hidroeléctrico	6
Figura 1.2 Obra de toma en Zimapán	9
Figura 1.3 Túnel de conducción en Zimapán	10
Figura 1.4 Unión entre el pozo y el túnel de conducción	11
Figura 1.5 Pozo de oscilación y tubería a presión	11
Figura 1.6 Corte longitudinal por el eje del túnel 1 de la presa Miguel Hidalgo	13
Figura 1.7 Corte longitudinal de la conducción de la presa Adolfo Ruiz Cortines	14
Figura 1.8 Esquema hidroeléctrico en Aguamilpa	15
Figura 1.9 Corte longitudinal de la conducción de la presa Miguel Alemán	16
Figura 2.1 Definición de variables	21
Figura 2.2 Notación para cámaras de aire	25
Figura 2.3 Gráfica de estabilidad	31
Figura 3.1 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán (Tiempo de cierre:30 s)	38
Figura 3.2 Oscilaciones en la Presa Miguel Hidalgo (Tiempo de cierre:12 s)	38
Figura 3.3 Oscilaciones en la Presa Miguel Alemán (Tiempo de cierre:20 s)	39
Figura 3.4 Oscilaciones en la Presa Adolfo Ruiz Cortines (Tiempo de cierre:15 s)	39
Figura 3.5 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa (Tiempo de cierre:5 s)	40
Figura 3.6 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán (Tiempo de apertura:15 s)	40
Figura 3.7 Oscilaciones en la Presa Miguel Hidalgo (Tiempo de apertura:6 s)	41
Figura 3.8 Oscilaciones en la Presa Miguel Alemán (Tiempo de apertura:12 s)	41
Figura 3.9 Oscilaciones en la Presa Adolfo Ruiz Cortines (Tiempo de apertura:8 s)	42
Figura 3.10 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa (Tiempo de apertura:10 s)	42
Figura 4.1 Funciones de densidad de probabilidad	46
Figura 4.2 Algoritmo de solución	51
Figura 6.1 Unión entre el pozo y el túnel de conducción	67
Figura 6.2 Esquema de la instalación	68
Figura B.1 Estados seguros y de falla en el espacio de las variables estandarizadas	77
Figura B.2 Superficie del estado límite en el espacio tridimensional	81
Figura B.3 Plano tangente a $g(x)=0$ en X^*	82
Figura B.4 Función de densidad de probabilidad para la distribución normal ($\sigma=0, \mu=1$)	85

ii) Gráficas

Gráfica 5.1 Cierre en Zimapán	56
Gráfica 5.2 Cierre en Miguel Alemán	57
Gráfica 5.3 Cierre en Miguel Hidalgo	57
Gráfica 5.4 Cierre en Adolfo Ruiz Cortines	58
Gráfica 5.5 Apertura en Zimapán	58
Gráfica 5.6 Apertura en Aguamilpa	59
Gráfica 5.7 Apertura en Miguel Alemán	60
Gráfica 5.8 Apertura en Miguel Hidalgo	60
Gráfica 5.9 Apertura en Adolfo Ruiz Cortines	61
Gráfica 5.10 Riesgos de falla por derrame sobre la cresta	61
Gráfica 5.11 Riesgos de falla por entrada de aire por la conducción	62
Gráfica 5.12 Riesgos de falla potencial en hidroeléctricas	66
Gráfica 5.13 Distribución de los riesgos potenciales de falla	67

iii) Tablas

Tabla 1.1 Características de la obra de toma en el P.H. Zimapán	9
Tabla 1.2 Datos de diseño en el P.H. Zimapán	12
Tabla 2.1 Valores de K en centrales hidroeléctricas mexicanas	32
Tabla 2.2 Valores recomendados de K	32
Tabla 3.1 Condiciones de simulación	36
Tabla 4.1 Matriz de datos	48
Tabla 5.1 Vectorización de variables aleatorias	54
Tabla 5.2 Funciones de comportamiento	55
Tabla 5.3 Factores globales de riesgo	63
Tabla 5.4 Datos de las presas nacionales y norteamericanas	64
Tabla 5.5 Grados de riesgo centrales hidroeléctricas, criterio propuesto por el autor	65
Tabla 5.6 Tipificación de los riesgos de falla, criterio propuesto por el autor	65

PREFACIO

Los pozos de oscilación y cámaras de aire, constituyen dispositivos eficaces para reducir las ondas de sobrepresión generadas por el golpe de ariete en los túneles de conducción de las centrales hidroeléctricas y acueductos operados por bombeo.

Dado que uno de los principales propósitos de la ingeniería de diseño es asegurar el funcionamiento adecuado de las obras, existe invariablemente un riesgo de falla.

En general, un pozo de oscilación presenta dos situaciones críticas de funcionamiento. Para una maniobra de cierre, si el nivel máximo del agua dentro del pozo sobrepasa la cresta del mismo, se presentara un derrame. En forma similar, para una maniobra de apertura, si el nivel mínimo es menor que la elevación en el punto superior de unión del pozo con la conducción, se presentará la entrada de una bolsa de aire. Para las cámaras de aire, solo se presenta la segunda condición crítica.

Aunque la segunda situación de falla ocasiona mayores daños al sistema hidroeléctrico, ambas deben de tener una baja probabilidad de ocurrencia.

Hasta la fecha, la ingeniería de proyecto para este tipo de estructuras hidráulicas se limita a resolver las ecuaciones diferenciales del fenómeno transitorio hidráulico, para la obtención de los niveles extremos del agua dentro del pozo a partir de diferentes niveles de operación en el embalse de la presa.

Posteriormente, para obtener un cierto margen de seguridad y niveles constructivos finales, a juicio del proyectista, se añaden bordos libres para las oscilaciones máxima y mínima.

En el presente trabajo, a partir de la Teoría de la Confiabilidad, se asocian los niveles constructivos anteriores con un riesgo de falla, en diferentes sistemas hidroeléctricos en operación de nuestro país. Se propone un criterio para tipificar los riesgos potenciales de falla.

La metodología propuesta, proporciona un criterio que permite el análisis probabilístico de estos valores en diseños subsecuentes, dado que no existen criterios definidos para la determinación de los bordos libres y colchones de seguridad en pozos de oscilación.

PREFACE

The surge tanks and air chambers, constitute effective devices to reduce the waves of overpressure generated by the waterhammer in the tunnels conduction of the hydroelectric power plants and aqueducts operated by pumping.

Since one of the main intentions of the engineering design is to support the suitable operation works, a fault risk exists invariably.

In general, a surge tank presents two critical situations performance. For a closing maneuver, if the maximum water level within the well exceeds the crest of this one, a spill will appear. In similar form, for an opening maneuver, if the minimum level is less than the elevation in the superior point of union of the surge tank with the conduction, the entrance of an air stock will appear. In the air chambers, only the second critical condition is presented.

Although the second fault situation causes greater damages to the hydroelectric system, both must have a low probability of occurrence.

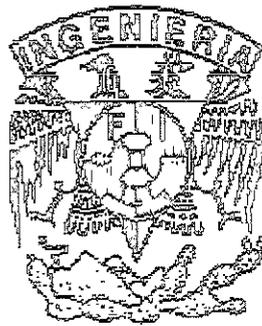
Until now, the engineering project for this type of hydraulic structures is limited to solve the differentials equations of the hydraulic transient, to obtain extreme water levels within the surge tank from different operation levels in dam.

Later, to obtain a certain safety margin and final constructive levels, in opinion of the designer, they are added freeboards for the maxima and minimum oscillation.

In the present work, from the Theory of the Reliability, the constructive levels with a risk fail are previously associated, in different hydroelectric systems in operation from our country. A criterium for tipify the potential risks failures is proposed.

Metodology proposed, provides a criterium that allows probabilistic analysis of these values in subsequent designs, since criteria defined for the determination of the freeboards and mattresses of security in oscillation chambers do not exist.

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



CAPITULO 1
INTRODUCCION

CAPITULO 1 INTRODUCCION

Se presenta una breve introducción al trabajo haciendo énfasis en los objetivos y aportaciones del mismo, posteriormente se presentan algunas generalidades del funcionamiento hidráulico de los pozos y cámaras de oscilación, mismas que serán descritas con mayor amplitud en el capítulo siguiente. Se describen las obras de generación para los proyectos de aplicación.

1.1 INTRODUCCION

El objetivo general de la tesis consiste en desarrollar una herramienta de aplicación que permita evaluar los riesgos de falla en pozos y cámaras de oscilación, haciendo uso de la teoría de la confiabilidad.

La aportación que se tiene al diseño de obras hidráulicas, consiste en:

i) En el caso de hidroeléctricas en operación, proponer una metodología que permita evaluar los riesgos de falla en las estructuras hidráulicas para disipar energía. Comparar con los métodos tradicionales y proponer en su caso una metodología alternativa de solución.

ii) Para obras en fase de proyecto, crear un criterio de diseño que involucre el comportamiento estadístico de variables aleatorias y proporcione un criterio probabilístico para determinar bordos libres y colchones de seguridad de una manera ordenada y racional.

Para alcanzar el objetivo general, se dividió el trabajo en seis capítulos, a continuación se describe brevemente el objetivo particular de cada uno de ellos.

Capítulo 1: Introducción.

Se presentan algunas generalidades del funcionamiento hidráulico de los pozos y cámaras de oscilación y se describen las principales características de algunos de los proyectos de aplicación.

Se acotan los objetivos por capítulo y la aportación de la tesis al diseño ingenieril de obras hidráulicas.

Capítulo 2: Ecuaciones gobernantes.

Se deducen las expresiones que rigen el transitorio hidráulico y se describe la forma de solucionarlas. Se explica el funcionamiento hidráulico de los pozos de oscilación y cámaras de aire. Se obtienen las ecuaciones dinámica y de continuidad que rigen el movimiento oscilatorio del agua dentro de mismos.

Se llega a la solución analítica (considerando fricción nula) de las ecuaciones, se discute la forma numérica de solución, el análisis de estabilidad y los criterios de diseño.

Capítulo 3: Solución numérica.

Se resuelven en forma numérica las ecuaciones diferenciales que rigen el movimiento oscilatorio del agua dentro de las estructuras hidráulicas de disipación de energía para los casos de aplicación. Se analizan dos maniobras de operación: cierre al NAMO y apertura al NAMINO.

Capítulo 4: Teoría de la Confiabilidad

Se expone la Teoría de la Confiabilidad y se hace uso del método del 2° momento estadístico. Hasta la fecha, con los métodos tradicionales de diseño, no existen criterios racionales y definidos para la determinación de los bordos libres y colchones de seguridad en pozos de oscilación, los cuales, se determinan empíricamente.

Considerando como aleatorias algunas variables de diseño, se propone un método probabilístico que asocia niveles constructivos con un riesgo de falla. Para obras en fase de proyecto, el criterio anterior proporciona una valiosa herramienta de diseño que permite evaluar las dimensiones geométricas que se proponen.

Capítulo 5: Riesgos de falla.

Se utiliza el método probabilístico del capítulo anterior para evaluar los riesgos de falla en diferentes esquemas hidroeléctricos del país. Se propone un criterio para tipificar los riesgos de falla potenciales.

Capítulo 6: Conclusiones y recomendaciones.

Se resumen los resultados obtenidos y se plantean posibles investigaciones futuras que permitan reforzar los conceptos presentados y extrapolar los resultados obtenidos al diseño de prototipos.

1.1.1 Generalidades.

Entre las obras hidráulicas en que se conduce agua a presión, las plantas hidroeléctricas y los acueductos destacan por su importancia (Berezowsky, 1988), dado que proporcionan el suministro de energía eléctrica y atienden las necesidades de abastecimiento de agua a las grandes ciudades, respectivamente.

Uno de los problemas fundamentales en el diseño hidráulico de dichas construcciones es el análisis de ondas rápidas de presión (las cuáles se consideran instantáneas para efectos prácticos) que son provocadas por cambios bruscos del gasto en algún punto de la tubería.

En los casos donde la tubería tiene una longitud considerable, las sobrepresiones pueden ser de gran magnitud. El fenómeno de estas ondas de presión se conoce como *golpe de ariete*. Algunos de los dispositivos para controlar dichas ondas son los pozos y cámaras de oscilación.

En su forma más simple, un pozo de oscilación es una lumbrera prismática de eje vertical. Cuando las turbinas no se encuentran operando, debido al principio de vasos comunicantes, el nivel estático del agua en el pozo corresponde a la elevación del embalse. (figura 1.1).

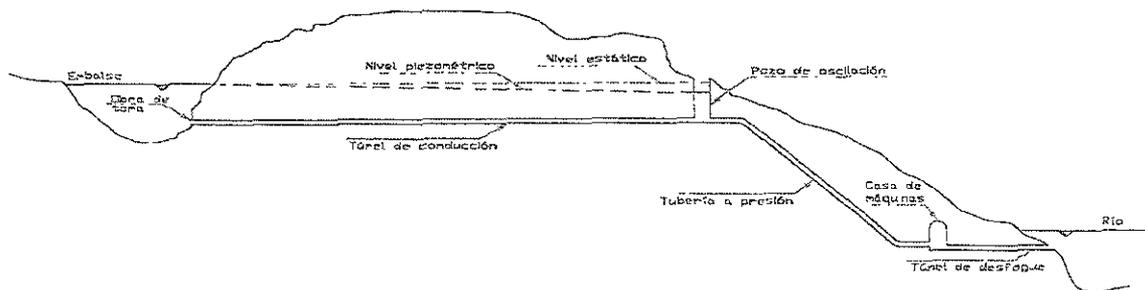


Figura 1.1 Esquema de un sistema hidroeléctrico

Pero si la instalación hidroeléctrica trabaja con flujo permanente bajo un cierto gasto Q , el nivel de la superficie libre en el pozo desciende y su diferencia con el nivel estático corresponde a la pérdida de carga total dentro del túnel de conducción.

Si debido a un incidente del sistema eléctrico o de operación el gasto Q se interrumpe bruscamente en la casa de máquinas, por ejemplo debido a un cierre rápido en las válvulas de regulación de agua a las turbinas, se produce un golpe de ariete cuya onda se propaga remontando la tubería a presión, desde las válvulas hasta el pozo de oscilación (Torres, 1990).

Si este no existiera, la onda del golpe de ariete se propagaría a lo largo del túnel hasta el embalse, cuyo nivel permanece constante y no pueden presentarse modificaciones de ninguna especie; de esta manera el embalse actúa como una pantalla que refleja la onda de presión y en este instante se produce la traslación de una onda de sobrepresiones negativa hacia las válvulas, este ciclo se repetiría indefinidamente si no existiese el efecto de la fuerza cortante que se genera entre el fluido en movimiento y las paredes del túnel, llegando a producir resonancia y rupturas o fallas.

El fenómeno de resonancia hidráulica ocurre cuando las sobrepresiones en el túnel se amplifican con el tiempo, esta condición depende de las características de la tubería a presión y de la excitación producida (Chaudry, 1987).

Pero la presencia de un pozo de oscilación cambia las condiciones descritas anteriormente, dado que la teoría del golpe de ariete supone una conducción desprovista de elementos locales deformables.

Pero en este caso el conducto está dotado de un elemento deformable, la superficie libre del pozo, que transforma las ondas de presión en oscilaciones de masa mucho más lentas y con menor amplitud. Bajo estas condiciones solamente la tubería a presión resulta afectada por el golpe de ariete (Mancebo del Castillo, 1987).

La oscilación de masa del agua que se produce en el túnel y en el pozo, permanece durante cierto tiempo, mientras que las ondas incidentes y reflejadas del golpe de ariete, prácticamente despreciables se amortiguan ahí en pocos segundos (Chaudry, 1987).

Es entonces, el fenómeno de oscilación de la masa de agua el que domina el cálculo del túnel, y no el del golpe de ariete.

Finalmente, el túnel a presión escapa de los efectos dinámicos del golpe de ariete, este es un resultado apreciable, debido a que en la mayoría de los casos, el túnel se perfora en rocas y se le dota de revestimientos de concreto y, por lo tanto, sus paredes no tienen una elasticidad comparable a una tubería a presión de

acero, debido a ello, es preferible evitar el golpe de ariete en el túnel de conducción (Torres, 1990).

Mientras que el funcionamiento hidráulico de las cámaras de aire, se describe a continuación. Este dispositivo constituye una estructura eficaz para el control de las oscilaciones de carga. La parte inferior de la cámara contiene agua, mientras que la superior contiene aire, para las condiciones de flujo permanente inicial.

Al ocurrir una maniobra de rechazo, la presión disminuye, el aire se expande y el agua sale de la cámara a través de la tubería de aspiración, reduciendo el cambio de velocidad y la caída de carga en la tubería. Una vez que la válvula de no retorno se cierra, cuando el flujo en la tubería se invierte, el agua penetra en la cámara (Chaudry, 1987).

1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS.

A continuación, se describen algunos estudios de caso reales, en los cuáles se aplicará el modelo probabilístico que se plantea, permitiendo la evaluación de los riesgos de falla.

1.2.1 Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Hgo.

De acuerdo con la política de diversificación de fuentes de energía del Gobierno Federal, la Comisión Federal de Electricidad construyó el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Hgo. (C.F.E., 1998).

Localizado en el límite de los estados de Hidalgo y Querétaro, en el cañón conocido como El Infiernillo, esta obra aprovecha los escurrimientos del río Moctezuma, el cuál forma parte del sistema hidroeléctrico del río Pánuco.

Dada la localización de este proyecto, su cercanía a las ciudades de Querétaro y México, así como su facilidad de interconexión con el sistema eléctrico nacional por la proximidad con las centrales termoeléctricas de El Sauz, Qro. y Tula, Hgo., ayuda a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país. A continuación, se describen brevemente las obras que componen el proyecto.

1.2.1.1 Obra de toma

En la tabla (1.1) se presentan algunas características generales de la obra de toma.

ELEMENTO	CARACTERISTICA
Tipo de toma:	Rampa
Elev. de la obra de toma:	1,500 m.s.n.m.
Elev. plantilla en el canal de llamada:	1,498 m.s.n.m.
Dimensiones de compuertas:	3.5 x 4.5 m
Dimensiones de rejillas:	5 tableros de 2.0 x 8.5 m

Tabla 1.1 Características de la obra de toma en el P.H. Zimapán

En la figura (1.2) se presentan las partes más importantes de la obra de toma.

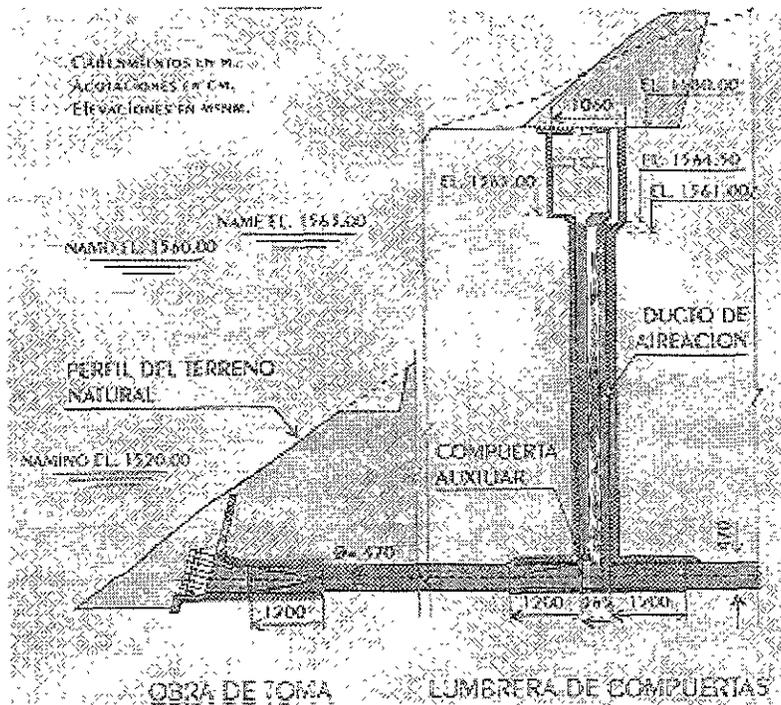


Figura 1.2 Obra de toma en Zimapán

1.2.1.2 Conducción

La conducción del agua, desde la obra de toma hasta la casa de máquinas es a través de un túnel de sección herradura de 4.70 m de diámetro y 21 km de longitud, esta longitud lo coloca como el sistema hidroeléctrico con el túnel más largo del mundo, el segundo en México en obras hidráulicas (solo después del construido para el drenaje profundo del Distrito Federal) y uno de

los primeros lugares a nivel mundial en conducciones a presión (Comisión Federal de Electricidad, 1995).

Para reducir el tiempo de excavación y colado del túnel, se excavaron cinco ventanas en una zona de muy difícil acceso por lo accidentado de la topografía del sitio, esta estrategia permitió atacar la obra por diez frentes a la vez. Dicho túnel se encuentra revestido de concreto simple prácticamente en toda su longitud.

En la figura (1.3), se muestra el trazo del túnel.

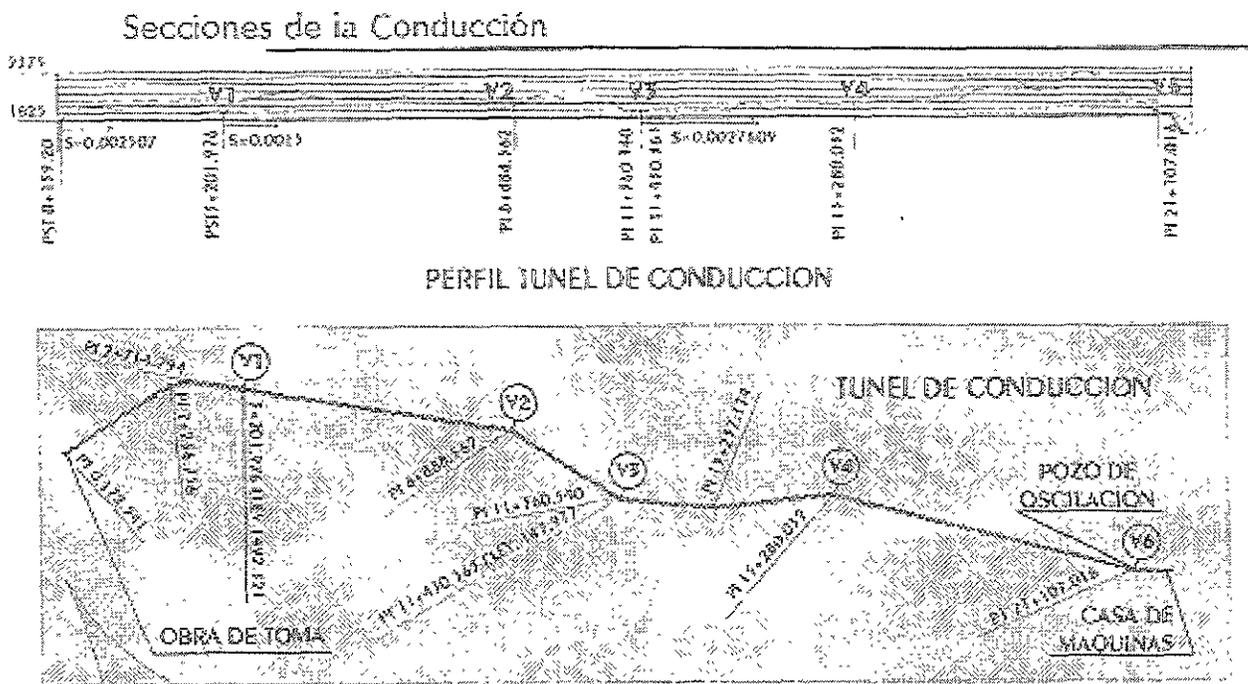


Figura 1.3 Túnel de conducción en Zimapán

1.2.1.3 Pozo de oscilación y galería de válvulas

El pozo de oscilación tiene 15 m de diámetro de excavación y 135 m de altura. Fue excavado con contrapocera y banqueado posteriormente con método tradicional, tiene revestimiento de concreto reforzado para tener un diámetro interior terminado de 12 m de diámetro.

En este caso particular, la conexión entre el pozo y el túnel se realiza por medio de una tubería horizontal de 3.20 m de diámetro, la conexión final se hace por medio de un orificio de 2.0 m de diámetro; la distancia a ejes de centros entre el túnel y el pozo es de 18.0 m,

En la figura (1.4) se muestra un detalle de la unión.

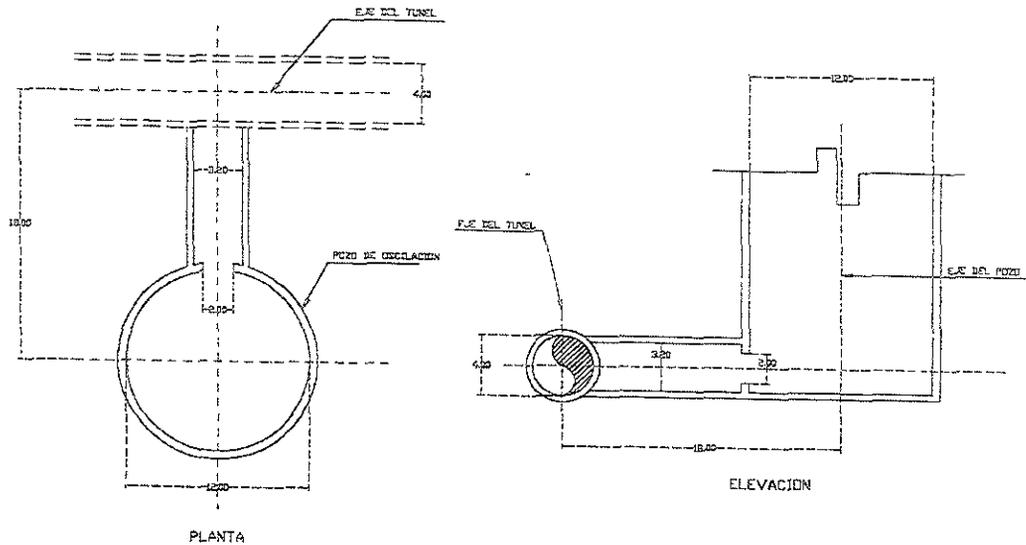


Figura 1.4 Unión entre el pozo y el túnel de conducción

La galería de válvulas aloja una válvula biplana tipo mariposa de 3.50 m de diámetro que controla el flujo del agua a la tubería a presión para seguridad y mantenimiento de las unidades.

1.2.1.4 Tubería a presión

Esta tubería fue diseñada con una inclinación de 60° y un desnivel de 500 m para un gasto de $59 \text{ m}^3/\text{s}$. La excavación de la rampa inclinada se realizó a través de dos frentes de trabajo, uno en la parte superior y otro en la parte intermedia, ver figura (1.5)

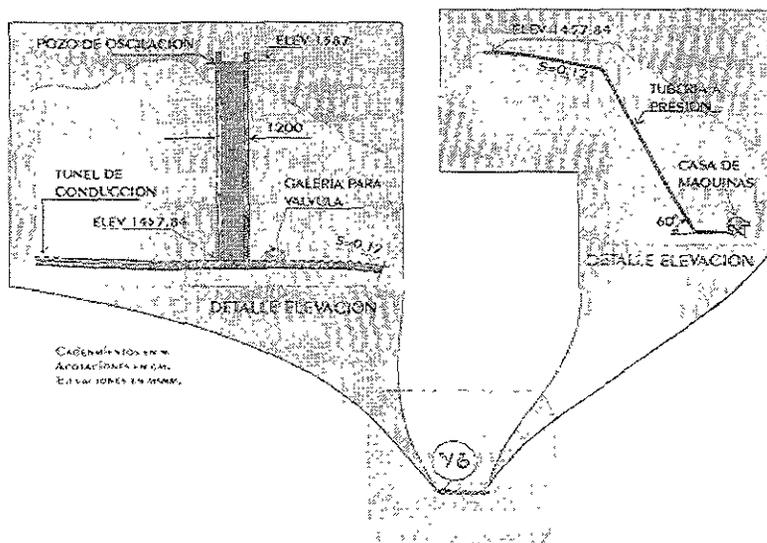


Figura 1.5 Pozo de oscilación y tubería a presión

El diámetro ya con la camisa metálica empacada de concreto es de 3.50 m con una longitud de 1,050 m. Antes de llegar a las unidades, existe una bifurcación con diámetro de 2.10 m que alimenta dos turbinas tipo Pelton.

1.2.1.5 Casa de máquinas

La casa de máquinas es una caverna de 70 m de largo, 22 m de ancho y 32 m de altura. Aloja dos turbinas tipo Pelton de 146 MW cada una, tiene una generación media anual de 1,300 GWh al año. Los principales datos de diseño, se muestran en la tabla (1.2).

ELEMENTO	CARACTERISTICA
Gasto de diseño por unidad:	29.50 m ³ /s
Nivel medio de desfogue:	957.00 m.s.n.m.
Carga bruta máxima (al NAMO):	603 m
Carga bruta mínima (al NAMINO):	563 m
Potencia de cada unidad:	146 MW
Capacidad instalada, 2 Pelton:	292 MW
Factor de planta medio anual:	0.53

Tabla 1.2 Datos de diseño en el P.H. Zimapán

1.2.2 Presa Miguel Hidalgo (El Mahone)

1.2.2.1 Generalidades

Construida sobre el Río Fuerte (Sinaloa) en 1956, para fines de riego y generación de energía eléctrica. Tiene una capacidad de almacenamiento de 2,300 Mm³, la planta hidroeléctrica dispone de una capacidad instalada de 63.78 MW (Comisión Federal de Electricidad, 1997).

1.2.2.2 Cortina

A base de roca con corazón impermeable central, protegido en ambos lados con filtros de grava y arena. La altura total es de 81 m.

1.2.2.3 Obra de conducción

La constituyen dos túneles de sección circular de 7.0 m de diámetro y 640.0 m de longitud, con ejes paralelos y separados 25.0 m, revestidos de concreto simple en su mayor longitud y de concreto reforzado en las zonas en que lo exigió la geología.

El túnel número 1 se utiliza para generación de energía eléctrica, en la transición de salida de la zona de compuertas, se inicia la tubería de presión que alimenta a la planta hidroeléctrica, teniéndose un pozo de oscilación ubicado aproximadamente en la parte media entre la zona de compuertas y el extremo final del túnel.

1.2.3.2 Cortina

De roca con corazón impermeable central. Respaldos de materiales friccionantes formados por grava y arena, protección contra oleaje y erosión aguas arriba y aguas abajo de los taludes.

1.2.3.3 Obra de conducción

Sobre la margen izquierda, se localizan dos túneles utilizados para desvío durante la construcción, cada uno de ellos tiene un diámetro de 6 m y una longitud total de 710 m.

A la entrada de los mismos, se tienen rejillas que se conectan con codos de concreto reforzado a 90°. El túnel número 1, se emplea con fines de irrigación.

El túnel número 2, alimenta la planta hidroeléctrica, se encuentra revestido de concreto simple en sus primeros 368 m de desarrollo, después de este sitio, se tiene la tubería de acero de 3.70 m de diámetro.

En la figura (1.7) se muestra un corte longitudinal de la conducción.

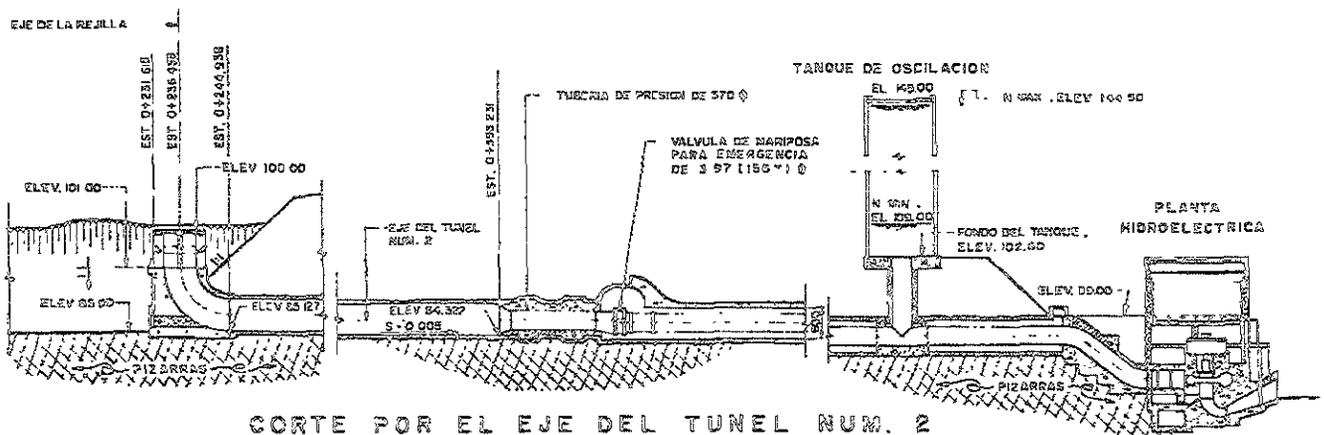


Figura 1.7 Corte longitudinal de la conducción de la presa Adolfo Ruiz Cortines

1.2.3.4 Pozo de oscilación

En la estación 0+569.50, se localiza el eje del pozo. Construido de acero estructural, con 14 m de diámetro interior y 42.40 m de altura.

1.2.4 Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa

1.2.4.1 Generalidades

Ubicado en la parte central del Estado de Nayarit, al NNE de la Ciudad de Tepic. Forma parte del plan global de aprovechamientos sobre el Río Santiago (Comisión Federal de Electricidad, 1990).

1.2.4.2 Cortina

Construida de enrocamiento con cara de concreto de 187 m de altura en 1994. La cara de concreto se desplanta en una losa de apoyo o plinto perimetral, compuesta por dovelas de 15 m de ancho y espesor variable.

1.2.4.3 Obra de conducción

La integran tres túneles encamisados en tubería de acero. Los conductos de aspiración se conectan a tres galerías de oscilación. Se instalaron tres unidades de de 320 MW para una generación media anual de 2,130 GW-h.

1.2.4.4 Galerías de oscilación

La estructura que amortigua las variaciones de presión durante las maniobras, se compone por tres galerías de oscilación de 48 m de altura y diámetro interior de 16 m. En la figura (1.8) se muestra un esquema del proyecto hidroeléctrico de Aguamilpa.

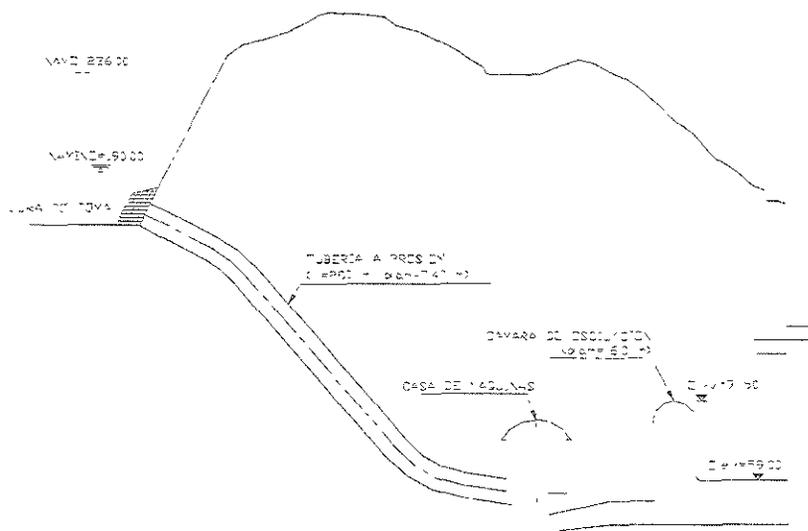
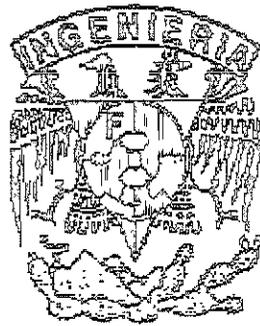


Figura 1.8 Esquema hidroeléctrico en Aguamilpa

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



CAPITULO 2

ECUACIONES
GOBERNANTES

En este capítulo se describe el funcionamiento hidráulico de los pozos y cámaras de oscilación. Se obtienen las ecuaciones dinámica y de continuidad que rigen el movimiento oscilatorio del agua dentro de los mismos.

Se llega a la solución analítica (considerando fuerza cortante nula) de las ecuaciones, se discute la forma numérica de solución, el análisis de estabilidad y los criterios de diseño.

2.1 MOVIMIENTO OSCILATORIO DEL AGUA EN UN POZO.

2.1.1 Maniobra de rechazo.

En una operación normal, los cambios bruscos del gasto son lentos, pero pueden ser muy rápidos si aparecen fallas tanto en los cables que salen de los generadores de las turbinas como en el suministro de energía eléctrica, de esta manera la demanda cae a cero y la turbina tiene que cortar su gasto en el menor tiempo posible. Dicha disminución de la demanda, es llamada en la ingeniería "rechazo de carga" (Gardea, 1992).

El caso extremo se produce cuando hay un paro o una detención total e instantánea del gasto turbinado, al presentarse un cierre brusco del distribuidor o de los inyectores en turbinas Pelton, debido a un incidente de operación. El líquido que descendía por la tubería a presión, rápidamente se inmovilizará dentro del conducto y dará lugar al fenómeno del golpe de ariete (Mancebo del Castillo, 1987).

Mientras que en el túnel, el gasto que fluía inicialmente no se anulará instantáneamente, el agua se eleva en el pozo de oscilación, sobrepasa el nivel estático y alcanza cierta elevación máxima en el momento en que el flujo de agua en el túnel se detiene; en este instante la energía cinética que poseía inicialmente la masa de agua en movimiento dentro del túnel habrá sido completamente utilizada en sobreelevar el agua, a pesar de su peso, en el pozo de oscilación, hasta el nivel máximo y en vencer las pérdidas por fuerza cortante.

Dado que el gradiente hidráulico se invierte con respecto al inicial que se tenía bajo condiciones permanentes, se genera un flujo de agua en sentido contrario al precedente. El nivel de agua bajará en el pozo y pasará abajo del nivel estático, llegará a un nivel mínimo para la cual la energía potencial que el agua poseía en el pozo, en el momento de su elevación máxima, será totalmente transformada en energía cinética en el agua puesta en movimiento dentro del túnel (Torres, 1990).

Se establecerá finalmente un régimen de oscilaciones que, debido a la fuerza cortante, se irá amortiguando con el tiempo. Considerando ahora un caso menos extremo: en el de un cierre parcial instantáneo, resultarán oscilaciones obedeciendo al mecanismo ya anotado, pero sin duda tendrán menor amplitud que los correspondientes a la suspensión total del gasto.

En vez de cierre instantáneo se puede suponer un cierre progresivo, cuya ley, en función del tiempo, este regulada por dispositivos que accionen los álabes de admisión de agua a las turbinas. En este caso, en principio, las oscilaciones serán menos pronunciadas (Berezowsky, 1988).

2.1.2 Maniobra de toma.

Considerando ahora que las turbinas no se encuentran operando y se desea arrancarlas con cierto gasto; para dicho efecto se procede a la apertura progresiva de los álabes móviles o inyectores en una cantidad necesaria para que se tenga dicho gasto; se presentará una depresión por golpe de ariete, y la onda se propagará a lo largo de la tubería a presión hasta el pozo de oscilación (Mancebo del Castillo, 1987).

El gasto deseado no lo podrá suministrar en el primer instante el túnel, dado que no existe un gradiente hidráulico, debido a que en sus dos extremos existe el mismo nivel estático. Entonces el pozo es el que suministra primero el gasto; su nivel bajará inmediatamente y, al mismo tiempo, se producirá un desnivel entre el nivel del agua en el almacenamiento y el del pozo, creando un gradiente dentro del túnel (Chaudry, 1987).

De esta manera, el agua se pondrá progresivamente en movimiento retardado, desde luego, por la fuerza cortante. Al llegar el flujo con mayor velocidad, el nivel del agua dentro del pozo se eleva y sobrepasa el nivel estático, posteriormente desciende, y así sucesivamente.

Por consiguiente, ya se trate de maniobras de cierre o apertura, se generan oscilaciones en el pozo.

2.2 OBJETIVOS DEL POZO DE OSCILACIÓN.

De acuerdo con Berezowky (1988) las principales funciones de un pozo son:

- 1.- Reducir la magnitud de las fluctuaciones de presión. Al colocar un pozo de oscilación en el conducto que comunica el almacenamiento con las turbinas, la longitud característica del golpe de ariete

disminuye, y se reduce la sobrepresión y el tramo que se debe de proteger de este fenómeno.

2.- Mejorar las características de regulación de las turbinas. El tiempo de aceleración de las turbinas es función directa de la longitud del conducto a presión: por tanto, al instalar un pozo, se acorta dicha longitud y se reduce el tiempo de aceleración hidráulica de la turbina, lo cual favorece la regulación de la planta.

3.- Proporcionar la masa de agua necesaria en maniobras de arranque de la planta. Supóngase que en un sistema hidroeléctrico no hay pozo de oscilación y, en un instante dado, se abre el distribuidor en forma repentina para satisfacer la demanda. Entonces, el agua de la tubería a presión se acelera rápidamente; sin embargo, como la inercia de la masa de agua en el túnel es significativamente mayor, dicha masa no se acelera con tanta rapidez.

Esto provoca una onda de presión negativa, la cual puede ocasionar que en algún punto de la instalación el gradiente quede por debajo de la tubería y se presente el fenómeno conocido como separación de columna líquida. Para evitar lo anterior, se coloca un pozo de oscilación que proporcione el líquido necesario a la tubería a presión mientras se acelera el agua en el túnel, evitando así que el gradiente baje demasiado, aunque como objetivo primordial el pozo no se coloca para esto, hidráulicamente cumple lo anterior.

2.3 ECUACIONES FUNDAMENTALES.

Las dos ecuaciones fundamentales de la hidráulica (*cantidad de movimiento y conservación de masa o "continuidad"*) forman un sistema de ecuaciones diferenciales; para resolverlo y conocer las oscilaciones de un sistema hidroeléctrico, es necesario definir las condiciones iniciales y de frontera.

Desde el punto de vista del fenómeno físico en estudio, dicha variación corresponde a las maniobras en la operación del sistema hidroeléctrico.

Para simplificar la derivación de las ecuaciones, Chaudry (1987) supone las siguientes hipótesis:

1) El flujo en el túnel es unidimensional.

2) Las paredes del túnel son rígidas y el líquido es incompresible. Esto significa que un cambio en el flujo en cualquier punto del sistema se transmite en forma instantánea al resto del mismo, de tal manera que el líquido en el conducto se mueve como una masa sólida (modelo rígido).

3) El área del túnel es prismática.

4) La masa del agua contenida en el pozo de oscilación es muy pequeña comparada con la del túnel y puede despreciarse.

5) La inercia del líquido en el pozo es pequeña comparada con la del líquido en el túnel y puede por lo tanto ser depreciada. A partir de la *segunda ley de Newton*, Ramírez y Berezowsky (1986) demuestran que el pozo debe ser muy alto o el túnel muy corto para que la inercia de la masa de agua contenida en el pozo influya en las oscilaciones.

6) Las pérdidas de carga en el sistema durante el estado transitorio pueden ser calculadas empleando las fórmulas del flujo permanente utilizando las velocidades correspondientes.

En la duración del estado transitorio el nivel del embalse es constante, dado que su volumen es por mucho, mayor al que pudiese almacenarse en el túnel y en el pozo; por lo tanto se toma dicho nivel como origen para medir las oscilaciones en el pozo y se consideran positivas hacia arriba y negativas en caso contrario.

2.3.1 Ecuación dinámica.

Considérese el pozo mostrado en la figura (2.1). Se muestra el diagrama de cuerpo libre de un túnel horizontal de sección transversal constante y longitud L (Chaudry, 1987). Las fuerzas actuantes sobre el líquido en el túnel son:

$$F_1 = \gamma A_t (H_0 - h_v - h_t) \tag{2.1}$$

$$F_2 = \gamma A_t (H_0 + z + h_{orf}) \tag{2.2}$$

$$F_3 = \gamma A_t h_f \tag{2.3}$$

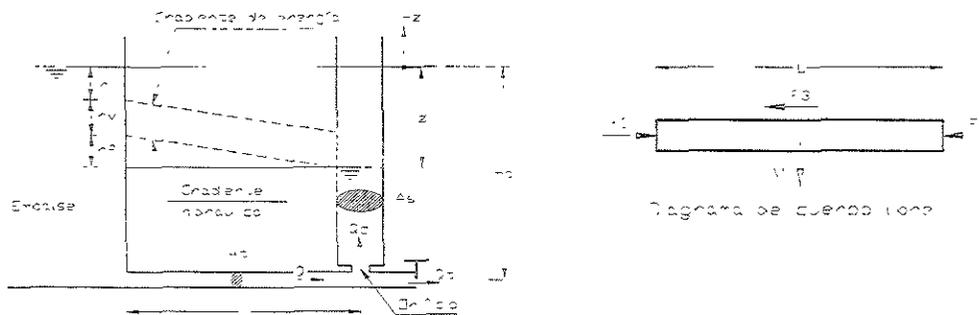


Fig. 2.1 Definición de variables

En ecuaciones anteriores: A_t =área de la sección transversal del túnel; H_0 =carga estática; γ = peso específico del líquido; h_v =carga de velocidad en la obra de toma; h_i =pérdida de carga en la entrada; h_f =pérdidas por fuerza cortante y locales entre la entrada del túnel y la cámara; h_{orf} =pérdida de carga en el orificio; z =nivel del agua en el pozo. La fuerza resultante sobre el elemento líquido en la dirección del movimiento es:

$$\sum F = F_1 - F_2 - F_3 \quad (2.4)$$

Por otra parte, la ecuación de cantidad de movimiento para flujo unidimensional (Mancebo, 1987) establece que:

$$\sum F = \sum (\rho Q \beta V) + \frac{\partial}{\partial t} \int \rho Q ds = 0 \quad (2.5)$$

En la anterior expresión, β representa el coeficiente de Boussinesq, el cual permite considerar la distribución no uniforme de la velocidad, cuyo valor se considera unitario para efectos prácticos. El integrando del segundo término se cancela por ser los túneles de conducción casi horizontales. Por lo tanto:

$$\sum F = \rho L \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\gamma}{g} L \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (2.6)$$

Aplicando la segunda ley del movimiento de Newton y sustituyendo las expresiones para F_1 , F_2 y F_3 , en (2.6), se obtiene:

$$\frac{\gamma}{g} \frac{\partial Q}{\partial t} = -\gamma \frac{A_t}{L} (z + h_v + h_i + h_f + h_{orf}) \quad (2.7)$$

Dado que: $Q = A_t V$ y definiendo $h_v + h_i + h_f = F \cdot V \cdot \text{abs}(V)$, para considerar que la velocidad cambia de signo (F representa un coeficiente global de perdidas), se obtiene finalmente la ecuación dinámica:

$$\frac{dV}{dt} = -\frac{g}{L} (z + h_{orf} + F \cdot V \cdot |V|) \quad (2.8)$$

En la deducción anterior, el túnel se supuso horizontal y de sección transversal constante a lo largo de su longitud.

Sin embargo la ecuación obtenida es válida también para túneles con pendiente, dado que al dibujar el diagrama de cuerpo libre y aplicar la segunda ley del movimiento de Newton, se cancela la componente del peso del agua en la dirección del movimiento con las fuerzas de

presión, debido a la diferencia de elevaciones entre el inicio y el final del túnel (Chaudry, 1987).

Por otra parte, para túneles con diferentes secciones transversales en varias longitudes, el término A/L en la ecuación (2.7) es reemplazado por $\Sigma(A_i/L)$. Las pérdidas locales y la carga de velocidad se incluyen en el coeficiente F como (Berezowsky, 1988):

$$F = \frac{1}{2g} \left(f \frac{L}{D_i} + \sum K_i \right) \quad (2.9)$$

Donde K_i , es el coeficiente adimensional de la pérdida local i y f es el coeficiente adimensional de Darcy-Weisbach.

2.3.2 Ecuación de continuidad o de conservación de masa.

Estableciendo un balance de gastos en el nudo donde se unen el túnel, el pozo y la tubería a presión:

$$Q = Q_d + Q_t \quad (2.10)$$

Donde: Q = gasto en el túnel (m^3/s).

Q_d = gasto en el pozo (m^3/s).

Q_t = gasto turbinado que pasa a la tubería a presión, es el que se modifica durante las maniobras (m^3/s).

Dado que: $Q = A_t V$ y $Q_d = A_s (dz/dt)$, donde A_s es el área de la sección transversal en el pozo; sustituyendo y simplificando, se obtiene:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{VA_t - Q_t}{A_s} \quad (2.11)$$

En cualquier caso las ondas de presión del golpe de ariete no se reflejan completamente en el pozo y se transmiten parcialmente dentro del túnel (esto debe ser considerado en el diseño del túnel).

Lo anterior puede ser estimado de acuerdo al criterio propuesto por Mosonyi y Seth (1975). En los pozos con orificio, la regulación de las turbinas no es tan buena como en el caso de los pozos simples.

2.3.3 Estimación de la pérdida de carga en el orificio.

Considerando un punto sobre el túnel situado inmediatamente a la entrada del orificio, para el caso de gasto nulo en una central hidroeléctrica, la presión sobre el mismo será la hidrostática, es decir $\rho g H_0$.

Sí el pozo de oscilación es simple, bajo condiciones de flujo, la presión en dicho punto será $\rho g(H_o+z)$. En el caso de pozos con orificios, la presión sobre el mismo punto será igual a $\rho g(H_o+z+h_{orf})$. En la expresión anterior, la pérdida de carga h_{orf} representa la diferencia de presión (expresada en columna de agua) antes y después del orificio (Berezowsky, 1988).

Sea C_v el coeficiente de velocidad del orificio, C_c el coeficiente de contracción del mismo, C_d el coeficiente de gasto ($C_d=C_v C_c$) y A_d el área total del orificio, el flujo por este será:

$$Q_d = \pm C_d A_d \sqrt{2gh_{orf}} \quad (2.12)$$

Los valores comunes para C_d fluctúan entre 0.60 y 0.80 en flujo ascendente y descendente, respectivamente, dado que las pérdidas de carga en ambos casos tienen diferente valor. Dado que: $Q_d = A_s \cdot (dz/dt)$, igualando esta última expresión y la ecuación (2.12), se despeja h_{orf} , obteniendo:

$$h_{orf} = \frac{1}{2g(C_d)^2} \left(\frac{A_s}{A_d} \right)^2 \frac{dz}{dt} \frac{dz}{dt} \quad (2.13)$$

Dicha pérdida de carga será positiva si el flujo dentro del pozo es ascendente ($dz/dt > 0$) y positiva en caso contrario.

2.4 CÁMARAS DE AIRE.

De acuerdo a la figura (2.2) y suponiendo que el aire dentro de la cámara se considera como gas politrópico (con expansiones y contracciones), de acuerdo a la ecuación de un gas sometido a una carga de presión H_a , la correspondiente ecuación dinámica que describe las oscilaciones del nivel del agua es la siguiente (Chaudry, 1987):

$$\frac{dV}{dt} = -\frac{g}{L} (z + h_{orf} + F \cdot V|V| + H_a) \quad (2.14)$$

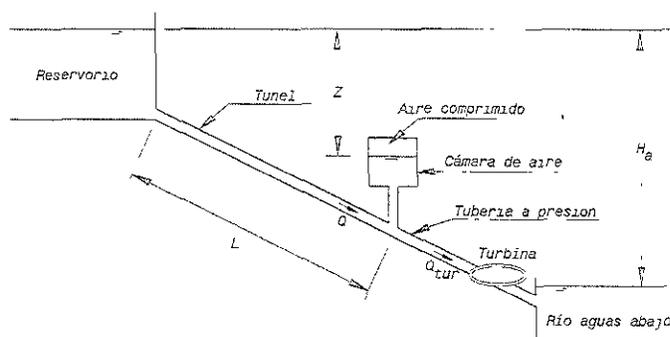


Figura 2.2 Notación para cámaras de aire

La ecuación de continuidad respectiva tiene la misma forma que la (2.11). Mientras que la ley que describe la variación de presión del gas es la siguiente:

$$(H_a + p_a) V^n = (H_a + p_a)_0 V_0^n \quad (2.15)$$

p_a es la presión atmosférica, V corresponde al volúmen de aire dentro de la cámara, n es el exponente politrópico del gas (1.4 para un comportamiento adiabático, es decir sin intercambio de calor y 1.0 para uno isotérmico, con intercambio de calor), el subíndice cero denota los valores iniciales en flujo permanente.

Dado que la presión atmosférica permanece constante, y considerando al proceso de contracción y expansión de aire como uno intermedio entre un proceso y otro isotérmico, la relación entre la carga de presión absoluta H_s y el volúmen de aire contenido en la cámara, queda sujeta a la siguiente expresión:

$$(H_a) V^{1.2} = (H_a)_0 V_0^{1.2} \quad (2.16)$$

En el caso del P.H. de Aguamilpa, el dispositivo de alivio contra las sobrepresiones del golpe de ariete, lo constituyen tres galerías de oscilación.

2.5 MÉTODOS DE SOLUCIÓN.

2.5.1 Solución analítica.

La solución analítica de las ecuaciones dinámica y de continuidad es posible si se desprecian las pérdidas por fuerza cortante en el túnel y la pérdida de carga en el orificio, se dice que el sistema no está amortiguado; en efecto, la ecuación dinámica se simplifica como (Chaudry, 1987):

$$\frac{dV}{dt} = -\frac{g}{L}z \quad (2.17)$$

Mientras que la ecuación de continuidad para el caso de un cierre total instantáneo es:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{A_1 V}{A_2} \quad (2.18)$$

Derivando la ecuación anterior con respecto al tiempo y sustituyendo la ecuación (2.14), se obtiene:

$$\frac{A_2 L}{A_1 g} \frac{d^2 z}{dt^2} + z = 0 \quad (2.19)$$

La expresión anterior es una ecuación diferencial ordinaria homogénea de segundo orden con coeficientes constantes (oscilador armónico), cuya ecuación característica tiene la forma (Berezowsky, 1988):

$$\lambda^2 + 1 = 0; \text{ con: } \lambda = \frac{A_2 L}{A_1 g} \Rightarrow z^2 = -\frac{1}{\lambda^2}; z = \pm \sqrt{\frac{1}{\lambda^2}} i$$

$$m = \alpha \pm \beta i, \therefore \alpha = 0, \beta = \sqrt{\frac{1}{\lambda^2}}$$

Solución general:

$$z = e^{\alpha t} [C_1 \cos(\beta t) + C_2 \sin(\beta t)]$$

Finalmente:

$$z = C_1 \cos \sqrt{\frac{A_2 g}{A_1 L}} * t + C_2 \sin \sqrt{\frac{A_2 g}{A_1 L}} * t \quad (2.20)$$

En la cual C_1 y C_2 , son constantes de integración. El radical de la expresión anterior es un argumento de las funciones seno y coseno y, si se considera la definición de período ($2\pi/T$), se obtiene:

$$\frac{2\pi t}{T} = \sqrt{\frac{gA_s}{LA_s}} * t \quad (2.21)$$

Despejando T :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{LA_s}{gA_s}} \quad (2.22)$$

Que es el período de las oscilaciones para el caso de fuerza cortante nula, llamado también período no amortiguado. Representa el tiempo entre dos máximos (o dos mínimos) sucesivos. C_1 y C_2 se determinan a partir de las condiciones iniciales. En este caso, para $t=0$, $z=0$ y $dz/dt=Q_0/A_s$, sustituyendo estas condiciones, se obtiene que:

$$C_1 = 0, \text{ y: } C_2 = Z^* = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gA_s A_s}}$$

$$\Rightarrow z = Z^* \text{ sen}\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (2.23)$$

La ecuación anterior representa las oscilaciones para el caso de fuerza cortante nula. Al considerar la forma de esta ecuación, C_2 corresponde a la semiamplitud de la oscilación, que se define por la literal Z^* .

Para obtener la velocidad, se deriva la ecuación dinámica simplificada con respecto al tiempo y al utilizar las condiciones de frontera adecuadas, resulta:

$$V = V_0 \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (2.24)$$

Se observa que la ecuación que describe las oscilaciones corresponde a una senoide, mientras que la última ecuación es una cosenoide desfasada un cuarto de período.

Por tanto cuando la oscilación z es máxima o mínima, la velocidad en el túnel es nula; y al contrario, cuando la velocidad es máxima (+) o mínima(-), z es nula.

Es común que se cuente con el valor de la rugosidad n de Manning en el túnel, su equivalencia al factor f de Darcy-Weisbach a emplearse en la ecuación (2.9), se calcula con la siguiente expresión (Sotelo, 1992):

$$f = \frac{8gn^2}{R_h^{5/2}} \quad (2.25)$$

2.5.2 Solución numérica.

Dado que en la deducción de las ecuaciones que gobiernan el flujo, las paredes del túnel y el agua contenida en el se supusieron rígidos, no se tienen derivadas espaciales (por ejemplo, variación con respecto a x). Por lo tanto, el flujo en el túnel y el nivel del agua en el pozo varían solamente con respecto al tiempo.

Por consiguiente, estas ecuaciones forman un par de ecuaciones diferenciales ordinarias. Por otra parte, la ecuación dinámica es no lineal debido a la presencia del término $F \cdot V \cdot \text{abs}(V)$.

2.5.2.1 Condiciones iniciales

En la maniobra de cierre, la velocidad en túnel corresponde a la del flujo permanente ($V_o = Q_o / A_t$), mientras que el nivel del pozo se calcula aplicando la ecuación de la energía entre el embalse y el pozo, obteniendo la siguiente expresión:

$$z_o = -FV_o^2 \quad (2.26)$$

donde F esta dado por la ecuación (2.9). Mientras que en la maniobra de apertura, $V_o = 0$ y $z_o = 0$.

2.5.2.2 Condiciones de frontera

Es importante notar que el gasto turbinado es una función del tiempo, para el caso de rechazo de carga, obedece a una cierta ley de cierre y dicha variación puede modelarse con la siguiente expresión:

$$Q_{tur} = Q_o \left(1 - \frac{t}{T_c}\right)^b; \quad t \leq T_c; \quad t > T_c \Rightarrow Q_{tur} = 0 \quad (2.27)$$

Mientras que en una ley de apertura es:

$$Q_{tur} = Q_o \left(\frac{t}{T_a}\right)^b; \quad t \leq T; \quad t > T_a \Rightarrow Q_{tur} = Q_o \quad (2.28)$$

En las dos últimas expresiones, Q_o es el gasto en flujo permanente; t el tiempo transcurrido; $T_{c,a}$ el tiempo de cierre o apertura y b es el exponente de la ley de cierre o apertura.

2.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Se definen como oscilaciones estables aquellas que se amortiguan con el tiempo y como inestables las que aumentan después de las maniobras de cierre o apertura (Berezowsky, 1988).

El amortiguamiento de las mismas depende de los parámetros del sistema (la rugosidad del túnel, su longitud, la velocidad en flujo permanente, entre otros), así como también del tipo y velocidad de la maniobra.

Existen varios criterios para estudiar la estabilidad, el de Thoma (1910), para oscilaciones de pequeña amplitud y los de Jaeger (1960) y Frank (1938) para oscilaciones grandes.

Se definen como oscilaciones pequeñas aquellas en que la semi-amplitud del sistema no amortiguado es menor al 10% de la carga hidráulica total, es decir el desnivel entre el embalse y el río aguas abajo de la casa de máquinas. ($Z^* < 0.10 H$).

2.6.1 Oscilaciones pequeñas.

Thoma (1910) linealizó las ecuaciones (2.8) y (2.11) y determinó que las oscilaciones se vuelven inestables si el área del pozo es menor que un cierto valor. Esta área mínima se llama área de Thoma y esta dada por la siguiente expresión:

$$A_{th} = \frac{Q_o^2 L}{2gA_1 Z_o (H - z_o)} \quad (2.29)$$

donde el subíndice cero indica las condiciones en flujo permanente.

2.6.2 Oscilaciones grandes.

Desde el punto de vista de la estabilidad, las maniobras a potencia constante son las más críticas.

Para mantener una producción constante en la potencia, el regulador de la turbina mantiene la cantidad de gasto Q , que se requiere durante el transitorio, si P es la potencia constante generada, H la carga hidráulica y η la eficiencia de la turbina, la ley para satisfacer una potencia constante, esta dada por la siguiente expresión (Berezowsky, 1988):

$$Q_t = \frac{P}{\rho g \eta (H + z)} \quad (2.30)$$

Para simplificar el análisis, se traslada el eje de las oscilaciones, sea $z = z_0 + s$, donde s es una variable auxiliar.

Partiendo de la traslación anterior, la ecuación diferencial de las oscilaciones en sistemas que operan a potencia constante, se obtiene al combinar las ecuaciones (2.8), (2.11) y (2.30) y tiene la siguiente forma (Chaudry, 1987):

$$\frac{d^2s}{dt^2} + \phi(t) \frac{ds}{dt} + \psi(t)s = 0 \quad (2.31)$$

Las funciones $\phi(t)$ y $\psi(t)$ se obtienen mediante expansiones de series de Taylor, dependen de la geometría del sistema, de H y z , ver figura (2.1).

Si dichas funciones son continuas, la expresión anterior es una ecuación diferencial homogénea de segundo orden, su solución depende de la forma de las funciones y puede encontrarse con métodos como la transformada de Laplace, variación de parámetros o series de potencias (Boyce y Di Prima, 1973).

Jaeger (1960) por su parte, analizó el comportamiento de la función $\phi(t)$ definida en la ecuación (2.31) y encontró que el área mínima del pozo que garantiza estabilidad esta dada por:

$$A_{min} = A_{th} \left(1 + 0.482 \frac{Z^*}{H - Z_0} \right) \quad (2.32)$$

Sean los parámetros adimensionales definidos por Vogt (1932):

$$\beta = Z_0 / H, \quad \varepsilon = \left(\frac{Z^*}{Z_0} \right)^2 \quad (2.33)$$

Mediante métodos gráficos y empleando los parámetros de Vogt, Frank (1938) encontró la condición límite de estabilidad, representada por la siguiente gráfica:

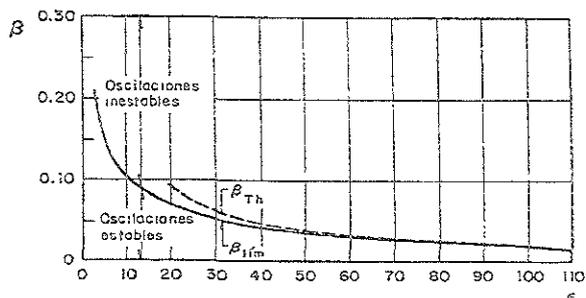


Figura 2.3 Gráfica de estabilidad.

En cualquier caso, el área del pozo recomendada será:

$$A_s = nA_{min} \tag{2.34}$$

donde A_{min} es el área mínima según sea el caso y n es un factor de seguridad. En general, se recomiendan valores cercanos a 2 para instalaciones con túnel corto y pueden usarse factores de seguridad entre 1 y 1.5 cuando el túnel es largo.

2.7 CRITERIOS DE DISEÑO.

Como una regla de aplicación práctica, se recomienda construir el pozo de oscilación cuando:

$$\sum \frac{L_i V_i}{H} > K \quad (2.35)$$

El término $\sum(L_i V_i)$ se calcula incluyendo todos los tramos de túnel y tubería, desde la obra de toma hasta la turbina, H es la carga bruta total (Chaudry, 1987). Las variables en sistema métrico. Al aplicar la ecuación (2.35) a nueve centrales hidroeléctricas nacionales, se obtienen los valores mostrados en la tabla (4.1):

Presa	Estado	K
Zimapán	Hidalgo	119
Caracol	Guerrero	93
Mazatepec	Puebla	60
Bacurato	Sinaloa	48
Miguel Hidalgo	Sinaloa	44
Adolfo Ruiz Cortines	Sonora	17
Miguel Alemán	Oaxaca	17
Aguamilpa	Nayarit	10
Comedero	Sinaloa	5

Tabla 2.1 Valores de K en centrales hidroeléctricas mexicanas

El valor de la constante K varía según el autor. Algunos de estos valores se muestran en la tabla (4.2):

Autor	País	año	K
Kiselev	U.R.S.S.	1961	15-20
Chaudry	U.S.A	1979	3-5

Tabla 2.2 Valores recomendados de K

De acuerdo con el criterio de Kiselev, en el proyecto del Comedero, el pozo de oscilación no resulta necesario, pero si de acuerdo con Chaudry.

Se concluye, que la tendencia actual es proyectar más pozos de oscilación que en el pasado, al ir disminuyendo históricamente los valores de K .

2.7.1 Ubicación.

El pozo debe instalarse donde la reducción de las sobrepresiones del golpe de ariete sea más efectiva y proporcione un diseño económico del túnel de conducción. Debe quedar tan cerca de la casa de máquinas como las condiciones topográficas lo permitan, de tal manera que se obtenga una operación más eficiente de las turbinas (Berezowsky, 1988).

2.7.2 Estabilidad.

El área del pozo debe ser la mínima necesaria para que las oscilaciones sean estables. Las oscilaciones debidas a cambios de carga totales o parciales deben ser amortiguadas con el tiempo. Las maniobras a potencia constante producidas en el NAMINO son las más desfavorables en cuanto a estabilidad.

2.7.3 Rugosidad en la conducción.

Se elige de acuerdo con el material de las paredes del túnel, por medio de tablas o por la experiencia en conductos similares. En caso de dudas sobre el valor de la rugosidad, se recomienda reducir en un 10% para el cálculo de la oscilación máxima y aumentar en el mismo porcentaje para el cálculo de la oscilación mínima (Berezowsky, 1988).

2.7.4 Niveles mínimos.

No se puede aceptar la introducción de aire al túnel, por lo que debe verificarse que la elevación de la oscilación mínima sea mayor que la elevación de la clave del túnel. Dicha oscilación mínima se determina analizando una maniobra de apertura al NAMINO.

2.7.5 Niveles máximos.

Durante las oscilaciones ascendentes, el pozo no debe derramar (a menos que se incluya un vertedor en el proyecto). Mientras que el nivel máximo se obtiene analizando una maniobra de cierre al NAMO, con las máquinas trabajando a máxima potencia.

2.7.6 Construcción.

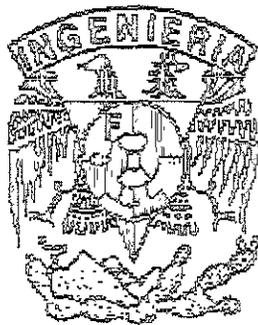
La selección óptima del pozo incluye también los costos por volúmenes de excavación y revestimiento. La construcción esta determinada también por la topografía del lugar. En general, se prefieren los pozos subterráneos por economía y seguridad, dado que las construidas sobre el terreno requieren de un diseño estructural especial (Berezowsky, 1988).

En cualquier caso, la localización se determina haciendo un balance económico entre el ahorro que se va a lograr con el pozo y el gasto adicional para reforzar la tubería a presión.

Un procedimiento constructivo común para este tipo de estructuras hidráulicas consiste en un innovador proceso de cimbra deslizante con sistema hidráulico autonivelable, que permite un colado continuo (Comisión Nacional del Agua, 1987).

La construcción de los pozos laterales, tiene una importante ventaja constructiva, dado que es posible construir en forma simultánea el pozo y la conducción, reduciendo con ello los tiempos de excavación y colado, situación que no ocurre en los pozos situados directamente sobre la conducción, tal es el caso del pozo del P.H. Zimapán.

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



CAPITULO 3
SOLUCION NUMERICA

CAPITULO 3

SOLUCION NUMERICA

En este capítulo se resuelven en forma numérica las ecuaciones diferenciales que rigen el movimiento oscilatorio del agua dentro de las estructuras de disipación de energía para los casos de aplicación. Se analizan dos maniobras de operación: cierre al NAMO y apertura al NAMINO.

3.1 CÁLCULO NUMÉRICO.

Se programó en lenguaje Quick-BASIC 4.5 el método de Runge-Kutta de cuarto orden, dada su precisión y eficiencia, para resolver numéricamente la ecuación dinámica (2.8) y de continuidad (2.11). En el anexo A se presenta el listado del programa.

3.1.1 Condiciones de simulación.

La tabla (3.1) muestra las variables geométricas y de flujo para los proyectos de aplicación. Las variables se encuentran divididas en dos grupos: 1) de diseño, las cuales tienen un valor constante y 2) aleatorias, en las cuales su rango de variación (valores mínimo y máximo) es predeterminado, pero no presentan un valor fijo. En la misma tabla citada, para las variables aleatorias se presentan los valores promedio.

Variable / Proyecto	Zimapán	Agua Prieta	M. Alemán	M. Enciso	A. Ruiz C.	
VARIABLES DE DISEÑO						
Gasto	Q ₀ (m ³ /s)=	59.00	241.00	95.00	180.00	35.00
	Elev NAMO (msnm)=	1,560.00	226.00	66.50	142.70	140.00
	Elev NAMINO (msnm)=	1,520.00	190.00	44.20	120.00	115.00
Diámetro del túnel	D _t (m)=	4.70	7.40	8.25	7.00	6.00
Longitud del túnel	L _t (m)=	21,074.00	282.49	473.00	640.00	710.00
Diámetro del pozo	D _p (m)=	12.00	16.00	17.50	17.50	14.00
Diámetro del orificio	D _d (m)=	2.00	4.36	7.90	10.50	4.50
Coef. pérd. locales	FLOC (s ² /m)=	0.056	0.091	0.062	0.046	0.045
	Tipo de estructura	Pozo cilíndrico	Cámara de aire	Pozo Jonhson	Pozo cilíndrico	Pozo cilíndrico
	Elev. cresta (msnm)=	1,590.00	91.5 (bóveda)	76.00	150.40	145.00
	Elev. clave túnel (msnm)=	1,456.84	59.00	16.93	87.82	89.00
	Material del túnel	Concreto	Acero	Concreto	Concreto	Concreto
CAPAC. INSTALADA	P (kW)=	292,000	368,000	200,000	63,780	12,500
VARIABLES ALEATORIAS						
Tiempo de rechazo	T _c (s)=	30.00	5.00	20.00	12.00	15.00
Tiempo de apertura	T _a (s)=	15.00	10.00	12.00	6.00	8.00
Rugosidad en cierre	n _c (adim)=	0.012	0.011	0.012	0.012	0.012
Rugosidad en apertura	n _a (adim)=	0.016	0.015	0.016	0.016	0.016
Coef. descarga asc.	C _a (adim)=	0.60	0.62	0.63	0.64	0.62
Coef. descarga desc.	C _d (adim)=	0.80	0.84	0.86	0.88	0.84

Tabla 3.1. Condiciones de simulación

3.1.2 Situación actual de diseño.

La simulación numérica que arroja las variaciones de nivel a lo largo del tiempo, considerando los valores dados en la tabla (3.1), representa el funcionamiento hidráulico de las estructuras de disipación de energía para condiciones promedio.

Desde luego, no se garantiza un comportamiento idéntico en los prototipos para condiciones reales de operación, dado el carácter aleatorio de algunas variables que gobiernan el movimiento del agua dentro los pozos y cámaras de oscilación (tiempos de las maniobras, rugosidades y coeficientes de descarga).

Hasta ahora, la práctica común en el diseño para este tipo de estructuras hidráulicas se limita hasta aquí, es decir, se lleva a cabo un análisis puramente determinístico.

Posteriormente, para definir niveles constructivos finales, se procede de la siguiente manera:

1) Elevación máxima de la cresta del pozo.

Para maniobras de cierre, a partir de la oscilación máxima que se presenta en la primera cresta del fenómeno transitorio hidráulico, se añade un "bordo libre" para obtener la elevación máxima de la cresta del pozo. La medida anterior, tiende a disminuir el riesgo de que el pozo derrame por la cresta, pero la probabilidad de ocurrencia no es posible determinarla.

2) Elevación en la conexión del pozo con el túnel.

En forma similar, para maniobras de apertura, la elevación en la clave de unión del túnel de conducción con la parte mas baja del pozo se construye a una elevación inferior al nivel mínimo del agua durante el primer valle de la simulación numérica. La diferencia entre los dos niveles anteriores, se conoce como "colchón de seguridad". Con ello, baja el riesgo de que se presente la entrada de una bolsa de aire al túnel, aunque su probabilidad es desconocida.

En el capítulo cinco, considerando las *variables de diseño* de los proyectos de aplicación real, pero aplicando ahora un enfoque probabilístico a las *variables aleatorias*, se obtienen los riesgos de falla correspondientes, considerando los niveles constructivos finales en los prototipos.

La revisión de riesgos anterior, no es posible llevarla a cabo bajo esquemas tradicionales de diseño.

Considerando para cada proyecto las condiciones dadas en la tabla (3.1) se analizan para cada caso dos maniobras de operación: cierre y apertura. Enseguida, se muestran los resultados del cálculo numérico.

3.2 MANIOBRAS DE CIERRE

Considerando para cada proyecto las condiciones dadas en la tabla (3.1) se analizan para cada caso las maniobras de cierre, para diferentes tiempos. Enseguida, se muestran los resultados del cálculo numérico. Cada gráfica, relaciona las variaciones de nivel en la estructura de disipación de energía con el tiempo.

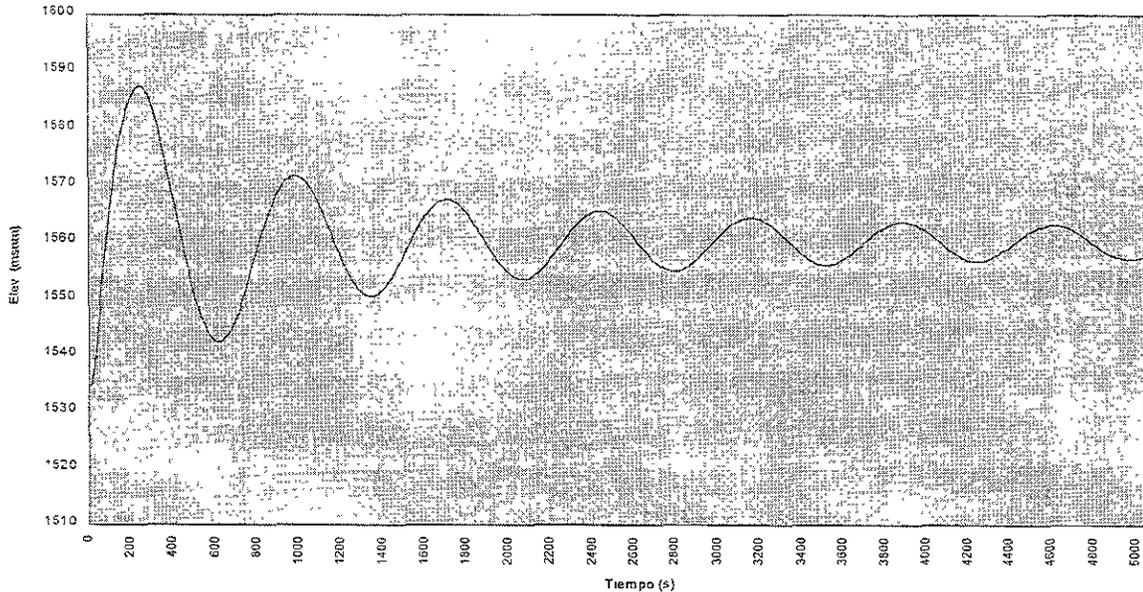


Figura 3.1 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán
(Tiempo de cierre: 30 s)

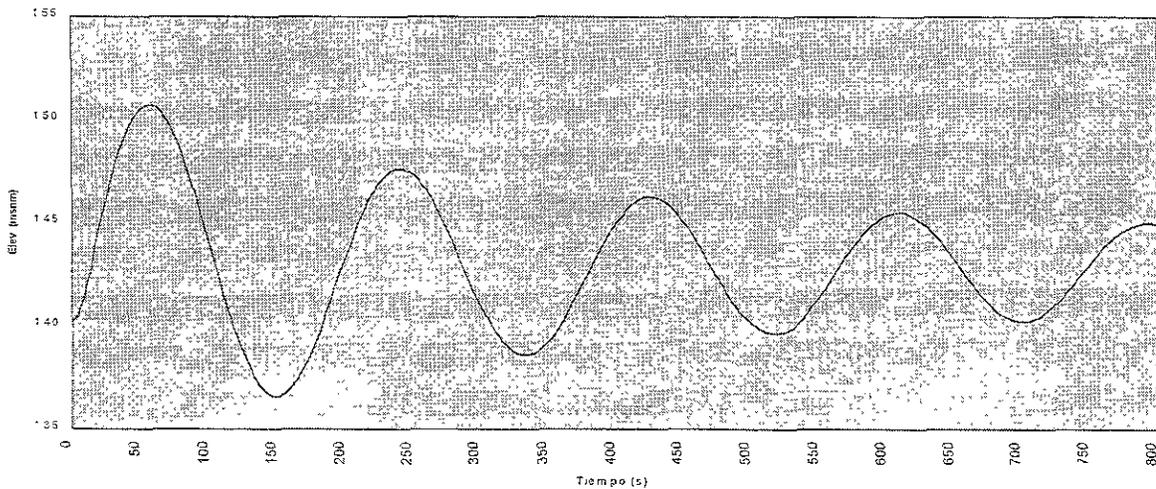


Figura 3.2 Oscilaciones en la Presa Miguel Hidalgo
(Tiempo de cierre: 12 s)

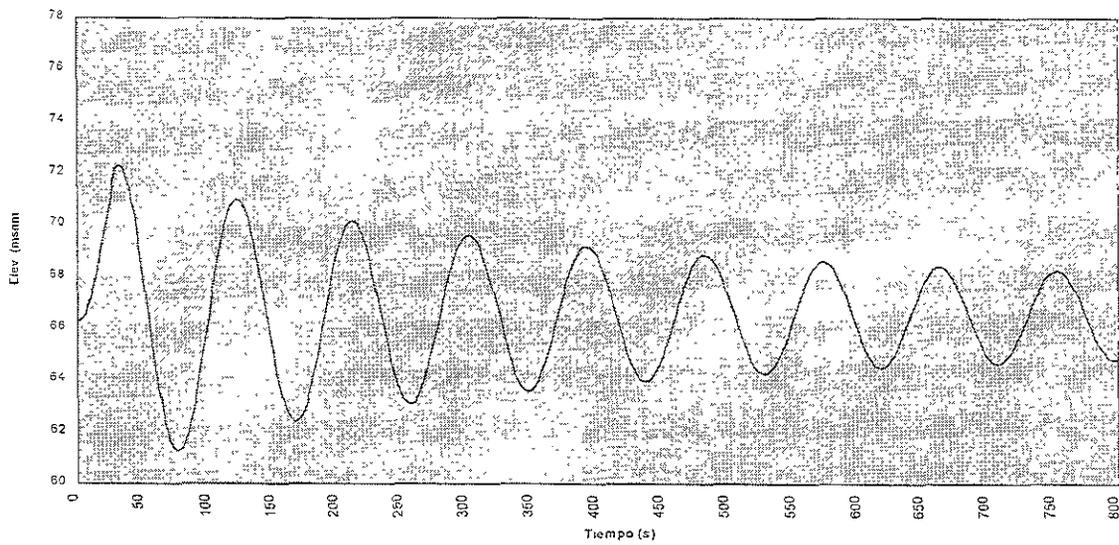


Figura 3.3 Oscilaciones en el Presa Miguel Alemán
(Tiempo de cierre:20 s)

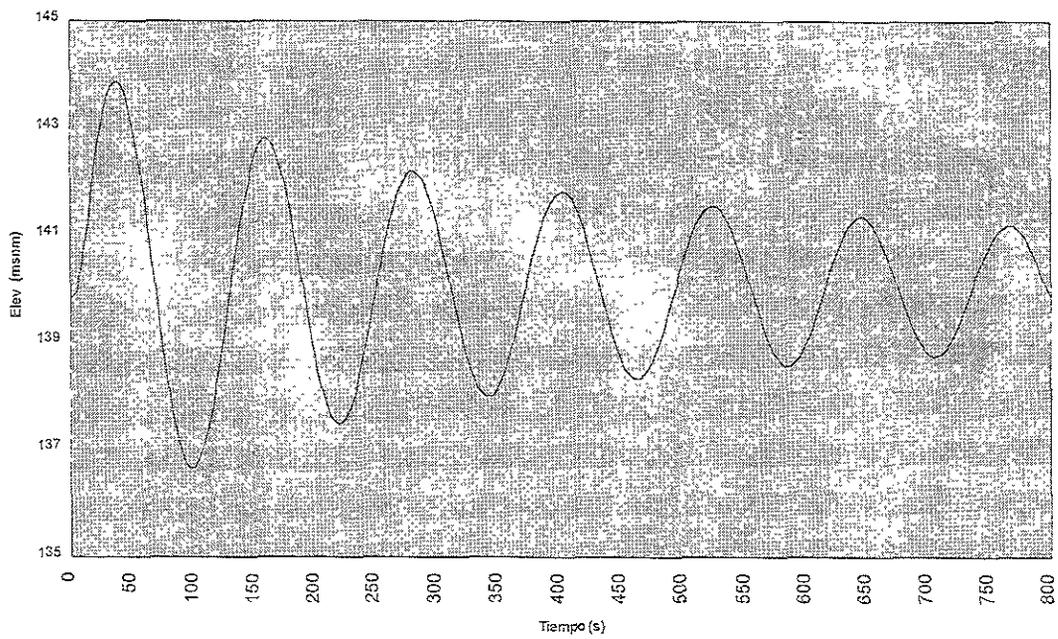


Figura 3.4 Oscilaciones en el Presa Adolfo Ruiz Cortines
(Tiempo de cierre:15 s)

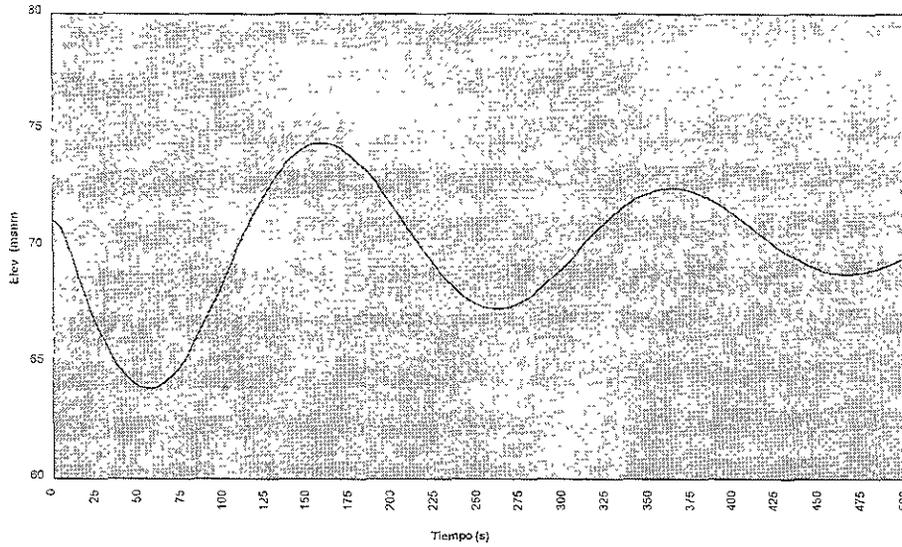


Figura 3.5 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa
(Tiempo de cierre:5 s)

3.3 MANIOBRAS DE APERTURA

En forma análoga, considerando para cada proyecto las condiciones dadas en la tabla (3.1) se analizan para cada caso las maniobras de apertura, para diferentes tiempos. Enseguida, se muestran los resultados del cálculo numérico. Cada gráfica, relaciona las variaciones de nivel en la estructura de disipación de energía con el tiempo.

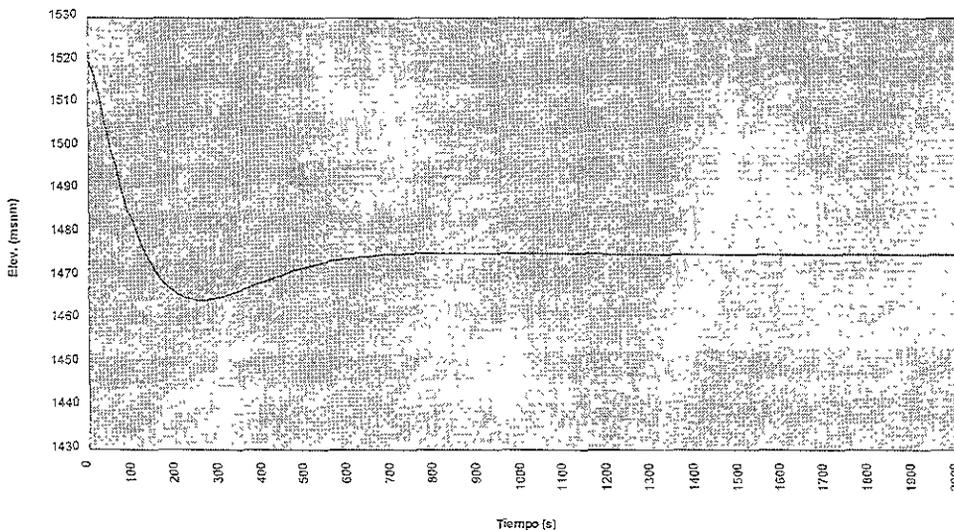


Figura 3.6 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán
(Tiempo de apertura:15 s)

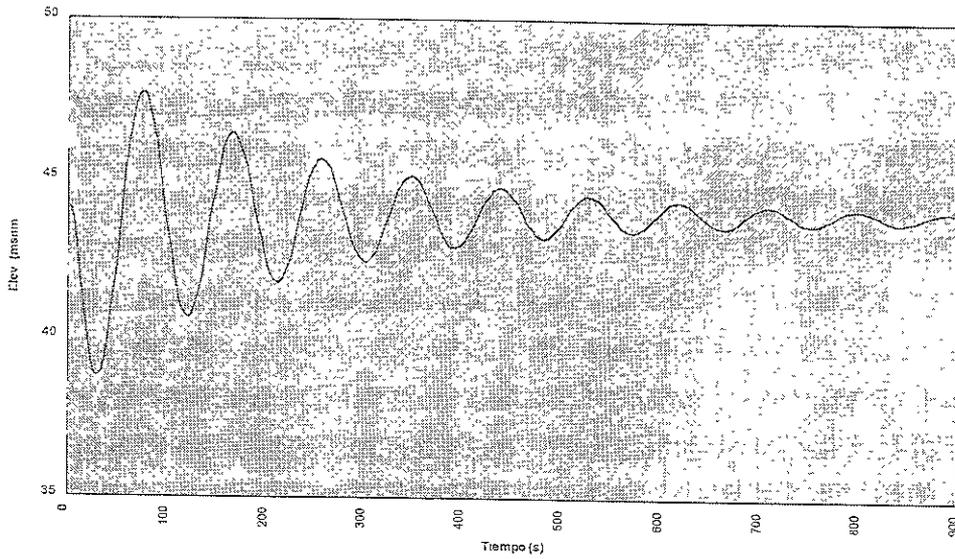


Figura 3.7 Oscilaciones en la Presa Miguel Alemán
(Tiempo de apertura:12 s)

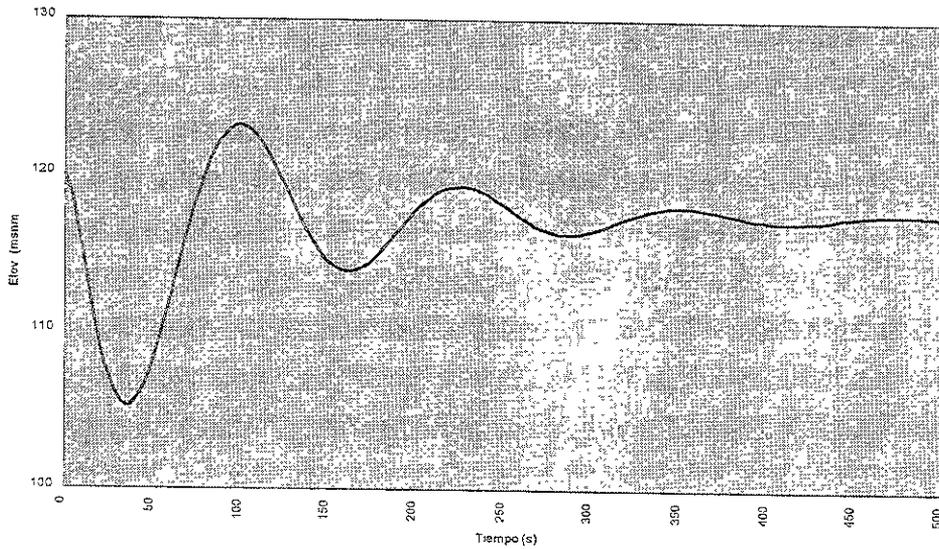


Figura 3.8 Oscilaciones en la Presa Miguel Hidalgo
(Tiempo de apertura:6 s)

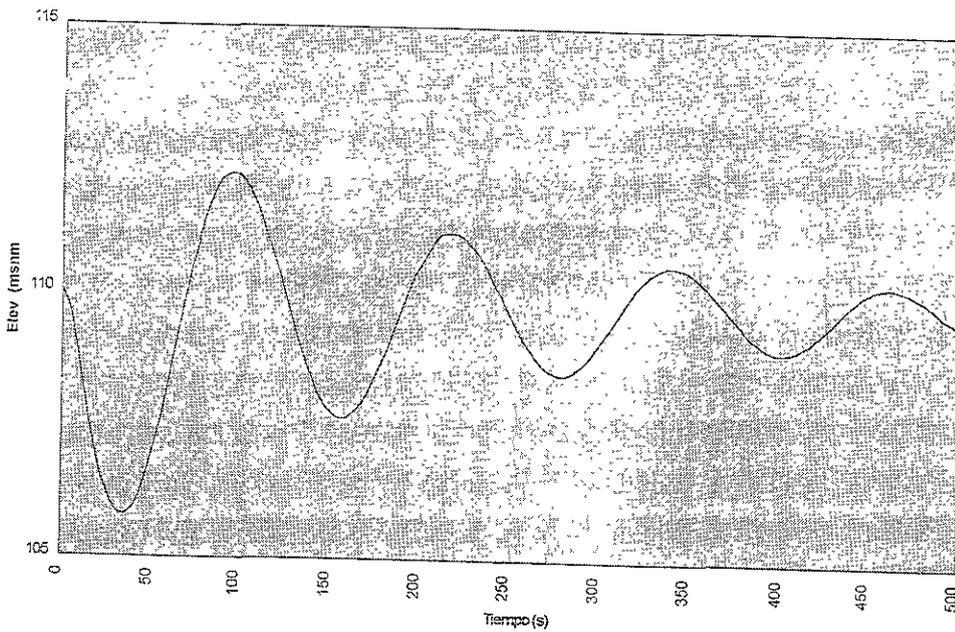


Figura 3.9 Oscilaciones en la Presa Adolfo Ruiz Cortines
(Tiempo de apertura: 8 s)

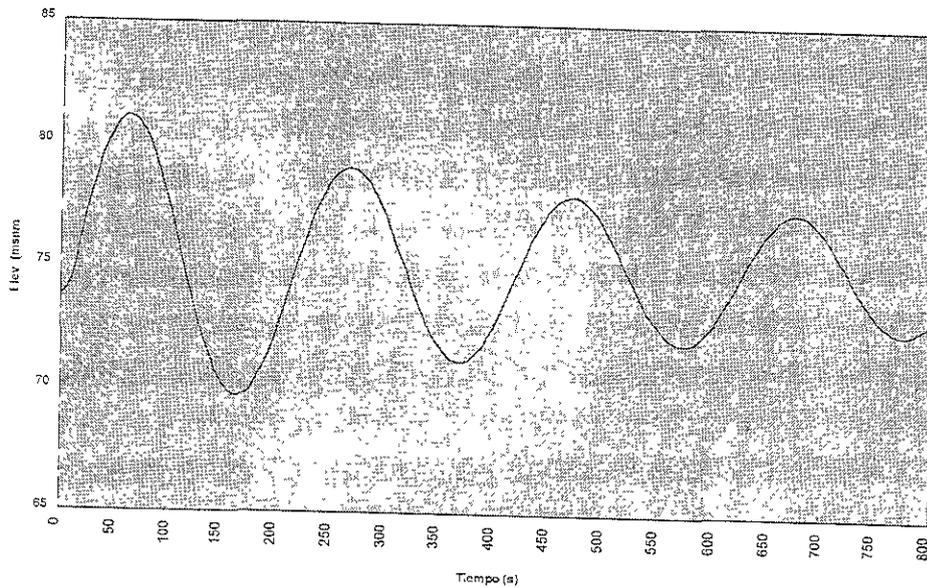
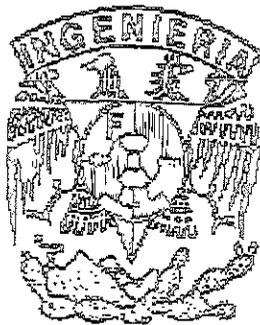


Figura 3.10 Oscilaciones en el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa
(Tiempo de apertura: 10 s)

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



CAPITULO 4

TEORIA DE LA
CONFIABILIDAD

CAPITULO 4 TEORIA DE LA CONFIABILIDAD

Se expone la Teoría de la Confiabilidad, se hace uso del método del 2° momento estadístico, descrito en el anexo B. Considerando como aleatorias algunas variables de diseño.

Se propone un método probabilístico que asocia niveles constructivos en las estructuras de disipación de energía con un riesgo de falla.

4.1 INTRODUCCIÓN.

4.1.1 Ejemplos de aplicación en otros campos.

Uno de los principales propósitos de la ingeniería de diseño es asegurar el funcionamiento adecuado de las obras, satisfaciendo límites económicos aceptables.

Sin embargo, existe invariablemente la posibilidad de un funcionamiento no adecuado o de falla, que origina a su vez consecuencias adversas. Por lo tanto, el riesgo es a menudo inevitable (Ang, Tang; 1984).

Bajo tales condiciones, no es factible (práctica o económicamente) garantizar la seguridad absoluta o un funcionamiento perfecto de un sistema diseñado (Freudenthal, 1947).

La confiabilidad de un sistema de ingeniería puede ser catalogado como un problema de suministro contra demanda. En otras palabras, los problemas de confiabilidad en ingeniería se formulan como la capacidad de un sistema para satisfacer ciertos requerimientos (Marengo, 1994).

Los análisis probabilísticos de riesgos tienen su origen en los programas espaciales y militares estadounidenses efectuados por los Bell Telephone Laboratories. Posteriormente la compañía Boing continuó con dichos estudios (De Loera, Arellano: 1997).

En la industria nuclear, los análisis tienen su primer aplicación formal con el estudio WASH-1400, "Reactor Safety Study, an assessment of accident risks in US commercial nuclear power plants", (De Loera, Arellano: 1997).

Ang y Tang (1984), proponen varios ejemplos de aplicación, en el caso de la confiabilidad de un sistema de control de avenidas, el problema se limita a la capacidad del almacenamiento para regular la avenida más grande que pueda ocurrir durante un cierto tiempo.

En un sistema de abastecimiento de agua potable, la disponibilidad del recurso hídrico para satisfacer los requerimientos de la población, es el problema a resolver.

En ingeniería estructural, la seguridad de una estructura implica que la resistencia de la misma sea suficiente para soportar la carga máxima aplicada durante su vida útil.

En ingeniería de tránsito, es posible revisar la confiabilidad de una avenida para desalojar un determinado número de vehículos durante un cierto intervalo de tiempo, operando bajo condiciones críticas durante una hora pico.

Particularmente, la metodología que se emplea con el enfoque probabilístico para resolver problemas en ingeniería hidráulica resulta muy útil en la toma de decisiones, dada la gran cantidad de factores que permite considerar (Sánchez, et al, 1993). A continuación se mencionan algunos ejemplos.

En obras hidráulicas, aplicando métodos estadísticos, se analiza el riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento, considerando en la mayoría de los casos distribuciones de probabilidad infinitas (Marengo, 1994).

Marengo (1996) en base a los antecedentes de durabilidad y de las fallas en presas de tierra y enrocamiento ocurridas hasta 1990, comenta las estadísticas de los incidentes y las fallas en presas enfatizando las presentadas por desbordamiento, acota ciertos parámetros de referencia que deben considerarse para hacer un análisis teórico de riesgo de falla en presas.

En ingeniería de ríos, es posible determinar en base a métodos estocásticos la pérdida de suelo que se espera con una cierta probabilidad en diferentes años. Este procedimiento es aplicable si se disponen de registros horarios de lluvia (Gracia, 1994).

4.1.2 Fundamentos.

La idea del enfoque probabilístico, consiste en considerar que en un problema de suministro x y demanda y proporcionado por un sistema, fallaría si el suministro es menor que la demanda ($x < y$).

Pero tomando en cuenta que en muchos casos es necesario definir a ambos en forma probabilística, por ejemplo mediante sus funciones de densidad de probabilidad como las que se muestran en la figura (4.1).

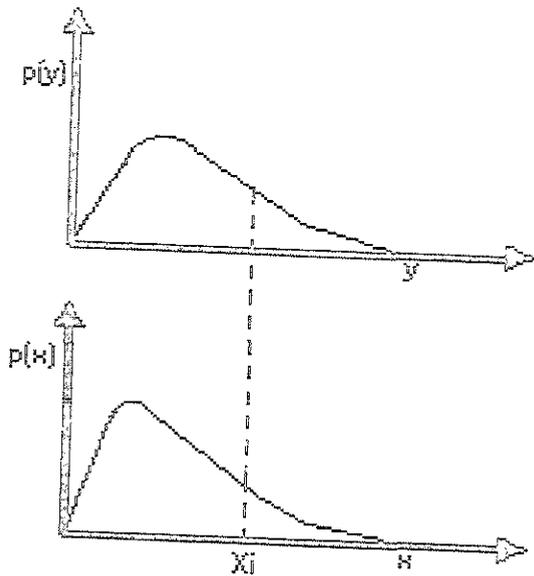


Figura 4.1 Funciones de densidad de probabilidad

Supóngase por un momento que se tuviera la certeza de que el suministro fuera x_1 . En tal caso, la probabilidad de falla sería igual a la probabilidad de que la demanda fuera mayor que o igual al suministro, es decir:

$$P_f(x_1) = \int_{x_1}^{\infty} p(y) \cdot dy \quad (4.1)$$

Pero si se considera que x_1 puede variar entre cero e infinito, de acuerdo con la gráfica de la figura citada, resulta que la probabilidad de falla del sistema, de acuerdo a la teoría de la convolución, esta dada por (Sánchez, et al, 1993):

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_x^{\infty} p(y) \cdot dy \right] \cdot p(x) \cdot dx \quad (4.2)$$

4.2 TEORÍA DE LA CONFIABILIDAD.

4.2.1 Hipótesis.

Durante el proceso de diseño de un pozo o cámara de oscilación en particular, intervienen una gran cantidad de variables. Algunas de ellas, tienen un carácter prestablecido en una etapa de diseño anterior, como son las características geométricas de la conducción, los niveles del embalse, los gastos de operación, etc.

Sin embargo, del total de variables que intervienen en el diseño, se considera que algunas tienen un carácter aleatorio.

Por ejemplo, durante la operación de una planta hidroeléctrica se presentan diferentes tiempos en las maniobras (cierre o apertura), los coeficientes de descarga del orificio de conexión del pozo y la conducción (en flujo ascendente y descendente) y la rugosidad en la conducción.

Aunque es posible determinar el intervalo de variación de las mismas, su distribución de probabilidad es desconocida inicialmente.

A partir de las variables aleatorias y aplicando la teoría de la confiabilidad (Ang, Tang; 1984) se revisa el funcionamiento hidráulico, haciendo un análisis del riesgo de falla. Mientras que en problemas de diseño, se garantiza que el comportamiento sea seguro y económico a la vez.

4.2.2 Planteamiento.

Durante el estado transitorio, el movimiento oscilatorio que toma el agua dentro del pozo está gobernado por las variables descritas en el apartado anterior.

Al resolver numéricamente la ecuación diferencial (2.11), se obtiene la variación del nivel del agua en el pozo con respecto al tiempo, las condiciones críticas de diseño se obtienen cuando se alcanzan los niveles máximo y mínimo, para los casos de las maniobras de cierre y de apertura, respectivamente.

Partiendo de lo anterior y seleccionando diferentes combinaciones de las variables aleatorias (T_i , Ca_i , Cd_i y n_i ; $i=c,a$) y permaneciendo fijas el resto, se obtiene en forma numérica una elevación extrema Z_{c2} (máxima en cierre y mínima para apertura).

De esta manera se forma una matriz de datos con grado i , mostrada en la tabla (4.1).

Prueba	T_i	Ca_i	Cd_i	n_i	Elev. Z_{c_i}
1	T_1	Ca_1	Cd_1	n_1	Z_{c1}
2	T_2	Ca_2	Cd_2	n_2	Z_{c2}
.
.
.
i	T_i	Ca_i	Cd_i	n_i	Z_{c_i}

Tabla 4.1 Matriz de datos

A partir de estos datos se genera una función que relacione los niveles obtenidos con las variables aleatorias seleccionadas. Sánchez (1994), considerando como variables aleatorias los coeficientes de descarga y la rugosidad, propone una relación exponencial de estas variables y la elevación Z_c .

En este caso, dado el movimiento oscilatorio del agua, se establece la siguiente relación:

$$Z_c = K_1 T_i^{K_2} C_a^{K_3} C_d^{K_4} n_i^{K_5} \quad (4.3)$$

Donde los parámetros K_i ($i=1,2,\dots,5$) se obtienen empleando técnicas de regresión para expresiones no lineales múltiples de cuarto grado.

4.2.3 Distribución de probabilidad equivalente

Con objeto de verificar si cada serie de datos se ajusta a una distribución normal de probabilidad, se aplica la prueba de bondad tipo chi cuadrada (χ^2) a las variables de diseño empleando un nivel de confianza del 95% (Chow, 1986).

Si la hipótesis de la prueba se rechaza, se ajusta cada distribución de probabilidad mediante el método de la máxima verosimilitud (Fisher, 1922) y en cada ajuste, se emplea una distribución normal equivalente (Paloheimo, 1974; Rackwitz, 1976) obtenida con la transformación de Rosenblatt (Rosenblatt, 1952) para obtener μ_x^N y σ_w^N mediante las ecuaciones (B.31) y (B.33).

4.2.4 Función de comportamiento.

Sea Z_r una elevación arbitraria o de riesgo, se desea revisar la probabilidad de que ésta se presente.

Para el caso de una maniobra de cierre, una falla en el funcionamiento hidráulico del pozo equivale matemáticamente a que la función de comportamiento $g(X_1)$ tenga un valor negativo, lo anterior se cumple si $Z_r > Z_c$, con lo cual, se define la siguiente función de comportamiento no lineal:

$$g(T, C_a, C_d, n) = Z_c - Z_r = K_1 T^{K_2} C_a^{K_3} C_d^{K_4} n^{K_5} - Z_r \quad (4.4)$$

Mientras que para el caso de una maniobra de apertura, el riesgo de falla implica que $Z_r < Z_c$, con lo cual, en forma análoga se obtiene la siguiente función:

$$g(T, C_a, C_d, n) = Z_r - Z_c = Z_r - K_1 T^{K_2} C_a^{K_3} C_d^{K_4} n^{K_5} \quad (4.5)$$

En ambas maniobras, las componentes del vector gradiente en el espacio de las variables estandarizadas son:

$$\left(\frac{\partial g}{\partial T_i} \right)_* = \pm K_1 K_2 T^{K_2-1} C_a^{K_3} C_d^{K_4} n^{K_5} \sigma_T \quad (4.6a)$$

$$\left(\frac{\partial g}{\partial C_a} \right)_* = \pm K_1 T^{K_2} K_3 C_a^{K_3-1} C_d^{K_4} n^{K_5} \sigma_{C_a} \quad (4.6b)$$

$$\left(\frac{\partial g}{\partial C_d} \right)_* = \pm K_1 T^{K_2} C_a^{K_3} K_4 C_d^{K_4-1} n^{K_5} \sigma_{C_d} \quad (4.6c)$$

$$\left(\frac{\partial g}{\partial n} \right)_* = \pm K_1 T^{K_2} C_a^{K_3} K_4 C_d^{K_4} K_5 n^{K_5-1} \sigma_n \quad (4.6d)$$

Donde del signo más de las expresiones anteriores corresponde a la maniobra de cierre y el menos a la de apertura. Definiendo la variable auxiliar Δ como:

$$\Delta = \sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial T_i} \right)_*^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial C_a} \right)_*^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial C_d} \right)_*^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial n} \right)_*^2} \quad (4.7)$$

Se definen los cosenos directores:

$$\alpha_T^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial T'}\right)^*}{\Delta} \quad (4.8a)$$

$$\alpha_{C_a}^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial T'_{C_a}}\right)^*}{\Delta} \quad (4.8b)$$

$$\alpha_{C_d}^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial T'_{C_d}}\right)^*}{\Delta} \quad (4.8c)$$

$$\alpha_n^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial T'_n}\right)^*}{\Delta} \quad (4.8d)$$

4.2.5 Puntos de falla.

Tomando en cuenta lo anterior, las coordenadas del punto más probable de falla resultan:

$$X_T^* = -\alpha_T^* \beta \quad (4.9a)$$

$$X_{C_a}^* = -\alpha_{C_a}^* \beta \quad (4.9b)$$

$$X_{C_d}^* = -\alpha_{C_d}^* \beta \quad (4.9c)$$

$$X_n^* = -\alpha_n^* \beta \quad (4.9d)$$

Mientras que las coordenadas del mismo punto pero en el espacio de las variables no estandarizadas son:

$$X_T' = \mu_T + \sigma_T X_T^* = \mu_T - \alpha_T^* \sigma_T \beta \quad (4.10a)$$

$$X_{C_a}' = \mu_{C_a} + \sigma_{C_a} X_{C_a}^* = \mu_{C_a} - \alpha_{C_a}^* \sigma_{C_a} \beta \quad (4.10b)$$

$$X_{C_d}' = \mu_{C_d} + \sigma_{C_d} X_{C_d}^* = \mu_{C_d} - \alpha_{C_d}^* \sigma_{C_d} \beta \quad (4.10c)$$

$$X_n' = \mu_n + \sigma_n X_n^* = \mu_n - \alpha_n^* \sigma_n \beta \quad (4.10d)$$

Igualando las funciones de comportamiento a cero, se tiene para ambas maniobras la ecuación del estado límite:

$$Z_r = K_1 (\mu_{T_i} - \alpha_{T_i}^* \sigma_{T_i} \beta)^{K_2} (\mu_{C_w} - \alpha_{C_w}^* \sigma_{C_w} \beta)^{K_3} (\mu_{C_b} - \alpha_{C_b}^* \sigma_{C_b} \beta)^{K_4} (\mu_{n_i} - \alpha_{n_i}^* \sigma_{n_i} \beta)^{K_5} \quad (4.11)$$

La cual se resuelve en forma numérica para β empleando el algoritmo numérico propuesto por Rackwitz (1976), aplicable a funciones de comportamiento no lineales, descrito en el apartado B.1.2 del anexo B.

Finalmente, mediante las ecuaciones 4.12 y 4.13, se obtienen las elevaciones extremas en función de un riesgo de falla P_f asociado con la elevación de riesgo Z_c dada por el modelo probabilístico planteado, considerando diferentes niveles en el embalse de la presa, el nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) para las maniobras de cierre y el de aguas mínimo ordinario (NAMINO) para las maniobras de apertura.

$$\text{Elev}(Pf_i) = \text{NAMO} + Z_c, \quad (4.12)$$

$$\text{Elev}(Pf_j) = \text{NAMINO} - Z_c, \quad (4.13)$$

El proceso anteriormente descrito se presenta esquemáticamente en la siguiente figura:

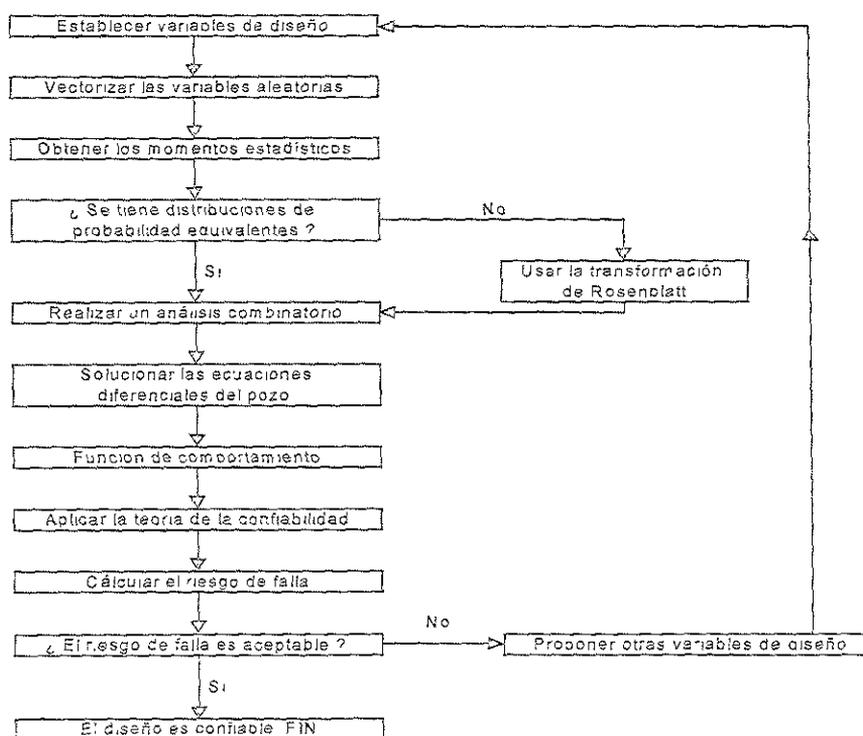


Figura 4.2 Algoritmo de solución

4.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el caso de una maniobra de cierre, la probabilidad que corresponde a la elevación de la cresta en el pozo, corresponde al riesgo de falla de que el nivel del agua durante el primer pico del transitorio derrame por la cresta.

Mientras que para la maniobra de apertura, la probabilidad de que el nivel del agua durante la oscilación mínima sea menor que la elevación de la clave en el orificio de conexión del pozo con el túnel, es equivalente al riesgo de falla que se origina cuando se presenta la entrada de una bolsa de aire a la conducción.

Bajo condiciones de proyecto, la primera situación de falla se evita añadiendo un bordo libre y en la segunda, mediante un colchón de seguridad.

Indudablemente que las dos medidas anteriores, disminuyen los riesgos de falla, pero no existen criterios definidos y racionales para determinarlos.

4.4 PROPUESTA PARA DETERMINAR BORDOS LIBRES Y COLCHONES.

Para los bordos libres, se propone asociar la elevación máxima de la cresta con un riesgo de falla permisible y con la oscilación máxima durante el transitorio hidráulico, considerando para las variables aleatorias los valores correspondientes al primer momento estadístico. En forma similar para los colchones, pero considerando la oscilación mínima durante el transitorio hidráulico en la maniobra de apertura.

Dado que la entrada de una bolsa de aire por la conducción origina mayores daños al túnel, deberá tener un menor riesgo de falla que el derrame por la cresta. Además, la primera condición de falla, no pone en riesgo la estabilidad estructural.

El criterio anterior, permite tomar en cuenta la experiencia en diseños anteriores y el comportamiento estadístico de parámetros cuya información no puede tomarse en cuenta en diseños tradicionales.

De esta forma se alcanza mayor confiabilidad en las soluciones y se pueden realizar análisis de sensibilidad sobre bases firmes.

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAVARAS DE OSCILACION



CAPITULO 5
RIESGOS DE FALLA

En este capítulo se aplica la metodología propuesta en el capítulo anterior a los casos de aplicación real. Con ello, se pretende validar la teoría de la confiabilidad aplicada al diseño de pozos de oscilación. Se propone una tipificación de los riesgos de falla.

5.1 VECTORIZACIÓN DE LAS VARIABLES ALEATORIAS.

De acuerdo con la tabla (3.1), las variables de diseño de las presas, se seleccionan de manera determinística. Por otra parte, dado que la aplicación del modelo probabilístico requiere del primer y segundo momento estadísticos, es necesario definir un rango de variación de las variables aleatorias.

Se propone discretizar una variable aleatoria X , como un vector unidimensional caracterizado por dos valores extremos, un valor mínimo X_{\min} y otro máximo X_{\max} , se seleccionan estocásticamente valores intermedios X_i , y se determinan el primer y segundo momento estadísticos del conjunto de valores establecido.

$$X = [X_{\min}, \dots, X_{i-1}, X_i, X_{i+1}, \dots, X_{\max}] \quad (5.1)$$

5.2 SELECCIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS.

Dado que el modelo probabilístico considera la variabilidad de algunos factores que determinan los niveles de agua dentro de las estructuras, es posible relacionar los riesgos de falla con diferentes rangos de variación.

En esta etapa, se puede llevar a cabo un análisis de sensibilidad, basado en diseños anteriores y en las características geométricas y de operación de un proyecto dado. De acuerdo a lo anterior, se proponen para cada caso los valores de la tabla (5.1).

Variable/Proyecto	Zona	Agua dulce	M. Aterón	M. Hódigo	A.RizC
Tiempo de rechazo TC(s)=	[20...40]	[250...750]	[12...28]	[8...16]	[10...20]
Tiempo de apertura TA(s)=	[10...20]	[750...1250]	[8...16]	[4...8]	[5...11]
Rugosidad en cierre $rc(\text{adm})=$	[0.011...0.013]	[0.010...0.012]	[0.011...0.013]	[0.011...0.013]	[0.011...0.013]
Rugosidad en apertura $ra(\text{adm})=$	[0.015...0.017]	[0.014...0.016]	[0.015...0.017]	[0.015...0.017]	[0.015...0.017]
Cof. descarga asc. $Ca(\text{adm})=$	[0.55...0.65]	[0.50...0.74]	[0.48...0.78]	[0.49...0.79]	[0.47...0.77]
Cof. descarga desc. $Cd(\text{adm})=$	[0.75...0.85]	[0.72...0.93]	[0.74...0.93]	[0.73...0.93]	[0.69...0.99]

Tabla 5.1 Vectorización de variables aleatorias

Posteriormente se seleccionaron combinaciones de las variables aleatorias para cada maniobra (tabla 5.1), para cada combinación, se simula el fenómeno transitorio hidráulico (ecuaciones diferenciales

2.8 y 2.11) para obtener numéricamente una elevación extrema Z_c correspondiente para cada caso, la elevación máxima para la maniobra de cierre y mínima para la maniobra de apertura.

Enseguida, se muestran los resultados parciales y finales que se obtienen al aplicar el modelo probabilístico planteado en el capítulo cuatro.

5.3 FUNCIONES DE COMPORTAMIENTO.

En la tabla (5.2), se presentan los valores obtenidos de los coeficientes K_i relativos a la ecuación (4.3), así como también los correspondientes coeficientes de correlación (C_r) de la regresión no lineal múltiple descrita en el apartado (4.2.2).

Maniobra	Cof.	Zimapan	Aguamilpa	Miguel Alemán	Miguel Hidalgo	A. Ruiz Cortines
Cierre	K1=	1495.83	62.87	71.85	146.92	143.47
	K2=	0.000600	-0.015629	-0.001858	-0.000196	-0.000042
	K3=	0.012500	0.027686	0.006544	0.003725	0.003959
	K4=	0.000900	0.009477	-0.001063	-0.000335	0.000103
	K5=	-0.014500	-0.014933	-0.001247	-0.006808	-0.001173
	C_r =	0.985700	0.900237	0.900881	0.994616	0.965586
Apertura	K1=	1355.24	57.19	38.60	103.60	105.51
	K2=	0.000114	0.078499	0.001596	0.000351	0.000064
	K3=	-0.000546	-0.028076	0.000064	-0.000814	0.000062
	K4=	0.009448	-0.013943	-0.006255	0.000777	-0.003121
	K5=	0.018099	-0.044126	0.000776	-0.003521	-0.000524
	C_r =	0.999400	0.983845	0.947453	0.917933	0.966659

Tabla 5.2 Funciones de comportamiento

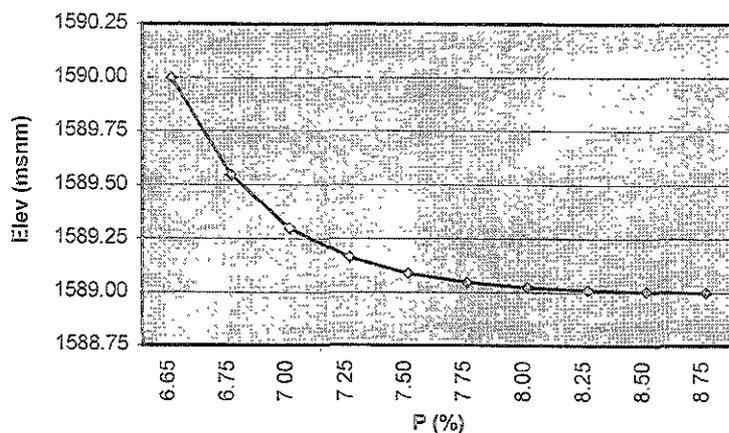
En todas las maniobras, se obtienen altos coeficientes de correlación. Como puntos de falla iniciales, se tomaron los correspondientes al primer momento estadístico, verificando previamente si la distribución era de tipo gaussiano y aplicar la metodología que se describe en el anexo B.

Es este punto, es importante señalar que una ventaja importante del método del 2° momento consiste en tomar en cuenta la media y desviación standard de la muestra observada, sin considerar el tipo o forma de distribución probabilística.

5.4 MANIOBRAS DE CIERRE AL NAMO.

A continuación, se presentan en forma de gráficas los resultados del modelo probabilístico, las cuales relacionan elevaciones de las estructuras disipadoras de energía con la probabilidad de que el nivel del agua durante las maniobras llegue a este nivel.

Por ejemplo, observando la gráfica (5.1), para una maniobra de cierre en Zimapán, se concluye lo siguiente: existe una probabilidad del 8.75% de que el nivel del agua durante el primer pico del transitorio hidráulico llegue a la elevación 1589.00 msnm.



Gráfica 5.1 Cierre en Zimapán

En el mismo proyecto, el caso extremo se presenta si el nivel del agua llega a la elevación 1590.00 msnm, para este caso la probabilidad correspondiente es del 6.65%, dado que esta elevación es la correspondiente a la elevación de la cresta del pozo, la probabilidad del 6.65% así obtenida, es también el riesgo de falla que tiene el pozo de oscilación de derramar por la cresta.

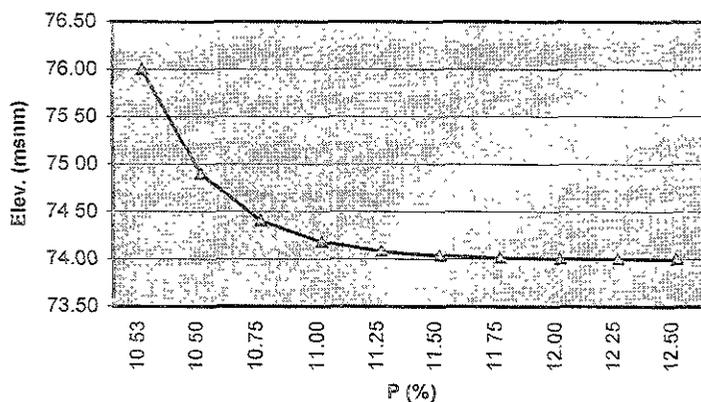
Aunque la situación anterior no pone en riesgo la estabilidad estructural del pozo, es claro que esta condición de operación es inadecuada y no debe presentarse frecuentemente, por lo que su probabilidad de ocurrencia debe ser baja, dentro ciertos límites razonables.

En general, como caso extremo, un riesgo de falla nulo, equivaldría constructivamente a tener un pozo de oscilación con altura infinita, lo cual para efectos prácticos resulta imposible.

En un prototipo en operación, es posible revisar los riesgos de falla, como los que se analizan en este capítulo. Para un proyecto en fase de diseño, la estimación de los riesgos de falla, permite modificar las variables de diseño, por ejemplo si el riesgo de falla es alto, se puede proponer aumentar el diámetro o la altura del pozo, o disminuir las dimensiones anteriores, si el riesgo de falla es muy bajo.

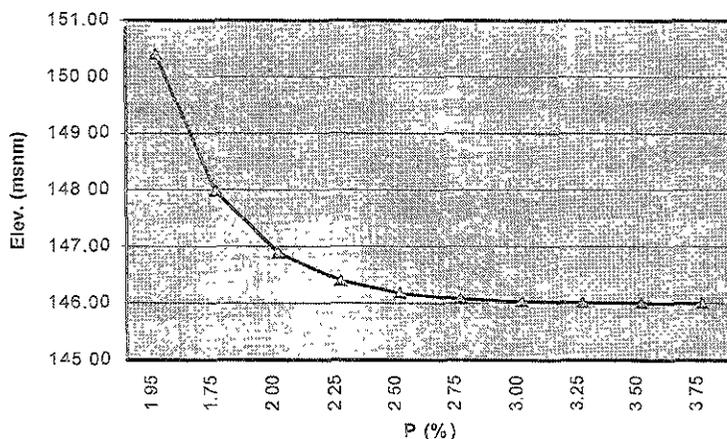
A continuación, se presentan las gráficas obtenidas para los demás prototipos.

Por ejemplo, para el caso del pozo de oscilación en la presa Miguel Alemán (gráfica 5.2), el riesgo de falla por derrame presenta una probabilidad del 10.63%, dado que la elevación de la cresta en el pozo se ubica en la cota 76.00 msnm.



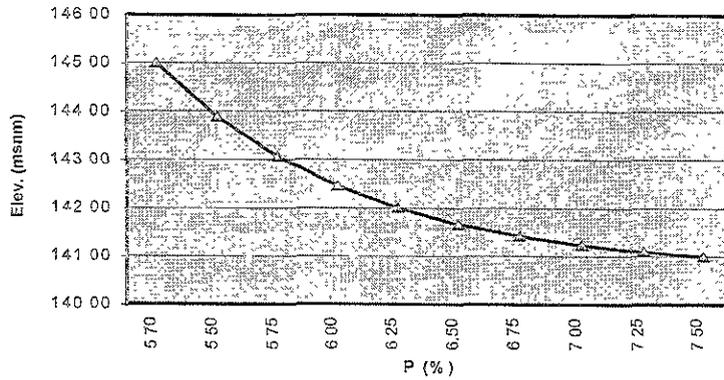
Gráfica 5.2 Cierre en Miguel Alemán

En el pozo de Miguel Hidalgo (gráfica 5.3) se presenta el menor riesgo de falla de los cuatro casos analizados, presentando un valor de 1.95%, es decir corresponde a la probabilidad de que el nivel del agua durante las maniobras de cierre alcance la elevación 150.50 msnm, nivel en el cual se localiza la cresta del pozo de oscilación.



Gráfica 5.3 Cierre en Miguel Hidalgo

Finalmente, en la gráfica (5.4) se muestran los resultados del pozo de oscilación en la presa Adolfo Ruiz Cortines. El riesgo de falla tiene un valor del 5.70%, corresponde a la probabilidad del que el nivel del agua durante las maniobras de cierre llegue a la cresta del pozo (elevación 145.00 msnm).



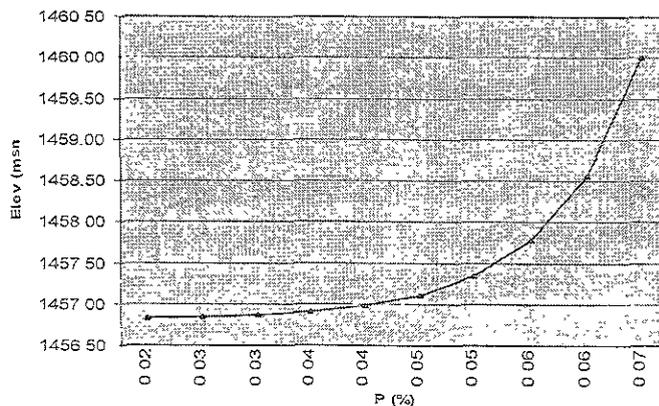
Gráfica 5.4 Cierre en Adolfo Ruíz Cortines

En el caso de Aguamilpa, no existe riesgo por desbordamiento en las galerías de oscilación, que constituyen las estructuras de disipación de energía, con aire comprimido en las bóvedas.

5.5 MANIOBRAS DE APERTURA AL NAMINO

En forma análoga a las maniobras de cierre, se presentan las gráficas correspondientes para las maniobras de apertura, obtenidas con el modelo probabilístico planteado.

De la gráfica (5.5), para el caso de Zimapán, se concluye lo siguiente: existe una probabilidad del 0.07% de que el nivel del agua durante el primer valle del transitorio hidráulico de la oscilación mínima llegue a la elevación 1460.00 msnm.



Gráfica 5.5 Apertura en Zimapan

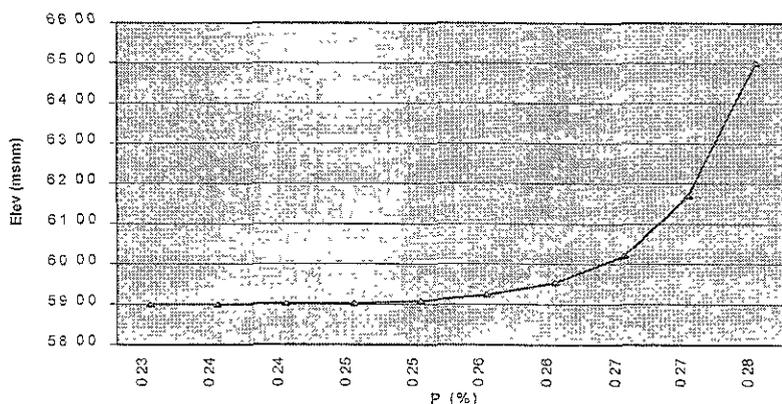
En la misma gráfica anterior, el caso extremo se presenta si el nivel del agua llega a la elevación 1456.84 msnm, para este caso la probabilidad correspondiente es del 0.02%, dado que en esta elevación se encuentra la conexión del túnel con la parte más baja del pozo, la probabilidad del 0.02% que se obtiene, representa también el riesgo de falla de que se presente la entrada de una bolsa de aire atrapado.

Al entrar aire atrapado en los túneles de conducción, se reduce el área hidráulica, lo cual provoca un estrangulamiento del flujo, por lo que el agua adquiere mayor velocidad y con ello aumenta la pérdida de carga piezométrica.

Bajo una condición de flujo transitorio el problema principal que puede provocar la remoción de aire atrapado es la generación de importantes sobrepresiones. Debido a la escasa inercia del aire y a su gran compresibilidad se provoca una disminución muy rápida de su volumen antes de que pueda ponerse en movimiento y se almacena una gran cantidad de energía que puede liberarse repentinamente. (Ochoa, 2000).

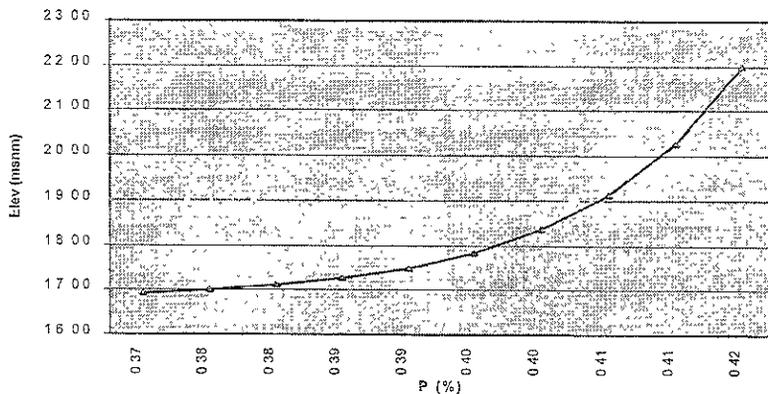
Se concluye que el aire atrapado pone en riesgo la seguridad de la conducción. Esta condición de operación ocasionaría graves daños al sistema hidroeléctrico, por lo cual su probabilidad de ocurrencia, en general, debe ser baja.

Se presentan a continuación los resultados para el resto de los casos de aplicación. En Aguamilpa por ejemplo (gráfica 5.6), la unión entre la parte inferior del pozo y el túnel se ubica en la elevación 59.00 msnm, la probabilidad de que el nivel del agua llegue a este nivel durante una maniobra de apertura tiene un valor de 0.23%, el cual representa también el riesgo por entrada de aire.



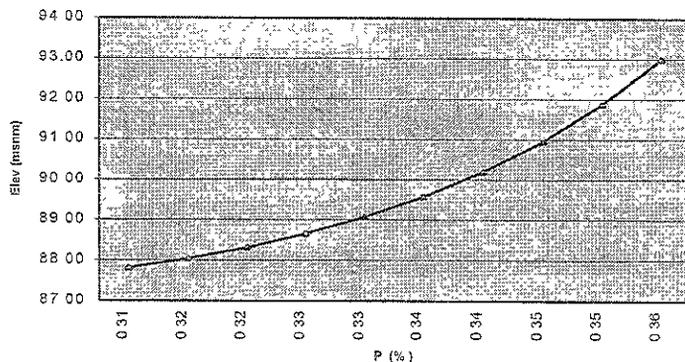
Gráfica 5.6 Apertura en Aguamilpa

En la gráfica (5.7) se muestra caso de la presa Miguel Alemán, el riesgo de falla por entrada de aire tiene un valor del 0.37%, dado que la elevación de la parte inferior del pozo de oscilación se localiza en la cota 16.93 msnm.



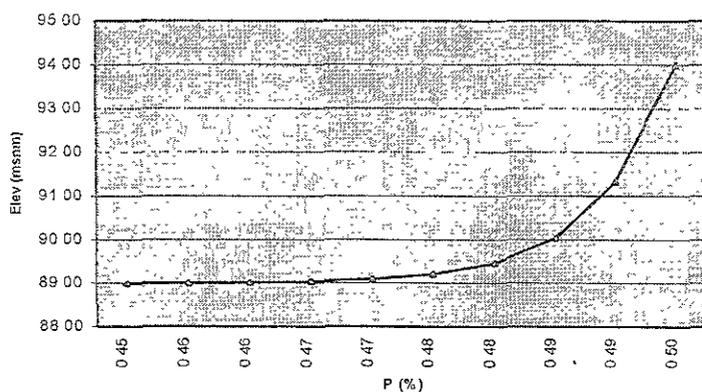
Gráfica 5.7 Apertura en Miguel Alemán

En la presa Miguel Hidalgo, el pozo de oscilación tiene un riesgo de falla del 0.31%, que corresponde a la probabilidad de que durante las maniobras de apertura la oscilación mínima del fenómeno transitorio hidráulico llegue a la elevación 87.82 msnm, en este nivel. se localiza la parte más baja del pozo (gráfica 5.8).



Gráfica 5.8 Apertura en Miguel Hidalgo

Finalmente, en la gráfica (5.9) se presentan los resultados del modelo probabilístico para el pozo de oscilación en la presa Adolfo Ruiz Cortines. En este proyecto, la unión entre la parte inferior del pozo y el túnel de conducción, se localiza en la elevación 89.00 msnm, durante una maniobra de apertura se presenta una probabilidad del 0.45% de que el nivel del agua alcance esta elevación, dicha probabilidad corresponde también al riesgo de que se presente la entrada de una bolsa de aire por la conducción.

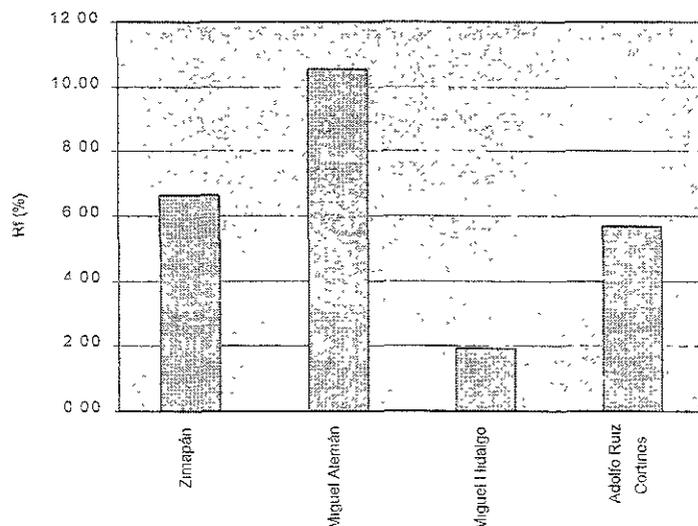


Gráfica 5.9 Apertura en Adolfo Ruiz Cortines

5.6 RIESGOS DE FALLA.

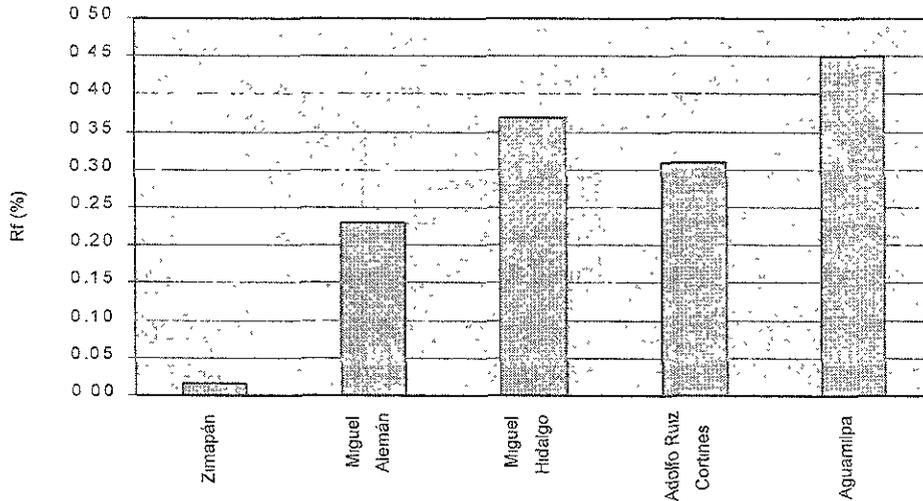
En las gráficas anteriores, las probabilidades correspondientes a los niveles constructivos extremos de las estructuras, indican el riesgo de falla respectivo.

En las gráfica (5.10) se muestran los valores de riesgo por derrame.



Gráfica 5.10 Riesgos de falla por derrame sobre la cresta

En la gráfica (5.11) aparecen los riesgos de falla por entrada de aire.



Gráfica 5.11 Riesgos de falla por entrada de aire por la conducción

Haciendo uso de una instalación experimental, Sanchez (1994) obtiene probabilidades de falla (entrada de aire y derrame) del 2.45%. Sánchez considera el riesgo de falla obtenido como pequeño y razonablemente seguro.

5.7 FACTOR GLOBAL DE RIESGO (FGR).

Dado que la seguridad absoluta implica cero nivel de riesgo, lo cual resulta incosteable satisfacer desde el punto de vista económico, por lo que los riesgos de falla son inevitables en cualquier sistema de ingeniería.

Por ello, se propone la obtención de un factor que relacione los dos tipos de falla estudiados, por derrame (P_{fd}) y entrada de aire (P_{fe}). Este parámetro relaciona los riesgos de falla, agrupándolos en un valor dado.

En cada caso analizado, se obtiene un *Factor Global de Riesgo*, que se calcula como:

$$FGR = P_{fd} / P_{fe} \quad (5.1)$$

Al aplicar la ecuación (5.1) a los casos reales se obtienen los resultados mostrados en la tabla (5.3).

Proyectos	P_{fd}	P_{fe}	FGR
Zimapán	6.65	0.0158	420
Miguel Alemán	10.53	0.2300	46
Miguel Hidalgo	1.95	0.3700	5
Adolfo Ruiz Cortines	5.70	0.3100	18

Tabla 5.3 Factores globales de riesgo

En Zimapán, el alto valor del FGR, denota que los dos tipos de falla no son congruentes, es decir, el riesgo por entrada de aire es por mucho, menor que el riesgo por derrame, caso contrario en la presa Miguel Hidalgo.

Por otra parte, al observar la amplia variación de los FGR mostrados en la tabla (5.3), se puede concluir que en estos cuatro proyectos, no existe una homogeneidad en los criterios de diseño.

5.8 CLASIFICACIÓN DE LOS RIESGOS DE FALLA.

La probabilidad de falla y de daños aceptables deberían poderse evaluar en cada proyecto existente o por construirse, al considerar las características particulares de cada uno de ellos. Por ejemplo, la clasificación usual de las presas en cuanto a riesgo de falla ante avenidas en alto, intermedio y bajo riesgo, es sumamente vaga (Marengo, 1998).

Marengo (1998) propone un criterio para estimar el riesgo potencial de falla en presas, basado en el volumen del embalse, la altura de la cortina, los requerimientos de evacuación de personas y el daño aguas abajo.

En forma análoga, considerando el gasto de diseño, el diámetro del túnel, la carga hidráulica y la capacidad instalada de la central hidroeléctrica, se propone en este trabajo la siguiente metodología que clasifique un riesgo de falla potencial dado en las estructuras de disipación de energía de las centrales hidroeléctricas.

No se considero la altura total del pozo ó cámara, porque depende en gran medida de la carga hidráulica.

Para aplicar el criterio que se propone, se seleccionaron nueve presas nacionales y 32 norteamericanas (Kollgaard, Chadwick; 1988), en la tabla (5.4) se muestran los datos.

País	Presa	Estado	Q (m ³ /s)	Lr (m)	Dt (m)	H (m)	P (MW)
MEXICO	Zimapán	Hidalgo	59	21,074	4.70	603	292
	Caracol	Guerrero	714	592	7.50	103	594
	Mazatepec	Puebla	52	7,400	4.00	513	209
	Aguamilpa	Nayarit	241	283	7.40	159	368
	Comedero	Sinaloa	130	627	14.00	106	102
	Bacurato	Sinaloa	100	1,695	6.00	125	93
	Miguel Hidalgo	Sinaloa	180	640	7.00	68	64
	Miguel Alemán	Oaxaca	95	473	8.25	51	200
	Adolfo Ruiz Cortines	Sonora	35	710	6.00	51	13
ESTADOS UNIDOS	New Bullards Bar	North Carolina	85	7,500	8.00	412	284
	Cedar Spring	California	220	6,000	4.00	430	120
	Hoover	Arizona/Neveda	782	450	15.00	178	1,344
	Trinity	California	260	600	8.50	144	106
	Ross	Washington	240	580	7.50	108	450
	Shasta	California	475	550	4.60	148	540
	Swift	Washington	400	475	7.60	110	204
	Nantahala	North Carolina	150	8,400	6.00	282	44
	Dworshak	Idaho	230	220	5.80	170	400
	Glen Canyon	Arizona	425	120	2.44	170	1,020
	Cherry Valley	California	12	7,600	3.60	680	124
	Shaver Lake	Fresno/California	28	4,200	2.70	670	100
	Brownlee	Idaho/Oregon	150	160	7.30	75	585
	Lewis Smith	Alabama	300	190	7.00	65	160
	Hungry Horse	Montana	255	160	2.44	145	285
	Hiwassee	North Carolina	651	120	5.50	60	135
	Fontana	North Carolina	146	180	4.27	100	225
	San Luis	California	372	100	5.30	100	424
	New Exchequer	California	165	120	4.88	135	80
	Parker	Arizona/California	630	80	6.70	24	120
	Anderson Ranch	Idaho	566	300	6.10	99	27
	Swan Lake	Alaska	583	595	3.40	90	23
	Victoria	Michigan	75	1,844	3.00	64	12
	Cougar	Oregon	185	140	3.20	80	25
	Elephant Butte	Nuevo Mexico	280	60	2.40	62	24
	Morrow Point	Colorado	45	180	1.20	124	120
	Buffalo Bill	Wyoming	34	4,500	3.65	84	5
	Pathfinder	Wyoming	66	5	2.10	125	48
	Theodore Roosevelt	Arizona	44	170	4.40	69	36
	Crystal	Colorado	57	60	3.50	68	28
	Lake Spaulding	California	4	150	1.40	105	11
	Salmon Creek	Alaska	57	50	1.10	44	7

Tabla 5.4 Datos de las presas nacionales y norteamericanas

El criterio consiste en asignar una componente de riesgo a cada variable de diseño, para evaluar dicha componente en cada variable, se clasificaron cinco grados de riesgo.

La delimitación de los grados se obtuvo calculando los valores percentiles 80,60,40 y 20 del total de variables mostrados en la tabla (5.4). Por ejemplo, para el gasto, el percentil 80 tiene un valor de 400 m³/s, el percentil 60 de 230 m³/s, el percentil 40 de 130 m³/s y finalmente el percentil 20 de 57 m³/s y así sucesivamente con el resto de las variables se conformo el criterio expuesto en la tabla (5.5).

Variable de diseño	Grados				
	Máximo	Alto	Medio	Bajo	Mínimo
Gasto (m ³ /s)	>400	400 - 230	230 - 130	130 - 57	<57
Long. del túnel (Km)	>1.84	1.84 - 0.58	0.57 - 0.19	0.18 - 0.12	<0.12
Diám. del túnel (m)	>7.40	7.40 - 6.00	5.99 - 4.27	4.26 - 3.00	<3.00
Carga hidráulica (m)	>170.0	170.0 - 124.5	124.4 - 100.0	99.9 - 68.0	<68
Potencia (MW)	>368	368 - 160	160 - 100	100 - 27	<27
Componente de riesgo (puntaje)	20	15	10	5	0

Tabla 5.5 Grados de riesgo en centrales hidroeléctricas, criterio propuesto por el autor.

La metodología anterior, permite obtener un valor que asocie la importancia del proyecto con el riesgo de falla obtenido con el criterio probabilístico.

Con objeto, de clasificar los riesgos potenciales de falla que se obtengan para cada proyecto en fase de evaluación en cinco tipos de riesgos, se propone la división expuesta en la tabla (5.6).

Puntos	Tipo
100-80	A (Máximo)
75-60	B (Alto)
55-40	C (Medio)
35-20	D (Bajo)
15-0	E (Mínimo)

Tabla 5.6 Tipificación de los riesgos de falla, criterio propuesto por el autor.

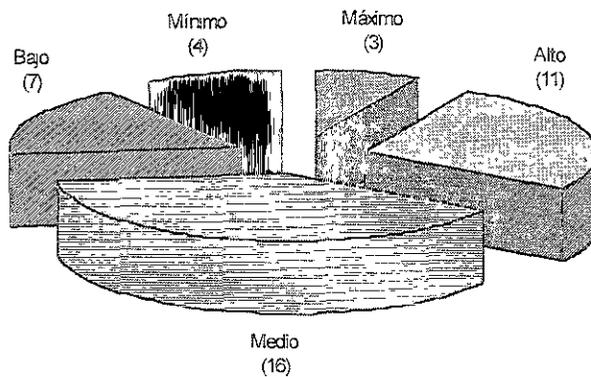
Considerando los datos de la tabla (5.4), se aplicó el criterio expuesto en la tabla (5.5) para obtener la gráfica (5.12), que relaciona el grado de riesgo potencial de falla en puntos con las centrales hidroeléctricas.



Gráfica 5.12 Riesgos de falla potencial en hidroeléctricas

De la gráfica anterior se puede concluir que la tipificación de los riesgos que se propone, permite parametrizar en base a las dimensiones e importancia económica de los proyectos (generación de energía eléctrica) los riesgos de falla que se obtienen con el modelo probabilístico.

Del total de proyectos analizados, tres de ellos tienen un riesgo de falla potencial máximo (Caracol, Hoover y New Bullards Bar), mientras que a cuatro les corresponde un riesgo potencial mínimo (Elephant Butte, Lake Spaulding Crystal y Salmon Creek). En la gráfica (5.13) se presenta la distribución de los riesgos de falla potenciales y el número de proyectos respectivo.



Gráfica 5.13 Distribución de los riesgos potenciales de falla

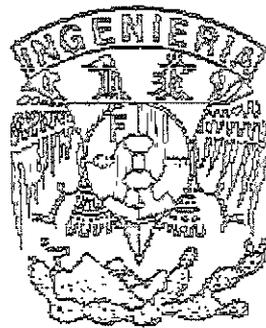
Comparando ambos valores, riesgo probabilístico de falla y la tipificación propuesta, para un caso específico es posible determinar si un riesgo de falla probabilístico alto es de importancia cuando el tipo de riesgo (máximo ó alto) también lo sea.

En forma similar, si el riesgo de falla probabilístico es alto, pero el tipo de riesgo es bajo o mínimo, no valdrá la pena llevar a cabo un análisis más detallado del proyecto, en caso de que se tenga otro proyecto con un riesgo probabilístico similar pero con una tipificación del riesgo mayor, y no se cuente con los recursos económicos para mejorar los dos proyectos en forma simultánea.

La herramienta propuesta evalúa cuantitativa y objetivamente los proyectos para posteriormente jerarquizar racionalmente los recursos económicos que se destinan a los programas de construcción de nuevas centrales hidroeléctricas, y de operación para las ya construídas.

Respaldando con ello el proceso de toma de decisiones, proporcionando una base realista al asignar los limitados fondos presupuestales.

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



CAPITULO 6
CONCLUSIONES

CAPITULO 6

C O N C L U S I O N E S

En este capítulo se exponen las ventajas del enfoque probabilístico sobre los criterios tradicionales de diseño.

Se resumen los resultados obtenidos y se plantean actividades y posibles investigaciones futuras que permitan reforzar los esquemas presentados.

6.1 VENTAJAS DEL ENFOQUE PROBABILÍSTICO.

En la ingeniería de diseño, existen fundamentalmente dos criterios, en primer término se encuentra el *enfoque tradicional*, el cual a partir de valores determinísticos, se sugiere el uso de factores de seguridad debido a la incertidumbre o falta de datos. La forma anterior, conduce en el mejor de los casos a obras sobrediseñadas y costosas, o peor aún, con alta probabilidad de falla.

Mientras que con el *enfoque probabilístico*, se plantea un modelo que analiza el comportamiento estadístico de variables y determina dimensiones finales en las obras civiles, conduciendo a diseños que garantizan un estado de servicio u operación confiable y seguro, además, en la mayor parte de los casos más económico que empleando esquemas de diseño tradicionales.

6.2 SITUACIÓN ACTUAL DE DISEÑO.

Hasta la fecha, la ingeniería de proyecto para las estructuras hidráulicas de disipación de energía, se limita a resolver las ecuaciones diferenciales del fenómeno transitorio hidráulico, para la obtención de los niveles extremos del agua dentro del pozo a partir de diferentes niveles de operación en el embalse de la presa.

Indudablemente que el análisis anterior es necesario. Posteriormente, para obtener un cierto margen de seguridad y niveles constructivos finales, a juicio del proyectista, se añaden un bordo libre para la oscilación máxima y un colchón de seguridad para la oscilación mínima.

En general, los análisis determinísticos que se emplean durante etapas de diseño determinan la capacidad de los sistemas, mientras que los análisis probabilísticos de riesgos son los más apropiados para evaluar el desempeño de los sistemas diseñados para determinar la confiabilidad.

Resulta claro que ambos métodos son complementarios y por lo tanto hay espacio para que ambos participen en la operación segura y confiable de centrales hidroeléctricas.

Con el fin de establecer metodologías de diseño basadas en los riesgos de falla, es necesario unificar los criterios determinísticos y probabilísticos,

6.3 POTENCIALIDADES DEL MODELO PROBABILÍSTICO.

A partir de la Teoría de la Confiabilidad y del método del 2° momento estadístico y, considerando como aleatorias algunas variables de diseño, el método probabilístico propuesto, asocia niveles constructivos con un riesgo de falla.

Para obras en fase de proyecto, la metodología proporciona una valiosa herramienta de diseño que permite evaluar las dimensiones geométricas que se proponen y condiciones de operación de los proyectos, bajo ciertos riesgos de falla permisibles.

Los análisis probabilísticos de riesgo se han convertido en diferentes ramas de la ingeniería como un apoyo a la toma de decisiones, ya que permiten evaluar el impacto de modificaciones en el diseño.

El *Factor Global de Riesgo* (FGR) que se propone, es un valor que asocia los riesgos de falla por derrame (P_{fd}) y por entrada de aire (P_{fe}) en las centrales hidroeléctricas. Dicho factor se obtiene mediante la ecuación (5.1), dado que el P_{fe} ocasiona mayores daños que el P_{fd} en un sistema hidroeléctrico, el FGR debe tener en cualquier caso un valor mayor que la unidad.

6.4 EVALUACIÓN DE LOS RIESGOS DE FALLA.

En general, como era de esperarse para los pozos de oscilación, los riesgos de falla por entrada de aire son significativamente menores que los de derrame. En el caso de Zimapán, el riesgo por entrada de aire se considera muy bajo, la altura del pozo resulta muy alto y el diseño de un pozo con menor altura hubiese resultado más económico, aunque aceptando un riesgo de falla mayor. Mientras que en las cámaras de oscilación, solamente se presenta el riesgo por entrada de aire.

La evaluación de los riesgos de falla en diferentes esquemas hidroeléctricos del país, conduce a pensar que no existen criterios definidos para su diseño, dada la heterogeneidad de los resultados obtenidos.

Aunque las probabilidades que arroja el modelo parecen subjetivas, la comparación entre los proyectos es útil para evaluar los grados de confiabilidad de los sistemas analizados.

Si el objetivo es el diseño, la evaluación de las diferentes alternativas propuestas, empleando un enfoque probabilístico, permite la selección de una opción confiable que presente un riesgo de falla dado.

Cabe aclarar que no siempre es posible la selección de la alternativa más confiable, dado que algunas veces la altura de la estructura se determina por condiciones topográficas, pero de cualquier manera, es conveniente la revisión de los riesgos de falla.

Con el propósito de complementar el análisis probabilístico, se propone un criterio que tipifica en cinco grados la magnitud de los riesgos de falla, considerando las condiciones de operación, características geométricas y capacidad de generación de las centrales hidroeléctricas.

Se aplicó el criterio propuesto a nueve centrales hidroeléctricas nacionales y 32 norteamericanas.

El criterio que se propone cataloga los proyectos y orienta la toma de decisiones de los recursos económicos a invertir en construcción o mejoramiento de la operación en centrales hidroeléctricas.

6.5 PLANTEAMIENTO DE INVESTIGACIONES Y/O ACTIVIDADES SUBSECUENTES.

En lo sucesivo, resultaría por demás interesante continuar aplicando enfoques probabilísticos para resolver problemas en ingeniería hidráulica, dada la gran cantidad de variables que permite tomar en cuenta, así como llevar a cabo un análisis estadístico que parametrice y permita tomar en cuenta la incertidumbre de algunas de las variables, que no es posible realizar bajo formas tradicionales de diseño (criterios determinísticos).

Desarrollar modelos probabilísticos que involucren los niveles en los embalses y sugieran una operación segura y de bajo riesgo.

Este tipo de herramientas debe emplearse para la evaluación de diferentes opciones en proyecto y que los resultados obtenidos, sean considerados en la toma de decisiones para elegir la alternativa más favorable.

Desarrollar una forma de determinar riesgos de falla aceptables en sistemas hidroeléctricos, en lo anterior, se sugiere tomar en

cuenta la importancia económica de la generación en las actividades productivas y los costos que se originan de las fallas.

Resulta necesario proponer FGR de diseño, lo anterior permitiría establecer criterios de diseño uniformes.

Instrumentar en forma permanente los proyectos hidroeléctricos en operación, para tener registros históricos del gasto, tiempos de las maniobras, niveles de agua en los embalses y la variación de las cargas piezométricas en las estructuras de disipación de energía durante los transitorios hidráulicos.

Contando con la información anterior, sería posible la calibración de los prototipos y de esta manera obtener espectros de variación más estrechos que permitan alimentar a los modelos probabilísticos y lo anterior redunde en obtener valores mas precisos en los riesgos de falla, que permitan una evaluación más precisa y confiable y su extrapolación en diseños subsecuentes.

Experimentalmente, resultaría interesante estudiar las fluctuaciones de presión en los pozos de oscilación que se conectan lateralmente con la conducción, como es el caso del P.H. Zimapán.

En la figura (6.1), se muestra la geometría de unión de este caso.

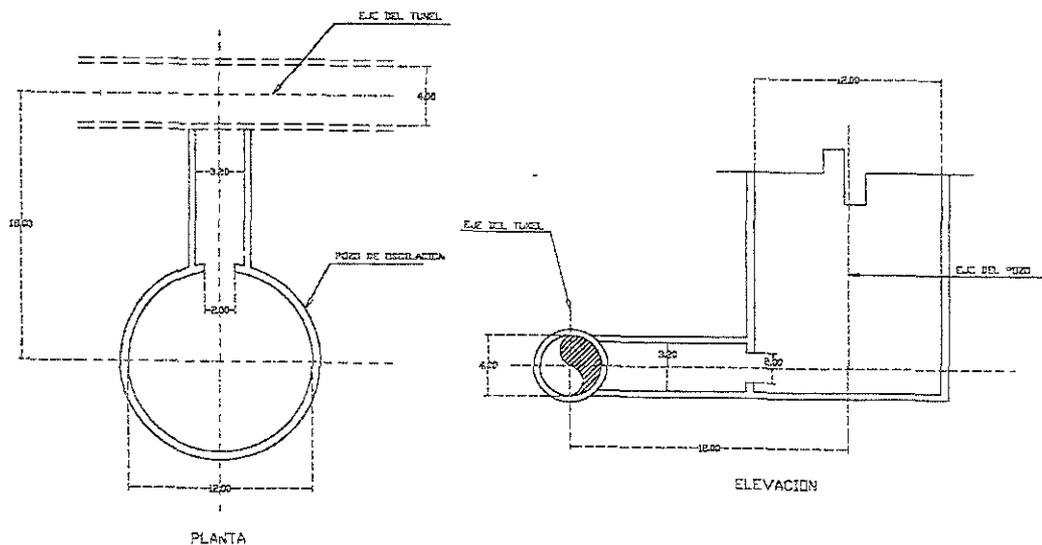


Figura 6.1 Unión entre el pozo y túnel de conducción.

En este tipo de conexiones, existe incertidumbre de su funcionamiento, en los aspectos hidráulicos siguientes:

- 1) La eficiencia del pozo, para disipar las presiones generadas por una maniobra de cierre de las válvulas de la central hidroeléctrica.
- 2) Los coeficientes de descarga de flujo ascendente y descendente del orificio.

Para tal efecto, se tiene diseñada la instalación experimental que se muestra en la figura (6.2).

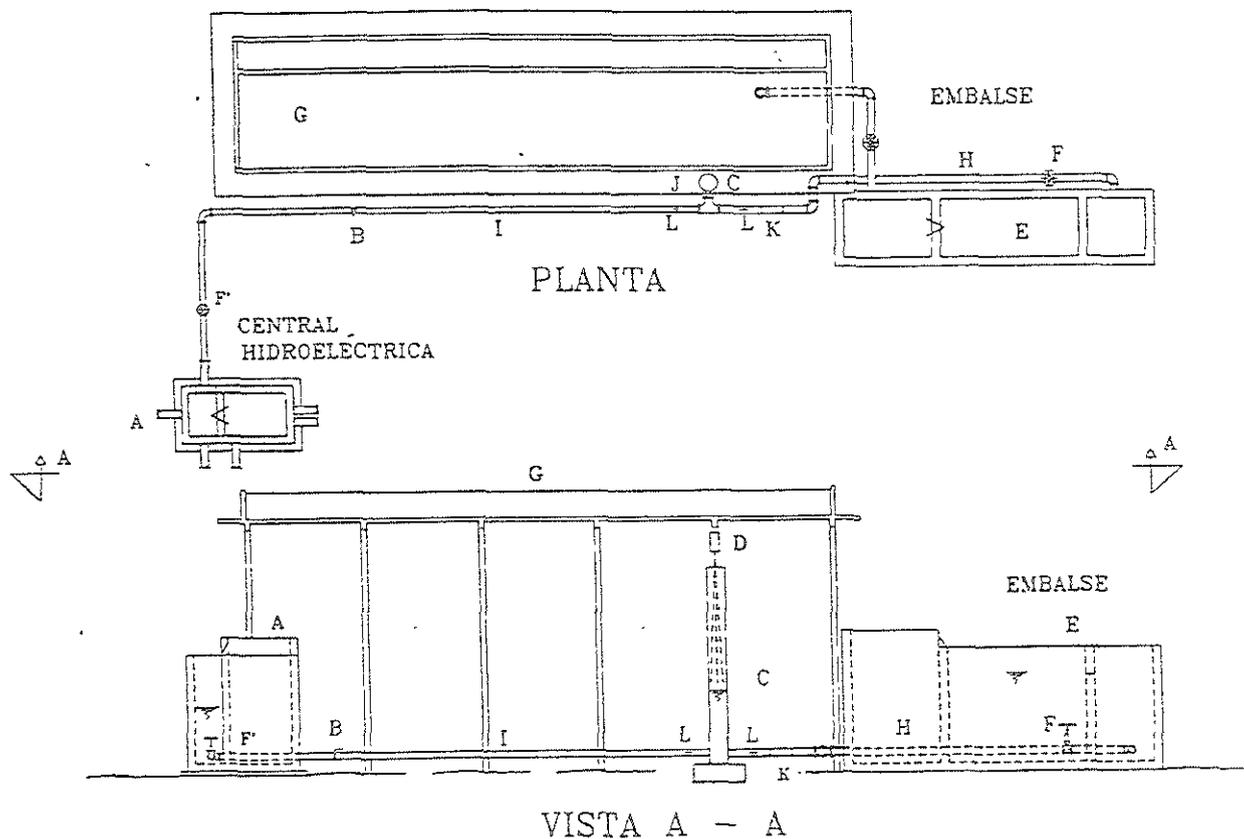


Figura 6.2 Esquema de la instalación

Las partes de la misma se describen a continuación:

- | | |
|--------------------------------|-------------------------|
| A - Tanque aforador | G - Tanque elevado |
| B - Válvula de mariposa, 8"Ø | H - Tubería, 10"Ø |
| C - Pozo de oscilación, 24"Ø | I - Tubería, 8"Ø |
| D - Electronivel | J - Tubería, 6"Ø |
| E - Tanque aforador | K - Reducción, 10-8"Ø |
| F - Válvula de compuerta, 10"Ø | L - Sensores de presión |
| F' - Válvula de compuerta, 8"Ø | |

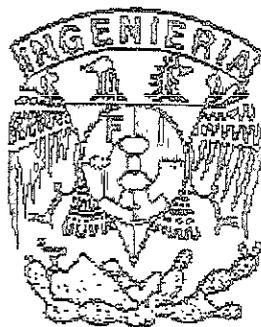
6.6 REFLEXIONES FINALES.

El presente trabajo se cataloga como de investigación aplicada, sugiere el uso de herramientas probabilísticas para diseñar estructuras hidráulicas. Este tipo de enfoques se están aplicando con éxito en otros campos de la ingeniería.

La metodología propuesta se aplica a sistemas hidroeléctricos en operación en el país y en Estados Unidos, revisando los riesgos potenciales de falla. Considerando los resultados obtenidos, se puede observar una gran variabilidad de criterios bajo los cuales fueron diseñados.

Finalmente, para fines de diseño, se propone dimensionar las nuevas estructuras hidráulicas aceptando riesgos de falla.

DISEÑO PROBABILISTICO DE
POZOS Y CAMARAS DE OSCILACION



ANEXOS Y
BIBLIOGRAFIA

ANEXO A

Listado del programa AHPUNAM.EXE

```

DECLARE SUB DATOS () DECLARE SUB DATORF () DECLARE SUB DATOSZIM ()
DECLARE SUB PREVIOS () DECLARE SUB RK4C () DECLARE SUB RK4A ()
DECLARE SUB ECS () DECLARE SUB ECQC () DECLARE SUB ECQA () DECLARE SUB GOB ()
DECLARE SUB PDATA () DECLARE SUB PCIERRE () DECLARE SUB PApertura ()
DECLARE SUB PSFRICC () DECLARE SUB PRESULT () DECLARE SUB CUADROE ()
DECLARE SUB CUADRO3 () DECLARE SUB CUADRO2 () DECLARE SUB CUADRO1 ()

COMMON SHARED PS, Qo, NAMO, NAMINO, TC, bc, TA, ba, Ts, Dt, Lt, nc, na
COMMON SHARED Dp, Dd, Ca, Cd, INCT, FLOC, G, At, Rht, Ap, Ad
COMMON SHARED PER, AMPL, fc, fa, F, FGc, FGa, Ka, Kc, Vo, J, I
COMMON SHARED Qc, C, Z1, Z2, M, T, TST, H
COMMON SHARED DZDT(), Horf(), Z(), Z1(), Z1a(), V(), V1(), KV(), KZ(), ZN(), ZNa()
COMMON SHARED TC(), ZN(), K(), TE(), ZE(), Via()
COMMON SHARED ZNMN, TVIN, ZNa, ZP, TP, PT, TPOZO, ZNP, TPE

CLS CLEAR SCREEN 12
CALL DATOS
CALL PREVIOS
CALL RK4C
CALL RK4A
CALL GOB

END

SUB DATOS
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 31 PRINT "DATOS GENERALES"
LOCATE 14, 18 INPUT "Nombre del proyecto ? ", PS
LOCATE 15, 18 INPUT "Qo (m3/s)=", Qo
LOCATE 16, 18 PRINT "Elevaciones (msnm)"
LOCATE 17, 18 INPUT "NAMO=", NAMO
LOCATE 18, 18 INPUT "NAMINO=", NAMINO
LOCATE 19, 18 INPUT "Tiempo de simulacion (s)=", Ts
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 26 PRINT "CONDICIONES DE FRONTERA"
LOCATE 14, 18 PRINT "Maniobra de cierre"
LOCATE 15, 18 INPUT "Tc (s)=", TC
LOCATE 16, 18 INPUT "Exponente de la ley de cierre (adim)=", bc
LOCATE 17, 18 PRINT "Maniobra de apertura"
LOCATE 18, 18 INPUT "Ta (s)=", TA
LOCATE 19, 18 INPUT "Exponente de la ley de apertura (adim)=", ba
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 24 PRINT "CARACTERISTICAS GEOMETRICAS"
LOCATE 14, 18 PRINT "Datos del tunel"
LOCATE 15, 18 INPUT "Longitud (m)=", Lt
LOCATE 16, 18 INPUT "Diametro (m)=", Dt
LOCATE 17, 18 INPUT "Coef de perdidas locales (s2/m)=", FLOC
LOCATE 18, 18 PRINT "Coef de rugosidad (Manning, adim)"
LOCATE 19, 18 INPUT "En maniobra de cierre =", nc
LOCATE 20, 18 INPUT "En maniobra de apertura =", na
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 31 PRINT "DATOS DEL POZO"
LOCATE 14, 18 INPUT "Diametro (m)=", Dp
LOCATE 15, 18 PRINT "Seleccione el tipo de pozo"
LOCATE 16, 18 PRINT "1 - Simple"
LOCATE 17, 18 PRINT "2 - Con orificio"
LOCATE 18, 18 INPUT "Ehja (1 o 2) ", TPOZO
IF TPOZO = 2 THEN CALL DATORF
END SUB

SUB DATORF
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 31 PRINT "DATOS DEL ORIFICIO"
LOCATE 14, 18 INPUT "Diametro (m)=", Dd
LOCATE 15, 18 PRINT "Coeficientes de descarga (adim)"
LOCATE 16, 18 INPUT "En flujo ascendente =", Ca
LOCATE 17, 18 INPUT "En flujo descendente =", Cd
END SUB

SUB DATOSZIM
PS = "P H Zimnapán" Qo = 59 NAMO = 1560 NAMINO = 1520 TC = 30 oc = 1 TA = 15 ba = 1 Ts = 5000
Dt = 4.7 Lt = 21074 nc = 0.12 na = 0.16 Dp = 12 Dd = 2 Ca = 6 Cd = 8 INCT = 1 FLOC = 0.56 TPOZO = 2
END SUB

SUB PREVIOS
TST = Ts - 1
PI = 3.1416
G = 9.81
At = 8293 * Dt ^ 2
Rht = 2538 * Dt
Ap = PI / 4 * Dp ^ 2
PER = 2 * PI * ((Lt * Ap) / (G * At)) ^ 5
AMPL = Qo * (Lt / (G * Ap * At)) ^ 5

```

```

fc = S * G * nc ^ 2 / Rht ^ (1 / 3)
fa = S * G * na ^ 2 / Rht ^ (1 / 3)
FGc = fc * Lt / (2 * G * 4 * Rht) - FLOC
FGa = fa * Lt / (2 * G * 4 * Rht) - FLOC
IF TPOZO = 2 THEN
Ad = PI / 4 * Dd ^ 2
Ka = (Ap / Ad) ^ 2 / (2 * G * Ca ^ 2)
Ka = (Ap / Ad) ^ 2 / (2 * G * Cd ^ 2)
ELSE
Ka = 0
Kd = 0
END IF
Vo = Qo / At
END SUB

SUB RK4C
DIM Vt(TST), Zt(TST), ZN(TST), TE(TST), ZE(TST)
DIM Z(4), V(4), DZDT(4), Horf(4), KZ(4), KV(4)
F = FGc Vt(0) = Vo Zt(0) = -F * Vo ^ 2 ZN(0) = Zt(0) + NAMO C = 1
CALL CUADROL
FOR I = 0 TO Ts
LOCATE 15, 23 PRINT "Calculando manobra de cierre al NAMO"
T = I IF T > TC THEN Qt = 0 ELSE CALL ECQTC
J = 1 V(J) = Vt(I) Z(J) = Zt(I) CALL ECS
Z(J + 1) = Zt(I) - KZ(J) / 2
V(J + 1) = Vt(I) - KV(J) / 2
T = 1 - INCT / 2 IF T > TC THEN Qt = 0 ELSE CALL ECQTC
J = 2 CALL ECS
Z(J + 1) = Zt(I) + KZ(J) / 2
V(J + 1) = Vt(I) + KV(J) / 2
J = 3 CALL ECS
Z(J + 1) = Zt(I) - KZ(J)
V(J + 1) = Vt(I) - KV(J)
T = 1 - INCT IF T > TC THEN Qt = 0 ELSE CALL ECQTC
J = 4 CALL ECS
Zt(I + 1) = Zt(I) + 1 / 6 * (KZ(1) + 2 * KZ(2) + 2 * KZ(3) - KZ(4))
Vt(I + 1) = Vt(I) + 1 / 6 * (KV(1) - 2 * KV(2) - 2 * KV(3) - KV(4))
ZN(I + 1) = NAMO - Zt(I + 1)
K = Vt(I) * Vt(I - 1)
IF K < 0 THEN
TE(C) = I
ZE(C) = ZN(I)
C = C + 1
END IF
NEXT I
END SUB

SUB RK4A
REDIM V(TST), Z(TST), ZN(TST), Vt(TST), Zt(TST)
REDIM DZDT(4), Horf(4), KZ(4), KV(4)
REDIM Via(TST), Zia(TST), ZNa(TST)
Via(0) = 0 Zia(0) = 0 ZNa(0) = NAMINO F = FGa
CALL CUADROE
FOR I = 0 TO Ts
LOCATE 15, 20 PRINT "Calculando manobra de apertura al NAMINO"
T = I IF T > TA THEN Qt = Qo ELSE CALL ECQTA
J = 1 V(J) = Via(I) Z(J) = Zia(I) CALL ECS
Z(J + 1) = Zia(I) - KZ(J) / 2
V(J + 1) = Via(I) - KV(J) / 2
T = 1 - INCT / 2 IF T > TA THEN Qt = Qo ELSE CALL ECQTA
J = 2 CALL ECS
Z(J + 1) = Zia(I) + KZ(J) / 2
V(J + 1) = Via(I) + KV(J) / 2
J = 3 CALL ECS
Z(J + 1) = Zia(I) - KZ(J)
V(J + 1) = Via(I) - KV(J)
T = 1 + INCT IF T > TA THEN Qt = Qo ELSE CALL ECQTA
J = 4 CALL ECS
Zia(I + 1) = Zia(I) + 1 / 6 * (KZ(1) + 2 * KZ(2) - 2 * KZ(3) + KZ(4))
Via(I + 1) = Via(I) + 1 / 6 * (KV(1) - 2 * KV(2) - 2 * KV(3) - KV(4))
ZNa(I + 1) = NAMINO + Zia(I + 1)
NEXT I
ZNP = ZNa(Ts)
FOR I = 0 TO Ts
LOCATE 15, 20 PRINT "Calculando manobra de apertura al NAMINO"
Z1 = INT(10 ^ 5 * Zia(I) - 5) / 10 ^ 5
Z2 = INT(10 ^ 5 * Zia(I - 1) - 5) / 10 ^ 5
IF Z1 = Z2 THEN
TP = I
ZP = ZNa(I)
GOTO D
END IF
NEXT I
D ZMIN = Zia(0) ZNMN = Zia(0) + NAMINO
FOR I = 1 TO Ts
LOCATE 15, 20 PRINT "Calculando manobra de apertura al NAMINO"
IF ABS(Zia(I)) > ABS(ZMIN) THEN
ZMIN = Zia(I)
ZNMN = Zia(I) - NAMINO
TMN = I

```

```

    END IF
NEXT I
END SUB

SUB ECQTA
Qt = Qo * (T / TA) ^ ba
END SUB

SUB ECQTC
Qt = Qo * (1 - T / TC) ^ bc
END SUB

SUB ECS
KZ(J) = INCT * (V(J) * At - Qt) / Ap
DZDT(J) = KZ(J) / INCT M = DZDT(J) * ABS(DZDT(J))
IF DZDT(J) > 0 THEN Horf(J) = Ka * M ELSE Horf(J) = Kd * M
KV(J) = -INCT * (G / Lt) * (Z(J) - Horf(J) - F * V(J) * ABS(V(J)))
END SUB

SUB GOB
W CALL CUADRO2
LOCATE 9, 20 PRINT "MENU DE RESULTADOS"
LOCATE 16, 18 PRINT "1 - Datos del proyecto"
LOCATE 17, 18 PRINT "2 - Maniobra de cierre"
LOCATE 18, 18 PRINT "3 - Maniobra de apertura"
LOCATE 19, 18 PRINT "4 - Solucion en un sistema no amortiguado"
LOCATE 20, 18 PRINT "5 - Imprimir resultados"
LOCATE 21, 18 PRINT "6 - Salir del programa"
LOCATE 25, 18 PRINT "Seleccione su opcion "
LOCATE 25, 59 INPUT " ", OP
SELECT CASE OP
CASE 1 CALL PDATOS
CASE 2 CALL PCIERRE
CASE 3 CALL PAPERTURA
CASE 4 CALL PSFRICC
CASE 5 CALL PRESULT
CASE 6 END
END SELECT
GOTO W
END SUB

SUB PDATOS
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 31 PRINT "DATOS DEL PROYECTO"
LOCATE 14, 18 PRINT "Nombre " PS
LOCATE 15, 18 PRINT "Gasto (m3/s) ", USING "### ##", Qo
LOCATE 16, 18 PRINT "Longitud del tunel (Km) ", USING "### ##", Lt, / 1000
LOCATE 17, 18 PRINT "Diametro del tunel (m) ", USING "### ##", Dt
LOCATE 18, 18 PRINT "Tipo de pozo ", IF TPOZO = 1 THEN PRINT "simple" ELSE PRINT "con orificio"
LOCATE 19, 18 PRINT "Diametro del pozo (m) ", USING "### ##", Dp
LOCATE 20, 18 IF TPOZO = 2 THEN PRINT "Diametro del orificio (m) ", USING "### ##", Dd
LOCATE 25, 18 PRINT "Presione cualquier tecla para volver al menú"
SLEEP
END SUB

SUB PCIERRE
H = 1 CALL CUADRO3
LOCATE 8, 27 PRINT "MANIOBRA DE CIERRE AL NAMO"
LOCATE 9, 30 PRINT "Oscilaciones máximas"
LOCATE 12, 28 PRINT "t (s)"
LOCATE 12, 41 PRINT "Elev (msnm)"
L = 0 FOR C = 1 TO 19 STEP 2
IF TE(C) = 0 THEN GOTO A
LOCATE L + 16, 27 PRINT USING "### ##", TE(C)
LOCATE L + 16, 43 PRINT USING "### ##", ZE(C)
L = L + 1
NEXT C
A SLEEP
H = 2 CALL CUADRO3
LOCATE 8, 27 PRINT "MANIOBRA DE CIERRE AL NAMO"
LOCATE 9, 30 PRINT "Oscilaciones máximas"
LOCATE 12, 28 PRINT "t (s)"
LOCATE 12, 41 PRINT "Elev (msnm)"
L = 0
FOR C = 2 TO 20 STEP 2
IF TE(C) = 0 THEN GOTO B
LOCATE L + 16, 27 PRINT USING "### ##", TE(C)
LOCATE L + 16, 43 PRINT USING "### ##", ZE(C)
L = L + 1
NEXT C
B SLEEP END SUB

SUB PAPERTURA
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 23 PRINT "MANIOBRA DE APERTURA AL NAMINO"
LOCATE 14, 18 PRINT "La oscilacion mínima se presenta a los", TMIN, "s"
LOCATE 15, 18 PRINT "Elev (msnm) =", ZMIN
IF Z1 <> Z2 THEN
LOCATE 17, 18 PRINT "Para Ts =", Ts, "s, aún no se presenta el flujo"
LOCATE 18, 18 PRINT "permanente Elev (msnm) =", USING "### ##", ZNP

```

```

GOTO C
END IF
LOCATE 17, 18 PRINT "El nivel de flujo establecido ( estado "
LOCATE 18, 18 PRINT "permanente ) se presenta a los", TP, "s"
LOCATE 19, 18 PRINT "Elev (msnm) = ", USING "#### #", ZP
C LOCATE 25, 18 PRINT "Presione cualquier tecla para volver al menu"
SLEEP
END SUB

SUB PSFRICC
CALL CUADRO1
LOCATE 9, 15 PRINT "SISTEMA NO AMORTIGUADO (sin friccion, pozo simple)"
LOCATE 14, 18 PRINT "Periodo (s) = ", USING "#### #", PER
LOCATE 15, 18 PRINT "Amplitud (m) = ", USING "#### #", AMPL
LOCATE 16, 18 PRINT "Elevacion maxima (msnm) = ", USING "#### #", NAMO + AMPL
LOCATE 17, 18 PRINT "Elevacion minima (msnm) = ", USING "#### #", NAMINO - AMPL
LOCATE 25, 18 PRINT "Presione cualquier tecla para volver al menu"
SLEEP
END SUB

SUB RESULT
LPRINT "-----"
LPRINT "      Analisis hidraulico de pozos de oscilacion      "
LPRINT "              U N A M              "
LPRINT "-----"
LPRINT " "
LPRINT "DATOS DEL PROYECTO"
LPRINT "Nombre ", P$
LPRINT "Gasto (m3/s) ", USING "#### #", Qo
LPRINT "Longitud del túnel (Km) ", USING "#### #", Lt / 1000
LPRINT "Diametro del túnel (m) ", USING "#### #", Dt
LPRINT "Tipo de pozo ", IF TPOZO = 1 THEN LPRINT "simple" ELSE LPRINT "con orificio"
LPRINT "Diámetro del pozo (m) " USING "#### #", Dp
IF TPOZO = 2 THEN LPRINT "Diametro del orificio (m) ". USING "#### #", Dd
LPRINT " "
LPRINT "MANIOBRA DE CIERRE AL NAMO"
LPRINT "Oscilaciones maximas"
LPRINT "-----"
LPRINT "t (s)", SPC(8), "Elev (msnm)"
LPRINT "-----"
FOR C = 1 TO 19 STEP 2
  IF TE(C) = 0 THEN GOTO Z
  LPRINT USING "#### #", TE(C), SPC(6), ZE(C)
NEXT C
Z LPRINT "-----"
LPRINT " "
LPRINT "Oscilaciones minimas"
LPRINT "-----"
LPRINT "t (s)", SPC(8), "Elev (msnm)"
LPRINT "-----"
FOR C = 2 TO 20 STEP 2
  IF TE(C) = 0 THEN GOTO ZZ
  LPRINT USING "#### #", TE(C), SPC(6), ZE(C)
NEXT C
ZZ LPRINT "-----"
LPRINT " "
LPRINT "MANIOBRA DE APERTURA AL NAMINO"
LPRINT "La oscilacion minima se presenta a los", TMIN, "seg"
LPRINT "Elev (msnm) = ", ZNMIN
IF Z1 <> Z2 THEN
  LPRINT "Para Ts = ", Ts, "seg, aún no se presenta el flujo permanente"
  LPRINT "Elev (msnm) = ", USING "#### #", ZNP
  GOTO ZZZ
END IF
LPRINT "El nivel de flujo establecido (estado permanente) se presenta a los", TP, "s"
LPRINT "Elev (msnm) = ", USING "#### #", ZP
ZZZ LPRINT " "
LPRINT "SISTEMA NO AMORTIGUADO"
LPRINT "Periodo (s) = ", USING "#### #", PER
LPRINT "Semi-amplitud (m) = ", USING "#### #", AMPL
LPRINT "Elevacion maxima (msnm) = ", USING "#### #", NAMO - AMPL
LPRINT "Elevacion minima (msnm) = ", USING "#### #", NAMINO - AMPL
END SUB

```

```

SUB CUADRO1
CLS LINE (5, 5)-(630, 60), 15, B
PAINT (15, 15), 1, 15
LINE (5, 80)-(630, 470), 15, B
PAINT (15, 100), 8, 15
LINE (72, 120)-(552, 150), 15, B
PAINT (312, 150), 7, 15
LINE (112, 190)-(512, 430), 15, B
PAINT (312, 200), 7, 15
LINE (122, 370)-(502, 410), 15, B
LOCATE 2, 20 PRINT "Análisis hidraulico de pozos de oscilacion"
LOCATE 3, 36 PRINT "U N A M "
END SUB

```

ESTE SISTEMA NO DEBE SER MODIFICADO

SUB CUADRO2

```
CLS LINE (5, 5)-(630, 60), 15 B
PAINT (15, 15), 1, 15
LINE (5, 80)-(630, 460), 15, B
PAINT (15, 100), 8, '5
LINE (123, 120)-(512, 150), 15, B
PAINT (312, 130), 7, 15
LINE (50, 190)-(585, 430), 15, B
PAINT (3'2, 200) 7, 15
LINE (90, 220)-(545, 360), 15, B
LINE (90, 370)-(545, 410), 15, B
LINE (450, 375)-(450, 405) 15
LINE (451, 376)-(451, 404), 15
LINE (450, 375)-(500, 375), 15
LINE (451, 376)-(499, 376) 15
LINE (450, 405)-(500, 405), 0
LINE (451, 404)-(499, 404) 0
LINE (500, 375)-(500, 405), 0
LINE (499, 376)-(499, 404), 0
LOCATE 2, 20 PRINT "Análisis hidráulico de pozos de oscilacion"
LOCATE 3, 36 PRINT "U N A M "
END SUB
```

SUB CUADRO3

```
CLS LINE (5, 5)-(630, 60), 15 B
PAINT (15, 15), 1, 15
LINE (5, 80)-(630, 470), 15 B
PAINT (15, 100), 8, 15
LINE (72, '00)-(552, 150), 15, B
LINE (190, 170)-(280, 200), 15, B
LINE (310, 170)-(430, 200), 15, B
LINE (190, 220)-(280, 400), 15, B
LINE (310, 220)-(430, 400), 15, B
PAINT (300, 300), 7, 15
LINE (82, 410)-(542, 438), 15, B
LOCATE 2, 20 PRINT "Análisis hidráulico de pozos de oscilacion"
LOCATE 3, 36 PRINT "U N A M "
IF H = 1 THEN
    LOCATE 27, 14 PRINT "Presione cualquier tecla ver las oscilaciones minimas"
ELSE
    LOCATE 27, 18 PRINT "Presione cualquier tecla para volver al menu"
END IF
END SUB
```

SUB CUADROE

```
CLS LINE (120, 200)-(500, 260), 15, B
END SUB
```

ANEXO B

B.1 FORMULACIÓN DEL MÉTODO DEL SEGUNDO MOMENTO ESTADÍSTICO.

El cálculo de la probabilidad de seguridad, o probabilidad de falla de un sistema de ingeniería, requiere del conocimiento de las funciones de distribución de probabilidad de las variables que intervienen en el diseño. En la práctica, esta información no está disponible o es difícil de obtener debido a la insuficiencia de datos (Ang, Tang; 1984).

Frecuentemente, los datos disponibles pueden ser solamente suficientes para evaluar el primero y segundo momentos; es decir los valores medios y las desviaciones estándar de las respectivas variables.

Con la aproximación del método del segundo momento, (Cornell, 1969; Ang y Cornell, 1974) la confiabilidad puede estimarse a partir de los momentos citados de las variables de diseño, encontrando con ello un parámetro adimensional de confiabilidad β . A continuación se exponen las bases teóricas del método.

En primer término es necesario definir una función de comportamiento que modele la situación del problema, definida por un vector que agrupe las variables de diseño X_i ($i=1,2,3,\dots,n$), dada por:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (B.1)$$

A partir de la cual, se definen tres posibles estados del sistema: seguro ($g > 0$), límite ($g = 0$) y de falla ($g < 0$). El estado límite se representa geoméricamente por la ecuación (B.1) igualada a cero, geoméricamente representa una superficie de n dimensiones llamada superficie de falla, un lado de la misma corresponde a el estado de seguridad y el otro al de falla (figura B.1).

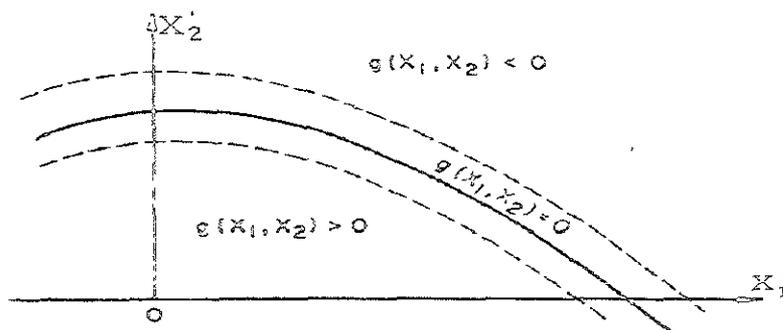


Figura B.1. Estados seguros y de falla en el espacio de las variables estandarizadas

Si fuera posible conocer la función de densidad de probabilidad $f_x(x)$ del vector de las variables de diseño, la probabilidad del estado seguro (P_s) y de falla (P_f), quedarían representadas por los siguientes espacios n-dimensionales:

$$P_s = \int_{g(x) > 0} f_x(x) dx \quad (B.2)$$

$$P_f = \int_{g(x) < 0} f_x(x) dx \quad (B.3)$$

La determinación de estos espacios, difícilmente se consigue, debido a que en la mayoría de los casos se desconocen las funciones. Con el método, las variables de diseño, se estandarizan a partir de su media (μ) y desviación estándar (σ):

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (B.4)$$

En donde las variables estandarizadas (X'_i) tienen la característica de tener una media cero y varianza unitaria. Los estados seguros y de falla se representan también en el espacio de las variables estandarizadas, por lo que la ecuación del estado límite correspondiente resulta:

$$g(\sigma_{x_1} X'_1 + \mu_{x_1}, \dots, \sigma_{x_n} X'_n + \mu_{x_n}) = 0 \quad (B.5)$$

La distancia mínima entre la superficie de falla y el origen de las variables estandarizadas representa el punto más probable de falla y es un parámetro que indica la confiabilidad del sistema.

En forma arbitraria se elige un punto $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ sobre la superficie de falla $g(x) = 0$, obviamente su distancia al origen esta dada por:

$$D = \sqrt{(X'_1)^2 + (X'_2)^2 + \dots + (X'_n)^2} \quad (B.6)$$

Tomemos ahora el punto $X'_* = (X'_1^*, X'_2^*, \dots, X'_n^*)$ como el punto más probable de falla, cuya distancia al origen es la mínima respecto a otros puntos sobre la superficie. Su ubicación se determina minimizando la ecuación (B.6) sujeta a la ecuación (B.5) Para este propósito se emplea el método de los multiplicadores de Lagrange:

$$L = D + \lambda g(x) \quad (B.7)$$

Introduciendo el vector gradiente, dado por:

$$\mathbb{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial X_1}, \frac{\partial g}{\partial X_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X_n} \right) \quad (\text{B.8})$$

Despejando X_i de la ecuación (B.4) y derivando con respecto a X_i' , cada componente del vector anterior es evaluado de la siguiente forma:

$$\frac{\partial g}{\partial X_i'} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X_i'} = \sigma_{.i} \frac{\partial g}{\partial X_i'} \quad (\text{B.9})$$

Si G^* es el vector gradiente evaluado en el punto más probable de falla, se obtiene $D_{\min} = \beta$ (Ang y Tang, 1984), que en forma vectorial se expresa como:

$$\beta = -\frac{GX^*}{\sqrt{GG}} \quad (\text{B.10})$$

Mientras que su representación escalar es:

$$\beta = \frac{\sum_i X_i^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2}} \quad (\text{B.11})$$

Ahora, el punto más probable sobre la superficie de falla se expresa en forma vectorial y escalar respectivamente, como:

$$X^{**} = -\frac{G^*}{\sqrt{G^*G^*}} \beta \quad (\text{B.12})$$

$$X_i^{**} = -\alpha_i^* \beta, \quad \alpha_i^* = \frac{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2}} \quad (\text{B.13, B.14})$$

α_i^* representa geoméricamente la dirección de los cosenos directores a lo largo de los ejes X_i' y esta dado por la expresión (B.14).

Por otro lado, el punto más probable de falla en el espacio de las variables no estandarizadas resulta:

$$X_i^* = \mu_{vi} + \sigma_{vi} X_i^* \quad (\text{B.15})$$

Sustituyendo en la expresión anterior la ecuación (B.13) se obtiene:

$$X_i^* = \mu_{xi} - \alpha_i \sigma_{vi} \beta \quad (\text{B.16})$$

Que es la solución de la ecuación del estado límite:

$$g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (\text{B.17})$$

Finalmente, en el caso de variables normales no correlacionadas, el cálculo de la probabilidad de que se presente el estado seguro (P_s) esta dado por:

$$P_s = \Phi(\beta) \quad (\text{B.18})$$

Φ representa la función de distribución de probabilidad. Si las variables se ajustan a una distribución de probabilidad normal, $\Phi(x)$ esta dado por la siguiente expresión, donde Ψ es una variable de integración auxiliar:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\Psi^2\right) d\Psi \quad (\text{B.19})$$

Dado que P_s y la probabilidad de falla (P_f) son dos eventos independientes y mutuamente excluyentes, P_f está dado por la siguiente expresión:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (\text{B.20})$$

B.1.1 funciones de comportamiento lineales.

Ciertos aspectos de este tipo de funciones constituyen las bases para realizar una aproximación a las funciones de comportamiento no lineales.

Una función de comportamiento lineal se representa como:

$$g(X) = a_0 + \sum_i a_i X_i \quad (B.21)$$

donde a_0 y a_i son constantes. Por lo tanto, la correspondiente ecuación del estado límite en términos de las variables estandarizadas es:

$$a_0 + \sum_i a_i (\sigma_{xi} X_i^* + \mu_{xi} X_i) = 0 \quad (B.22)$$

En tres dimensiones ($i=3$) la ecuación anterior representa una superficie plana (figura B.2) en el espacio de las variables X_1' , X_2' , X_3' , cuya ecuación es:

$$a_0 + a_1(\sigma_{x1} X_1^* + \mu_{x1} X_1) + a_2(\sigma_{x2} X_2^* + \mu_{x2} X_2) + a_3(\sigma_{x3} X_3^* + \mu_{x3} X_3) = 0 \quad (B.23)$$

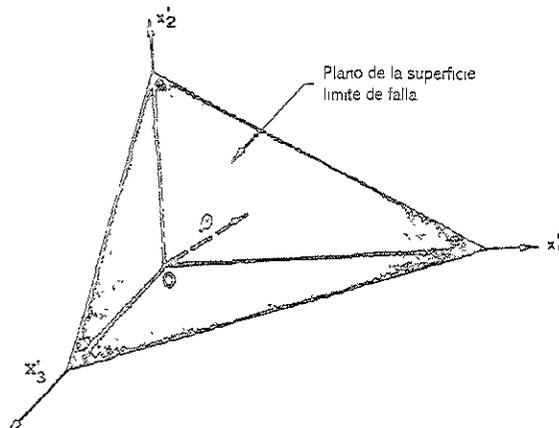


Figura B.2 Superficie del estado límite en el espacio tridimensional

Finalmente, la distancia al plano de falla se obtiene de la ecuación (B.11):

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_i a_i \mu_{xi}}{\sqrt{\sum_i (a_i \sigma_{xi})^2}} \quad (B.24)$$

B.1.2 funciones de comportamiento no lineales.

En este caso, no existe una distancia única de la superficie de falla al origen de las variables estandarizadas. El plano tangente a la superficie de falla en X_1^* (figura B.3) puede ser usado para aproximar la superficie de falla y así evaluar las funciones de comportamiento.

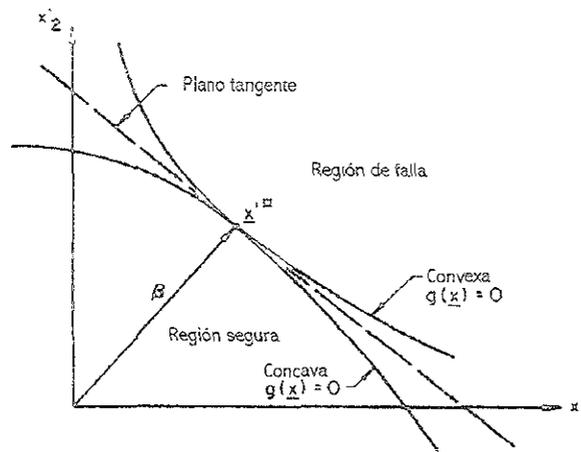


Figura B.3. Plano tangente a $g(X)=0$ en X^*

Rackwitz (1976), propone un algoritmo numérico para este tipo de funciones; en el cual, dado que el punto de tangencia no se conoce a priori, se propone un punto arbitrario y se obtiene un valor de β , posteriormente se reevalúan las funciones y se obtiene otro punto más aproximado al anterior, de esta manera se obtiene un nuevo valor de β , el proceso continúa hasta obtener una convergencia satisfactoria.

B.2 MÉTODO DE LA MÁXIMA VEROSIMILITUD.

Una distribución de probabilidad es una función que representa la posibilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Una forma eficaz de llevar a cabo un ajuste de probabilidad es aplicando el método de la máxima verosimilitud, desarrollado por R. A. Fisher (1922).

Considera que el mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad debe ser el valor que maximice la verosimilitud o probabilidad de ocurrencia de la muestra observada.

Supóngase que el espacio muestral se divide en intervalos de longitud dx y se toma una muestra de observaciones independientes e idénticamente distribuidas x_1, x_2, \dots, x_n .

El valor de la densidad de probabilidad para una variable discreta $X=x_i$ es $f(x_i)dx$. Debido a que las observaciones son independientes, su probabilidad de ocurrencia conjunta esta dada por siguiente producto:

$$f(x_1)dx \cdot f(x_2)dx \dots f(x_n)dx = \left[\prod_{i=1}^n f(x_i) \right] dx \quad (B.25)$$

Puesto que el tamaño del intervalo dx es fijo, el maximizar la probabilidad conjunta de la muestra observada es equivalente a maximizar la *función de verosimilitud*:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (B.26)$$

Debido a que muchas funciones de densidad de probabilidad son exponenciales, algunas veces es conveniente trabajar con la función logaritmo de la verosimilitud:

$$\ln L = \prod_{i=1}^n \ln [f(x_i)] \quad (B.27)$$

El método de la máxima verosimilitud teóricamente es el más correcto para ajustar distribuciones de probabilidad a información en el sentido de que produce los estimadores de los parámetros más eficientes, aquellos que estiman los parámetros de la población con los menores errores promedio.

B.2.1 Prueba de la bondad del ajuste.

La bondad del ajuste de una distribución de probabilidad puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada. En el caso de la función de frecuencia relativa se utiliza la prueba χ^2 . El valor muestral de la frecuencia relativa del intervalo i es $f_s(x_i) = n_i/n$; mientras que el valor teórico es $p(x_i) = F(x_i) - F(x_{i-1})$. La prueba estadística aplicada a m intervalos esta dada por:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^m \frac{n_i [f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)} \quad (\text{B.28})$$

Debe notarse que $nf_s(x_i) = n_i$, es el número de ocurrencias observadas en el intervalo i , y $np(x_i)$ es el correspondiente número esperado de ocurrencias en ese mismo intervalo.

Para describir la prueba, debe definirse la distribución de probabilidad χ^2 . Una distribución χ^2 con ν grados de libertad es la distribución para la suma de los cuadrados de ν variables aleatorias normales estándar independientes z_i ; esta suma es la variable aleatoria:

$$\chi_\nu^2 = \sum_{i=1}^{\nu} z_i^2 \quad (\text{B.29})$$

En la prueba χ^2 , $\nu = m - p - 1$, donde m es el número de intervalos y p es el número de parámetros utilizados en el ajuste de la distribución propuesta.

Se escoge un nivel de confianza para la prueba; este usualmente se expresa como $1 - \alpha$, donde α se conoce como el nivel de significancia. Un valor común para el nivel de confianza es del 95%. La hipótesis nula para la prueba significa que la distribución de probabilidad analizada se ajusta adecuadamente a una distribución normal.

Esta hipótesis se rechaza (es decir, el ajuste se considera como inadecuado) si el valor de χ_c^2 es mayor que un valor límite $\chi_{\nu, 1-\alpha}^2$, determinado de la distribución χ^2 con ν grados de libertad como el valor que tiene una probabilidad acumulada de $1 - \alpha$.

B.3 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD NORMAL.

La distribución normal estándar o gaussiana, tiene la siguiente función de densidad de probabilidad para una variable estandarizada z :

$$f(z) = \frac{\exp^{-\frac{1}{2}z^2}}{\sqrt{2\pi}}, \quad -\infty < z < \infty \quad (\text{B.30})$$

La cual se encuentra graficada en la figura (B.4).

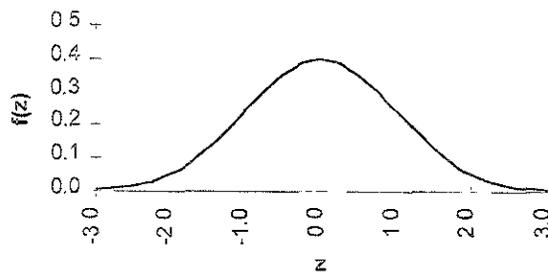


Figura B.4 Función de densidad de probabilidad para la distribución normal ($\mu = 0, \sigma = 1$)

La correspondiente función de distribución de probabilidad esta dada por la ecuación (B.19).

donde. La integral no tiene solución analítica, existen numerosas aproximaciones, una de ellas se calcula con el siguiente polinomio, el cual resulta adecuado por su facilidad de cálculo y exactitud (Abramovitz y Stegun, 1965):

$$B = \frac{1}{2} \left[1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4 \right]^{-4} \quad (\text{B.31})$$

donde $|z|$ es el valor absoluto de z y la distribución normal tiene los siguientes valores:

$$\Phi(z) = B \quad \forall \quad z < 0 \quad (\text{B.32a})$$

$$\Phi(z) = 1 - B \quad \forall \quad z \geq 0 \quad (\text{B.32b})$$

B.4 DISTRIBUCIÓN NORMAL EQUIVALENTE.

Si las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n no se ajustan a una distribución gaussiana, las probabilidades P_f o P_s pueden ser evaluadas con las ecuaciones (B.2) y (B.3), en cuyo caso, la integración numérica será necesaria.

Sin embargo, P_f puede ser también ser evaluada usando distribuciones normales equivalentes (Paloheimo, 1974; Rackwitz, 1976). Teóricamente, tales distribuciones normales equivalentes se obtienen con la transformación de Rosenblatt (1952).

Para una variable individual, la distribución normal equivalente de una variable no-normal, se obtiene de tal manera que la probabilidad acumulada y la ordenada de la densidad de probabilidad de la distribución normal equivalente sean iguales a las correspondientes de la distribución no-normal en un punto x_i^* sobre la superficie de falla.

Lo anterior, se logra igualando las probabilidades acumuladas en el punto de falla x_i^* :

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = F_{xi}(x_i^*) \quad (B.33)$$

donde:

$\mu_{xi}^N, \sigma_{xi}^N$ = La media y desviación estándar equivalentes, respectivamente, de la distribución normal de X_i .

$F_{xi}(x_i^*)$ = La función de distribución de probabilidad acumulada de X_i evaluada en x_i^* .

$\Phi(-)$ = La función de distribución de probabilidad acumulada de la distribución normal estandard.

De la ecuación anterior se obtiene:

$$\mu_{xi}^N = x_i^* - \sigma_{xi}^N \Phi^{-1}\left[F_{xi}(x_i^*)\right] \quad (B.34)$$

Ahora, igualando las correspondientes ordenadas de densidad de probabilidad en x_i^* :

$$\frac{1}{\sigma_{x_i}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{x_i}^N}{\sigma_{x_i}^N}\right) = f_{x_i}(x_i^*) \quad (\text{B.35})$$

donde $\phi()$ es la función de distribución de probabilidad de la distribución normal estándar, de la última expresión se llega a:

$$\sigma_{x_i}^N = \frac{\phi\left\{\Phi^{-1}\left[F_{x_i}(x_i^*)\right]\right\}}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (\text{B.36})$$

En el caso de funciones de comportamiento lineal, el punto sobre la superficie de falla está dado por la ecuación (B.13), donde la dirección de los cosenos directores α_i son:

$$\alpha_i = \frac{a_i}{\sqrt{\sum_i a_i^2}} \quad (\text{B.37})$$

De acuerdo con la ecuación (B.24) el índice de seguridad es:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_i a_i \mu_{x_i}^N}{\sqrt{\sum_i (a_i \sigma_{x_i}^N)^2}} \quad (\text{B.38})$$

Por lo que el punto de falla es:

$$x_i^* = \mu_{x_i}^N + \sigma_{x_i}^N x_i^{**} = \mu_{x_i}^N - \alpha_i \beta \sigma_{x_i}^N \quad (\text{B.39})$$

La metodología que emplea con el enfoque probabilístico, permite a partir de un cierto comportamiento histórico, determinar los niveles permisibles asociados con el riesgo de falla respectivo, empleando distribuciones de probabilidad normales equivalentes, en aquellos casos donde las distribuciones dadas no tienen un comportamiento gaussiano.

B.4.1 La transformación de Rosenblatt.

Básicamente consiste en la transformación de un grupo general de variables aleatorias correlacionadas en un grupo equivalente de variables gaussianas. Supongamos un grupo de n variables aleatorias $\mathbf{X}=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ con una distribución de probabilidad acumulada $F_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$. Un grupo de variables normales estadísticamente independientes $\mathbf{U}=(U_1, U_2, \dots, U_n)$ se obtiene de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \Phi(u_1) &= F_1(x_1) \\ \Phi(u_2) &= F_2(x_2, x_1) \\ &\circ \quad \circ \\ &\circ \quad \circ \\ &\circ \quad \circ \\ \Phi(u_n) &= F_n(x_n, x_1, \dots, x_{n-1}) \end{aligned} \tag{B.40}$$

Invirtiendo las ecuaciones anteriores en forma sucesiva, se obtienen las variables normales deseadas:

$$\begin{aligned} u_1 &= \Phi^{-1}[F_1(x_1)] \\ u_2 &= \Phi^{-1}[F_2(x_2, x_1)] \\ &\circ \quad \circ \\ &\circ \quad \circ \\ &\circ \quad \circ \\ u_n &= \Phi^{-1}[F_n(x_n, x_1, \dots, x_{n-1})] \end{aligned} \tag{B.41}$$

El grupo de ecuaciones anteriores constituyen la transformación de Rosenblatt. La condición dada en la transformación anterior se obtiene a continuación, dado que:

$$f(x, x_1, \dots, x_{i-1}) = \frac{f(x_1, \dots, x_i)}{f(x_1, \dots, x_{i-1})} \tag{B.42}$$

Finalmente, la distribución de probabilidad acumulada se obtiene a continuación:

$$F(x, x_1, \dots, x_{i-1}) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x_1, \dots, x_i) ds_i \tag{B.43}$$

BIBLIOGRAFIA

- Abramovitz M., Stegun A., HANDBOOK OF MATHEMATICAL FUNCTIONS, Dover, New York, p. 932, 1965.
- Ang Alfredo H-S., Cornell C.A., "RELIABILITY BASES OF STRUCTURAL SAFETY AND DESIGN", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST9, september 1974, pp. 1755-1769.
- Ang A. H-S., Tang Wilson H., PROBABILITY CONCEPTS IN ENGINEERING PLANNING AND DESIGN, Volume II, Decision, Risk and Reliability, John Wiley Sons, New York, 1984
- Berezowsky Verduzco M., Ramírez León H., CAMARAS DE OSCILACION ANALISIS Y DISEÑO HIDRAULICO, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., May. 1988.
- Boyce W., Di Prima R., ECUACIONES DIFERENCIALES Y PROBLEMAS CON VALORES DE FRONTERA, Ed. Limusa, México, D.F.
- Calame J., Gaden D. THEORIE DES CHAMBRES D'EQUILIBRE, Gauthier Villars, París (1926)
- Comisión del Papaloapán, SARH, PRESA PRESIDENTE ALEMAN, México, D.F., 1962.
- Comisión Nacional del Agua, PRESAS DE MEXICO, Vol. III, México, D.F., 1993.
- Comisión Nacional del Agua, Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, SISTEMA CUTZAMALA, AGUA PARA MILLONES DE MEXICANOS, México, D.F., 1997.
- Comisión Federal de Electricidad, ESTUDIO PARA OPTIMIZAR NIVELES Y POLITICA DE OPERACIÓN EN LA CENTRAL HIDROELECTRICA MIGUEL HIDALGO, México D.F., septiembre 1997.
- Comisión Federal de Electricidad, PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA, INFORMACION GENERAL, México D.F., 1990.
- Comisión Federal de Electricidad, PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMPAPAN, HGO., DESCRIPCION Y DATOS GENERALES, México D.F., 1995.
- Chaudry Hanif M., APPLIED HYDRAULIC TRANSIENTS, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York N.Y., 1987.

- Chow V.T., APPLIED HIDROLOGY, Mc.GRAW-HILL, Illinois, E.U.A., 1986
- Cornell C.A., "STRUCTURAL SAFETY SPECIFICATION BASED ON SECOND-MOMENT RELIABILITY", Sym. Int. Assoc. of Bridge and Struct. Engr., Londres, 1969.
- De Loera de H., Arellano G., "APLICACIONES Y TENDENCIAS DE LOS ANALISIS PROBABILISTICOS DE RIESGOS", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Boletín IIE, julio-agosto, 1997, Vol. 21, Núm. 4, pp. 155-161, Temixco, Mor., México.
- Díaz, S., Sosa, R., GOLPE DE ARIETE, Cap. A.2.6, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E., México, D.F., 1982.
- Fisher R.A., THE MATHEMATICAL FOUNDATIONS OF THEORETICAL STATICS, Trans. R. Soc. London A., vol. 222, pp. 309-368, 1922.
- Frank, J. Shüller, J. (1938), SCHWINGUNGEN IN DEN ZULEITUNGS-UND ABLEITUNGS-KÄNALEN VON WASSERKRAFTANLAGEN, SPRINGER, Berlín.
- Freudenthal A.M., "THE SAFETY OF STRUCTURES", ASCE Transactions, Vol. 112, 1947, pp. 125-159.
- Gardea Villegas H., APROVECHAMIENTOS HIDROELECTRICOS Y DE BOMBEO, Ed. Trillas, México D.F., 1992.
- Gracia S.J., GENERACION SINTETICA DE INDICES DE EROSIIVIDAD PARA EL CALCULO DE LA PERDIDA DEL SUELO, CENAPRED, RH/03/94, México, D.F., 1994.
- Jaeger Ch., "A REVIEW OF SURGE TANK STABILITY CRITERIA", Journal Basic Engineering, pp. 765-775, ASME, E.U.A., 1960.
- Kollgaard E., Chadwick W., DEVELOPMENT OF DAM ENGINEERING IN THE UNITED STATES, United States Committee of The International Commission of Large Dams, Pergamon Press, New York, U.S.A., 1988.
- Mancebo del Castillo, U., TEORIA DEL GOLPE DE ARIETE Y SUS APLICACIONES EN INGENIERIA HIDRAULICA, Ed. Limusa, México D.F., 1987.
- Marengo Mogollón, H., ANALISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO, Tesis doctoral, U.N.A.M., Ciudad Universitaria, D.F., 1994.

- Marengo Mogollón, H. "ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS, ESTADÍSTICAS Y PARÁMETROS DE REFERENCIA", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XI, Núm. 2, págs.65-77, CIVAC, Mor., 1996.
- Marengo Mogollón, H. "CONSIDERACIONES ACERCA DE LA SEGURIDAD DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO (CON ÉNFASIS ANTE AVENIDAS DE DISEÑO)", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XIII, Núm. 1, págs.61-75, CIVAC, Mor., 1998.
- Maza Alvarez, J.A., Franco, V., MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, A.2.15 TÉCNICAS EXPERIMENTALES, C.F.E.-I.I.E., México D.F., 1983.
- Mosonyi E. y Seth H.B.S., "THE SURGE TANK -A DEVICE FOR CONTROLLING WATER HAMMER", Water Power and Dam Construction, pp. 69-74, pp. 119-123, U.S.A., Feb. y Mar. 1975.
- Ochoa Alejo, L., MODELACION DE AIRE ATRAPADO EN FLUJO DE AIRE EN CONDUCTOS, Tesis de Investigación Doctoral (Avance), U.N.A.M., Campus Morelos, abril 2000.
- Paloheimo E., y Hannus H., "STRUCTURAL DESIGN BASED ON WEIGHTED FRACTILES", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 100, ST7, 1974.
- Ramírez H. y Berezowsky M., "COMPARACION NUMERICA DE LAS OSCILACIONES EN UNA CAMARA DE OSCILACION CON Y SIN INCLUIR EL TERMINO DE LA INERCIA DE LA MASA DE AGUA EN LA CAMARA", Memorias del IX Congreso Nacional de Hidráulica, Vol. 3, pp. 235-244, Querétaro, Qro.,1986.
- Rackwitz R., "PRACTICAL PROBABILISTIC APPROACH TO DESIGN", Bulletin 112, Comité European du Béton, Paris, France, 1976.
- Rosenblatt M., "REMARKS ON A MULTIVARIATE TRANSFORMATION", Annals of Mathematics and Statistics, Vol. 23, No. 3, 1952.
- Sánchez J.L., Carmona B., Domínguez R., Fuentes O. A., APLICACIONES DE ANÁLISIS ESTOCÁSTICO A PROBLEMAS HIDRÁULICOS, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., D-34, México D.F., 1993.
- Sánchez J.L., Gracia J., Fuentes O. A., "RELIABILITY IN THE DESIGN OF SURGE TANKS ", International Water Power and Dam Construction, may 1994.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, PRESAS DE MEXICO, Tomos I y II, México, D.F., 1969.