



300615  
1  
**UNIVERSIDAD LA SALLE**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA**  
**INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

**“ANÁLISIS DE LAS PRESIONES DEL AGUA EN EL NÚCLEO  
IMPERMEABLE DE LA PRESA FALCÓN, TAMAULIPAS.”**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA  
GERARDO FRANCISCO HERNÁNDEZ ROMERO**

**ASESOR DE TESIS  
ING. JESÚS GALLEGOS SILVA**

**MÉXICO, D.F.**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Adjunto a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a través de un formato electrónico e impreso el contenido de este trabajo profesional.

NOMBRE: GERARDO FRANCISCO

HERNÁNDEZ ROMERO

FECHA: 3/OCT/2003

FIRMA: [Signature]

**2003**

**2**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**TESIS  
CON  
FALLA DE  
ORIGEN**



# UNIVERSIDAD LA SALLE

Al Pasante Señor:

**Gerardo Francisco Hernández Romero**

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso como Asesor de Tesis el Ing. Jesús Gallegos Silva, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

## **“ANÁLISIS DE LAS PRESIONES DEL AGUA EN EL NÚCLEO IMPERMEABLE DE LA PRESA FALCON, TAMAULIPAS”**

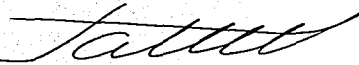
con el siguiente índice:

<b>CAPITULO 1</b>	<b>INTRODUCCION</b>
<b>CAPITULO 2</b>	<b>GENERALIDADES</b>
<b>CAPITULO 3</b>	<b>PROYECTO DE LA SECCION</b>
<b>CAPITULO 4</b>	<b>FLUJO DE AGUA</b>
<b>CAPITULO 5</b>	<b>INSTRUMENTACION</b>
	<b>OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS</b>
	<b>CONCLUSIONES</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA</b>

Ruego a ustedes tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

**A T E N T A M E N T E**  
**“INDIVISA MANENT”**  
**ESCUELA DE INGENIERIA**  
**México, D.F., a 25 de agosto de 2003**

  
ING. JESÚS GALLEGOS SILVA  
ASESOR DE TESIS

  
ING. JOSÉ ANTONIO TORRES HERNÁNDEZ  
DIRECTOR

**Dedico este trabajo a todos  
los que integran mi familia.**

**Gracias por todo su apoyo.**

**Agradezco a la desaparecida Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental de la otrora Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, las facilidades brindadas para disponer de la información relativa a la presa Falcón, en especial al Ing. Gustavo Pérez Sánchez y al Ing. Guillermo García Malo.**

**Gracias al Ing. Jesús Gallegos Silva e Ing. Raúl Ramírez de la Torre por su apoyo para lograr finalmente este objetivo.**

**Un agradecimiento muy especial al Ing. Raúl Aburto S. (q.e.p.d.) por su incondicional apoyo y desinterés.**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# Í N D I C E

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>6</b>
<b>CAPÍTULO 1. GENERALIDADES</b>	<b>8</b>
1.1. Presas.....	10
1.2. Antecedentes.....	12
1.3. Datos generales de la presa.....	14
<b>CAPÍTULO 2. PROYECTO DE LA SECCIÓN</b>	<b>26</b>
2.1. Propiedades físicas de la cimentación y de los materiales de construcción.....	27
2.1.1. Propiedades de la cimentación.....	28
2.1.2. Propiedades de los materiales de la cortina.....	29
2.2. Diseño de la sección.....	31
<b>CAPÍTULO 3. FLUJO DE AGUA</b>	<b>33</b>
3.1. Flujo de agua en suelos.....	34
3.1.1. Ley de Darcy.....	36
3.1.2. Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua en suelos.....	41
3.1.3. Métodos de solución para el flujo de agua en suelos.....	46
3.2. Teoría de las redes de flujo.....	48
3.2.1. Trazo de la red de flujo.....	51
3.2.2. Teoría de la sección transformada.....	54
3.2.3. Determinación de la carga de presión a partir de las redes de flujo.....	57
<b>CAPÍTULO 4. INSTRUMENTACIÓN</b>	<b>60</b>
4.1. Instrumentación de la cortina.....	62
4.2. Descripción de los piezómetros.....	66
<b>CAPÍTULO 5. OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>71</b>
5.1. Análisis teórico.....	72
5.2. Comportamiento piezométrico observado.....	86
5.3. Análisis comparativo.....	90
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>98</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>103</b>

## INTRODUCCIÓN

En cualquier obra de ingeniería civil el agua y el suelo representan un factor de suma importancia, ya que este último constituye el elemento de soporte para las estructuras, además de que se emplea como material de construcción en las mismas y en muchas ocasiones la presencia del agua es una constante. Por tal razón, es que se ha planteado la necesidad de conocer las propiedades y el comportamiento de estos elementos, a fin de proyectar y construir obras que sean tanto seguras como económicas.

En el diseño de una presa de tierra y enrocamiento, se requiere de la aplicación sistemática de los criterios establecidos por la mecánica de suelos. Las bases que sustentan a dichos criterios, han sido obtenidas a partir de hipótesis empíricas que, mediante el desarrollo de teorías matemáticas, permiten representar los fenómenos físicos que intervienen en este tipo de estructuras. Tales hipótesis pueden ir modificándose de acuerdo a la base experimental de cada caso en particular, con la información proporcionada por el instrumental de medición contenido en una presa.

El objeto de esta tesis, consiste en realizar un análisis comparativo de las presiones del agua dentro del material impermeable de la presa Falcón, Tamaulipas, entre los datos que arrojan los piezómetros instalados en la misma y los resultados obtenidos con el análisis teórico del flujo de agua en suelos (redes de flujo); determinando para este caso en particular, las diferencias o similitudes surgidas entre la teoría y la práctica, tratando de establecer alguna aportación que retroalimente tanto el estudio del flujo de agua a través de suelos, como el diseño de estructuras térreas sujetas a este fenómeno.

De esta forma, el presente trabajo describe en el capítulo 1 de forma general la importancia y el desarrollo de obras hidráulicas y presas, además se detallan los datos, características y propiedades generales de la presa Falcón.

En el capítulo 2 se abordan los rasgos generales que intervienen en el diseño de la sección de una cortina de tierra y enrocamiento, así como las propiedades físicas y mecánicas de los materiales constitutivos tanto de la cimentación como de la estructura de retención de la presa Falcón.

De igual forma en el capítulo 3 se sintetiza el estudio de las bases teóricas que sustentan la solución al flujo de agua en suelos mediante las redes de flujo, que serán aplicadas en este análisis, así como una breve descripción de otros métodos para la solución del mismo.

En el capítulo 4 se explica la importancia que tiene la instrumentación en presas de tierra y enrocamiento, se exponen las características de la instrumentación contenida en la presa Falcón y el mecanismo para obtener las lecturas piezométricas.

Con esto, se hará posible realizar en el capítulo 5 el análisis comparativo sobre la base de la interpretación de los resultados obtenidos y establecer así, las conclusiones que de ellos se deriven.



# CAPITULO 1

## GENERALIDADES

Al ser el agua de vital importancia para la vida del ser humano, a lo largo de la historia se ha visto en la necesidad de crear formas y técnicas que le permitan controlar este valioso recurso y lograr su óptimo aprovechamiento.

Las necesidades de extracción, captación, almacenamiento, derivación, conducción, distribución para su utilización y eliminación tanto de aguas excedentes y aguas residuales, dieron lugar al desarrollo de las obras hidráulicas, las cuales forman una vasta gama dentro de la ingeniería.

Las obras hidráulicas pueden clasificarse en primer término como superficiales, subterráneas y marítimas. En segundo lugar las podemos clasificar según la finalidad a la que se destinen, ya sea de aprovechamiento tal como lo son el abastecimiento de agua potable, la irrigación, derivación, usos industriales y municipales, producción de fuerza motriz, agua para ganado, piscicultura, esparcimiento, navegación fluvial y marítima, drenaje y alcantarillado, conservación y reutilización del agua; así como las obras hidráulicas que se consideran como de defensa y que son el control de avenidas, azolves y la regulación y rectificación de corrientes.

Las obras hidráulicas de defensa por lo regular se construyen para evitar las inundaciones y erosiones en cauces de los ríos y costas, ocasionadas por flujos de agua extraordinarios y pueden clasificarse en los siguientes tipos:

- Cuando el cauce tiene una capacidad reducida y no puede ampliarse, por lo que se hace necesario regular el cauce aguas arriba mediante presas para ese fin.
- Cuando el cauce tiene capacidad reducida y puede ampliarse, con lo que se hace posible aumentar la sección hidráulica.
- Cuando se hace posible complementar las soluciones anteriores.

- Cuando es necesario proteger las márgenes del río o costas contra la erosión.

Dentro de las obras hidráulicas subterráneas se tienen los pozos de bombeo profundos y túneles para diversas finalidades como son el drenaje profundo, obras de desvío y de toma en presas. Mientras que las marítimas están los puertos, escolleras, diques, plataformas, etc.

Generalmente una obra hidráulica de aprovechamiento superficial estará constituida por elementos derivados propiamente de las necesidades descritas anteriormente, esto es:

- Área de captación o cuenca hidrográfica de un río, derivada de la estructura de retención o cortina que formará el área de almacenamiento.
- Área de almacenamiento formada propiamente por una presa que cambia el régimen natural de los escurrimientos por un régimen artificial de acuerdo a la finalidad demandada.
- Derivación, a partir de la presa se deriva hacia el o los sistemas de conducción.
- Sistema de conducción, que pueden ser abiertos o cerrados, hacia las zonas de aprovechamiento.
- Sistemas de distribución para utilización directa del agua, constituidos por canales de riego por gravedad, tuberías a presión, plantas de bombeo, túneles, sistemas de agua potable, etc.
- Sistemas de eliminación de excedencias o volúmenes sobrantes, a través de estructuras de desfogue, drenes, sistemas de alcantarillado, etc.
- Sistemas de tratamiento de aguas residuales, compuestos por plantas de tratamiento para reutilización del agua.

En ocasiones una obra hidráulica se puede clasificar por el tipo de proyecto hidráulico, los cuales en la mayoría de las veces suelen estar diseñadas para diferentes utilidades, difícilmente se creará un proyecto hidráulico para una sola finalidad o en todo caso se elaborarán obras que vayan complementando diferentes proyectos y de esta forma hacerlos integrales.

## 1.1. Presas

Las presas son un conjunto de elementos que integran el área de captación y de almacenamiento de un aprovechamiento superficial, según se mencionó antes. Se clasifican según su propósito, que por lo general están destinadas a cumplir varios de ellos. Éstos propósitos pueden ser, como también de describió antes, de abastecimiento, irrigación, derivación, regulación, fines recreativos, generación de energía eléctrica, control de avenidas y azolves, etc.

Los elementos que constituyen a las presas se mencionan a continuación en términos generales:

- Área de captación o cuenca. Es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Esta limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca.
- Área de almacenamiento o vaso. Es el área donde se acumulan los escurrimientos de la cuenca o subcuenca y su capacidad de almacenamiento está determinada por las condiciones topográficas y el nivel de la estructura de retención que la forma.
- Estructura de retención o cortina. Es la estructura que se construye perpendicular al lecho de un río como obstáculo al flujo del mismo y que tiene como finalidad formar un almacenamiento o derivación. Se pueden clasificar según su altura (bajas cuando son menores de 30 m, medias cuando están comprendidas entre 30 y 100 m y altas cuando exceden de 100m), su propósito (vertedora o no vertedora) y por el tipo de materiales que las componen, tabla 1.1.
- Obra de desvío. Son las obras que tienen por objeto dejar libre de la presencia del agua los sitios de construcción de la cortina y obras auxiliares, desviando temporalmente el escurrimiento del río. Existen varias clases dependiendo de las condiciones propias del sitio, la magnitud del flujo que se va a desviar y el tipo de presa por construir, pueden ser canales o tajos, bordos o diques a través del sitio o a un lado del mismo, conductos por el cuerpo de la cortina, o bien túneles a través de las laderas de la boquilla.

Tierra y enrocamiento		
<b>Relleno hidráulico</b> Sus materiales son colocados por medios hidráulicos	<b>Materiales compactados</b>	
	<b>Homogénea</b>	
	<b>Tierra</b>	<b>Enrocamiento</b>
	Tierra y protección de taludes con enrocamiento	Roca y revestimiento en paramentos con concreto hidráulico, asfáltico, placas de acero o madera
	Tierra con filtros	
		<b>Materiales graduados</b>
		Corazón impermeable, respaldos permeables y protección de enrocamiento en taludes
<b>Concreto o mampostería</b>		
<b>Gravedad</b>	<b>Arco</b>	<b>Contrafuerte</b>
Concreto hidráulico	Simple	Contrafuertes y losas
	Doble	
	Múltiple	
		<b>Otros tipos</b>
		Madera, jales, modificaciones a los tipos anteriores (gravedad aligerada o gravedad hueca, etc.); con delantal, con pantalla impermeable, con trinchera, o bien, mixtas.

**Tabla 1.1. Clasificación de presas por tipo de material.**

- **Obra de toma.** Son los conductos o pasajes a través de los cuales se extrae el agua, forman un conjunto de estructuras y sus auxiliares que permiten regular en condiciones satisfactorias la extracción del flujo. Al igual que en las obras de desvío dependen de las condiciones del lugar y de la finalidad de la presa. Pueden ser en conductos cerrados (tuberías de acero o concreto), abiertos (canales, tajos o diques) y a través de túneles por o a un lado de la presa (en ocasiones se llegan a utilizar los túneles construidos para el desvío).
- **Obras de control y excedencias.** Comúnmente llamados vertedores, son las estructuras cuya finalidad es la de permitir la salida de los volúmenes excedentes a los del aprovechamiento. Estas estructuras de suma importancia están definidas por su capacidad, determinada a partir de la avenida de diseño, las características del vaso y el programa de operación de la presa. Existen varios tipos de vertedores que al igual que en los sistemas anteriores dependen de las condiciones del sitio, del uso de la presa y de factores técnico económicos. Pueden ser de descarga libre o controlada, de cimacio, de canales laterales o de descarga, de pozo o embudo, de alcantarilla, de sifón, de compuertas levadizas y compuertas radiales.

Como se puede ver, las presas constituyen una de las estructuras más importantes dentro de la ingeniería, dada la gran inversión que requieren, los beneficios que otorga, las consecuencias que se derivan en caso de falla, así como por la complejidad técnica y constructiva que representa la ejecución de este tipo de obras; ya que en ellas, se aplican gran cantidad de estudios basados en las ciencias de la física, geografía, hidrología y matemáticas, tales como la topografía, geología, hidráulica y la moderna rama de la mecánica de suelos y rocas, cuya gran contribución al diseño de presas de tierra ha provocado su constante desarrollo, aunado con el gran avance tecnológico de la ingeniería en los últimos años.

Con la mecánica de suelos se aplican normas y criterios al diseño de presas, que toman en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo y desarrollando ideas en forma experimental mediante el estudio de fenómenos a menor escala, que permiten conocer cada vez más el funcionamiento de cada caso en particular. Este es quizá, el mayor problema ligado a la construcción de grandes presas de tierra, el que hace que las técnicas y normas empleadas, hayan de ser especialmente cuidadosas y complementadas con la instalación de instrumental de medición, que aporte datos acerca del comportamiento de la presa.

En presas de tierra y enrocamiento tienen gran importancia los problemas del flujo de agua a través de los suelos y rocas, debido a que estas estructuras están sistemáticamente expuestas al mismo y frecuentemente se requiere la estimación de los gastos de agua que fluyen a través de la presa, de la cimentación o de ciertas porciones del vaso, así como también del cálculo de las fuerzas hidrodinámicas que el agua genera. Muchos problemas de esta naturaleza pueden resolverse con suficiente aproximación, mediante la teoría del flujo de agua a través de medios porosos.

## **1.2. Antecedentes**

La construcción de presas con fines de almacenamiento, tal parece, ha sido practicada desde hace aproximadamente unos dos mil años. Los Chinos a principios de la época cristiana, contaban con bordos de almacenamiento de gran longitud, los cuales eran compactados con varas de carrizo manejadas por una gran cantidad de gentes. También los Aztecas construían diques de materiales arcillosos para protegerse contra las inundaciones.

En el año de 1500, se construyó en la India la presa Mudduk Masur de 33 metros de altura, pero se destruyó por la carencia de un vertedor de excedencias.

En 1789 queda terminada la presa "Estrecho de Riente", en España, con una altura sin precedente de 46 metros; su falla en 1802, desalentó a los ingenieros, que en épocas posteriores, recurrieron a las presas en valles anchos cuando la altura era relativamente pequeña.

A principios del siglo XIX, se empiezan a construir pequeñas presas de tierra en Estados Unidos para abastecimiento de agua; pero en realidad, estas construcciones se popularizan con la expansión del riego y el advenimiento de la mecánica de suelos, hace más de 100 años.

Las teorías de empuje de tierras y capacidad de carga en suelos, han existido por más de un siglo, pero su influencia en la práctica de la ingeniería era casi nula, debido a que estas teorías, estaban basadas en la suposición de que el suelo era un material idealmente elástico o perfectamente plástico; por tanto, consideraban sólo una parte de los fenómenos que actualmente, dado el avance tecnológico, ha sido posible verificar. Más aún, prácticamente todas las dificultades con que se tropieza en los trabajos de esta índole, se deben a la interacción mecánica que existe entre las partículas del suelo y agua contenida en los poros, ya sea que esté en reposo o en movimiento. Así las presas de tierra, durante la época histórica, han constituido un problema al margen de toda investigación científica.

Varios investigadores de amplia visión, tales como Alexander Collin, comenzaron a modificar las teorías con base a los resultados de las observaciones de campo y de las pruebas de laboratorio, pero no llegaron a establecer ninguna escuela con sus ideas. A principios del siglo XX un grupo de ingenieros, principalmente Karl Terzaghi, se interesó en la investigación sistemática de las propiedades físicas de los suelos y modificaron las teorías de acuerdo a los resultados, logrando en gran medida disminuir las contradicciones entre la teoría y la realidad.

Las bases para un análisis racional de los problemas prácticos que surgen por la infiltración de agua a través de los suelos, fueron establecidas por Henry Darcy en 1856, a raíz de sus estudios sobre el flujo de agua en filtros; la labor es continuada por J. Dupuit en 1863, para que alrededor de 1880, P. Forchheimer diera el siguiente paso fundamental sobre el tema, demostrando que la función carga hidráulica que gobierna

el flujo en un medio poroso es una función que satisface la ecuación de Laplace. El propio Forchheimer, expuso en 1930 las bases para encontrar la solución práctica de los problemas que involucran el flujo de agua en suelos, mediante un método gráfico que actualmente se conoce con el nombre de redes de flujo.

El método fue popularizado a partir de 1937 por Arthur Casagrande, además de las grandes contribuciones en el corto lapso de 1934 a 1936 de tan destacados ingenieros como H. Hamel, G. Gilboy, L. Casagrande, M. Muskat y R. Dachler. Este explosivo desarrollo de la materia hizo que rápidamente se incorporara como capítulo importante de la mecánica de suelos.

En México, estas técnicas encontraron aplicación desde 1938 en los Laboratorios de Ingeniería Experimental, a la postre Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental de la entonces Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

### **1.3. Datos generales de la Presa Falcón**

La presa internacional Falcón, de 50 metros de altura, constituye una de las presas destinadas al aprovechamiento de las aguas del Río Bravo, para abastecimiento de agua potable, riego en México y Estados Unidos de 243,000 hectáreas, control de avenidas, generación de energía eléctrica, retención de azolves, así como para fines recreativos.

Se localiza al NW del Estado de Tamaulipas, aproximadamente a 120 km al SE de la ciudad de Nuevo Laredo; sus coordenadas geográficas son 26° 33' latitud norte y 99° 10' longitud oeste; está contenida dentro de la provincia fisiográfica de la llanura costera del Golfo de México, en lo que se considera la parte central de la subprovincia de la Cuenca del Río Bravo, cuya área total en México y Estados Unidos es de 426,009 km<sup>2</sup>.

El acceso a la presa, se hace por la carretera nacional No. 2, Reynosa – Nuevo Laredo la cual cruza Ciudad Mier, de donde se inicia el camino que con una longitud aproximada de 12 km, comunica con la presa. En la figura 1.1. se presenta la localización de la presa.

Esta presa fue construida de 1950 a 1953, estando a cargo de la Comisión Internacional de Límites y Aguas entre México y Estados Unidos, la agencia encargada del diseño y supervisión de la parte asignada a México, estuvo a cargo de la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos.

La presa cuenta con una capacidad total de 5'038,000 metros cúbicos, 2'590,000 de capacidad útil, 2'078,000 para control de avenidas y 370,000 para azolves. El área del embalse en el nivel de aguas máximas (elevación 95.77 msnm), es de 46,000 ha., en el nivel de aguas normales (elevación 90.34 msnm), de 31,200 ha., y en la cresta vertedora (elevación 78.24 msnm), es de 10,100 ha. La figura 1.2. muestra la planta de la presa Falcón y los datos de antes descritos.

La topografía de la zona esta formada por grandes llanuras de poca altura, constituidas geológicamente por rocas sedimentarias del Terciario, caracterizadas por una alternancia de estratos de lutitas y areniscas, que corresponden a la formación Cook Mountain del Eoceno, a través de la cual el Río Bravo labró la boquilla Falcón (figura 1.3.).

La región se encuentra en la zona asísmica del país, el epifoco más cercano se encuentra a unos 6,560 Kms al NW de la boquilla, con intensidad de 6.0 a 7.0 en la escala de Richter.

La presa consiste esencialmente de una estructura de retención del tipo de tierra y enrocamiento con corazón impermeable central, amplio y asimétrico, provisto de una trinchera que corta a los acarreos de grava y arena y a la formación de lutitas y areniscas más alteradas, para desplantarse en las más compactas. Transiciones de grava y arena; respaldo de roca y rezaga en el talud aguas abajo; y chapa de protección de roca en el talud aguas arriba, tal como se aprecia en la figura 1.4.

La presa consta también de una obra de excedencias de cresta controlada con seis compuertas reguladoras del tipo Stony; dos obras de toma, una para cada país, del tipo torre con conducto de concreto para México (figura 1.5.), y para los Estados Unidos queda alojada en una sección de gravedad adyacente al vertedor de excedencias, así como también dos plantas hidroeléctricas, situadas una en cada país.



Con objeto de conocer el comportamiento de la presa, se instalaron una serie de aparatos tales como: testigos de asentamientos, instalados en la corona y hacia ambos lados del corazón impermeable, y piezómetros tipo Bureau of Reclamation, para observar las presiones del agua en el interior del corazón impermeable.

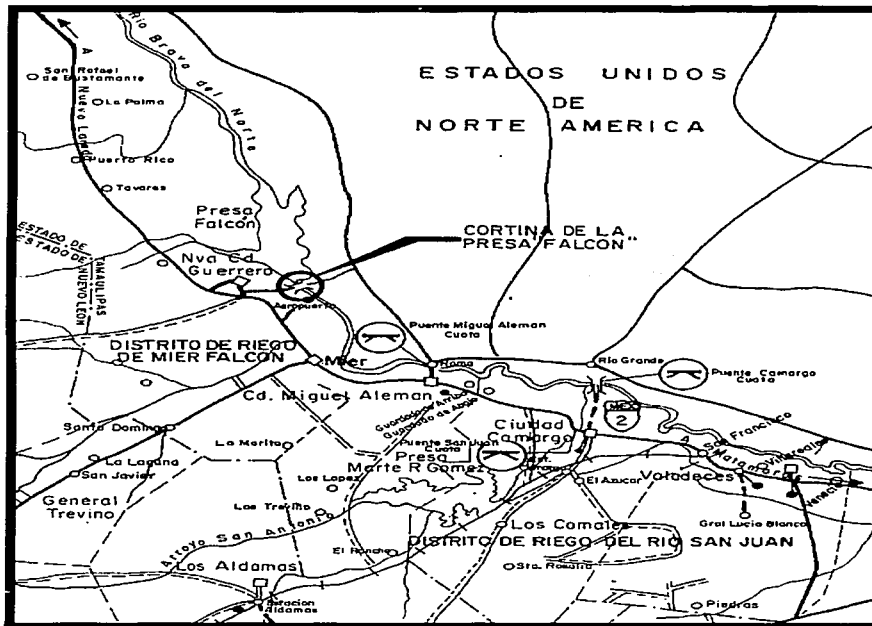
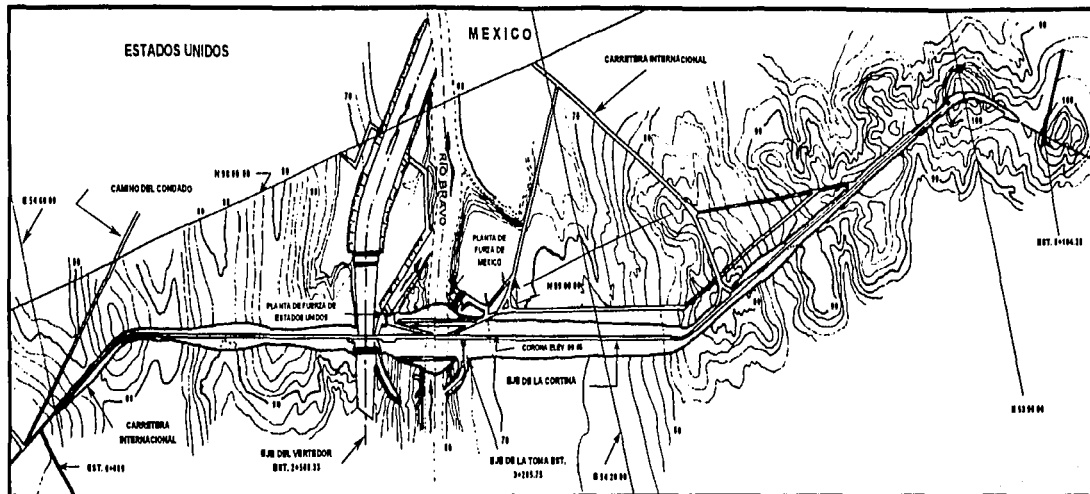


Figura 1.1. Localización de la Presa Falcón, Tamaulipas.



Datos de la Cuenca	
Nombre	Río Bravo
Área	426,009 00 km <sup>2</sup>
Escorrentamiento:	
Medio anual	3,968,000 00 m <sup>3</sup>
Gasto máximo:	
Registrado	14,900 00 m <sup>3</sup> /seg
Probable	20,000 00 m <sup>3</sup> /seg

Datos Generales	
Nombre	Internacional Falcón
Corriente	Bravo
Estado	Tamaulipas
Año de terminación	1953
Constructor	Comosón Internacional de Límites y Aguas
Propósito	Abastecimiento, irrigación, generación de energía eléctrica, control de avenidas, de azolves y esparcimiento
Coordenadas	26°33' Lat N y 99°10' Long W

Datos del Vaso	
Capacidad de total	5,038,000 00 m <sup>3</sup>
Capacidad de útil	2,590,000 00 m <sup>3</sup>
Capacidad de azolves	370,000 00 m <sup>3</sup>
Capacidad de control	2,078,000 00 m <sup>3</sup>
Área en el NAME (85.77 m en m)	46,000 00 ha
Área en el NAN (80.34 m en m)	31,200 00 ha
Geología del vaso	Luitas, areniscas y arcillas

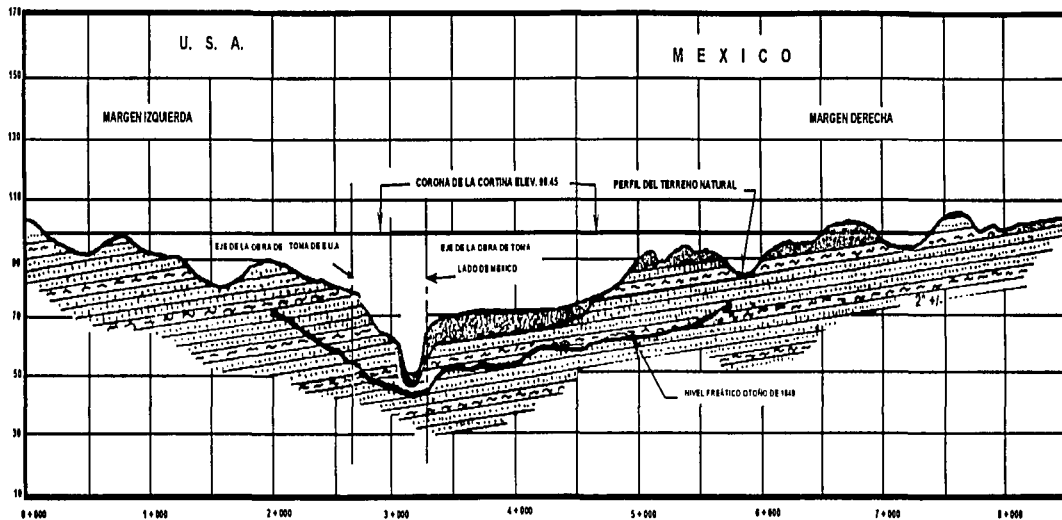
Datos de la Cortina	
Tipo	Tierra y enrocamiento
Altura	50.00 m
Longitud de la corona	8,014.00 m
Volumen	8,977,000 00 m <sup>3</sup>
Geología de la boquilla	Luitas y areniscas

Obra de toma Mexicana	
Tipo	Conducto cerrado
Carga máxima	38.50 m
Superficie regada	243,000 00 ha
Potencia instalada	31.50 MW

Datos del Vertedor	
Tipo	Oreja controlada
Carga máxima	17.53 m
Longitud de la cresta	106.70 m
Capacidad	13,000 00 m <sup>3</sup> /seg

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 1.2. Planta de la presa Falcón y datos de sus elementos.



Elevaciones en metros sobre el nivel del mar (msnm)



GRAVAS Y ARENAS



LUTITAS Y ARENSCAS

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 1.3. Perfil de la cortina de la presa Falcón, Tamps.

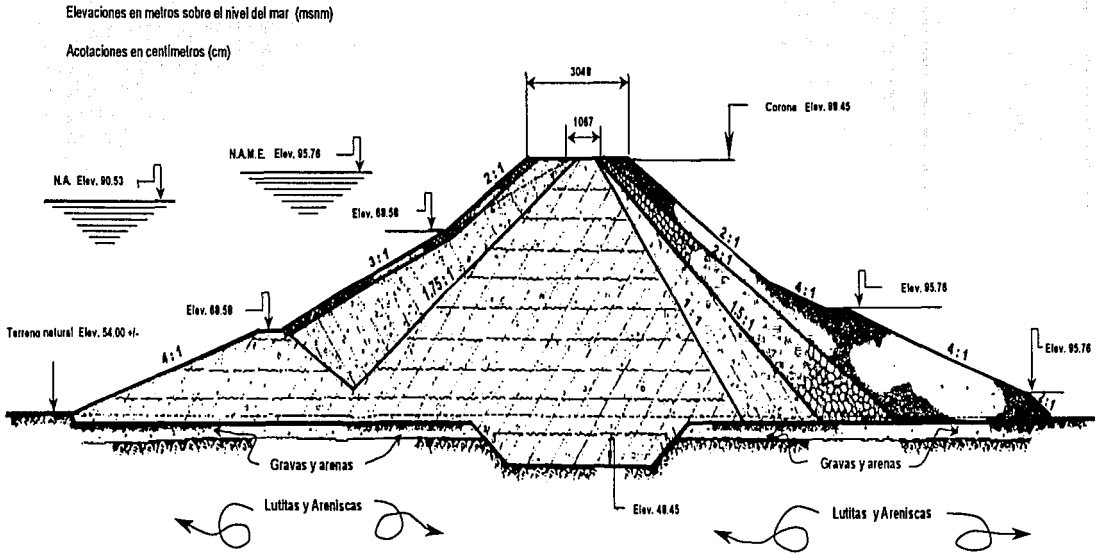
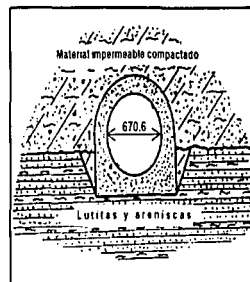


Figura 1.4. Sección máxima de la cortina

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

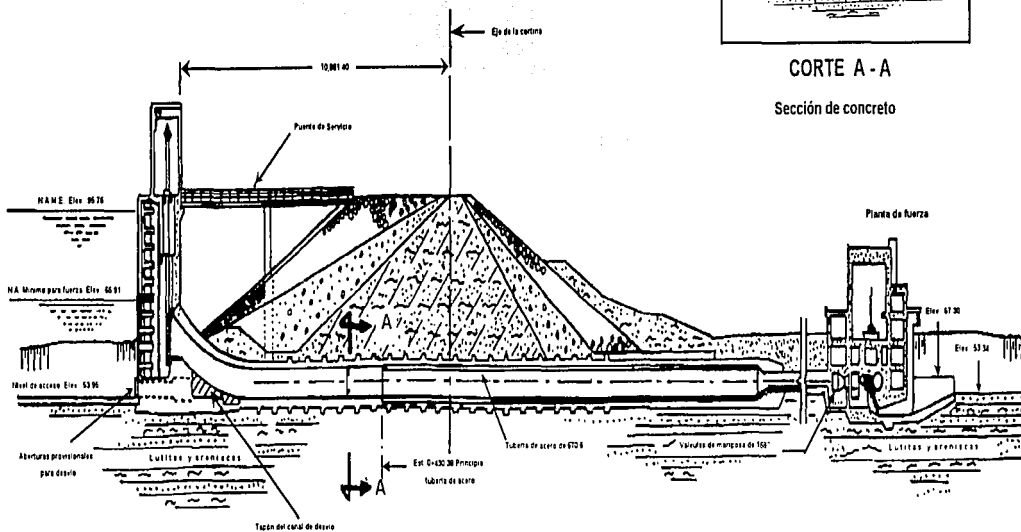
Elevaciones en metros sobre el nivel del mar (msnm)

Acolaciones en centímetros (cm)



CORTE A - A

Sección de concreto



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 1.5.

Sección de la obra de toma mexicana

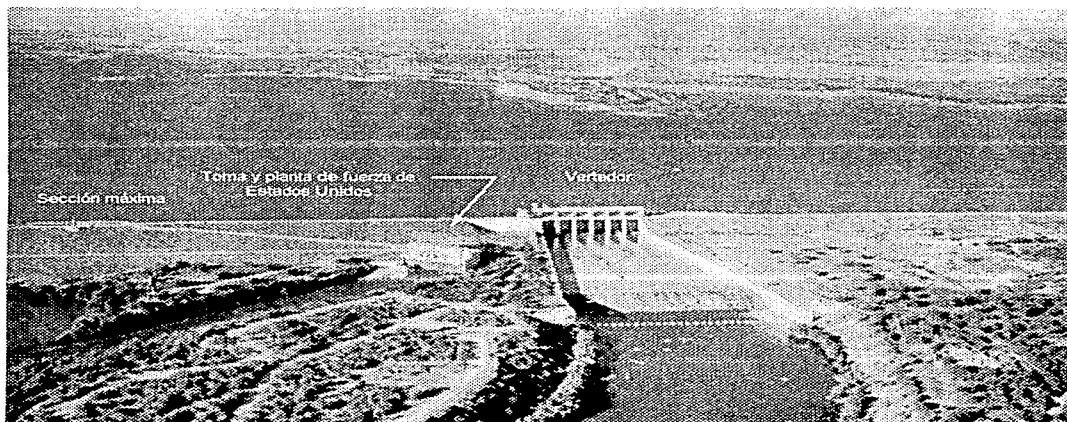


Foto 1.1. Vista aérea de la presa Falcón, se aprecia el vertedor y la planta de fuerza de Estados Unidos.

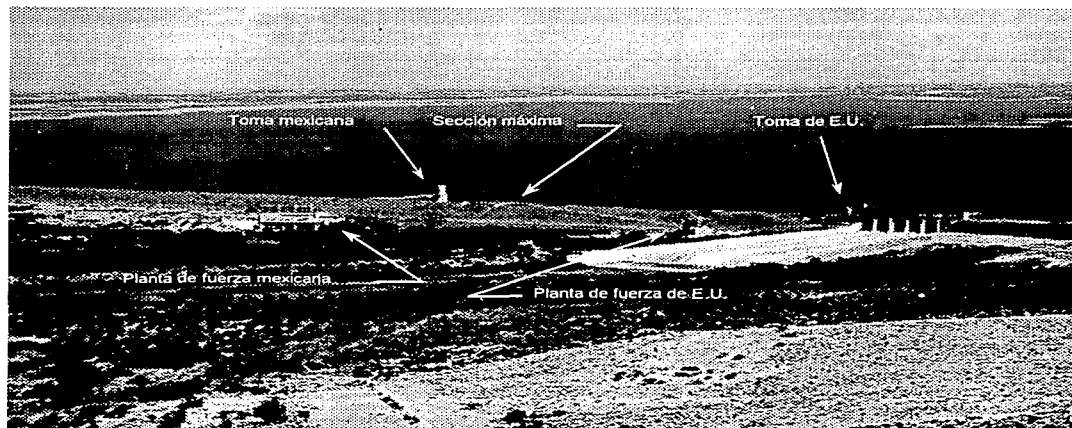


Foto 1.2. Vista aérea de la presa Falcón, se aprecia el vertedor, la sección máxima, la toma de México y la toma de Estados Unidos.

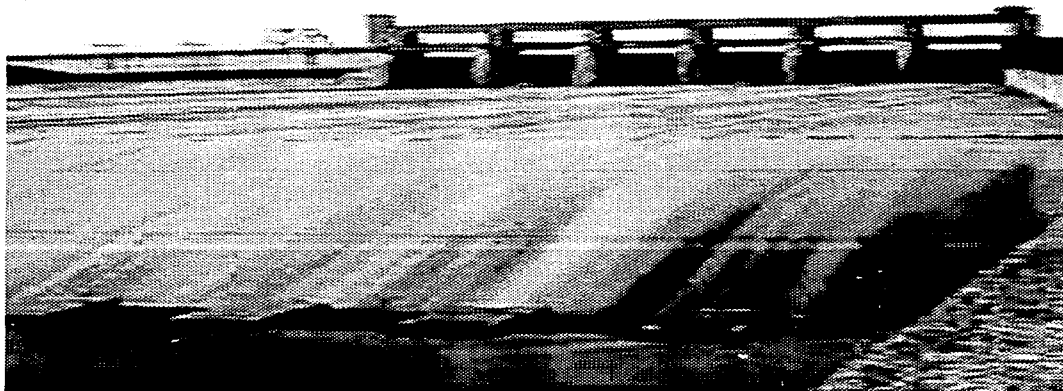


Foto 1.3. Vista del vertedor aguas abajo de la cortina.

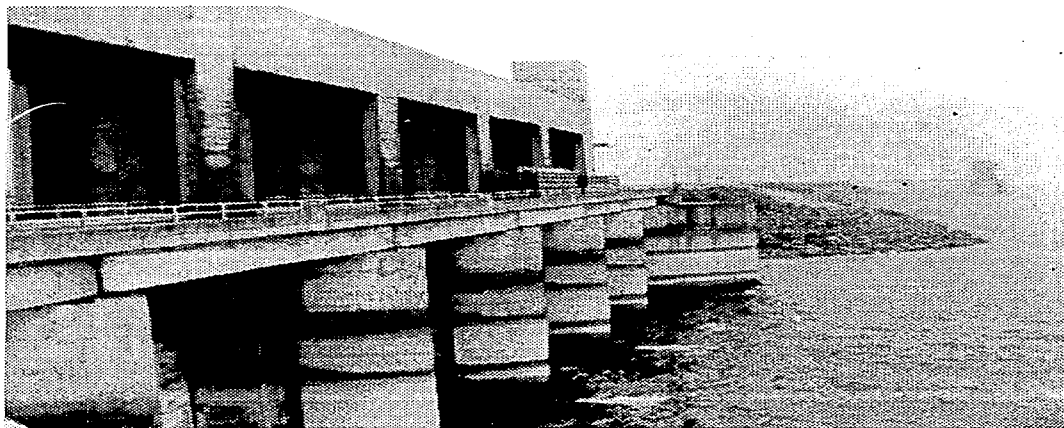
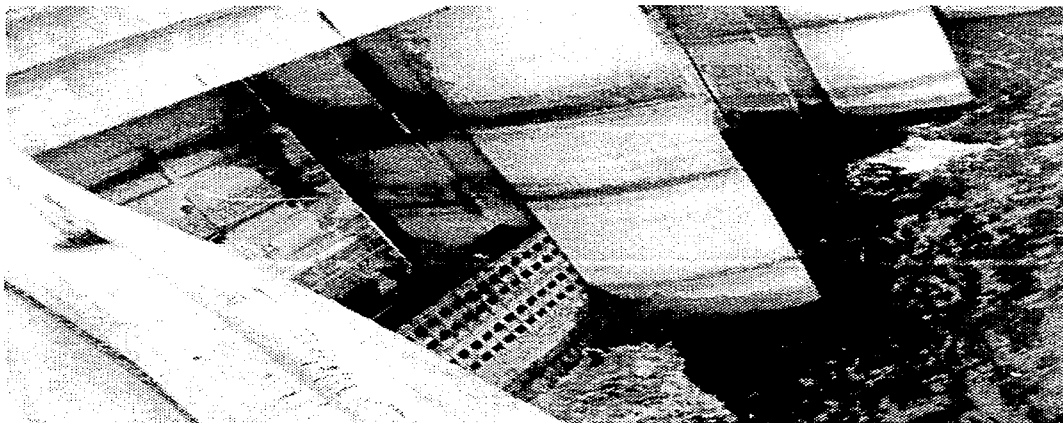
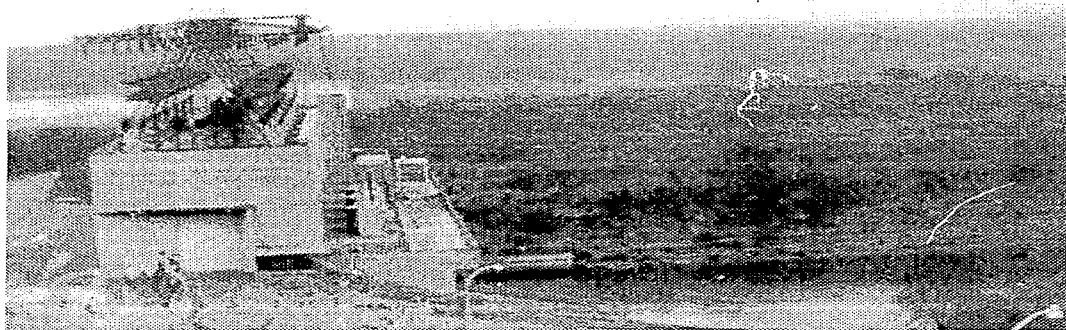


Foto 1.4. Vista del vertedor aguas arriba de la cortina.



**Foto 1.5.** Vista del vertedor aguas arriba donde se aprecia una compuerta.



**Foto 1.6.** Vista de la planta de fuerza mexicana.



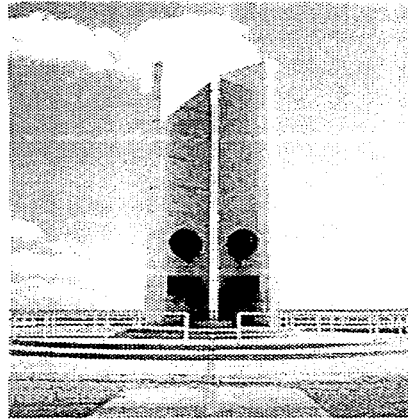


Foto 1.7. Vista del monumento en la línea fronteriza.

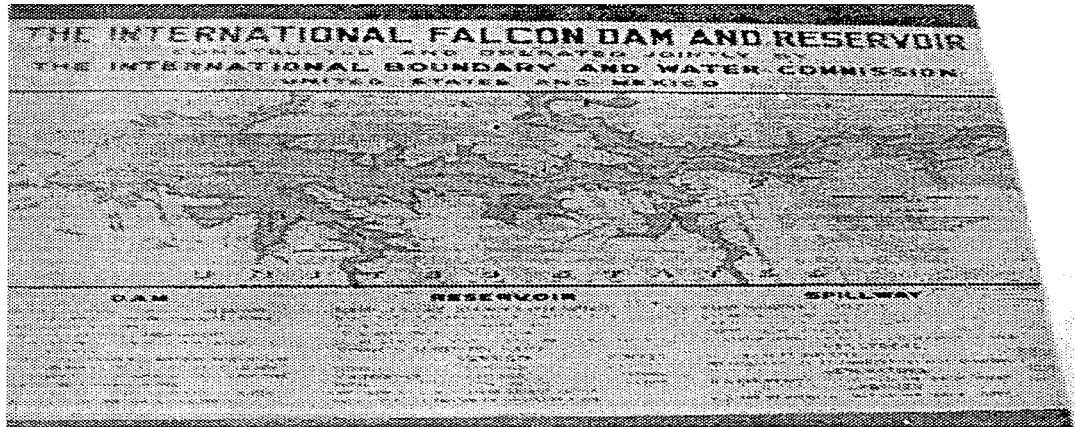
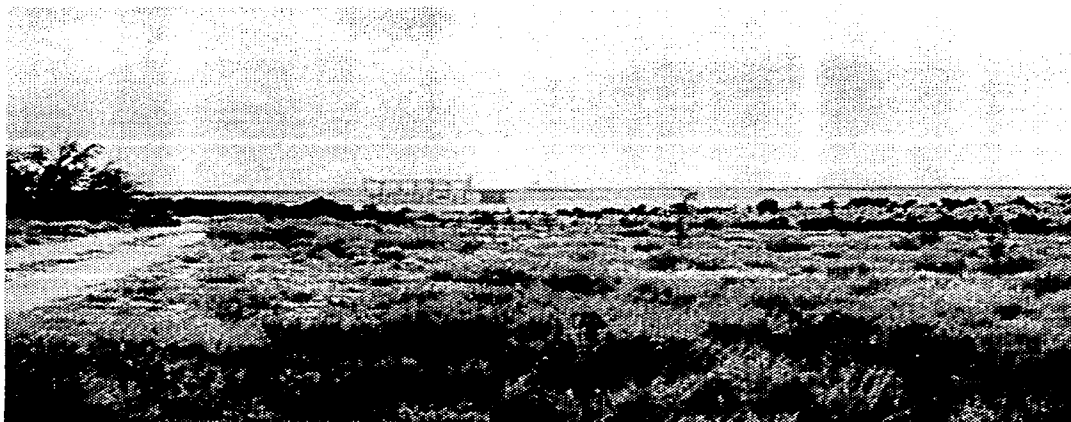
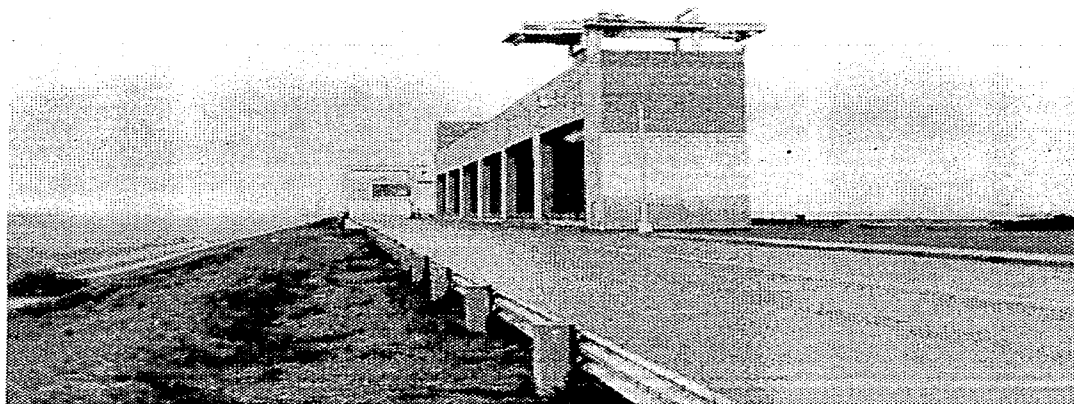


Foto 1.8. Vista del mural con datos generales en estructura de compuertas.



**Foto 1.9. Vista de la presa aguas arriba en una zona del vaso.**



**Foto 1.10. Vista de la estructura de compuertas y grúa de levante.**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO 2

# PROYECTO DE LA SECCIÓN

Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema cuyos elementos están interrelacionados y se afectan mutuamente, por lo que el proyecto de una obra de este tipo consiste en la determinación de todos los problemas referentes a la localización, geometría y constitución de todas aquellas estructuras que se requieren para satisfacer las necesidades por las cuales la presa es creada. Como se comentó en el capítulo 1, las presas no siempre responden a una sola finalidad, más bien se proyectan para funciones múltiples con miras al desarrollo integral de una región, tal como es el caso de la presa Falcón.

De lo anterior se infiere que la presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características socioeconómicas, ecológicas, hidrológicas, climatológicas y geotécnicas del sitio donde se pretende construir la presa. El buen diseño de una presa dependerá del adecuado análisis de las características mencionadas y de la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, ya que el proyecto y diseño de presas de tierra y enrocamiento aún se encuentran, en gran parte, basados en fundamentos teóricos.

El proyecto y construcción de una obra hidráulica implica una serie de problemas derivados de la realización de la estructura principal, la cortina o estructura de retención, que en ciertos casos resulta ser de importancia vital en el desarrollo del programa de ejecución. Dichos problemas, no bien evaluados en la etapa de diseño, han sido motivo de retrasos importantes en la construcción, tal como ocurre con el deslizamiento de laderas en el embalse; asimismo, la carencia de un registro prolongado de los escurrimientos en el río y de las lluvias en la cuenca, ha provocado obras de excedencias inadecuadas, causando algunas veces la destrucción de la cortina, y en otras más afortunadas, la ampliación posterior de las estructuras.

## 2.1. Propiedades Físicas de la Cimentación y de los Materiales de Construcción

Para aplicar las leyes de la mecánica y de la hidráulica a la solución de un problema de cualquier clase, se deben conocer las propiedades de los materiales que intervienen en él. En la ingeniería de suelos, se tiene que tratar con una gran variedad de materiales que son el producto de procesos naturales y en muchas ocasiones hay que construir estructuras sobre depósitos heterogéneos, en condiciones de estratificación muy erráticas, por lo que en esta rama de la ingeniería es esencial conocer a detalle las propiedades tanto de la formación en que la estructura se cimentará, como de los materiales que constituirá la estructura. Así en la determinación de dichas propiedades, se requiere de un completo estudio de laboratorio para determinar sus características y con base en los resultados, diseñar la estructura.

Las propiedades físicas, en la ingeniería de suelos, suelen dividirse en propiedades índice o de clasificación, y en propiedades mecánicas, las primeras, básicamente están constituidas por el peso específico relativo de sólidos, contenido natural de agua, los límites de Atterberg o de consistencia y el análisis granulométrico; las segundas, están constituidas por pruebas de compactación (Proctor modificada), de permeabilidad, de consolidación unidimensional y de resistencia al esfuerzo cortante, la cual, en términos de esfuerzos totales, está determinada por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

donde:

- $\tau$ , resistencia al esfuerzo cortante, [F L<sup>-2</sup>]
- $c$ , cohesión del material, [F L<sup>-2</sup>]
- $\sigma$ , esfuerzo normal total, [F L<sup>-2</sup>]
- $\phi$ , ángulo de fricción interna del material, [°].

En la determinación de las propiedades físicas, es necesario realizar los ensayos de muestras que sea representativas del suelo y de los materiales que se pretendan utilizar para cada caso en particular. Por otra parte, al realizar las pruebas de clasificación se ubicará la naturaleza del problema que se presenta, se podrán programar las pruebas mecánicas más adecuadas que se requieran en el análisis, tratando de reproducir las condiciones que se tendrán en la obra.

### 2.1.1. Propiedades de la Cimentación

De acuerdo al informe geológico de la boquilla de la presa Falcón, se realizó el programa de exploraciones, que consistió en la excavación de pozos a cielo abierto sobre el eje de la cortina, profundizándose hasta encontrar la formación de areniscas y lutitas, extrayendo muestras inalteradas de éstas y de las terrazas limo arenosas del río. De esta manera, quedó integrada la geología en el eje de la cortina, cuyo perfil es el que se presentó en la figura 1.3.

La determinación de las propiedades físicas en las terrazas del río se basó en los ensayos de clasificación, cuyos resultados se mencionan a continuación:

Contenido natural de agua (w)	-----	3.20 %	
Peso específico relativo (Ss)	-----	2.67	
Límites de consistencia	{	Límite líquido (LL) -----	26.45 %
		Límite plástico (LP) -----	14.10 %
		Índice plástico (IP) -----	12.35 %
Análisis granulométrico	{	Grava (G) -----	0.00 %
		Arena (A) -----	52.00 %
		Finos (F) -----	48.00 %

En cuanto a las propiedades mecánicas de dichas muestras, se realizaron ensayos de consolidación unidimensional, saturando previamente las probetas.

También se efectuaron pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, en compresión triaxial, obteniéndose los valores que a continuación se describen:

Relación de vacíos (e)	-----	0.60	
Pesos volumétricos	{	Seco ( $\gamma_s$ ) -----	1.68 ton/m <sup>3</sup>
		Natural ( $\gamma_m$ ) -----	1.97 ton/m <sup>3</sup>
		Saturado ( $\gamma_{sat}$ ) -----	2.02 ton/m <sup>3</sup>
Cohesión (c)	-----	3.00 ton/m <sup>2</sup>	
Ángulo de fricción interna ( $\phi$ )	-----	28°	

Debido a que las terrazas limosas del río son susceptibles de sufrir deformaciones excesivas al saturarse y bajo cargas relativamente grandes, se decidió retirar dichos materiales, así como la formación de lutitas y areniscas más alteradas, en la zona afectada por el desplante del corazón impermeable, dando lugar a la trinchera que corta a los mencionados materiales.

### **2.1.2. Propiedades de los Materiales de la Cortina**

Para la determinación de las propiedades físicas de los materiales de la cortina, se obtuvieron muestras alteradas del banco de materiales situado del lado mexicano, aguas arriba del sitio de la presa.

A continuación se mencionan las características de los materiales que forman el cuerpo de la cortina.

Material de enrocamiento. Formado por roca seleccionada (arenisca producto de excavación) colocada a volteo en capas no mayores de 0.90 m; en la chapa de roca aguas arriba, se hizo una mejor selección de la arenisca. El material presenta un peso específico de sólidos ( $S_s$ ) de 2.65, peso volumétrico seco ( $\gamma_s$ ) de 1.60 ton/m<sup>3</sup> y sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante están dados por  $c = 0.00$  ton/m<sup>2</sup> y  $\phi = 45^\circ$ .

Material permeable. Formado por grava y arena producto de bancos localizados aguas arriba en la margen derecha, compactado en capas de 0.30 m de espesor, con 4 pasadas de banda de tractor; este material se controló en campo por medio de calas, en las que se obtuvo un peso volumétrico de 2.15 ton/m<sup>3</sup> y una compacidad de 90.7%. Presenta un peso específico relativo de 2.60, peso volumétrico seco de 1.90 ton/m<sup>3</sup> y su resistencia al esfuerzo cortante está dado por  $c = 0.00$  ton/m<sup>2</sup> y  $\phi = 35^\circ$ .

Material permeable selecto. Respaldo permeable que se colocó únicamente aguas abajo, enseguida del enrocamiento, formado por material permeable seleccionado producto de las excavaciones generales de la obra y colocado en capas no mayores de 0.60 m de espesor, sin ninguna especificación de control. Las propiedades de este material se consideraron iguales a las del material permeable.

**Material impermeable.** Formado con el producto de bancos seleccionados y de las terrazas limo-arenosas que fue necesario remover para el desplante de la cortina. De esta forma se obtuvieron 3 grupos de materiales, los cuales se clasificaron de la siguiente forma:

- a) Material arenoso – compuesto por arenas con limos.
- b) Material intermedio – compuesto por arenas con arcillas.
- c) Material cohesivo – compuesto por arcillas y limos poco compresibles.

El material impermeable fue compactado con 12 pasadas de rodillo patas de cabra, en capas de 0.20 m de espesor; se controló por medio de calas, obteniéndose un peso volumétrico seco de 1.87 ton/m<sup>3</sup> y un contenido de agua de colocación de 11.9% en promedio, así se comparó con la prueba de compactación Proctor, correspondiéndole una compactación de 90.70 %.

Las propiedades de clasificación, así como las propiedades mecánicas, se presentan en las siguientes tablas.

Grupo	Peso específico relativo	Límites de consistencia			Análisis granulométrico		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)
Arenoso	2.69	22.00	4.00	18.00	0.00	65.00	35.00
Intermedio	2.70	25.00	8.00	17.00	0.00	58.00	42.00
Cohesivo	2.73	33.00	16.00	17.00	0.00	29.00	71.00

**Tabla 2.1. Propiedades de clasificación del material impermeable**

Grupo	Compactación		Permeabilidad		Esfuerzo cortante	
	Peso Vol. Seco	Contenido de Agua	Horizontal	Vertical	Esfuerzos totales	
	$\gamma_d$ (ton/m <sup>3</sup> )	$W_{opt}$ (%)	$k_x$ (cm/seg)	$k_y$ (cm/seg)	C (ton/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
Arenoso	1.88	13.90	$3.12 \times 10^{-4}$	$3.54 \times 10^{-5}$	5.00	37
Intermedio	1.89	12.40	$3.54 \times 10^{-7}$	$3.98 \times 10^{-8}$	7.00	27
Cohesivo	1.79	16.10	$3.34 \times 10^{-6}$	$3.32 \times 10^{-7}$	7.00	16

**Tabla 2.2. Propiedades mecánicas del material impermeable**

## 2.2. Diseño de la Sección

Conociendo las características generales que intervienen en el proyecto de una cortina de materiales térreos, se hace posible determinar la adecuada constitución geométrica de la sección que cumpla con los requerimientos establecidos, con objeto de evitar fallas posteriores en la estructura.

Puede apreciarse fácilmente que, teniendo en cuenta las implicaciones de falla en una cortina, se justifica diseñar este tipo de estructuras de modo que su seguridad esté más allá de toda duda razonable, pues para lograrlo generalmente se incurre en costos que son un mínimo porcentaje del costo esperado de falla.

La experiencia obtenida en relación con los casos de comportamiento inadecuado (según refiere el Ing. Raúl Marsal), demuestra que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas es la acción perjudicial del agua (infiltración, fugas en conductos enterrados y erosión de taludes), seguida de los desbordamientos y finalmente los deslizamientos. Lo anterior se puede apreciar en la tabla 2.3.

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa del colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación, provocando la falla. En el diseño debe evitarse que las condiciones geológicas de la cimentación permitan concentraciones de flujo



intolerables hacia fuera del embalse y debe procurarse que los materiales de la cortina, se distribuyan adecuadamente, proveyendo zonas de transición de espesor y granulometría adecuados a ambos lados del corazón impermeable.

Causa de falla	Porcentaje
Desbordamiento	30.00
Flujo de agua	25.00
Deslizamientos	15.00
Fugas en conductos	13.00
Erosión de taludes	5.00
Otras causas	7.00
Causas desconocidas	5.00

**Tabla 2.3. Causas de falla parcial o total en presas**

Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén y/o de su cimentación, el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante. Su manifestación exterior puede ir desde una distorsión más o menos notoria de los taludes, hasta un desplazamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella. El diseño contra deslizamiento tiene por objeto verificar que lo anterior no ocurra, mediante un análisis de estabilidad en el que se representen las condiciones a las cuales la presa estará sometida, tanto en la etapa de construcción como en la de operación.

Para el diseño de la presa Falcón, se efectuó el análisis de estabilidad en la sección máxima de la cortina, sometiéndola a las condiciones a que estaría sujeta tanto a corto plazo como a largo plazo. En la primera condición se tomó en cuenta únicamente la presión hidrostática que actúa en el corazón impermeable y en la segunda, la acción del agua infiltrada y el proceso de consolidación en el mismo.

De esta forma, los mecanismos de falla circular resultaron con factores de seguridad satisfactorios en ambas condiciones, siendo el valor de 1.57 el factor de seguridad más bajo para la condición de presa llena a corto plazo. Cabe hacer mención que en dicho análisis, no se consideró el efecto del sismo, ya que la presa Falcón se encuentra en una región asísmica, como se mencionó en el capítulo 1.

## CAPITULO 3

# FLUJO DE AGUA

En los problemas relativos al flujo de líquidos en general, existen diferentes criterios para clasificar el flujo. Dependiendo del enfoque que se le dé, pueden ser estudiados desde el punto de vista permanente o no permanente, uniforme o no uniforme, laminar o turbulento, compresible o incompresible, establecido o no establecido, así como también, puede analizarse al flujo en forma tridimensional o bidimensional. Generalmente en la ingeniería de suelos, suele clasificarse al flujo de líquidos en forma laminar o turbulenta, cuya naturaleza depende de la viscosidad del fluido, que es la medida de su resistencia a fluir, resultado de la cohesión e interacción de sus moléculas.

Antes de definir al flujo laminar y turbulento, resulta importante mencionar que una línea de flujo se conoce como la línea ideal que en cada punto tiene la dirección del flujo y el vector velocidad que pasa por ese punto, es tangente a dicha línea. Así, el flujo laminar se caracteriza porque las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud, mientras que en el flujo turbulento las líneas de flujo siguen trayectorias completamente erráticas, sin llevar un orden establecido.

Se sabe que un flujo ocurre en forma laminar a velocidades bajas, al aumentar éstas se llega a un límite en que se transforma en turbulento. Reynolds demostró que existe una cierta velocidad en cada líquido debajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y una temperatura, el flujo siempre es laminar; dicha velocidad se define como la crítica, que resulta ser inversamente proporcional al diámetro de conducción por donde ocurre el flujo y puede expresarse por la ecuación:

$$v_c = \frac{36}{1 + 0.9337T + 0.00022T^2} \cdot \frac{1}{D} \quad (3.1)$$

donde :

$v_c$  = velocidad crítica, [  $LT^{-1}$  ] ;

T = temperatura del líquido, [  $^{\circ}C$  ] ;

D = diámetro de conducción, [ L ].

La ecuación anterior se describe en el sistema cgs.

Por otro lado, la velocidad media de un líquido en un conducto en régimen laminar o turbulento es función de la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud (gradiente hidráulico "i").

En el flujo turbulento, dicha velocidad es aproximadamente proporcional a  $\sqrt{i}$  y más exactamente a  $\frac{4}{7} \cdot i$ , mientras que en el flujo laminar la velocidad resulta ser simplemente proporcional a i.

### 3.1. Flujo de Agua en Suelos

El flujo de agua que se infiltra a través de una presa de tierra, representa uno de los casos de mayor importancia en la aplicación a los problemas prácticos de la teoría del flujo de agua en suelos, ya que con ella es posible cuantificar el gasto de infiltración a través de la zona de flujo, la presión que el agua genera en el interior del suelo o presión intersticial y el gradiente hidráulico. Así es posible determinar las posibilidades del agua infiltrada a producir erosión y arrastre de partículas sólidas, que puedan llegar a poner en peligro la estabilidad de la estructura; así como analizar la influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa del suelo.

Esta última, resulta ser de gran importancia, ya que si no pueden evitarse las fuerzas que genera el agua al infiltrarse en presas construidas con materiales térreos, deben considerarse en los análisis que se realizan para diseñar este tipo de estructuras.

El agua dentro del suelo puede dividirse en tres categorías:

1. **Agua adsorbida;** aquella ligada a las partículas del suelo (arcillas) por fuerzas de origen eléctrico y que no se mueve en el interior de la masa de suelo, por lo que no participa en el flujo.
2. **Agua capilar;** aquella que por efecto de la evaporación, produce esfuerzos de tensión sobre las partículas del suelo, en la mayoría de los casos su efecto en el flujo no se considera.
3. **Agua libre o gravitacional;** aquella que bajo el efecto de la gravedad terrestre puede moverse en el interior de la masa sin más obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo.

El agua gravitacional está separada por el agua capilar por una superficie conocida como nivel freático, a partir del cual se considera que el agua gravitacional tiene continuidad.

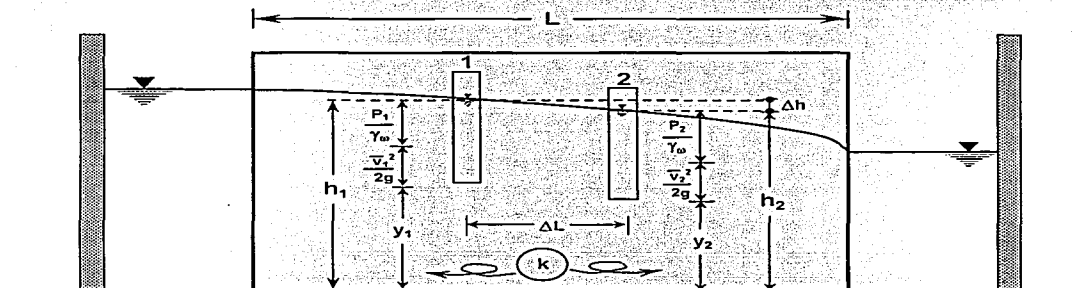
El agua, al fluir por el interior de una masa de suelo, ejerce una presión hidrodinámica, lo cual produce repercusiones importantes. En primer lugar, según la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso volumétrico sumergido del suelo; por ejemplo, si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a una disminución del peso volumétrico. En segundo lugar, de acuerdo a la ley de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos de los suelos:

$$\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi = c + (\sigma - u_{\eta}) \tan \phi \quad (3.2),$$

el aumento de la presión del agua  $U_n$  produce una disminución en la presión efectiva  $\bar{\sigma}$ , y por consecuencia, en la resistencia al esfuerzo cortante  $\tau$  de la masa a través de la cual ocurre la filtración.

### 3.1.1. Ley de Darcy

Como se ha descrito, el flujo de agua a través de medios porosos, gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henry Darcy en 1856, resulta ser de gran interés práctico en el diseño de presas de tierra y enrocamiento. Darcy investigó las características del flujo a través de filtros formados por arenas, lo cual, resulta afortunado para la aplicación de los resultados de la investigación a la mecánica de suelos.



**Figura 3.1. Ley de Bernoulli modificada para el flujo de agua en suelos**

Considérese la figura 3.1, que representa un esquema de flujo que ocurre a través de un medio poroso y que cumple con la ley de Bernoulli modificada:

$$\frac{P_1}{\gamma_w} + \frac{\bar{v}_1^2}{2g} + y_1 = \frac{P_2}{\gamma_w} + \frac{\bar{v}_2^2}{2g} + y_2 + \Delta h \quad (3.3.)$$

donde:

- $P_1, P_2$  son las presiones en las secciones 1 y 2 a lo largo de cierta trayectoria de flujo,  $[ FL^{-2} ]$  ;
- $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua,  $[ FL^{-3} ]$  ;
- $\bar{V}_1, \bar{V}_2$  son las velocidades medias del flujo en dirección de la corriente en las secciones 1 y 2,  $[ LT^{-1} ]$  ;
- $g$  es la aceleración de la gravedad,  $[ LT^{-2} ]$  ;
- $y_1, y_2$  son las elevaciones medias de las secciones 1 y 2, con respecto a un plano horizontal de referencia,  $[ L ]$  ;
- $\Delta h$  es la pérdida de carga hidráulica total entre las posiciones 1 y 2, debido a la viscosidad del agua,  $[ L ]$  ;
- $\Delta L$  es la longitud recorrida de 1 a 2,  $[ L ]$  .

La suma de los tres primeros términos en cada miembro de la ecuación anterior se llama carga hidráulica total "h". La pérdida de carga hidráulica total entre los puntos 1 y 2 es  $\Delta h = h_1 - h_2$ . Los términos individuales se llaman, respectivamente; carga de presión debida a la presión de agua; carga de velocidad, debido a su energía cinética; y carga de altura o de posición, debida a su energía potencial.

En los problemas prácticos de flujo de agua en suelos, la carga de velocidad es despreciable debido a que la velocidad de infiltración es pequeña (por tratarse de un flujo laminar, como se verá posteriormente), y elevando ésta al cuadrado y dividiéndola entre  $2g$ , el valor es prácticamente nulo. De esta manera, en un punto 1 cualquiera, sobre la línea superior de corriente, se tendrá que la carga hidráulica es la suma de la carga de presión y la carga de posición, esto es,  $h_1 = ( P_1 / \gamma_w ) + y_1$ . De la misma forma, al pasar al punto 2, se tendrá que:  $h_2 = ( P_2 / \gamma_w ) + y_2$ .

Darcy demostró que la velocidad media de descarga, está dada por la ley que lleva su nombre, a saber:

$$v = -k \frac{\Delta h}{\Delta L} = ki \quad (3.4)$$

donde  $k$  es un coeficiente de proporcionalidad, llamado de permeabilidad o de conductividad hidráulica, que tiene las dimensiones de una velocidad (generalmente cm/seg) y que depende de las características del suelo;  $i = -(\Delta h / \Delta L)$  es el gradiente hidráulico y representa como ya se mencionó, la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud. El signo negativo se debe a que el valor de  $h$  decrece al aumentar  $L$ .

En la ecuación de Darcy,  $v$  se refiere a la velocidad de descarga del agua a través de un medio poroso. La velocidad con la que el agua fluye dentro de la masa del suelo, considerando las porciones sólidas y vacías del medio, se le llama velocidad de filtración. Si se define la porosidad del medio " $n$ " como la relación del volumen de vacíos " $e$ " al volumen total (de sólidos y vacíos), la velocidad de filtración es:

$$\bar{v} = \frac{v}{n} \quad (3.5)$$

donde:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.6)$$

por lo que la velocidad de filtración queda de la forma:

$$\bar{v} = \frac{e}{1 + e} \cdot v \quad (3.7)$$

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto a través de un conducto establece que:

$$Q = \frac{dV}{dt} = Av \quad (3.8)$$

siendo:

- d V diferencial de volumen, [ L<sup>3</sup> ] ;
- d t diferencial de tiempo, [ T ] ;
- A área de la sección transversal del conducto, [ L<sup>2</sup> ] ;
- v velocidad de descarga, [ LT<sup>-1</sup> ] .

Substituyendo la ecuación de Darcy en la ecuación 3.8, se tiene que el gasto o cantidad de agua que se infiltra en un medio poroso estará dado por la ecuación:

$$Q = A k i \quad (3.9)$$

Puede comprobarse que la ley de Darcy es sólo aplicable a flujo laminar, de hecho, se afirma que la naturaleza laminar del flujo de agua a través de suelos, representa uno de los pocos casos en que realmente aparece este tipo de flujo en toda la hidráulica. Lo anterior, se puede demostrar mediante una relación adimensional entre las fuerzas de inercia y la fuerza viscosa del fluido, propuesta también por Reynolds para un fluido dado, conocida como el número de Reynolds. Dicha relación establece que:

$$R = \frac{v D \rho}{\mu} \quad (3.10)$$

donde:

- R número de Reynolds;
- v velocidad media, [ LT<sup>-1</sup> ] ;
- D diámetro promedio de las partículas del suelo, [ L ] ;
- ρ densidad del fluido, [ ML<sup>-3</sup> ] ;
- μ viscosidad del fluido, [ FL<sup>-2</sup>T ] .

Dicha ecuación, está referida al sistema cgs.



Varios investigadores han hecho ver que el valor límite del número de Reynolds para el que un fluido cambia de laminar a turbulento oscila entre 1 y 12. Si en dicha relación se substituyen los valores de  $\rho$  y  $\mu$  para el agua y se acepta  $v = 0.25$  cm/seg, valor muy conservador por lo alto para flujo de agua en suelos, se tiene que  $R < 1$  con tal de que  $D$  no sobrepase el valor de 0.40 mm, que corresponde a una arena gruesa.

Así, resulta ser que la ley de Darcy es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas, quedando excluidas las gravas limpias, cantos rodados y enrocamiento, ya que en éstos materiales la energía del agua se disipa con mayor rapidez, por lo que el flujo deja de ser laminar y la ley de Darcy pierde su validez. Dado que Darcy generalmente construyó sus filtros de arenas finas, donde el flujo de agua es laminar, en suelos más finos (arcillas o mezclas de limos y arcillas) el agua circula a velocidades aún menores, por lo que, con mayor razón, el flujo también será laminar.

De lo anterior, se desprende el hecho de que en el presente análisis, se estudien únicamente las presiones que el agua genera en el interior del núcleo impermeable de la presa, el cual se encuentra construido por materiales finos, con tamaños predominantes de 0.1 mm y menores.

### 3.1.2. Ecuaciones Hidrodinámicas del Flujo de Agua en Suelos.

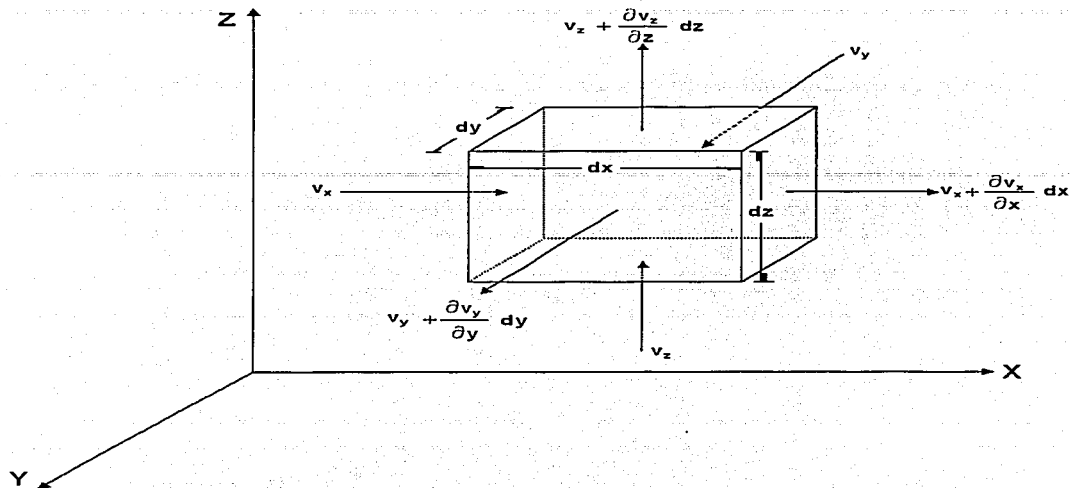
La ley de Darcy se puede generalizar para tres dimensiones, según un sistema de coordenadas triortogonales, aceptando que existen permeabilidades distintas. Esto es:

$$\begin{aligned}v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z}\end{aligned}\tag{3.11}$$

donde  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  son los coeficientes de permeabilidad, según las coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$  y funciones únicamente de ellas en el orden respectivo, más no del tiempo (puesto que, por hipótesis, se trata de un régimen establecido, donde sus características no varían con el tiempo), ni de ninguna otra variable.

Considérese una región de flujo de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ , tal como se muestra en la figura 3.2, en el que los componentes de la velocidad a la entrada de la región están dadas por las ecuaciones 3.11, mientras que a la salida de dicha región, los componentes de la velocidad estarán dadas por:

$$\begin{aligned}v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \\v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \\v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\end{aligned}\tag{3.12}$$



**Figura 3.2. Elemento de una región de flujo**

Ahora bien, se considera que la región de flujo tiene sus vacíos saturados por agua, y que además, las partículas sólidas que forman la estructura del suelo son incompresibles. Así, durante el flujo, la cantidad de agua que entra al elemento tiene que ser igual a la que sale, en un régimen establecido. Teniendo en cuenta que el gasto que pasa por una sección es igual al producto del área de dicha sección por la velocidad del flujo, se tendrá que:

$$v_x \, dy \, dz + v_y \, dx \, dz + v_z \, dx \, dy = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy \, dz +$$

$$+ \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx \, dz + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \, dy$$

donde el primer miembro representa el gasto que entra al elemento y el segundo, el que sale.

Reduciendo términos semejantes, se tiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

de donde:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (3.13)$$

que representa la ecuación de la continuidad.

Introduciendo las ecuaciones 3.11, en la ecuación de la continuidad, se obtiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.14)$$

En los problemas prácticos, es frecuente que el flujo en una sección de la región considerada, sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección; esto es, que el flujo puede estudiarse bidimensionalmente, con lo que la ecuación 3.14. puede simplificarse en la forma:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.15)$$

Si el suelo a través del cual ocurre el flujo es además, isótropo en lo referente a la permeabilidad, entonces:

$$k_x = k_y = k \quad (3.16)$$

por lo que la ecuación 3.15, queda de la forma:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0 \quad (3.17)$$

donde  $\nabla$  es el gradiente de una función dada.

La anterior, es una ecuación diferencial muy conocida y estudiada por describir matemáticamente muchos fenómenos físicos de gran importancia práctica, aparte del flujo de agua a través de suelos. Se le conoce con el nombre de la ecuación de Laplace. Una función que satisface a esta ecuación, como  $h$  para este caso, se dice que es armónica.

La solución de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que son susceptibles a una interpretación geométrica, según la cual, dichas funciones pueden representarse dentro de la zona de flujo como dos familias de curvas ortogonales entre sí, las cuales quedan definidas por las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \phi &= \text{constante} \\ \psi &= \text{constante} \end{aligned} \quad (3.18)$$

Una curva que une puntos en que  $\phi$  es constante, en esos puntos  $h$  también será constante, es decir, todos los puntos de esa curva a través de la región plana de flujo tendrán la misma carga hidráulica  $h$ , por lo que estas curvas reciben el nombre de líneas equipotenciales. La trayectoria del agua tiene como ecuación  $\psi = \text{constante}$ , o sea que la familia de curvas  $\psi = \text{constante}$  está constituida precisamente por las trayectorias físicas y reales del agua a través de la región de flujo, por lo que dichas curvas reciben el nombre de líneas de flujo o de corriente. En la figura 3.3 se ilustra lo descrito anteriormente.

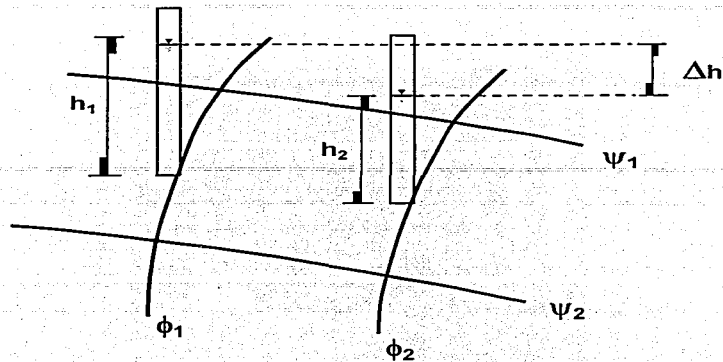


Figura 3.3. Familia de curvas ortogonales  $\phi$  y  $\psi$

De esta manera, en un problema específico en el que existan condiciones de frontera fijas, la solución de la ecuación de Laplace estará dada por las familias de curvas mencionadas, más la exigencia de que estas últimas satisfagan las condiciones de frontera. Con lo anterior, se producirá la solución única del problema considerado.

Conviene establecer ahora, un breve resumen de las hipótesis que implica la aceptación de las ecuaciones anteriores, aplicables a la resolución de los problemas de flujo de agua a través de suelos:

1. El régimen es establecido y laminar.
2. El suelo está saturado.
3. El agua y las partículas del suelo son incompresibles, por lo que el flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.
4. El suelo es isótropo en lo referente a su permeabilidad.

### 3.1.3. Métodos de Solución para el Flujo de Agua en Suelos.

Como se ha mencionado, Forchheimer demostró que la función  $\Delta h$  que gobierna el flujo de agua en medios porosos es una función armónica, esto es, que se satisface la ecuación de Laplace, con ello se desarrolló el método gráfico de las redes de flujo. Si bien éste método es el más común y resulta una sencilla arma para la solución del flujo de agua, su inconveniente radica en la dificultad del dibujo de la red, ya que para un sencillo caso de flujo bidimensional, una red bien ajustada puede requerir varias horas de dibujo, por lo que muchas personas encuentran difícil su trazado.

Es por esto que se ha recurrido al desarrollo y aplicación de otros métodos para la solución del flujo de agua en suelos, los cuales se pueden clasificar como sigue:

- Métodos numéricos. Están basados esencialmente en la solución de la ecuación de Laplace por métodos de cálculo numérico que permite la obtención de las cargas totales en diversos puntos de la red mediante una serie de aproximaciones. Consisten en la reducción de una ecuación diferencial parcial a una ecuación algebraica de diferencias finitas, la que debe satisfacerse en la vecindad de todo punto de la región en que se satisfaga la ecuación original. Con el desarrollo de las computadoras se ha incrementado la importancia de los métodos de cálculo numérico en la solución no sólo a problemas de flujo de agua en suelos sino a una gran variedad de problemas de ingeniería y su utilización es cada vez más común. Los métodos numéricos conocidos son el método de relajaciones, el método del elemento finito, la solución a la ecuación de Laplace en diferencias finitas y el método matricial.
- Métodos analógicos. Dado que la ecuación de Laplace es adaptable a varios problemas de la física aplicada como lo es el flujo eléctrico a través de un conductor, el flujo calorífico, el campo magnético en torno a un conductor y el desplazamiento elástico, se ha podido recurrir a la analogía para resolver una

situación concreta de uno de los problemas mediante la correspondencia de sus propiedades físicas. Si bien se han encontrado dificultades prácticas al utilizar modelos de flujo térmico, de campo magnético y de elasticidad para resolver problemas de flujo de aguas, los modelos eléctricos han permitido desarrollar técnicas que sirven para representar de un modo relativamente sencillo una amplia variedad de regiones de flujo en condiciones diversas de circulación del agua. En el modelo eléctrico el voltaje corresponde a la carga total, la conductividad a la permeabilidad y la intensidad de corriente a la velocidad. La medida del voltaje permite localizar las equipotenciales que sirven para trazar la red de flujo.

- Métodos mediante modelos. Consisten en la reproducción a escala de la sección de la región de flujo por estudiar, suelen ser tanques con paredes de vidrio de ancho limitado dentro de los que se construye la sección a rigurosa escala. Aunque son de empleo limitado debido al tiempo y trabajo necesarios para su construcción, resultan útiles para ilustrar los fundamentos del flujo de agua en suelos. Generalmente el modelo se somete a la acción del agua hasta producir un flujo establecido, las líneas de flujo pueden definirse observando la trayectoria de tinturas inyectadas en zonas próximas a las paredes del tanque, posteriormente se trazan las líneas equipotenciales de forma que sean ortogonales con las de flujo. Las presiones del agua se miden con piezómetros convenientemente instalados en diversos puntos y el gasto de infiltración mediante la cuantificación del volumen que pasa por la sección en el tiempo en que el flujo se ha establecido. Otra limitación que se tiene en este tipo de modelos es la dificultad creada por la capilaridad, aunque el flujo que se produce por encima de la línea de saturación o superior de corriente puede ser de escasa importancia en una presa real, en un modelo a escala puede tener un efecto considerable al ser una fracción importante de la altura del modelo. Además, es posible dibujar varias redes de flujo y estudiar las influencias de las diversas variantes en un periodo de tiempo más corto que el necesario para construir el modelo.



- **Métodos analíticos.** Consisten en llegar a una solución de problemas de flujo, mediante métodos rigurosamente matemáticos, en que los casos reales que interesa estudiar son muy complejos en su geometría. Dicha solución es obtenida a través del cambio de variables que se convierte en el sistema de transformación conforme o de mapeo en el plano complejo, esto es, permite transformar esa geometría compleja en otra mucho más simple que permite trabajar de un modo equivalente sin perder generalidad. En su mayoría resultan ser bastante complicados y exigen el manejo de herramientas matemáticas muy complejas.

### 3.2. Teoría de las redes de flujo

El problema del flujo interno a través de suelos puede establecerse bien sobre bases teóricas, con tal de que la geometría de la región de flujo sea relativamente uniforme y que los suelos presenten características de homogeneidad relativamente rígidas. Asimismo, se mencionó que la ecuación de Laplace queda resuelta por dos familias de curvas ortogonales entre sí (líneas de flujo y líneas equipotenciales), siempre y cuando se definan las condiciones de frontera de la región de flujo y se cumplan las condiciones de ortogonalidad de dicha región, para cada caso en particular. El método de las redes de flujo utiliza estas aseveraciones para resolver el problema de un modo sencillo y puramente gráfico.

Hemos dicho que para resolver un problema de flujo es necesario especificar las condiciones de frontera, para lo cual se necesita determinar las características geométricas e hidráulicas de las superficies externas que delimitan la región de flujo. En medios homogéneos existen cuatro clases de líneas de frontera:

- a) Frontera material infiltrado – suelo impermeable (frontera impermeable):** A través de una frontera de este tipo el agua no puede filtrarse, por lo que los componentes normales de la velocidad son nulos a lo largo de ella y dicha frontera es una línea de flujo. La línea BG en la figura 3.4 es ejemplo de frontera

impermeable, pues se supone que la permeabilidad del suelo de cimentación debajo de la línea AH es nula en comparación con la del suelo que constituye el núcleo impermeable de la presa.

**b) Frontera agua – material infiltrado :** Esta frontera es ejemplificada por la línea BC de la figura 3.4. En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presiones en esta frontera puede considerarse hidrostática. Entonces en un punto cualquiera de ella, por ejemplo el punto P, la carga de presión es  $(h_1 - y)$  mientras la carga de posición es igual a  $y$ , por lo que en cualquier punto de la frontera BC la carga hidráulica total será  $(h_1 - y) + y = h_1$ . De esta forma, la condición que debe cumplirse en toda frontera agua – material infiltrado es  $h = \text{constante}$ ; así pues, resulta ser que esta frontera es una línea equipotencial.

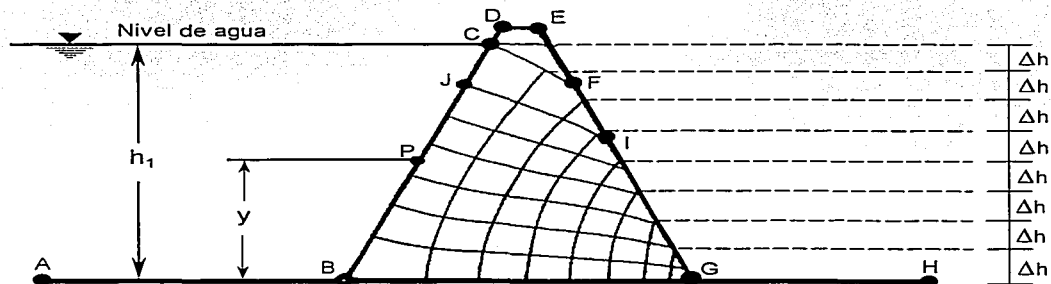


Figura 3.4. Condiciones de frontera de una presa.

**c) Frontera material infiltrado – material no-infiltrado (línea superior de flujo) :** En la figura 3.4, la línea CF separa dentro del material impermeable BDEG, la zona de flujo BCFG de la porción de material que no es infiltrada por el agua que fluye de un lado a otro de la presa. Obviamente, las componentes de la velocidad,  $v$ , normales a dicha línea son nulas, y por tanto, ésta es una

línea de flujo. El hecho de ser la línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que no son comunes en cualquier otra línea de flujo, la presión es constante en toda ella (igual a la atmosférica) y, siendo despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es  $h = y$ , lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten en la línea superior de flujo será idéntica a la elevación del punto de intersección. Esto requiere que, si se trazan equipotenciales con caída de carga  $\Delta h$ , la diferencia de elevación de las intersecciones de dos equipotenciales contiguas cualesquiera con la línea superior de flujo será también constante e igual a  $\Delta h$ .

Por otra parte, la forma en que esta línea debe de entrar a la presa, puede determinarse fácilmente a partir del hecho de que la superficie de entrada BC es una línea equipotencial, en tanto que la línea superior lo es de flujo; por tanto, la línea en cuestión debe de entrar formando un ángulo de  $90^\circ$  con la línea BC. La condición de salida de la línea superior de flujo depende del ángulo que forma el talud aguas abajo en la horizontal, si ese ángulo es menor o igual a  $90^\circ$ , como sucede en la figura 3.4, la línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo, siendo F el punto de tangencia.

**d) Frontera material infiltrado – superficie libre a la presión atmosférica (línea de descarga libre) :** La línea FG en la figura 3.4 es una frontera de este tipo. Al igual que en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición, esto es, se cumple que  $h = y$ . Por lo anterior, es evidente que FG no es una línea equipotencial, aunque tampoco lo es de flujo, ya que si lo fuera, las componentes de  $v$  normales a ella serían nulos y el gasto a través del tubo de flujo definido por CF y JI también se anularía, lo que es imposible teniendo permeabilidad el material comprendido en dicho tubo. De esta manera, la línea FG resulta ser simplemente una línea de descarga libre.

En forma análoga a lo que ocurre con la línea superior de flujo, la condición  $h = y$  obliga a que todo par de equipotenciales corten la línea de descarga libre

en puntos con diferencia de elevación igual a la diferencia de carga hidráulica de dichas equipotenciales ( $\Delta h$ ). En el caso de la línea de descarga libre, es obvio que tales intersecciones no ocurrirán perpendicularmente, pues se ha visto que la línea de descarga no es línea de flujo.

### 3.2.1. Trazo de la Red de Flujo.

Una vez conocidas las fronteras, el trazo de la red de flujo consiste en dibujar las dos familias de curvas ortogonales entre sí, y que se cumplan con las condiciones de frontera.

En el trazo de la red de flujo, conviene dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma ( $\Delta h$ ). Asimismo, conviene dibujar las líneas de flujo de manera que el gasto que pase por el canal formado entre ellas también sea el mismo ( $\Delta q$ ). Cumpliendo los requisitos anteriores, se tendrá que un fragmento de ella, es limitado por la líneas de flujo  $\psi_i$  y  $\psi_j$  y la equipotenciales  $\phi_i$  y  $\phi_j$  tal como se muestra en la figura 3.5.

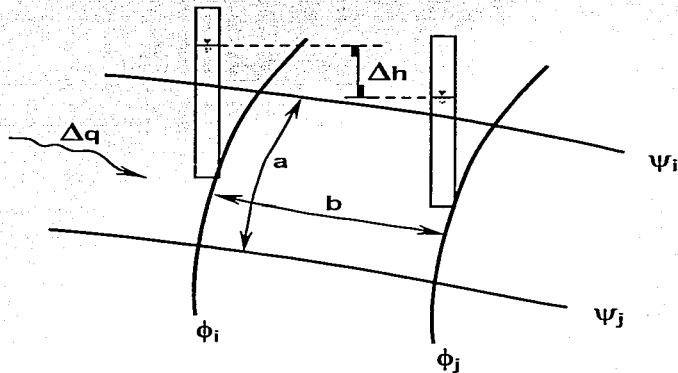


Figura 3.5. Porción de una red de flujo

El gasto  $\Delta q$  que pasa por el canal vale, según la ley de Darcy:

$$\Delta q = k a \frac{\Delta h}{b} \quad (3.19)$$

donde :

- $\Delta q$  gasto que pasa entre las líneas de flujo  $\psi_i$  y  $\psi_j$ , [ $L^3 T^{-1}$ ];
- $k$  permeabilidad del suelo, [ $L T^{-1}$ ];
- $\Delta h$  caída constante de potencial hidráulico entre  $\phi_i$  y  $\phi_j$ , [ $L$ ];
- $b$  distancia media recorrida por el agua, [ $L$ ];
- $a$  área media del rectángulo curvilíneo normal al flujo [ $L^2$ ],  
(se considera un espesor unitario normal al plano del papel).

Si  $n_r$  es el número total de canales de flujo que tiene la red y  $n_e$  el número de caídas de potencial que hay en toda la zona de flujo, podrá escribirse:

$$\Delta q = \frac{q}{n_r} \quad \text{y} \quad \Delta h = \frac{h}{n_e} \quad (3.20)$$

donde  $q$  y  $h$  son el gasto total y la carga perdida en total en toda la zona de flujo.

Así, la ecuación 3.19 quedará de la forma:

$$q = k h \frac{n_r}{n_e} \cdot \frac{a}{b} \quad (3.21)$$

En la expresión anterior, puede notarse que  $k$ ,  $q$ ,  $n_r$  y  $n_e$  son constantes para una red de flujo dada, por lo que la relación  $(a / b)$  debe serlo también. Para satisfacer lo anterior conviene fijar el valor de  $(a / b)$  como la unidad, lo que hace que los rectángulos curvilíneos se transformen en cuadrados curvilíneos, de manera que la red dibujada cumplirá la condición de que por cada canal pase el mismo gasto y que entre

dos líneas equipotenciales exista la misma caída de potencial, si las figuras definidas por esas líneas son cuadrados. Así, es posible verificar lo bien dibujada que esté una red, por ser el cuadrado una figura sencilla de visualizar.

Sin embargo, hay ocasiones en que dentro de las redes de flujo las circunstancias geométricas de la región de flujo obligan a que se produzcan singularidades, dando lugar a cuadrados en la red que quedan aparentemente fuera de la regla común.

En la figura 3.6, se presenta un cuadrado singular frecuente en las redes de flujo. En este caso una línea equipotencial y una de flujo se cortan a un ángulo  $\alpha$  que es menor a  $90^\circ$ ; puede verse que al dividir dicho cuadrado a la mitad, se tiene que por el nuevo tubo pasa un gasto mitad del anterior. De esta forma, para hacer válido un cuadrado de este tipo, es condición general que al hacer las subdivisiones se cumpla lo anterior y que el cuadrado singular formado por las líneas  $\phi_2$  y  $\psi_2$ , sea semejante al cuadrado original, el formado por las líneas  $\phi$  y  $\psi$ .

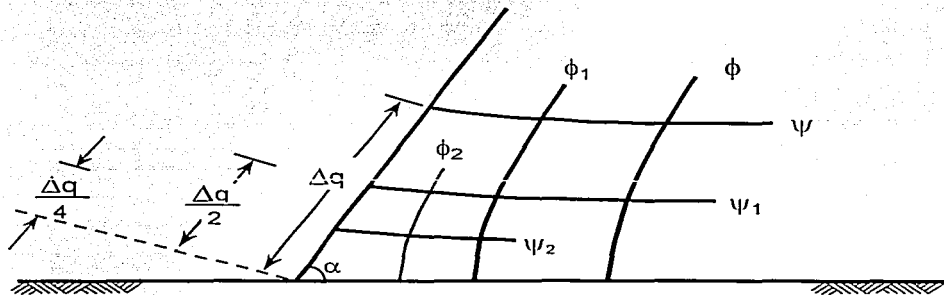


Figura 3.6. Cuadrado singular.

En la figura 3.7, se presenta una red de flujo en la que se puede apreciar lo descrito anteriormente.

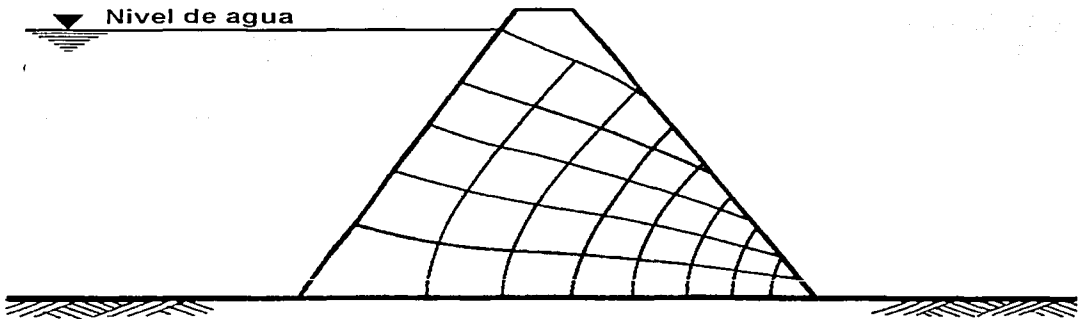


Figura 3.7. Red de flujo.

### 3.2.2. Teoría de la Sección Transformada

En presas de tierra y enrocamiento, la anisotropía en los materiales constitutivos es, desde luego, una condición frecuente; basta considerar que dichas estructuras se construyen compactando los materiales por capas, procedimiento que, lógicamente, conduce a permeabilidades horizontalmente mayores a las que se obtienen en la dirección vertical. De esta manera, tal parece ser que la ecuación de continuidad en su forma bidimensional (ecuación 3.15), sea la que haya que usarse en la resolución de los problemas de flujo, quedando relegada la ecuación de Laplace. Sin embargo, dada la complejidad para resolver la mencionada ecuación, existe un artificio matemático que permite considerar la anisotropía del material. Con tal reducción se logra que la ecuación de Laplace y su solución, sean aplicables para describir los problemas de flujo.

En esencia, la teoría de la sección transformada es un simple cálculo que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo en estudio, mediante una sencilla transformación de coordenadas, de manera que la nueva sección, supuesta isotrópica con  $k_x = k_y$ , presenta las mismas condiciones de flujo que la sección en la que  $k_x \neq k_y$ .

Considérese la región de flujo mostrada en la figura 3.8, en la que se tienen permeabilidades  $k_x \neq k_y$ .

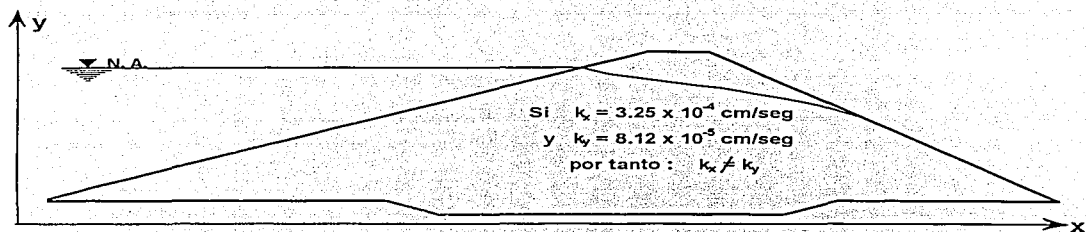


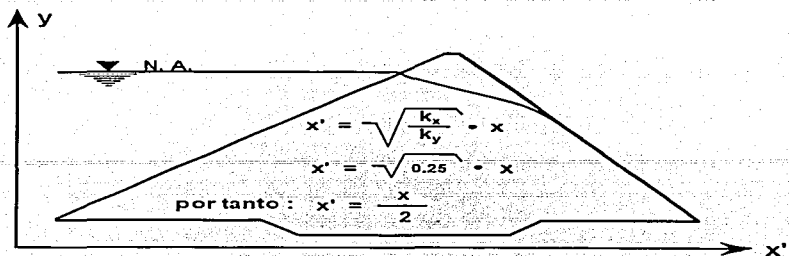
Figura 3.8. Sección de una región de flujo anisotrópica.

Se someterá dicha región a una transformación de coordenadas en la que la abscisa  $x$  se transforme a otra  $x'$ , tal que:

$$x' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \cdot x \quad (3.22)$$

Para este caso, las dimensiones horizontales se modifican según la ecuación anterior, en tanto que las dimensiones en la dirección vertical no se modifican (figura 3.9).



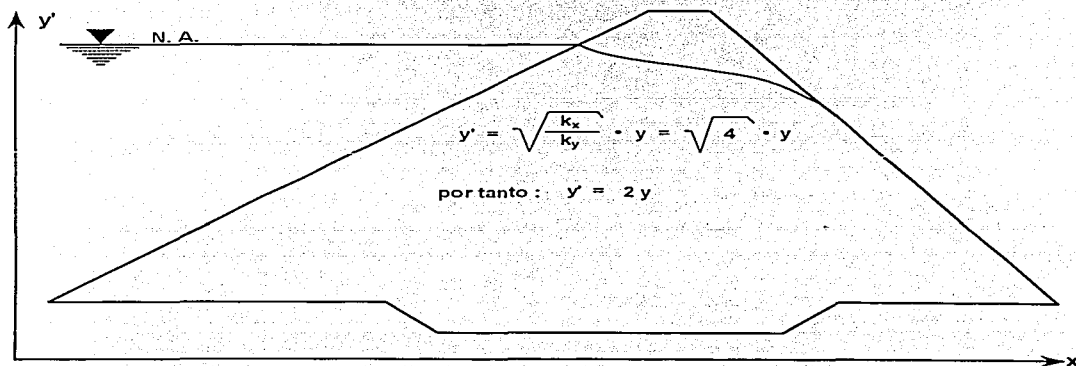


**Figura 3.9. Sección transformada en la dirección horizontal.**

En forma análoga, si se desean modificar las dimensiones en el sentido vertical, se transformará la ordenada  $y$  a otra  $y'$ , de manera que:

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \cdot y \quad (3.23)$$

En este caso, las dimensiones horizontales no se modifican, (ver figura 3.10).



**Figura 3.10. Sección transformada en la dirección vertical.**

Contando con la sección transformada y delimitadas las condiciones de frontera, se podrá efectuar el trazo de la red de flujo en la misma forma que se ha descrito en el inciso 3.2.1. Una vez trazada la red, se dibuja en la sección original, siguiendo el proceso inverso a la sección transformada, esto es, las coordenadas de la sección real ("x" y "y") se despejan de las ecuaciones 3.22 y 3.23. Así, se tendrá una red deformada que será la representativa de problema.

### 3.2.3. Determinación de la Carga de Presión a partir de las Redes de Flujo

Para determinar las presiones que ejerce el agua en el interior del núcleo impermeable de una presa a partir de las redes de flujo, se requiere de un procedimiento bastante sencillo que a continuación se describe en su forma general.

Considérese la figura 3.11, que representa un cuadro de la red de flujo y en la cual se tiene que:

- P es el punto donde se desea conocer la carga de presión;
- $\phi_i$  y  $\phi_j$  son las líneas equipotenciales;
- $\psi_i$  y  $\psi_j$  son las líneas de flujo;
- $\Delta h$  es la caída de potencial hidráulico y estará dada por:  
$$\Delta h = \phi_i - \phi_j$$
- b es la distancia media recorrida por el agua;
- d es la distancia al punto P, en dirección del flujo;
- $\Delta h_x$  es la caída de potencial sobre el punto P, a partir de la línea equipotencial  $\phi_i$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

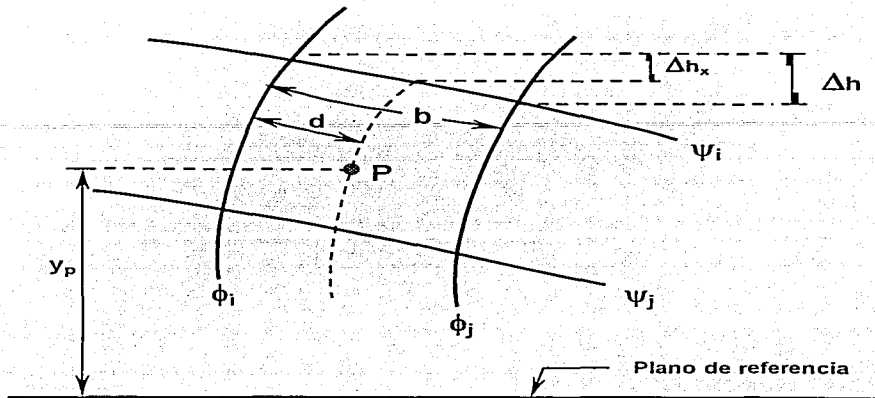


Figura 3.11. Determinación de la carga de presión.

Con lo anterior, se podrá establecer que el valor  $\Delta h_x$ , estará dado por la relación:

$$b \rightarrow \Delta h$$

$$d \rightarrow \Delta h_x$$

con lo que se tendrá que:

$$\Delta h_x = (\phi_i - \phi_j) \cdot \frac{d}{b}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Contando con el valor de  $\Delta h_x$ , se tendrá que la carga hidráulica en un punto P será:

$$h_p = \phi_i - \Delta h_x$$

Para obtener el valor de la carga de presión en el punto P, bastará restarle al valor anterior la carga de posición  $y_p$ , la cual estará dada por la elevación correspondiente al punto P, según sea el plano de referencia, es decir, que la carga de presión " $u_p$ " será:

$$u_p = \phi_i - \Delta h_x - y_p$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO 4

# INSTRUMENTACIÓN

Hemos visto que al elaborar el proyecto de una estructura hidráulica en la que intervengan materiales térreos, se hacen siempre una serie de hipótesis y suposiciones dadas las solicitaciones tan diversas a las que dichas estructuras se ven sometidas, por lo que actualmente es una necesidad la observación de los movimientos y condiciones hidráulicas que se van presentando a través de su vida útil, mediante la instalación de instrumentos de medición.

La instrumentación de una obra debe orientarse para medir aquellos fenómenos que sean significativos en el comportamiento esperado de la estructura, seleccionándose con este criterio las variables que se van a medir, las cuales básicamente consisten en medidas de deformación y en medidas de esfuerzo.

Para esto, es indispensable efectuar un análisis de las condiciones de la estructura, a fin de elaborar el proyecto de instrumentación que aporte la información requerida para conocer el comportamiento de la obra durante todas las etapas, tanto de construcción como de operación, y a la vez, proporcionar una retroalimentación entre las condiciones de diseño supuestas y las que realmente se están presentando, lo que redundará en un mejoramiento del conocimiento y comprensión de los fenómenos que se registran.

Dependiendo de las condiciones del proyecto, así como de la importancia de la obra, el proyecto de instrumentación podrá consistir desde una instrumentación a base

de testigos superficiales hasta contemplar la instalación de diversos instrumentos dentro del cuerpo de la estructura.

De acuerdo con los resultados de los análisis para el diseño de la presa, se instrumentarán las zonas donde se supone se presentarán los valores de mayor intensidad, cubriendo algunas zonas intermedias para obtener la configuración en ambos sentidos de los movimientos que se registren en la estructura.

Los instrumentos pueden ser instalados ya sea en una zona en especial o a largo de una o de varias líneas de instrumentos, pudiendo ser necesario instalar grupos completos de ellos.

Para el análisis del comportamiento de la estructura bajo las diversas condiciones hidráulicas a que ésta se sujeta, se deben conocer las características tanto en el corazón impermeable como en la cimentación, para así seleccionar adecuadamente los tipos de piezómetros a utilizar y la distribución de los mismos. La instalación de piezómetros se efectúa generalmente en las líneas transversales a la estructura; comúnmente, se abarca una zona amplia para disponer de información suficiente y así conocer el comportamiento del flujo de agua.

Por otra parte, es necesario conocer las condiciones sísmicas del sitio en que se ubica la cortina, ya que dependiendo del tipo de estructura y la importancia de los movimientos que se provocarán por este efecto, se requerirá disponer de información que permita conocer el comportamiento real de la estructura cuando es sometida a una sollicitación dinámica; para esto, se instalarán acelerógrafos tanto en las laderas, como a diferentes elevaciones sobre la estructura.

La mayoría de los sistemas de medición están constituidos por un primer elemento que detalla las variables físicas que interesa medir, llamado elemento sensor; un elemento llamado transductor que transforma la señal detectada a una señal de más fácil manejo; un elemento que modifica la señal directa del transductor

mediante un amplificador, un filtro, etc., de manera que la señal resulte medible; y finalmente, un elemento terminal que actúa indicando, registrando o controlando la medición.

#### 4.1. Instrumentación de la Cortina.

Se han analizado los aspectos que intervienen en el proyecto de instrumentación de una obra hidráulica, así como la importancia que éste representa. En lo que sigue, se tratarán los aspectos relativos a la instrumentación de la estructura de retención de la presa Falcón.

La instrumentación de aparatos para la medición de los desplazamientos verticales de la presa Falcón, está constituida por testigos de asentamiento Crecelius formados por una serie de tubos de fierro telescopiados, de 1.5 y 2 pulgadas de diámetro y 2 m de longitud, colocados en forma vertical dentro del terraplén y con cruceta de perfil laminado, soldadas al centro de los tubos de menor diámetro (figura 4.1).

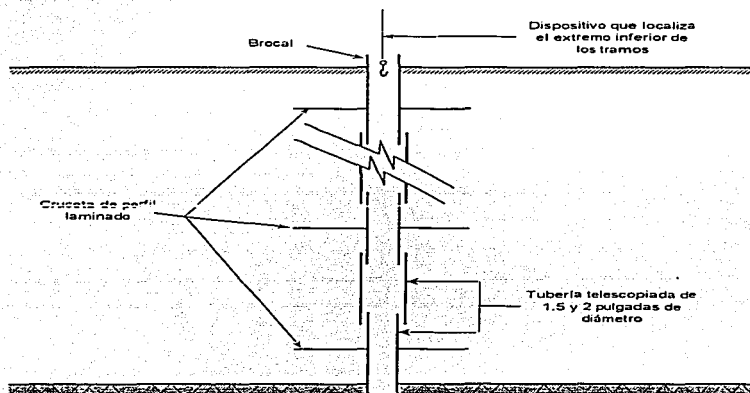


Figura 4.1. Testigo de asentamiento Crecelius.

Los movimientos son seguidos por los tubos, determinándose los asentamientos por medio del cambio de elevación de los extremos de menor diámetro, la cual se obtiene mediante la nivelación del brocal del tubo superior y la medición de la profundidad entre este último y el extremo inferior. Esta medición se efectúa por medio de un dispositivo formado de un gancho con un resorte que detecta el extremo inferior de los tubos, determinándose la distancia vertical por medio de una cinta de acero a tensión controlada.

El resto de los componentes del testigo, lo constituyen los sistemas de bancos de nivel y equipo topográfico necesario para realizar una nivelación diferencial entre el banco principal y cada uno de los brocales de los testigos; este trabajo representa una nivelación de precisión.

Para la medición de las presiones de infiltración que el agua genera en la presa Falcón, se encuentran instalados piezómetros neumáticos tipo Bureau, cuyo funcionamiento se basa en el equilibrio de presiones en su elemento sensor, por medio de una presión exterior aplicada.

La instalación de estos aparatos, se encuentra en líneas transversales a la cortina (figura 4.2), ubicadas en las estaciones 3+650.00 y 4+300.00 para el lado mexicano, en las estaciones 2+484.00 y 2+834.65 para el lado norteamericano; también se cuenta con la instalación de piezómetros en la sección máxima de la cortina (línea divisoria internacional), sobre la estación 3+088.64. En esta última, se tienen instalados 33 piezómetros en el material impermeable, 20 en la cimentación y 4 en los respaldos permeables, para un total de 57 piezómetros conectados a un pozo terminal, tal como se puede apreciar en la figura 4.3, donde se presenta la distribución de los piezómetros referidos al eje de la cortina.

En la presa Falcón no se cuenta con la instalación de acelerógrafos, dado que se encuentra ubicada en una zona asísmica, según se mencionó en la sección 1.3.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



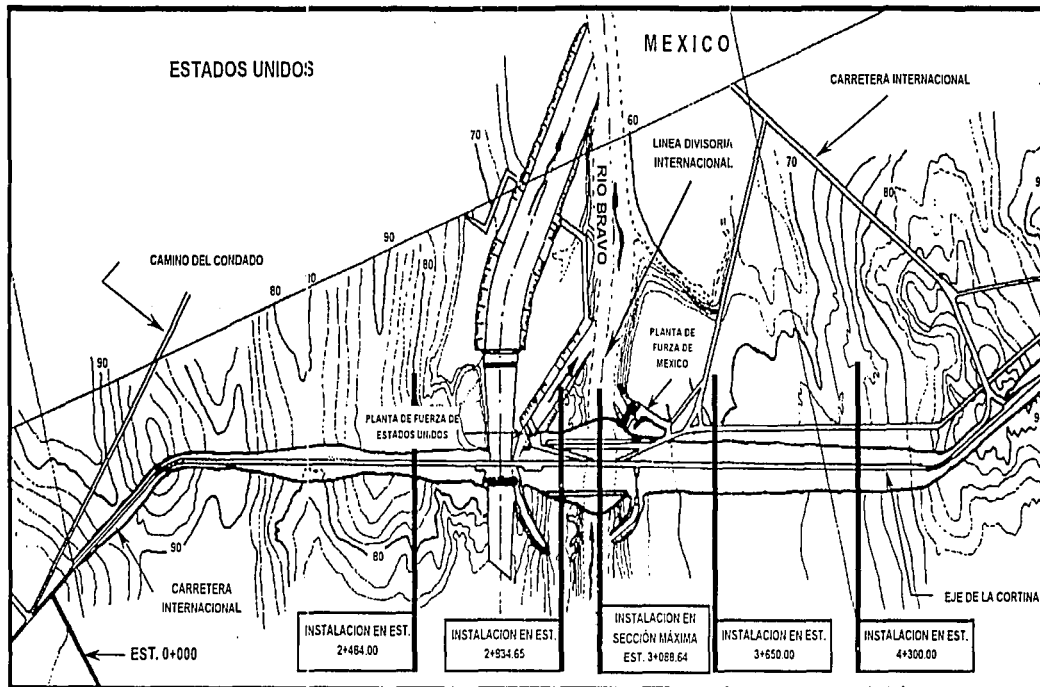


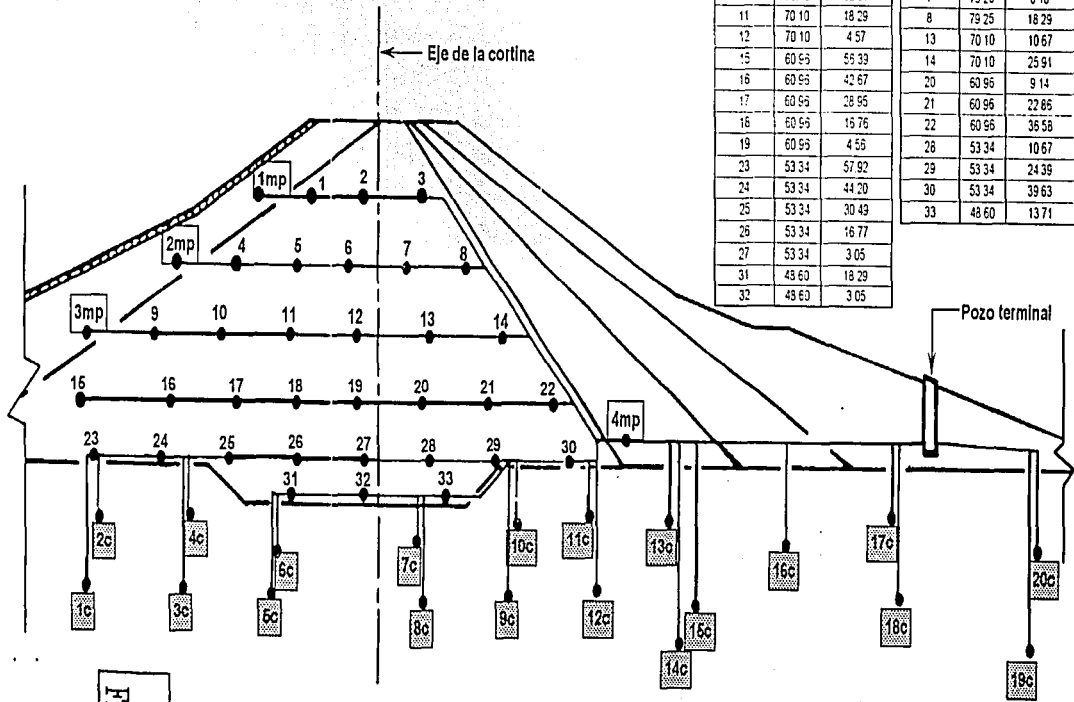
Figura 4.2. Instalación de piezómetros en la cortina de la presa Falcón.

- # No. de piezómetro en el material Impermeable
- #mp No. de piezómetro en el material perm-able
- #o No. de piezómetro en la cimentación

Sección máxima estación 3+0088.64

Piezómetros en el material impermeable aguas arriba del eje		
No. de piezómetro	Elevación (msnm)	Distancia al eje (m)
1	88.33	13.72
2	88.39	3.05
4	79.25	28.69
5	79.25	16.77
6	79.25	6.10
9	70.10	45.73
10	70.10	32.01
11	70.10	18.39
12	70.10	4.57
15	60.96	56.39
16	60.96	42.67
17	60.96	28.95
18	60.96	16.76
19	60.96	4.58
23	53.34	57.92
24	53.34	44.20
25	53.34	30.49
26	53.34	16.77
27	53.34	3.05
31	48.60	18.29
32	48.60	3.05

Piezómetros en el material impermeable aguas abajo del eje		
No. de piezómetro	Elevación (msnm)	Distancia al eje (m)
3	68.39	9.14
7	79.25	6.10
8	79.25	18.29
13	70.10	10.67
14	70.10	25.91
20	60.96	9.14
21	60.96	22.85
22	60.96	36.58
28	53.34	10.67
29	53.34	24.39
30	53.34	39.63
33	48.60	13.71



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 4.3. Distribución de piezómetros en la sección máxima

Asimismo, tampoco se cuenta con la instalación de inclinómetros y extensómetros para la medición de los desplazamientos horizontales.

Cabe precisar que el análisis que se llevará a efecto, será únicamente en el material impermeable de la sección máxima de la cortina, según se expuso en el capítulo 2, además de ser la que cuenta con una distribución de piezómetros más amplia.

#### **4.2. Descripción de los Piezómetros.**

Actualmente existen diversos tipos de piezómetros, se tienen los hidráulicos o de Casagrande, los neumáticos, los eléctricos, los de cable vibratorio y los de fibra óptica. Éstos últimos bien pueden considerarse dentro del grupo de los eléctricos con un tiempo de respuesta más rápido. Para los fines de éste análisis se expondrán los piezómetros neumáticos que fueron instalados en la presa Falcón.

Los piezómetros neumáticos permiten cuantificar las variaciones de la carga de presión en materiales de baja permeabilidad, registrando dicha presión con un tiempo de respuesta corto. No obstante que los piezómetros registran la presión del agua con un cierto tiempo de retraso, debido a la variación del volumen de agua dentro del instrumento al registrar un cambio en la presión medida.

El sistema de un piezómetro, consta de un bulbo o punta piezométrica (figura 4.4) que se instala en el lugar que se requiere conocer la presión, el cual se conecta a través de dos mangueras o conductores neumáticos que sirven para operar y comunicar la punta piezométrica desde el exterior, y finalmente, una consola de medición, instalada en un pozo terminal, que permite registrar la presión.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

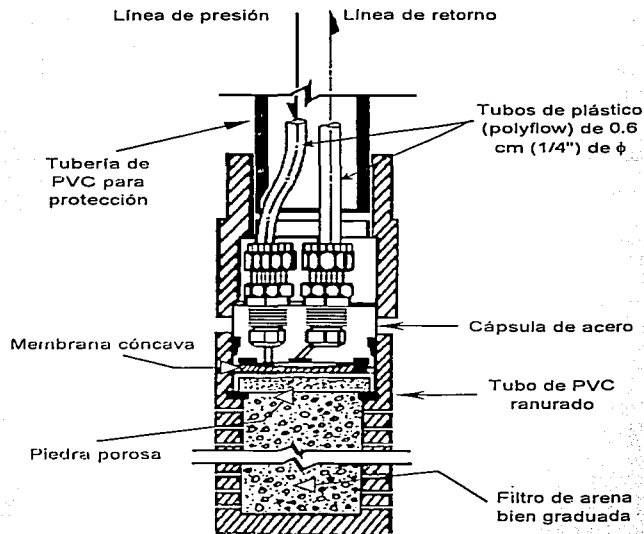


Figura 4.4. Bulbo piezométrico.

El bulbo piezométrico se encuentra constituido por una cápsula de acero a la cual llegan los dos tubos neumáticos de polyflow de  $\frac{1}{4}$ " (0.76 cm.) de diámetro, tiene en la parte inferior un tubo de PVC ranurado que contiene en su interior un filtro de arena bien graduada para permitir exclusivamente el paso del agua. El filtro tiene colocada en su parte superior una piedra porosa cuya finalidad es evitar el paso de las impurezas que pueda arrastrar el agua; encima de esto, se encuentra fija una pequeña membrana cóncava de acero inoxidable que soporta la presión ejercida por el agua en el interior del filtro. En la parte superior de la membrana, se tiene una cabeza de acero maquinado que presenta dos cavidades que se comunican a los dos conductos neumáticos; la comunicación entre las cavidades está obturada por un pequeño pivote de acero, tal como se aprecia en la figura 4.5.

TESTS CON  
FALLA DE ORIGEN

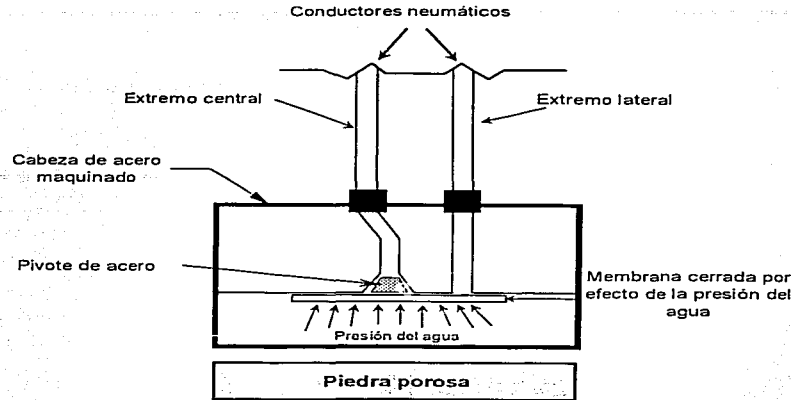


Figura 4.5. Elemento transductor (posición inicial).

Por la línea de presión se inyecta aire, el cual, en el momento de ser mayor que la presión ejercida por el agua sobre la membrana, la deforma, permitiendo el paso el aire de uno a otro conductor (figura 4.6).

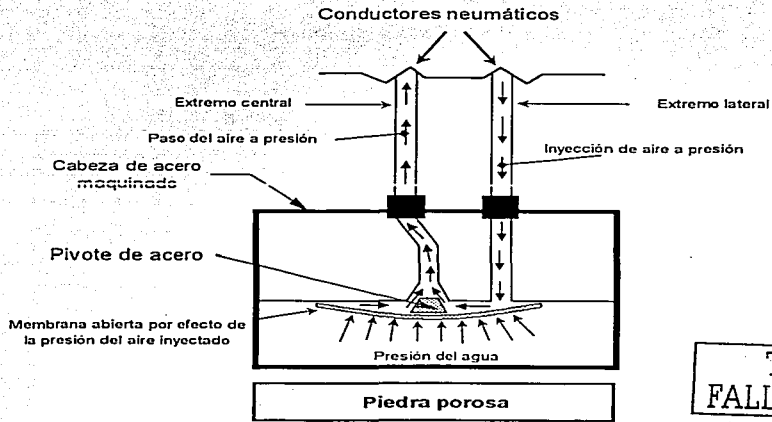


Figura 4.6 Elemento transductor (comunicación establecida).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Regulando la presión que ha sido suministrada, hasta que la membrana y el pivote obturen nuevamente la comunicación entre ambos conductos (figura 4.7), se logrará registrar la presión del agua con ayuda de un manómetro.

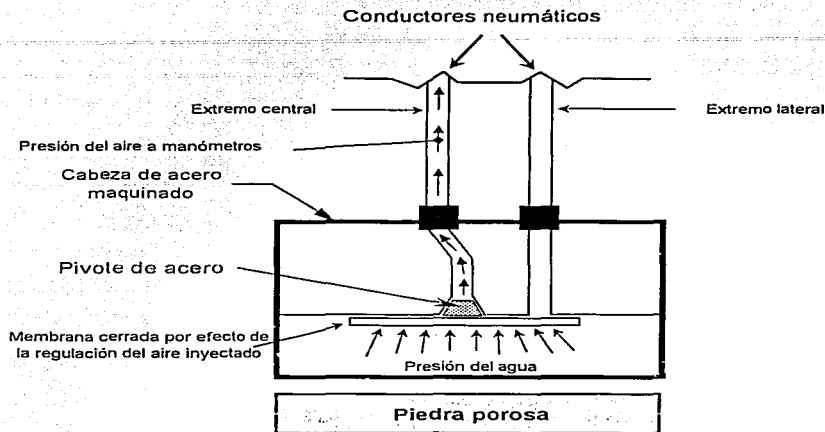
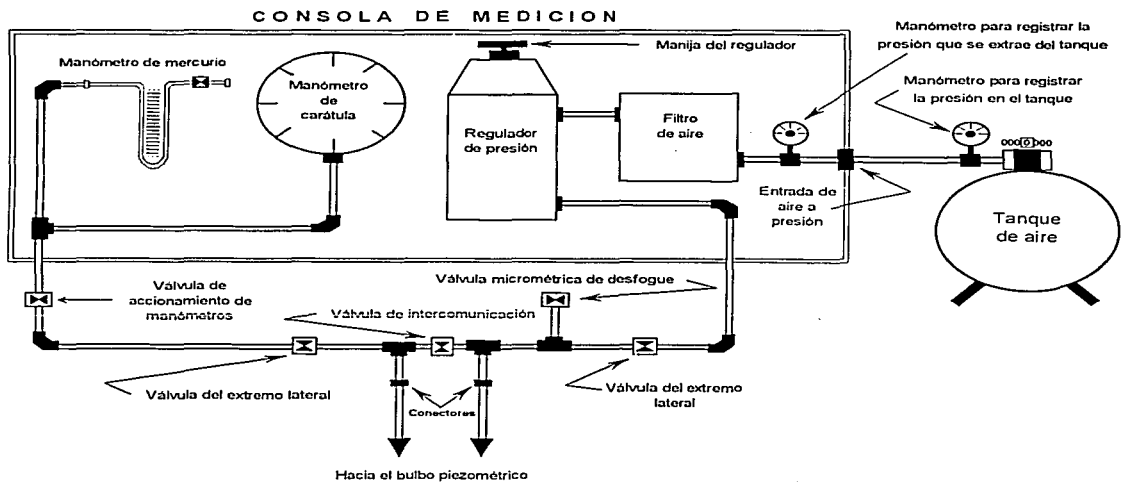


Figura 4.7. Elemento transductor (posición final).

El elemento terminal o consola de medición (figura 4.8) está constituido por un tanque de aire a presión para aplicar al bulbo piezométrico la presión; un filtro de aire y regulador de presión, a fin de evitar la inyección de incrementos demasiado grandes que pudieran deteriorar la membrana, con la consecuente destrucción del sistema que sólo se podría remplazar por otro bulbo; una serie de válvulas que controlan el paso o inyección de aire al bulbo; finalmente, la manguera o línea de retorno va conectada a un manómetro con capacidad de 0 a 15 kg/cm<sup>2</sup>, después del cual existe una conexión final a un manómetro de mercurio, con longitud de escala de 2.50 m y capacidad de 0 a 3 kg/cm<sup>2</sup>, para leer con mayor precisión la lectura registrada.

TESTS CON  
FALLA DE ORIGEN



**Figura 4.8. Consola de medición.**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO 5

# OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Una vez conocidas las características geométricas y físicas de los materiales que constituyen la estructura de retención de la presa Falcón, es posible determinar las condiciones de flujo a que dicha estructura se verá sometida, mediante la aplicación de las redes de flujo.

Teniendo en cuenta que el comportamiento de las presiones que el agua genera dentro del corazón impermeable se puede estimar con cierta precisión, mediante los piezómetros instalados, se hará posible determinar la variación que existe entre el caso teórico y el caso observado, llevando a cabo un adecuado análisis e interpretación de los resultados obtenidos.

Lo anterior conducirá a establecer las bases que definen la certeza del caso teórico ante el observado, analizando los factores que influyen al existir discrepancias entre ellos, para sustentar así las conclusiones que se deriven de dicho análisis.

A continuación se describe la secuencia que se siguió en el trazo de la red de flujo para el material impermeable en su sección máxima y se determinará la carga de presión a partir de la red. Por otra parte, se describe la obtención de las lecturas piezométricas de los instrumentos instalados en la sección máxima de la cortina y por último, se realizará el análisis comparativo entre los resultados teóricos y observados, de acuerdo al análisis e interpretación de los resultados obtenidos.



### 5.1. Análisis teórico.

En el capítulo 3, se estudiaron las bases teóricas que sustentan el análisis del flujo de agua a través de suelos; con él, es posible determinar cuantitativamente las presiones del agua infiltrada que se generan en el material impermeable de un terraplén, mediante el trazo de las redes de flujo. Para ello, se han de determinar, en primer lugar, las condiciones hidráulicas a que la presa está sometida y así poder establecer sus condiciones de frontera; en segundo lugar, se trazará la red y se cuantificará la carga de presión del agua infiltrada en puntos de interés, tales como aquellos donde se tienen piezómetros instalados.

Con la geometría de la sección por analizar y conociendo las condiciones hidráulicas a que la presa está expuesta, se podrán delimitar las condiciones de frontera que gobernarán la región de flujo. Se ha visto que la geometría del material impermeable en la sección máxima de la presa está constituida tal y como se muestra en la figura 5.1, en la que se representa el nivel medio del agua en el mes de abril de 1983, así como también, la región de flujo que permitirá establecer las condiciones de frontera. Se hace notar que en lo que sigue, las figuras están acotadas en metros y las elevaciones en metros sobre el nivel del mar (msnm).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

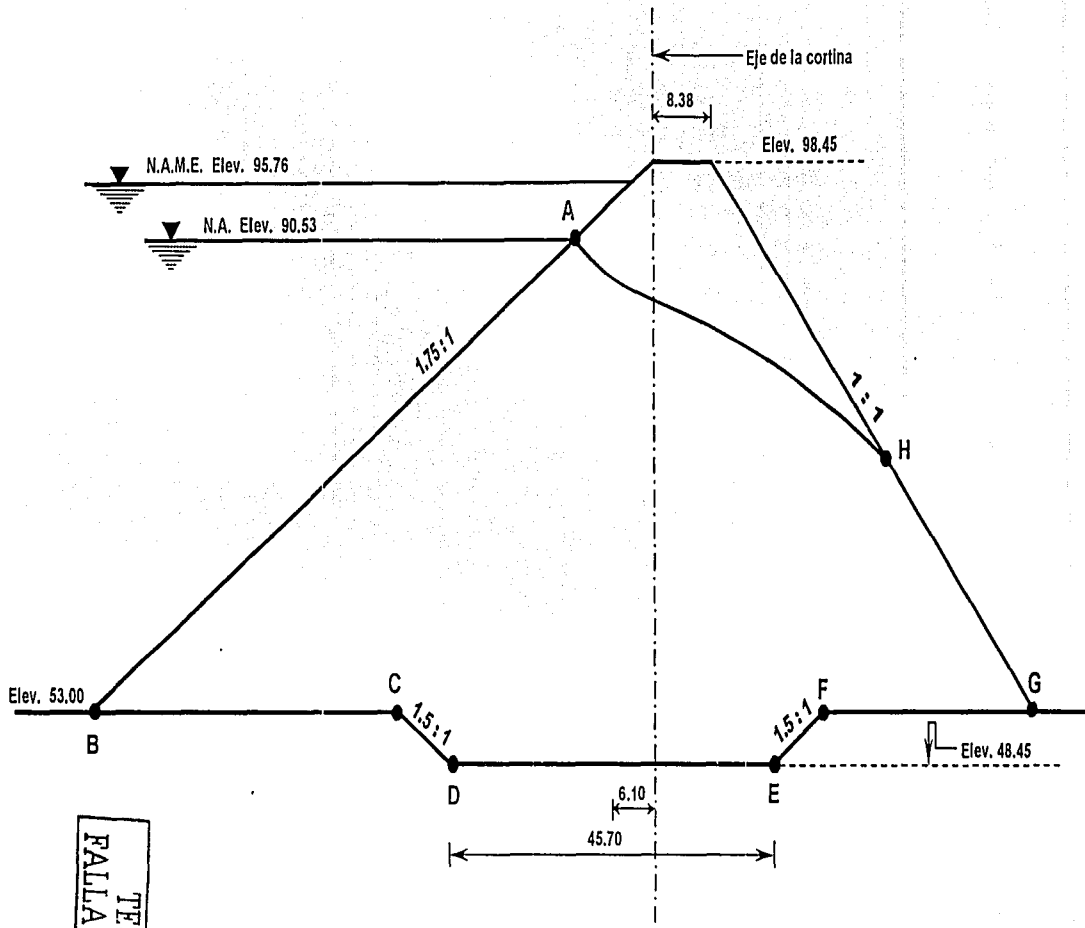


Figura 5.1.

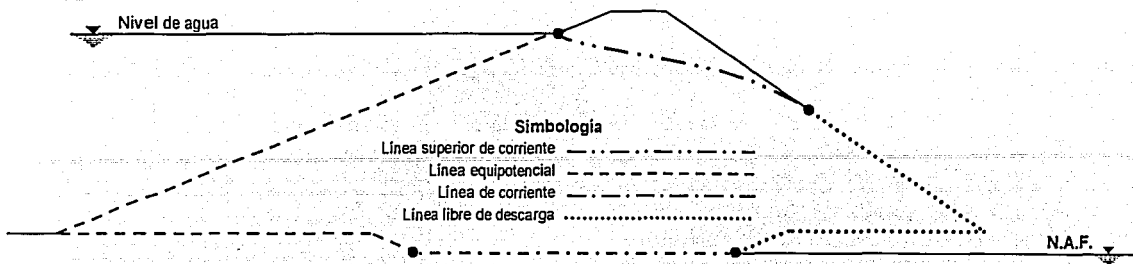
Geometría del material impermeable en la sección máxima

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

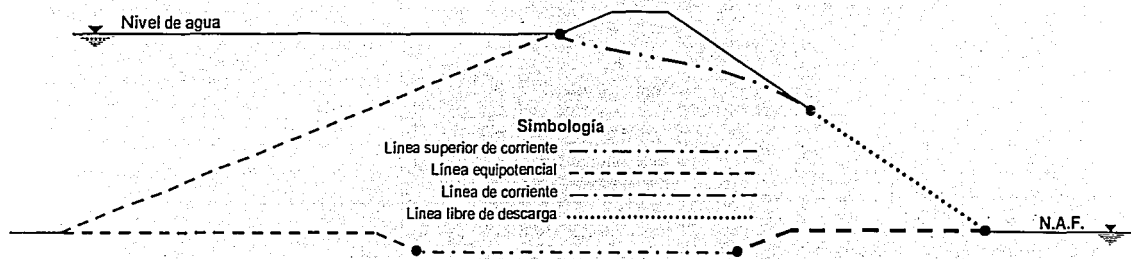
Se puede apreciar en la figura anterior que la línea AH representa la línea superior de corriente, según se estudió en el capítulo 3; la línea AB define una línea equipotencial, ya que se encuentra expuesta a una carga hidráulica  $h$ ; asimismo, la línea BCD también se encuentra expuesta a la misma carga hidráulica  $h$ , por lo que esta línea también representa una línea equipotencial; la línea DE define una línea de corriente, debido a que se encuentra en el desplante del corazón impermeable, sobre el estrato de lutitas y areniscas más compactas, material que por hipótesis se considera impermeable en relación con el cuerpo del terraplén. Aquéllas líneas que corten a la línea superior de corriente AH también serán líneas equipotenciales y entre éstas se establece una pérdida de carga hidráulica  $\Delta h$ .

Para determinar la línea libre de descarga, se presenta el problema de definir el nivel de aguas freáticas (N.A.F.). Conviene aclarar que para definir la línea DE como línea de corriente, se supuso que las lutitas y areniscas eran impermeables con respecto al material que forma el núcleo de la cortina; sin embargo, esto no quiere decir que el material de cimentación sea totalmente impermeable, ya que como este material ha estado expuesto al agua durante aproximadamente 50 años, es lógico pensar que dicho estrato se encuentra saturado y con un N.A.F. prácticamente superficial.

Teniendo en cuenta lo anterior, se tiene que para la línea libre de descarga se pueden presentar dos casos que establecen diferentes comportamientos hidrodinámicos para una misma sección. Para el primero, se considera que el N.A.F. se encuentra en la línea de desplante del corazón impermeable (elevación 48.45 msnm), de manera que la línea EFGH será la línea de libre descarga; para el segundo caso, se tiene el N.A.F. en la línea de desplante de los materiales permeables (elevación 53.00 msnm) y por tanto la línea de descarga estará definida por la línea GH, mientras que la línea EFG se convertirá en una línea equipotencial, ya que dicha línea está sometida a una carga hidráulica. En las figuras 5.2 y 5.3, se ilustran las condiciones de frontera para los casos 1 y 2 respectivamente.



**Figura 5.2. Condiciones de frontera para el caso 1**



**Figura 5.3. Condiciones de frontera para el caso 2**

Una vez conocidas las condiciones de frontera que delimitan la región de flujo, han de analizarse las características hidráulicas del material impermeable, el cual está constituido por tres grupos de materiales según se mencionó en el capítulo 2, y cuyas propiedades de permeabilidad son las que se consignan en la tabla 5.1.

Grupo	Relación de vacíos	Permeabilidad horizontal ( $k_x$ ) (cm/seg)	Permeabilidad vertical ( $k_y$ ) (cm/seg)	Relación de permeabilidades ( $k_x / k_y$ )
Arenoso	0.43	$3.12 \times 10^{-4}$	$3.54 \times 10^{-5}$	8.814
Intermedio	0.49	$3.56 \times 10^{-7}$	$3.98 \times 10^{-8}$	8.945
Cohesivo	0.62	$3.32 \times 10^{-6}$	$3.34 \times 10^{-7}$	9.940

**Tabla 5.1. Propiedades hidráulicas del material impermeable**

Como se puede apreciar, el material impermeable presenta permeabilidades en la dirección horizontal diferentes a las de la dirección vertical, por lo que para el trazo de las redes de flujo habrá que recurrir a la teoría de la sección transformada, ya que se estará trabajando con un medio anisótropo en lo referente a las permeabilidades.

En la tabla anterior, también se puede observar que la relación de permeabilidades horizontales y verticales presenta una pequeña variación en los tres grupos de materiales, de manera que obteniendo un promedio aritmético entre estos valores, se tiene una relación de permeabilidades de 9.233, que por comodidad se puede considerar simplemente igual a 9.

De esta forma, es posible recurrir a la teoría de la sección transformada, que permite reducir nuestro caso al de un medio homogéneo e isótropo, esto es  $k_x = k_y$ , mediante la transformación de coordenadas que modifica las dimensiones de la región de flujo. La determinación del sentido en que se hará la transformación (abscisas y ordenadas) depende de la facilidad para construir la red de flujo, por lo que para este caso se ha escogido la transformación en el sentido horizontal, la cual estará dada por la expresión:

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \cdot x$$

donde  $x'$  es la abscisa por transformar.

Ahora bien, si se tiene en cuenta que:

$$\frac{k_y}{k_x} = \frac{1}{9}$$

resultará que:

$$\sqrt{\frac{k_y}{k_x}} = \sqrt{\frac{1}{9}} = \frac{1}{3}$$

Considerando el resultado anterior, se tiene que:

$$x' = \frac{x}{3}$$

valor con el que se procede a realizar la transformación de la sección real (figura 5.4) en la sección transformada (figura 5.5).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

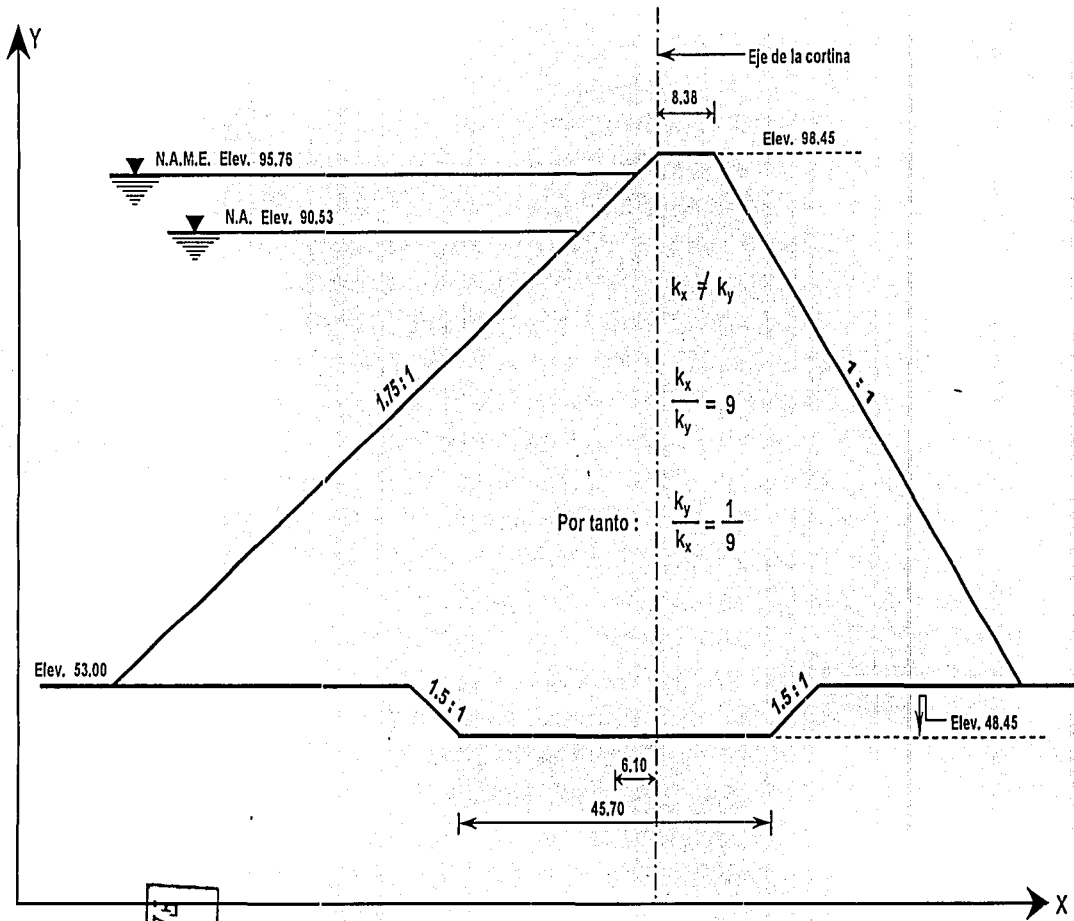


Figura 5.4. Sección real del material impermeable

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TFSIC CON  
 FALLA DE ORIGEN

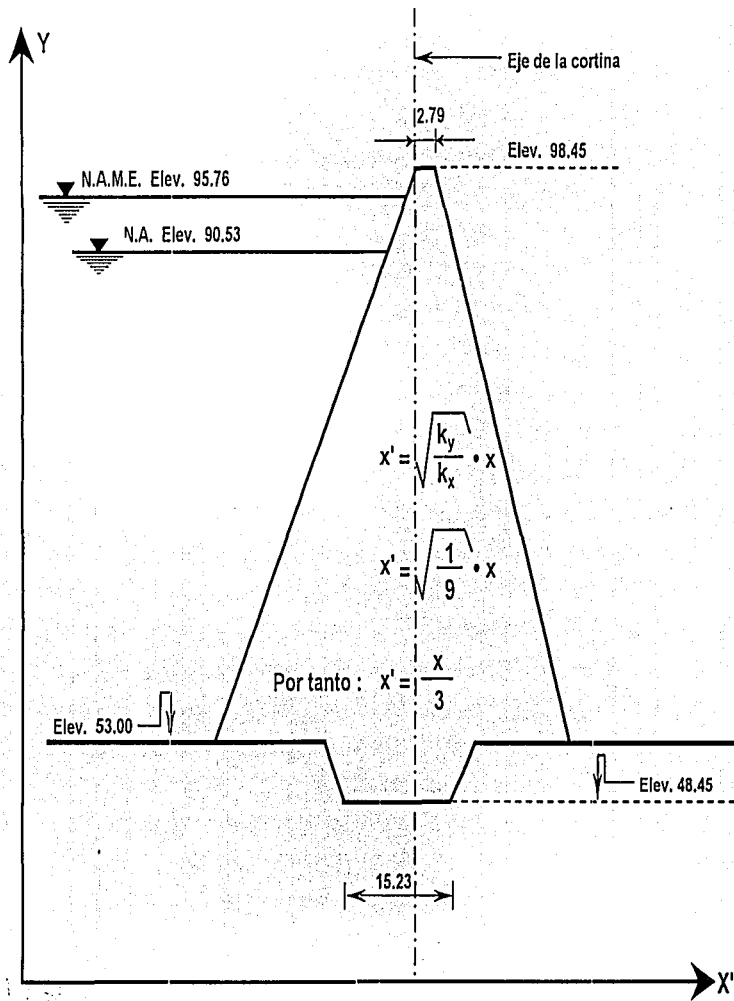


Figura 5.5.

Sección transformada del material impermeable



Una vez que se ha determinado la sección transformada, se procede al trazo de las redes de flujo para los dos casos considerados, para lo cual se sigue un proceso iterativo (procedimiento de tanteos), que consiste en primer lugar, en trazar tentativamente la línea superior de corriente que debe entrar perpendicular a la región de flujo a partir del nivel del agua (elevación 90.54 msnm) y salir de la misma en forma tangente a la frontera aguas abajo.

En segundo lugar se escoge un número de caídas de potencial ( $n_e$ ), que representarán la pérdida de carga hidráulica en la región de flujo y que definirán las líneas equipotenciales en la misma. Dicha pérdida de carga se determina con la siguiente relación:

$$\Delta h = \frac{h}{n_e}$$

Definidas las líneas equipotenciales, se trazan los canales de flujo cumpliendo con las condiciones de ortogonalidad y de frontera de la región de flujo, para lo cual se realizan varios intentos hasta obtener la red bien dibujada. Las redes de flujo obtenidas en secciones transformadas para los casos 1 y 2 son las que se muestran en las figuras 5.6 y 5.7, respectivamente.

Enseguida se procede a realizar la transformación de las redes descritas arriba a su sección real, las cuales se llevan a cabo mediante la relación de abscisas en su forma inversa, es decir:

$$x = 3 \cdot x'$$

Así se tienen las redes de flujo deformadas en su sección real para el caso 1 y 2 (figura 5.8 y figura 5.9), en las cuales se podrán determinar las cargas de presión en los puntos en que se hallan instalados los piezómetros. La determinación de la carga de presión se hace posible mediante el proceso presentado en la sección 3.2.3 del capítulo 3, obteniendo los resultados en ton/m<sup>2</sup> que se muestran en las figuras 5.10 y 5.11 para los caso 1 y 2 respectivamente.

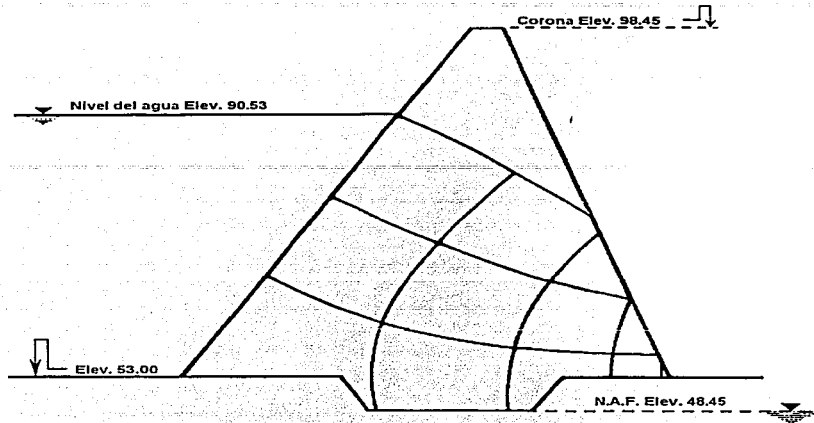


Figura 5.6. Red de flujo en sección transformada para el caso 1.

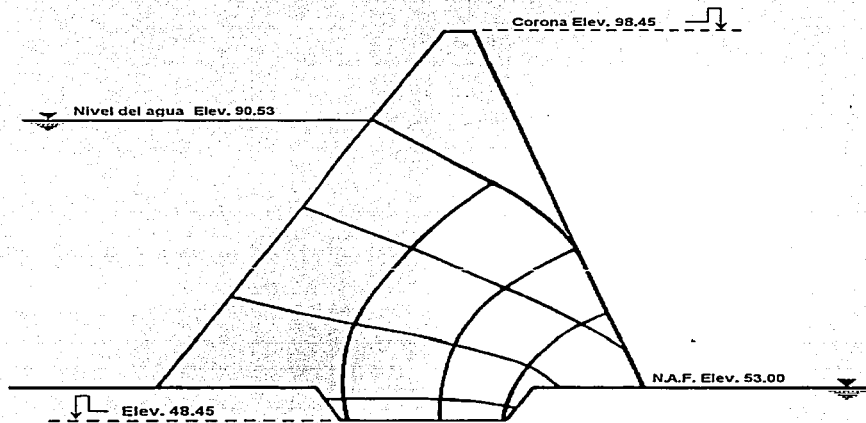


Figura 5.7. Red de flujo en sección transformada para el caso 2.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

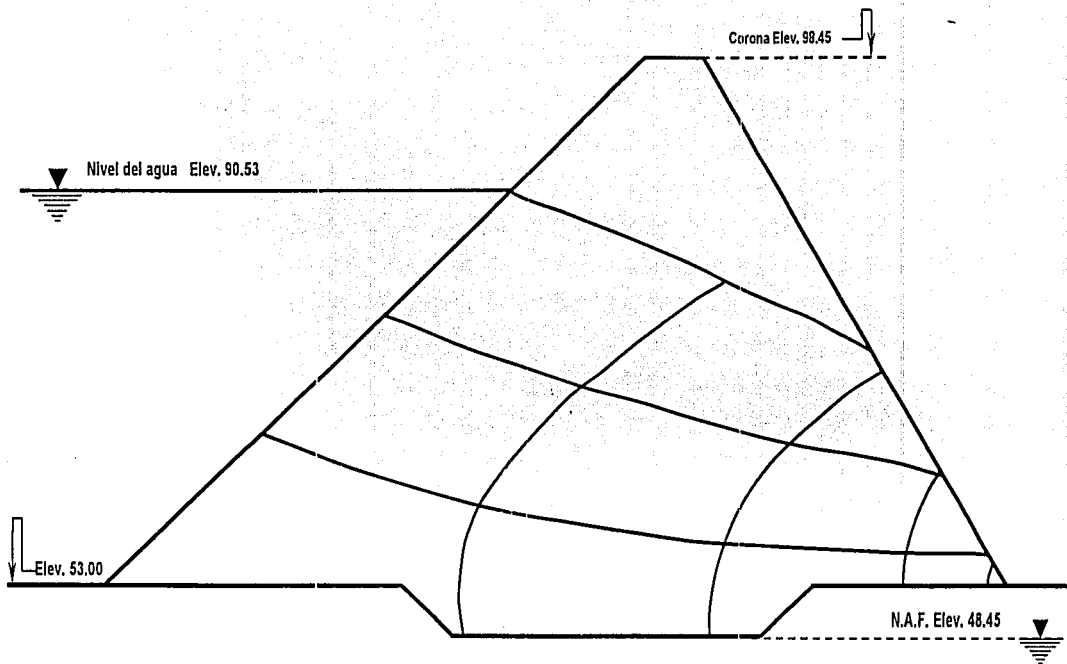


Figura 5.8. Red de flujo en sección real para el caso 1

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

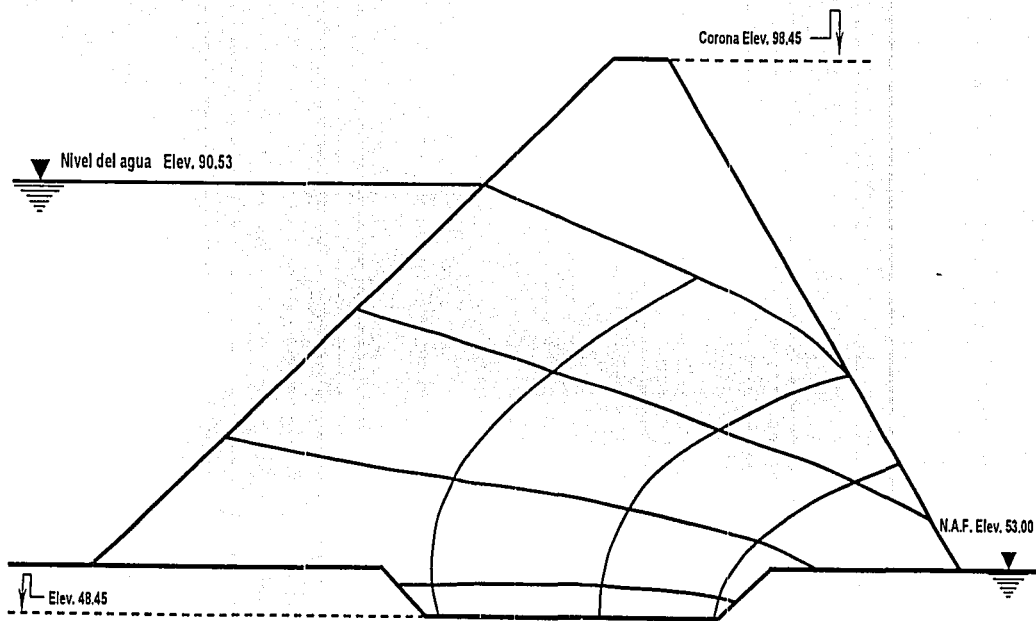


Figura 5.9. Red de flujo en sección real para el caso 2

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

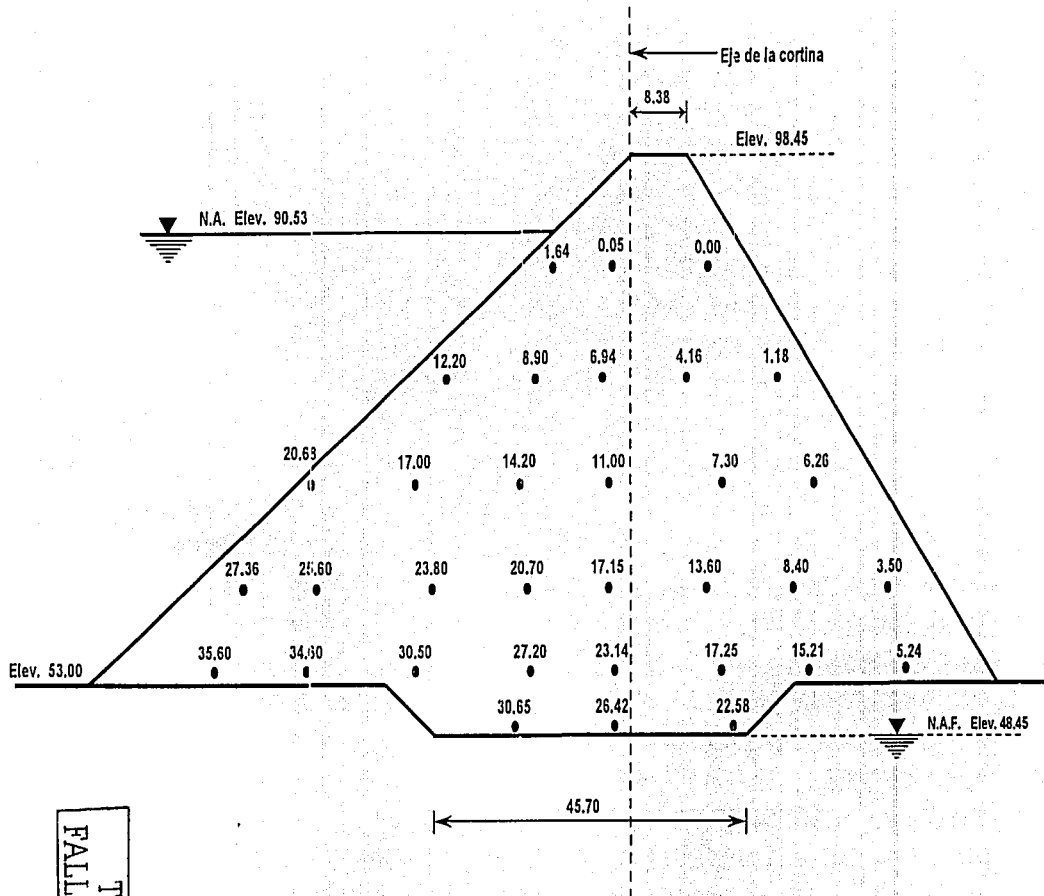


Figura 5.10. Carga de presión teórica para el caso 1

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

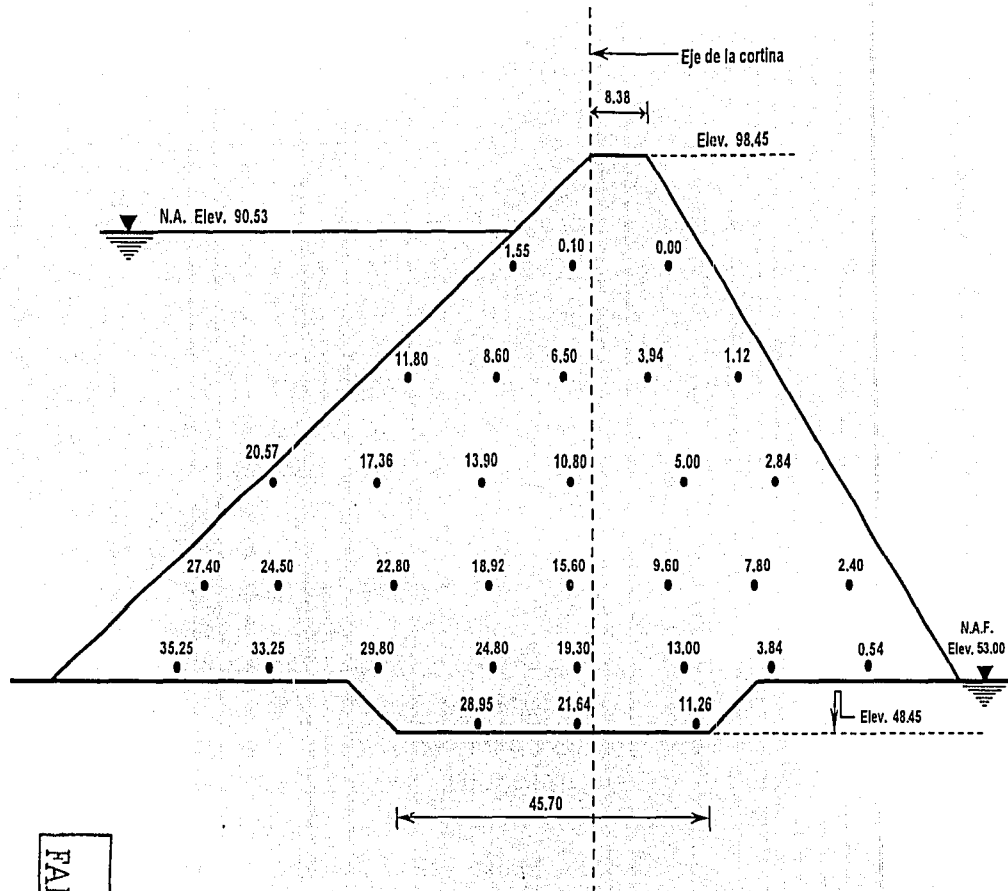


Figura 5.11. Carga de presión teórica para el caso 2

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## 5.2. Comportamiento Piezométrico observado.

En el capítulo 4 se analizaron los aspectos relativos a la instrumentación de una presa, así como la importancia que representa la instalación de piezómetros en la misma, ya que el conocimiento de la magnitud y desarrollo de las presiones es esencial para entender el comportamiento de una presa cuando está sujeta a un proceso de consolidación, permitiendo obtener información para evaluar problemas de estabilidad. También, se estudiaron los elementos que constituyen a un piezómetro, su funcionamiento, así como la distribución que tienen estos aparatos en la sección máxima de la Presa Falcón.

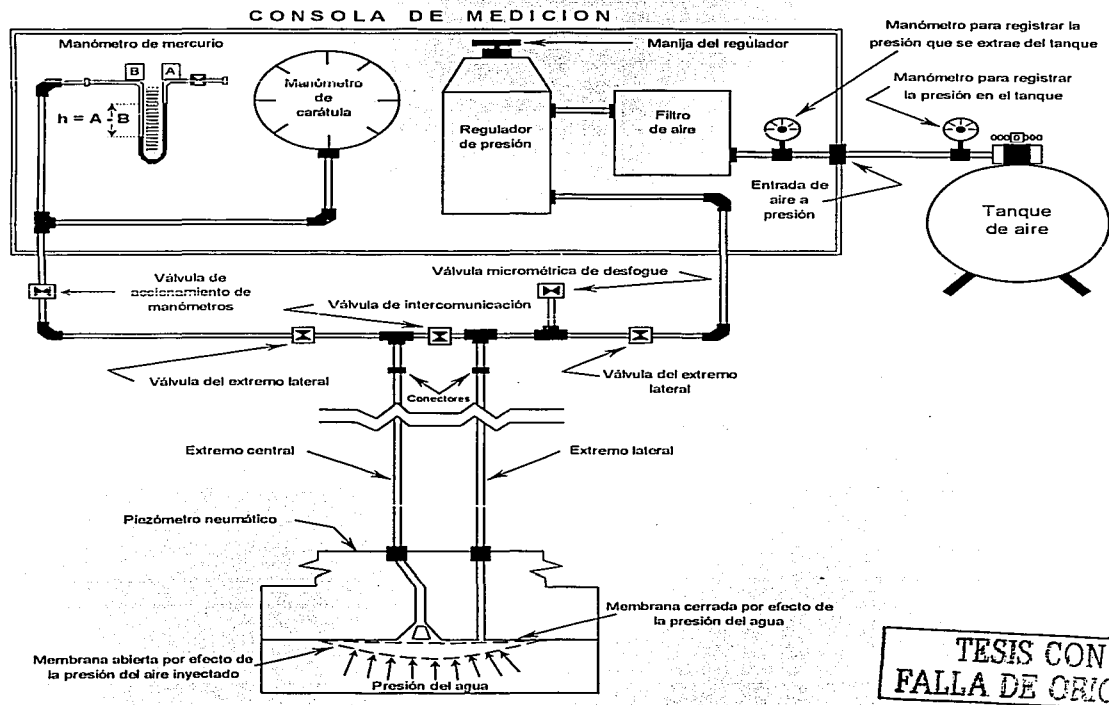
De esta manera podemos introducirnos en la obtención de las lecturas en los piezómetros, considerando para este estudio, los que se llevaron a efecto hasta el mes de abril de 1983 cuando la elevación del embalse correspondía a la 90.54 msnm. El seguimiento para la obtención de dichas lecturas es el que se describe a continuación.

Considérese la figura 5.12, en la que se muestra el sistema de medición para piezómetros del tipo neumático. En primer lugar, se conectan dos tramos de conductores neumáticos del tipo polyflow a los extremos lateral y central del piezómetro, debiendo estar bien identificados ya que si se invierte la conexión se registrará una presión errónea. Enseguida se conecta la escala de mercurio y la entrada de aire a presión a la consola de medición, contando con un manómetro que registre la presión que se conserva en el tanque y otro para registrar la presión que se extrae del mismo; previamente se debe verificar que el regulador de la consola esté cerrado.

El siguiente paso consiste en verificar que las válvulas se encuentren en las posiciones siguientes: la válvula del extremo lateral, abierta; la válvula micrométrica de desfogue, cerrada; la válvula de intercomunicación, cerrada; la válvula del extremo central, abierta; y la válvula que permite accionar los manómetros, en posición abierta.

TPSIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Cuando las válvulas estén en las posiciones indicadas, se gira lentamente la manija del regulador de presión en el sentido de las manecillas del reloj, con lo que se inyectará al sistema el aire a presión. Dicha presión se va incrementando en rangos de  $0.25 \text{ kg/cm}^2$  hasta vencer la presión actuante sobre la membrana del piezómetro, estableciendo en este momento la comunicación entre los conductores neumáticos, registrándose en los manómetros la presión necesaria para abrir la membrana.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Figura 5.12. Sistema de medición para piezómetros neumáticos.**



A continuación se cierra la válvula del extremo lateral y se abre la válvula micrométrica de desfogue, con lo que el aire comenzará a salir por esta última válvula, circulando en sentido inverso al de inyección y pasando a través de la cavidad formada entre la membrana deformada y el cuerpo del bulbo, con la consiguiente disminución gradual de la presión de aire en el sistema. Una vez que se iguala la presión exterior e interior, la membrana se cierra, interrumpiendo el paso, saliendo el aire de la manguera del extremo lateral y quedando atrapada la presión en la manguera del extremo central, permaneciendo registrada en los manómetros. En ese momento debe tomarse la lectura y para el caso de que no exista presión de agua sobre el piezómetro, los manómetros siempre regresarán a cero.

Las lecturas se deben repetir cuando menos tres veces en cada piezómetro para garantizar que éstas sean correctas; en caso que existan diferencias considerables entre las lecturas, se deberán tomar las lecturas adicionales necesarias.

Los datos que deberán registrarse para cada lectura son la presión aplicada en  $\text{kg/cm}^2$ , la presión leída en el manómetro de carátula y las alturas de las columnas de mercurio (escala A y escala B), con las que se podrá calcular la presión registrada en el manómetro de mercurio, obteniendo la diferencia de alturas en las escalas A y B, y multiplicándola por el peso volumétrico del mercurio.

Es de esta forma que se obtienen las lecturas piezométricas que representan la carga de presión del fluido que llena los vacíos entre las partículas minerales sólidas del material. Los valores obtenidos en el corazón impermeable de la presa en su sección máxima son los que se muestran en la figura 5.13, aunque dichos valores se registran en  $\text{kg/cm}^2$ , en la figura antes descrita están representados en  $\text{ton/m}^2$ , a fin de que sean congruentes con los datos obtenidos en los casos teóricos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

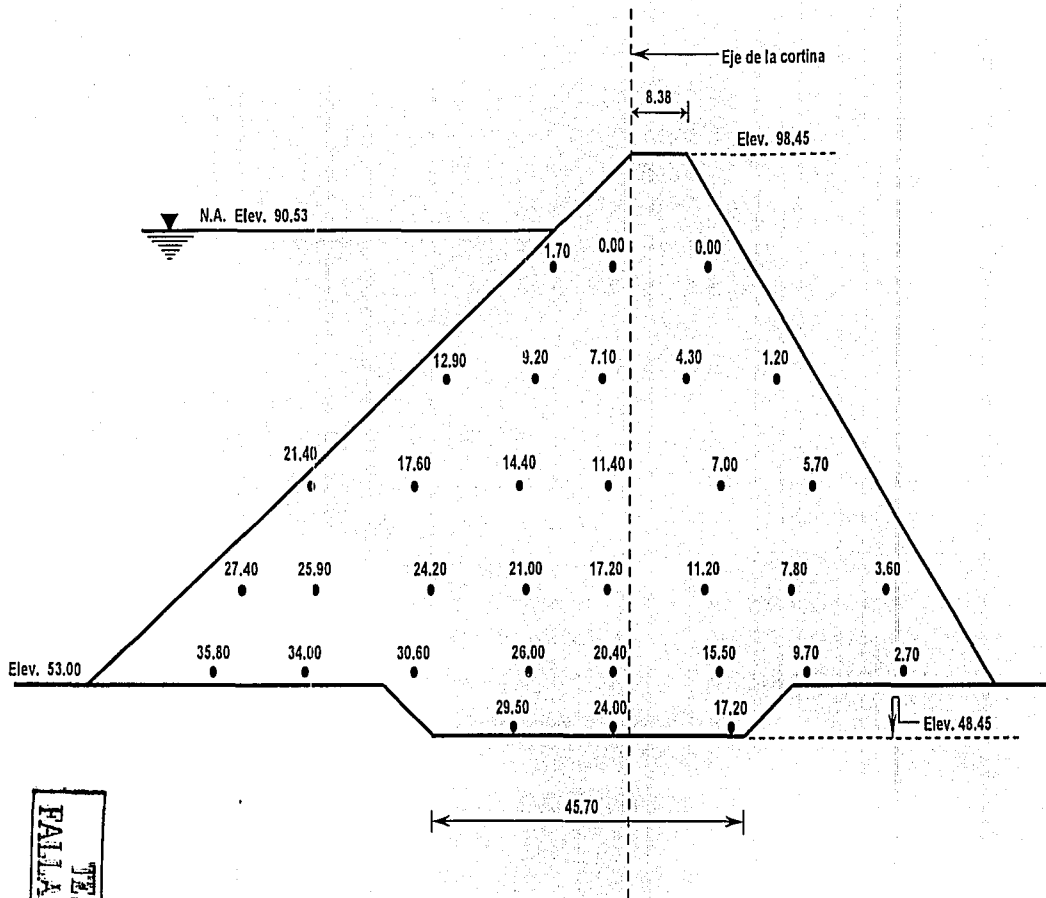


Figura 5.13. Lecturas piezométricas registradas en el corazón impermeable

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN

### 5.3. Análisis comparativo.

Se han obtenido, hasta ahora, los resultados que arrojan tanto los análisis teóricos a partir de las redes de flujo, como las lecturas piezométricas dentro del material impermeable de la presa, de tal forma que se podrá llevar a cabo el análisis comparativo objeto de este trabajo.

Primeramente se utilizan las variaciones que existen entre los casos teóricos planteados y el comportamiento observado en los puntos de interés (figuras 5.10, 5.11 y 5.13), donde se puede apreciar que no existe una total correspondencia de ambos casos con respecto al comportamiento observado.

En segundo lugar, y sobre la base anterior, se procede a efectuar una interpretación gráfica que permita visualizar de una forma más sencilla e indicativa el comportamiento, la variación y el desarrollo de las presiones teóricas y observadas en el cuerpo impermeable de la cortina. Lo anterior se puede realizar uniendo aquellos puntos que correspondan a una misma carga de presión, dando lugar a líneas de igual carga de presión y que son las que se presentan en las figuras 5.14, 5.15 y 5.16 para los caso teóricos 1 y 2 y para el caso observado respectivamente.

Ahora bien, si comparamos el primer caso teórico (N.A.F. elevación 48.45 msnm) con el observado, se puede apreciar que las líneas de igual carga de presión teórica de este caso presentan una tendencia a dirigirse hacia el nivel de desplante del talud aguas abajo, con respecto a las líneas correspondientes al caso observado. De igual forma, al comparar el segundo caso teórico (N.A.F. elevación 53.00 msnm), se tiene que dichas líneas se abaten en la porción central, en la zona donde se ubica la trinchera.

Como se puede observar, los dos casos teóricos no representan con exactitud el comportamiento observado; sin embargo, si se tiene presente que el nivel freático sufre variaciones por los cambios en el embalse de la presa durante los periodos de

lluvia y de estiaje, es probable que el nivel freático fluctúe en las elevaciones consideradas en ambos casos teóricos, de tal manera que se hace posible considerar, para este caso, la ejecución de un promedio aritmético entre las presiones teóricas de ambos casos (carga de presión teórica promedio); comparándolo de igual forma con el comportamiento observado, esto es, a través de las líneas de igual carga de presión.

En la figura 5.17 se presenta la carga de presión teórica promedio resultado del promedio aritmético entre los casos teóricos, mientras que en la figura 5.18 se tienen las líneas de igual carga de presión resultantes.

De esta forma, si comparamos lo anterior con las líneas de igual carga de presión del caso observado, resulta una clara correspondencia entre las curvas obtenidas mediante el análisis teórico promedio, como se puede apreciar en la figura 5.19.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

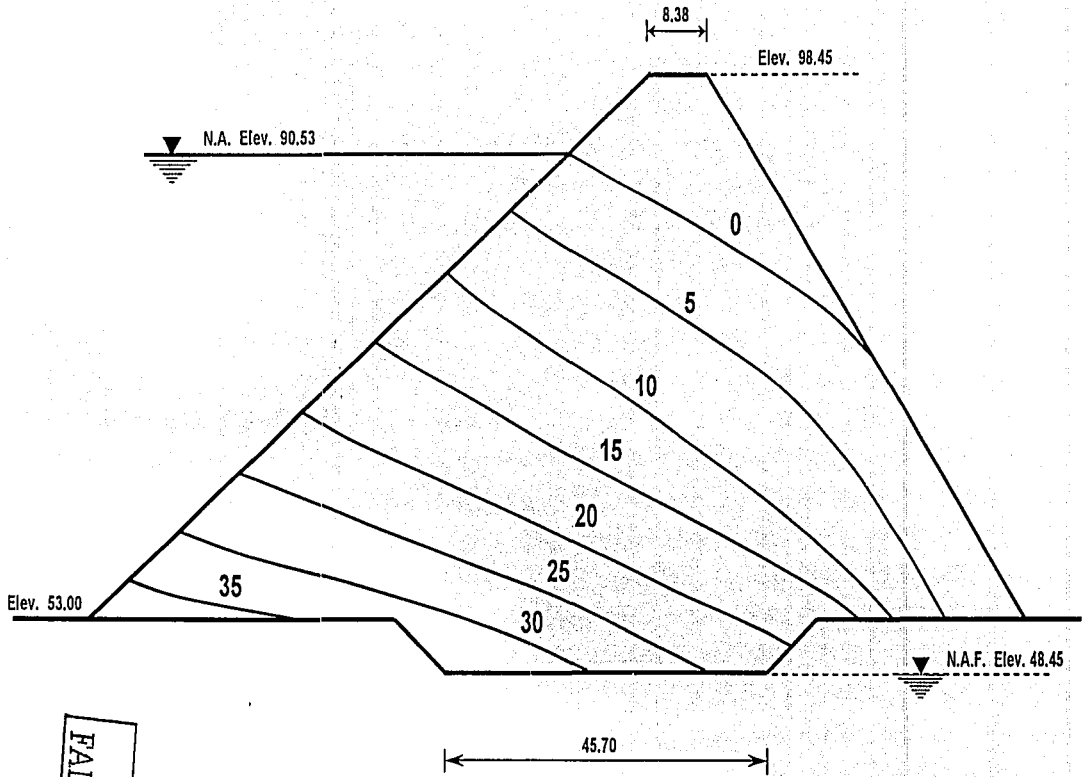


Figura 5.14. Líneas de igual carga de presión teórica para el caso 1

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

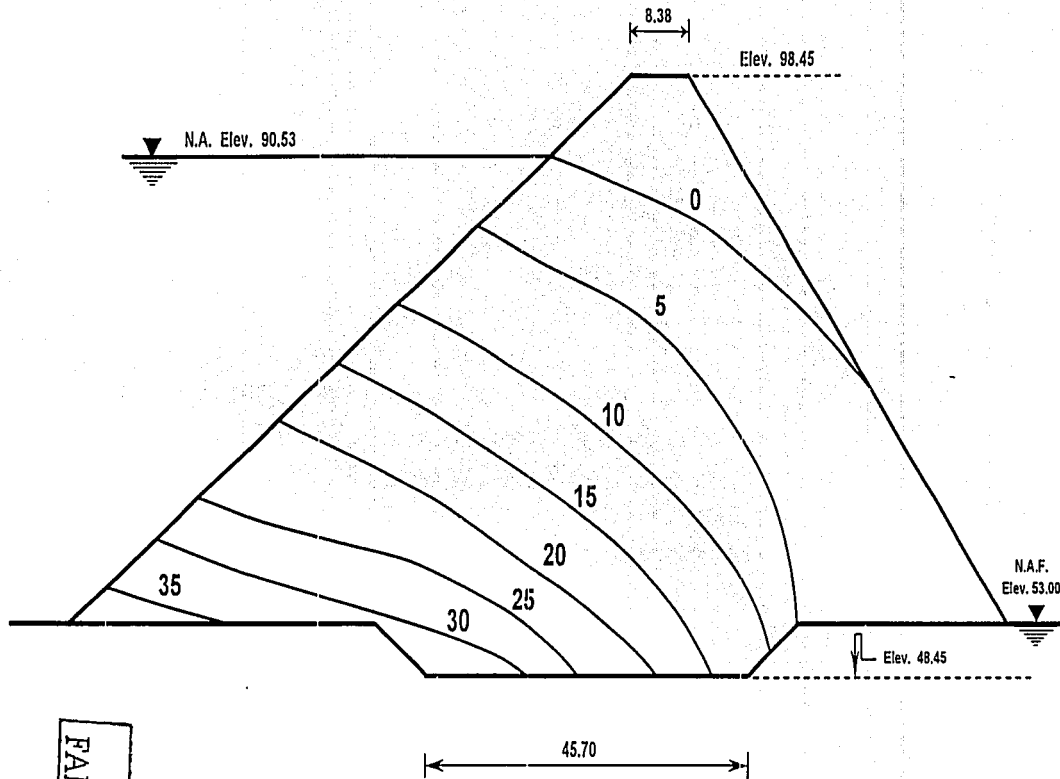


Figura 5.15. Líneas de igual carga de presión teórica para el caso 2

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

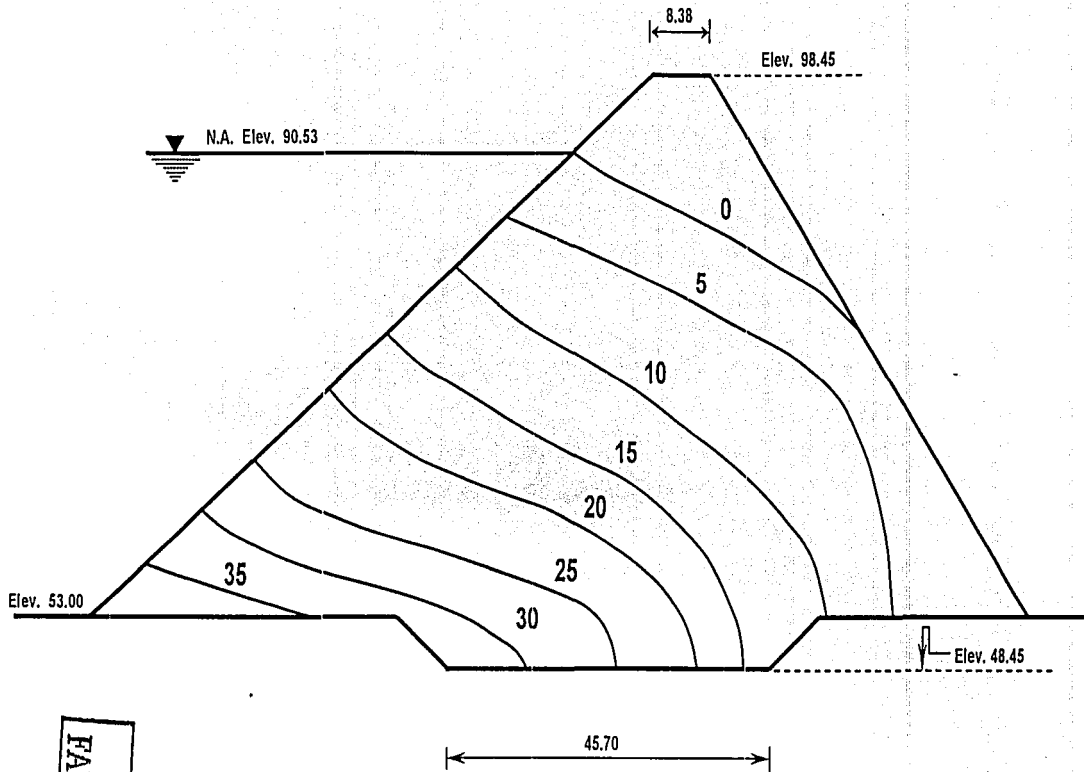


Figura 5.16.

Líneas de igual carga de presión para el caso observado

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

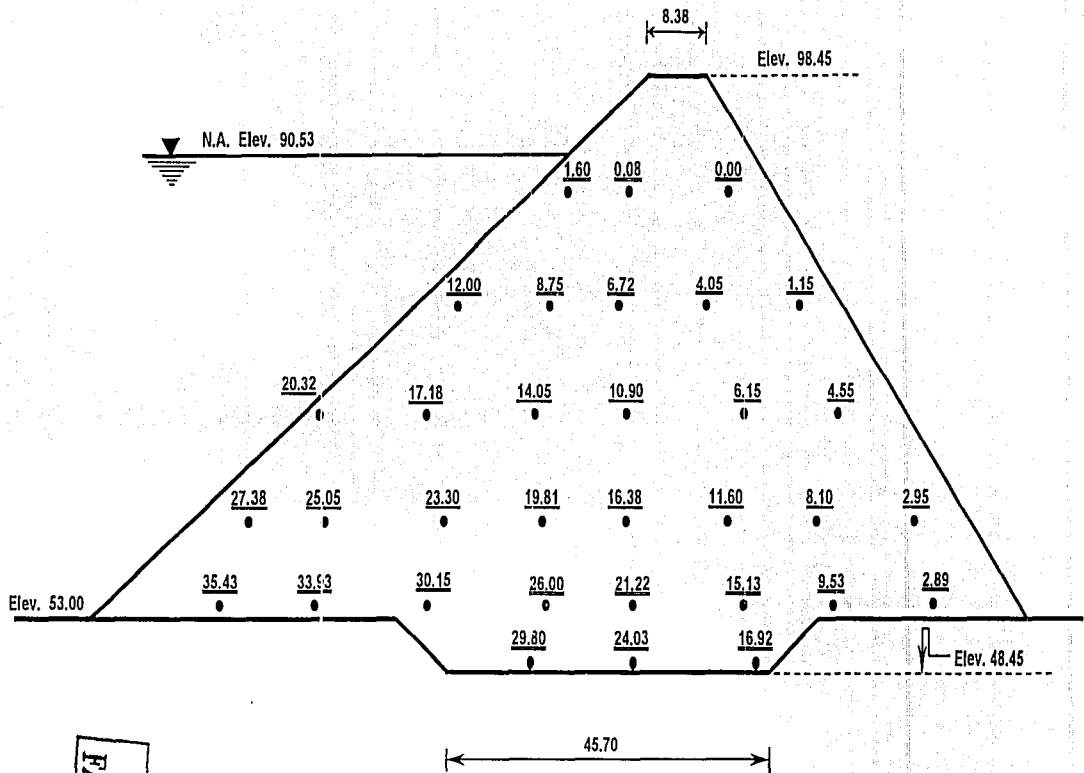


Figura 5.17. Carga de presión teórica promedio

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



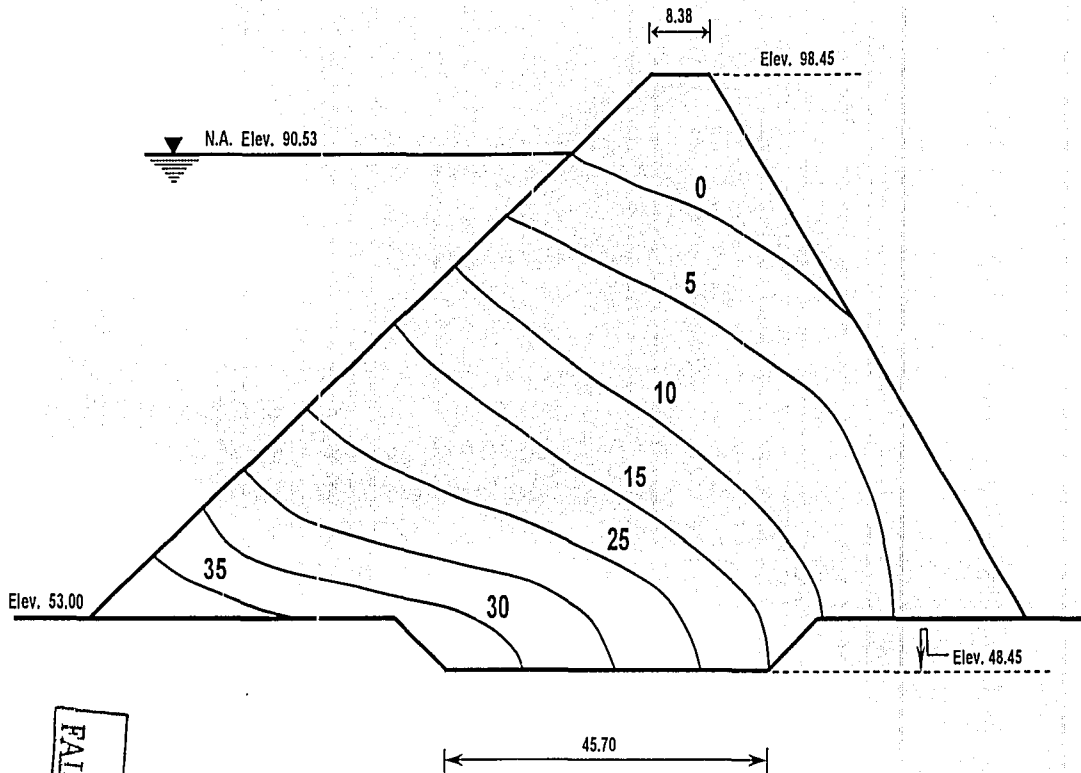


Figura 5.18.

Líneas de igual carga de presión teórica promedio

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

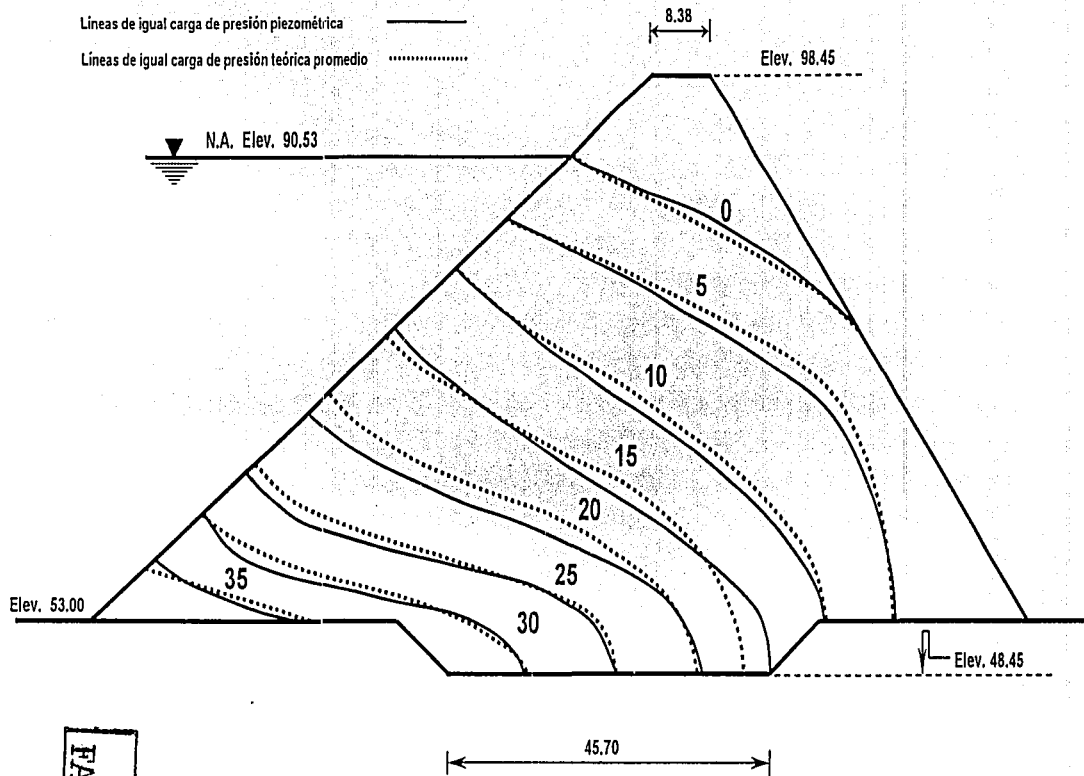


Figura 5.19. Variación entre el caso teórico promedio y el observado

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## CONCLUSIONES

Una vez obtenidos los resultados y habiendo realizado el análisis comparativo anterior, permite ahora establecer las conclusiones que se derivan de este análisis.

En primera instancia, al establecer dos casos teóricos que dependen de la posición del nivel de aguas freáticas, se encontró que éstos no presentan una clara correspondencia con respecto a las lecturas piezométricas obtenidas, sin embargo, el considerar un promedio entre dichos casos indica que la fluctuación del nivel de aguas está comprendido entre los niveles planteados, por lo que resulta evidente que esta consideración es más representativa del comportamiento observado.

Esto podría llevar a pensar que lo propio sería dibujar una nueva red, con las condiciones de frontera derivadas del nivel de aguas freáticas en el punto intermedio de los niveles considerados. Sin embargo, el trazo de líneas de igual carga de presión permite visualizar de una manera simple el comportamiento y desarrollo de las presiones actuantes en el material impermeable, de manera que para este caso resulta innecesario dibujar otra red dados los resultados obtenidos.

Por otro lado, si se compara el porcentaje resultante de la relación entre las cargas de presión del caso teórico promedio y las lecturas piezométricas se tiene una diferencia promedio de  $\pm 3.38\%$ , sin considerar los valores extremos (3 puntos) y los valores cero e indeterminados (3 puntos), lo cual evidentemente significa una variación mínima (tabla 1).

TESIS CON  
FALLA DE ORO EN

Punto	Lectura piezométrica (LP)	Carga de presión teórica promedio (CPTP)	Porcentaje entre la carga de presión teórica promedio y la lectura piezométrica % = [1 - (CPTP ÷ LP)] x 100			
			Porcentaje positivo	Porcentaje negativo	Valores cero e indeterminados	Valores extremos
1	1.70	1.60	5.88%			
2	0.00	0.08			∞	
3	0.00	0.00			∞	
4	12.90	12.00	6.98%			
5	9.20	8.75	4.89%			
6	7.10	6.72	5.35%			
7	4.30	4.05	5.81%			
8	1.20	1.15	4.17%			
9	21.40	20.32	5.05%			
10	17.60	17.18	2.39%			
11	14.40	14.05	2.43%			
12	11.40	10.90	4.39%			
13	7.00	6.15				12.14%
14	5.70	4.55				20.18%
15	27.40	27.38	0.07%			
16	25.90	25.05	3.28%			
17	24.20	23.30	3.72%			
18	21.00	19.81	5.67%			
19	17.20	16.38	4.77%			
20	11.20	11.60		-3.57%		
21	7.80	8.10		-3.85%		
22	3.60	2.95				18.06%
23	35.80	35.43	1.03%			
24	34.00	33.93	0.21%			
25	30.60	30.15	1.47%			
26	26.00	26.00			0.00%	
27	20.40	21.22		-4.02%		
28	15.50	15.13	2.39%			
29	9.70	9.53	1.75%			
30	2.70	2.89		-7.04%		
31	29.50	29.80		-1.02%		
32	24.00	24.03		-0.12%		
33	17.20	16.92	1.63%			

Suma de porcentajes 73.32% -19.62%

÷ 21                      ÷ 6

Porcentaje promedio 3.49% -3.27% ⇒ ± 3.38%

**Tabla 1. Porcentaje de variación entre el caso teórico promedio y las lecturas piezométricas registradas.**

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

No obstante, aún cuando la variación del resultado no es considerable, resulta importante mencionar que las discrepancias obtenidas en este análisis comparativo pueden estar regidas por diferentes factores, tal como lo son:

- Factores debido a la heterogeneidad en las propiedades del material impermeable, ya que existen diferentes permeabilidades y granulometrías debido a los diversos grados de compactación en la formación de dicho material y a que éste fue obtenido de diversos bancos de materiales. Además, el proceso de consolidación a que la estructura se ha visto sometida conforme ha pasado el tiempo, altera en parte las propiedades de los materiales constitutivos y pueden tener alguna influencia en los resultados del análisis elaborado.
- Factores originados por las limitaciones propias de la teoría del flujo de agua en medios porosos, tal como lo son el uso de un artificio matemático para eliminar la anisotropía del material en lo referente a la permeabilidad y el trazo de la red en ciertas zonas singulares, presentadas por la geometría particular de la sección del material impermeable de la presa Falcón. Si bien las técnicas empleadas no están del todo fuera de lugar, representan alguna influencia sobre el análisis.

De la misma manera en que se describen las posibles causas en las discrepancias encontradas, hay que acotar que las similitudes obtenidas se deben en primer término, a la determinación adecuada de las condiciones de frontera de la región de flujo analizada, en segundo, al cumplimiento, lo más apogado posible, de las condiciones de ortogonalidad de las redes de flujo en dicha región y finalmente, como ya se mencionó, a la interpretación gráfica de las líneas de igual carga de presión.

Cabe reiterar la importancia de establecer en forma correcta las condiciones de frontera o de contorno, así como la condición de ortogonalidad del caso por analizar, ya que el proceder en forma errónea cambiará sustancialmente el comportamiento hidráulico de la zona de flujo, lo que traerá consigo que los análisis sean inadecuados.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Asimismo, se debe contemplar que a los piezómetros instalados, se les debe proporcionar un adecuado mantenimiento, con la finalidad de que se encuentren en óptimas condiciones al momento de registrar las lecturas, lo cual se podrá realizar mediante su calibración periódica, pues en caso contrario el registro de las presiones podrían ser inexactos, lo cual carecerá de sentido práctico.

Es preciso resaltar también la necesidad de continuar efectuando la instalación de este tipo de instrumental en estructuras sometidas a la acción del agua, dada su gran importancia, pues son convenientes para llevar un apropiado control durante su construcción y operación. Más aun considerando que el costo total de la instrumentación general en una presa representa aproximadamente el 1.0% del costo total de construcción.

Dada la semejanza de los resultados obtenidos, se puede decir que el método de las redes de flujo sigue siendo una técnica sencilla y poderosa que dispone el ingeniero para la resolución práctica de los problemas que involucran el flujo de agua en suelos, dada la representatividad con que pueden obtenerse soluciones en estudios bien planteados.

Actualmente la consideración del flujo en medios porosos para el diseño de presas, está basada generalmente en los principios teóricos aquí descritos y el presente trabajo permite concluir que el considerar dichos principios no representa una variación significativa, por lo que se puede afirmar que es satisfactorio seguir empleando los principios teóricos del flujo de agua en suelos.

El presente análisis es un caso específico en el que se tienen condiciones hidráulicas, geométricas y geotécnicas particulares de la presa Falcón, por lo que conviene estudiar otros casos que presenten características diferentes a las que aquí se han estudiado, con el objeto de retroalimentar este tipo de estudios y poder contar con un panorama más general del análisis del flujo de agua.

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

También sería conveniente llevar a cabo un análisis comparativo de este tipo, mediante la utilización de otros métodos como es el de relajaciones, el del elemento finito o algún otro método numérico, dado el gran avance que actualmente se tiene con programas de computación que facilitan estas otrora complejas técnicas. De igual forma existen programas de cálculo de redes de flujo que si bien están basados en los mismos principios teóricos, constituyen una valiosa herramienta que permite obtener resultados a los problemas planteados con una mayor rapidez. Esto ayudaría a complementar en forma general el rango de aplicabilidad de los diversos métodos de análisis teóricos del flujo de agua en medios porosos.

Es importante realizar un esfuerzo para desarrollar este tipo de estudios ya que finalmente, el objeto es crear una tendencia a que las técnicas de diseño tengan una evolución propensa a mejorar, justificar o reforzar las bases teóricas disponibles mediante el conocimiento observado que se vaya adquiriendo, de manera que permitan aplicar con buen criterio los problemas que se susciten dentro del extenso campo de la ingeniería.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## BIBLIOGRAFÍA

- **S.R.H.**  
Presas de México  
México, D.F. 1969
- **Raúl H. Marsal y Daniel Reséndiz N.**  
Presas de Tierra y Enrocamiento  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1979
- **Karl V. Terzaghi y Ralph B. Peck**  
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica  
Editorial El Ateneo, S.A.  
Barcelona, España, 1978
- **S.R.H.**  
Contribuciones de la Mecánica de Suelos al  
Diseño y Construcción de Presas de Tierra  
México, D.F. 1959
- **U.S. Departement of the Interior  
Bureau of Reclamation**  
Diseño de presas pequeñas  
Publicación técnica de la S.R.H.  
Editorial Continental, S.A.  
México, D.F. 1977
- **Gregory P. Tschebotaroff**  
Mecánica de Suelos  
Editorial Aguilar  
Madrid, España, 1958
- **William Lambe y Robert Whiteman**  
Mecánica de Suelos  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1972

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



- **Bowles, J.E.**  
Foundation Analysis and Design  
Editorial Mc Graw Hill  
New York, E.U.A. 1984
- **Juárez Badillo y Rico Badillo**  
Mecánica de Suelos Tomo 1  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1980
- **Juárez Badillo y Rico Badillo**  
Mecánica de Suelos Tomo 2  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1980
- **Juárez Badillo y Rico Badillo**  
Mecánica de Suelos Tomo 3  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1980
- **Earth and Earth**  
Rock Dams  
Editorial John Wiley & Sons  
Nueva York, E.U.A., 1963
- **Revista de Ingeniería Hidráulica en México**  
Principio Generales de Diseño y  
Construcción de Presas de Tierra  
México, D.F. 1965
- **Francisco Torres Herrera**  
Obras Hidráulicas  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1981
- **Rolando Springall G.**  
Hidrología 1ª parte  
Instituto de Ingeniería  
U.N.A.M.  
México, D.F. 1970
- **José Iriarte Vivar y Julián Jiménez**  
Instrumentación en Mecánica de Suelos  
Tesis profesional  
U.N.A.M. Facultad de Ingeniería  
México, D.F. 1976

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN