

146



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FILTRACIONES Y EROSIÓN INTERNA
EN PRESAS DE TIERRA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA

FERNANDO TRUJILLO PALACIOS

298731

DIRECTOR DE TESIS:

DR. RAÚL FLORES BERRONES



MÉXICO, D.F.

2001



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.



**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/036/01

Señor
FERNANDO TRUJILLO PALACIOS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RAUL FLORES BERRONES**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

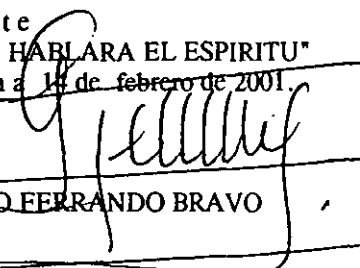
"FILTRACIONES Y EROSION INTERNA EN PRESAS DE TIERRA"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS**
 - II. CONCEPTOS BASICOS DE HIDRÁULICA Y GEOTECNIA RELACIONADOS CON FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE SUELOS**
 - III. MÉTODOS PARA RESOLVER FLUJO DE AGUA**
 - IV. CASOS DE ANÁLISIS**
 - V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**
 - VI. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 14 de febrero de 2001.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

NO ERA IMPOSIBLE

Cuando te sientas un poco confundido y creas que no hay elementos suficientes para gozar la vida, para intentarla, te recomiendo que te detengas un momento, que abras los ojos y que respires el aroma de la esperanza, el aroma de los sentidos, el aroma que te ofrece el clima lluvioso o aquel aroma de ambiente seco que el sol se encarga de impregnar. Respira hondo hasta que sientas que tu alma te llama y te necesita. Respira hasta el fondo para tranquilizar y ordenar tu mente. La vida se llena de objetos que se atraviesan ante nosotros con el deseo de desviar nuestros caminos o simplemente de probar nuestra fuerza ante los problemas o las desilusiones, pero cuando alzas el rostro y observas las montañas, el cielo, la noche, las estrellas, te darás cuenta, lo podría jurar, que el verdadero camino está enfrente y no, ya no, atrás.

Hay que pensar en todas las cosas que hay por hacer, hay que pensar que podemos transformar nuestras vidas en el momento que lo deseemos. Vamos a intentarlo juntos, vamos a inspirarnos para transformar lo que hasta ahora pensamos que se resiste al cambio.

Corramos, gocemos, esforcémonos al máximo y en un futuro cercano nos percataremos que no era imposible crecer, creer y ser felices.

Gracias Dios por permitirme vivir esta etapa, por ofrecerme cosas hermosas en la vida y darme la fuerza para sobreponerme a los problemas y situaciones adversas.

DEDICATORIAS

*A mi mamá, **JUDITH PALACIOS AVENDAÑO**. Gracias por darme todo tu amor desde el momento que supiste que existía, y que sé que continuará por siempre, al grado de anteponer tu bienestar propio por el mio. Eres lo mejor que me ha dado Dios y todos mis logros siempre serán dedicados a ti.*

*A mi papá, **HUMBERTO TRUJILLO RODRÍGUEZ**. Porque tu ejemplo me permitió distinguir entre muchas cosas buenas y malas de la vida. Ten por seguro que a pesar de todo, te quiero mucho.*

*A mi hermano **HUMBERTO TRUJILLO PALACIOS**, porque sé que este logro es tuyo también. Eres un apoyo indispensable en mi vida y estoy seguro que aun cuando no te vea muy seguido, estarás ahí en el momento en que te necesite.*

*A mi hermano **JORGE A. TRUJILLO PALACIOS**. Te convertiste en mi mejor amigo el día que nací y desde entonces hemos compartido alegrías, tristezas, juegos y peleas. Gracias por estar siempre conmigo.*



*A **JUDITH CABRERA** y **CAROLINA RAZO**. Porque cada una a su tiempo fueron muy importantes para mi, mostrándome lo maravilloso que es la vida. Las quiero y siempre están en mi memoria.*



*A mi grandes amigos de toda la vida **EVELYN FLORES** y **ARTURO BRETADO**, por una amistad que ha durado tantos años y seguirá por siempre.*

*A mis amigos y compañeros de la FI, particularmente a **GERSON LINARES**, **CARLOS ZAPATA**, **ANDRES POZOS**, **OSCAR HERNÁNDEZ**, **MAURICIO JIMÉNEZ**, **FRANCISCO ROMANO**, **MARICARMEN HERNÁNDEZ**, **HUGO PIÑA**. Porque juntos hemos compartido momentos maravillosos, ofreciéndome su ayuda, apoyo y amistad en toda ocasión. Espero que todos se realicen personal y profesionalmente y sigamos en contacto a pesar del tiempo.*

*A mis amigos del Consultivo Técnico, **FABIOLA RODILES**, **ADRIANA VÁZQUEZ** e **ISRAEL GARCÍA** por su alegría, compañía y paciencia para aguantar mis constantes "favorcitos". Siempre los recordaré.*

AGRADECIMIENTOS



A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

A la FACULTAD DE INGENIERÍA

A todos mis maestros porque a través de las aulas me brindaron los conocimientos necesarios para llegar a este momento



A mi director de tesis, el DR. RAÚL FLORES BERRONES, por su ayuda e interés puesto para la realización de este trabajo, además de sus importantes consejos.

A mis sinodales

ING. JULIO LOZOYA CORRALES
ING. ONESIMO XELHUANTZI AVILA
DR. VICTOR TABOADA URZUASTEGUI
ING. BERNARDO ECHAVARRÍA SOTO



Al CONSULTIVO TÉCNICO DE LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, por brindarme las facilidades y el apoyo técnico durante mi estancia en el lugar.

Al ING. VICENTE CASALES LATTUADA Subgerente de Geotecnia del Consultivo Técnico de CNA, por permitirme colaborar con él y darme las facilidades para la realización de este proyecto

A los Ingenieros de Consultivo Técnico ULRICH HUNGSBERG, JESÚS GARCÍA, FERNANDO AGUILAR y PAUL ALFARO. Al personal administrativo, especialmente a MARÍA E. CERVANTES, ROSALBA MANJARREZ, TERESA GUTIERREZ, OLGA LUNA, ELIZABETH ALEJANDRE, LOURDES MENECEs, ANTONIO GARDUÑO, LUIS M. SÁNCHEZ, MIGUEL A. TREJO Y JESÚS MASCOTT



Un agradecimiento y dedicatoria muy especial al ING MARTÍN RAMÍREZ REYNAGA. Por tus enseñanzas, colaboración, consejos e interés puesto en este trabajo, por el apoyo recibido en todo el tiempo que colabore con la Subgerencia y sobre todo por tu amistad.

FILTRACIONES Y EROSIÓN INTERNA EN PRESAS DE TIERRA

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	i
I. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.....	1
II. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA Y GEOTECNIA RELACIONADOS CON FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE SUELOS.....	17
II.1. Clasificación de los flujos.....	17
II.2. Ley de Darcy.....	19
II.3. Conductividad hidráulica.....	20
II.4. Principio de esfuerzos efectivos.....	24
III. MÉTODOS PARA RESOLVER FLUJO DE AGUA.....	27
III.1. Redes de flujo.....	27
III.1.1. Teoría y definiciones.....	27
III.1.2. Flujo de agua a través de presas de tierra.....	34
III.1.2.a. Generalidades.....	34
III.1.2.b. Condiciones de entrada y salida de la LSC.....	35
III.1.3. Condiciones de transferencia para suelos con distinta permeabilidad.....	40
III.1.4. Suelos anisotrópicos (sección transformada).....	42
III.1.5. Fuerzas de filtración.....	44
III.2. Solución con computadora.....	46
III.3. Erosión interna.....	47
III.3.1. Por la forma por las que las partículas son separadas.....	47
III.3.2. Por la forma por las que las partículas son transportadas.....	48
III.3.3. Prevención de la erosión interna.....	53
III.3.3.a. Filtros y drenes.....	53
III.3.3.b. Trincheras profundas.....	56
III.3.3.c. Delantales impermeables.....	56
III.3.3.d. Pozos de alivio.....	57
III.3.3.e. Tratamientos superficiales.....	58
III.3.3.f. Tratamientos de impermeabilización.....	59
IV. CASOS DE ANÁLISIS.....	61
IV.1. Presa El Molinito, Sonora.....	63
IV.1.1. Características generales de la presa.....	63
IV.1.2. Tratamiento de la cimentación.....	65
IV.1.3. Problemática.....	66
IV.1.4. Instrumentación.....	66
IV.1.5. Piezometría.....	68
IV.1.6. Redes de flujo.....	69
IV.1.7. Análisis en computadora.....	71

FILTRACIONES Y EROSIÓN INTERNA EN PRESAS DE TIERRA

ÍNDICE

IV.2. Presa Chilatán, Jalisco - Michoacán.....	75
IV.2.1. Características generales de la presa.....	75
IV.2.2. Tratamiento de la cimentación.....	78
IV.2.3. Problemática.....	78
IV.2.4. Descripción de la cimentación.....	80
IV.2.5. Instrumentación.....	81
IV.2.6. Piezometría.....	83
IV.2.7. Redes de flujo.....	91
IV.2.8. Análisis en computadora.....	92
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	99
V.1. Presa El Molinito, Sonora.....	99
V.1.1. Resumen de los resultados obtenidos.....	99
V.1.2. Solución propuesta.....	101
V.2. Presa Chilatán, Jalisco - Michoacán.....	102
V.2.1. Resumen de los resultados obtenidos.....	102
V.2.1. Solución propuesta.....	103
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	104
VI.1. Conclusiones generales.....	104
VI.2. Conclusiones y recomendaciones de la presa El Molinito.....	105
VI.3. Conclusiones y recomendaciones de la presa Chilatán.....	106
VI.4. Conclusión final.....	106
REFERENCIAS.....	107
Anexo fotográfico.....	109

FILTRACIONES Y EROSION INTERNA EN PRESAS DE TIERRA

INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento del agua es de vital importancia para el sostenimiento de las actividades humanas; en este ámbito, las presas cumplen una función especial y son utilizadas para distintas actividades productivas, como generación de energía eléctrica, suministro de agua potable, riego agrícola, control de inundaciones, entre otras. Sin embargo, durante la operación de una presa se generan alteraciones y fenómenos que pueden poner en peligro la estabilidad de la misma.

El diseño de obras civiles y en especial el de las obras hidráulicas, depende del estudio de las características de resistencia y deformabilidad del suelo, donde surgen problemas de estabilidad debidos al flujo de agua; es decir, cuando el agua que el suelo mantiene en su interior se encuentra en movimiento. El agua influye notablemente en el comportamiento mecánico del suelo, por lo que es de considerable interés conocer los mecanismos de filtración que se presentan cuando se mueve a través de él.

Profesionistas de la Ingeniería Civil que no toman en cuenta la influencia del agua en el momento de diseño, pueden proyectar obras inestables por descuidar la importancia que con lleva en su ejercicio. Los ingenieros dedicados al estudio de las presas ponen gran atención al tema, ya que la naturaleza de la estructura misma en que trabajan presenta un sin fin de situaciones de flujo de agua, tanto por el cuerpo de la presa como por su terreno de cimentación. La importancia de que el flujo de agua en una presa sea analizado con especial interés, implica las condiciones de seguridad que tendrá la estructura en un futuro; cada presa tiene características especiales que traen soluciones particulares.

Desde el inicio de la construcción de presas hasta principios del siglo XX, el diseño de éstas se basaba en experiencias y reglas empíricas, sin conocer por completo las características de los materiales usados en la construcción, así como de los mecanismos de flujo de agua que se presentaban en la estructura. Con el descubrimiento del principio de esfuerzos efectivos (Terzagui, 1923), lo cual desarrolló la Mecánica de Suelos, el estudio de flujo de agua a través de los suelos se volvió más significativo, lo cual permitió conocer sus propiedades y las causas que provocaron la falla de muchas estructuras, surgiendo métodos de diseño y construcción que le han dado seguridad al ingeniero para el ejercicio de su profesión en general.

Aun cuando el uso de estos métodos ha tenido buenos resultados evitando la falla o el mal funcionamiento de muchas presas, no se puede dejar de reconocer el uso de la experiencia en aquellos ingenieros con muchos años de práctica profesional, ya que el haber trabajado en distintos casos, permite que puedan distinguir nuevas problemáticas similares a eventos anteriores y proporcionar soluciones rápidamente. Es importante señalar la necesidad de mejorar las técnicas actuales en diversos casos que no han tenido la solución óptima, en que estos métodos no resuelven totalmente sus problemas.

El desarrollo de la Mecánica de Suelos, ha permitido el surgimiento de poderosas herramientas analíticas y procedimientos racionales que han hecho obsoletos gran cantidad de desarrollos “empíricos” usados en el diseño y mantenimiento de presas de tierra. No obstante lo anterior, el conocimiento de las principales causas por las que muchas presas fallaron en el pasado, se vuelve esencial para diseñar y conservar en buen estado las presas actuales y las que se construirán en un futuro.

El presente trabajo tiene como fin el poder identificar las causas por las que una presa de tierra y/o materiales graduados puede fallar tanto en su cuerpo como en su cimentación, utilizando para ello métodos de análisis tanto gráficos, analíticos y de computadora; la tesis también tiene el propósito de evaluar las soluciones que se le han dado para su conservación y en su caso, proponer alternativas que eviten el mal funcionamiento de las presas. En el capítulo I se presentan diversos casos de presas que han tenido problemas a través del tiempo, además de estadísticas que muestran las principales causas de falla. Posteriormente, en el capítulo II se resumen los conceptos básicos del flujo de agua a través de los suelos y fenómenos que influyen notablemente en el funcionamiento de presas de tierra. En el capítulo III, se describen los métodos de análisis para evaluar el comportamiento de la presa, procedimientos que al ser manejados correctamente se vuelven una importante herramienta para el estudio y conservación de la misma, además de que se proponen alternativas y medidas de control del flujo de agua necesarias para el mejoramiento y conservación de las presas de tierra.

Los casos prácticos donde se ilustra el uso de estos métodos, se muestran en el capítulo IV con dos ejemplos reales de presas de México; estas presas son El Molinito en Sonora y Chilatán en los límites de Jalisco y Michoacán, ambas con riesgos de una erosión interna. En el capítulo V se hace un resumen de los resultados del análisis hechos en el capítulo anterior, con las soluciones que se proponen para su conservación. Por último está el capítulo de las conclusiones del trabajo, tanto generales como particulares de cada caso.

Nota: En el desarrollo del trabajo aparecerán palabras con un superíndice a la izquierda; este número hará correspondencia a una referencia bibliográfica resumidas al final de la tesis.

I. ANTECEDENTES

En el diseño y construcción de presas de tierra se toman en cuenta todos aquellos elementos que las constituyen y que se encuentran relacionados entre sí, analizando su comportamiento y características que afectan en distinta medida la estructura en conjunto. El conocer el comportamiento de los materiales que forman la presa, muestra el camino para conocer las causas por las que la estructura podría fallar.

Estadísticas del comportamiento de presas revelan causas de falla; por ejemplo, Middlebrooks (1953), hace un recuento de presas principalmente de Estados Unidos, que han tenido problemas en su estructura y que incluso han llegaron a fallar. Según su recuento, las causas más importantes de falla de una presa se enumeran en la tabla I.1:

Tabla I.1: Porcentaje de causas de falla en presas de tierra (Middlebrooks, 1953)

Causas de falla total o parcial	% Total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

Se nota que el flujo de agua es una de las causas de falla en presas de tierra, es decir en un 40% del total. El autor hace una relación con el porcentaje de las fallas por filtraciones y deslizamientos en función de la edad de las presas (tabla I.2).

Tabla I.2. Relación de causas de falla y edad de Presas de Tierra (Middlebrooks, 1953)

Edad de la presa (años)	Causa de la falla total o parcial			
	Desbordamiento	Fugas en conductos	Flujo de agua	Deslizamientos
0 - 1	9	23	16	29
1 - 5	17	50	34	24
5 - 10	9	9	13	12
10 - 20	30	9	13	12
20 - 30	13	5	12	12
30 - 40	10	4	6	11
40 - 50	9	0	6	0
50 - 100	3	0	0	0

En un estudio elaborado por la Comisión Internacional de Grandes Presas en 1979, se obtuvieron los siguientes resultados:

De 14 500 presas construidas en todo el mundo hasta 1975, 608 presas de tierra y enrocamiento sufrieron fallas, de las cuales 33 % de las averías sucedieron en estructuras auxiliares y 7 % por deslizamiento en las márgenes del embalse. Los deterioros y las fallas se deben, en 40 % de los casos, a problemas de filtración y erosión interna en la propia cortina o en la cimentación.

No obstante el alto índice de falla por filtraciones, la primer causa de falla de presas es el desbordamiento, que con gran frecuencia se debe a la mala estimación de la máxima avenida de diseño, principalmente a principios de siglo en que se construyeron una gran cantidad de presas de tierra con muchas limitaciones de información hidrológica. Además, las presas de tierra y enrocamiento no admiten que el agua vierta sobre el cuerpo de la presa, por su vulnerabilidad a la erosión por corrientes de agua.

La segunda causa que puede hacer fallar una presa son las filtraciones inadecuadas y perjudiciales dentro de su estructura o cimentación. Este aspecto es quizá más importante que el desbordamiento, ya que en gran cantidad de ocasiones no se puede controlar. El flujo de agua en el interior del cuerpo o cimentación existe en la mayoría de las presas de tierra (en mayor o menor grado), ya que el material del que están constituidos es permeable; este flujo puede provocar el arrastre de material, erosionando parte de la estructura interna de la presa y que, sin un adecuado tratamiento, llega a causar el fenómeno de erosión interna.

Existen otras causas por la que puede llegar a falla una presa, pero en forma general se clasifican dentro de los dos tipos descritos anteriormente. En el mundo y con el paso del tiempo, estas causas se han presentado en muchas presas llegando a ser catastróficas en muchas ocasiones.

A continuación se presentan algunos ejemplos de presas que han tenido problemas por erosión debida al flujo de agua que se presenta en ellas; se ilustrará con dos casos de fallas y un incidente de presas en el mundo (Finlandia, Francia y Estados Unidos) además de tres incidentes y una falla en presas de México. Los casos descritos son representativos del fenómeno, aunque no se muestran todas las variantes del mismo, ya que la erosión depende de las características de la presa y del material con el que están construidos.

Localización: 550 km al norte de Helsinki

Capacidad de almacenamiento: 150 millones de m³

Tipo de cortina: Materiales graduados con núcleo de tilita glacial, filtros de grava y arena con taludes 5:1 y zonas de respaldo de enrocamiento de taludes 1:1.5.

Altura: 13 m

Longitud de corona: 10 km

Terreno de cimentación: Tilita glacial depositada sobre roca basal intemperizada.

Propósito de la obra: Control de avenidas

Primer llenado: 1970

Incidente: 1990

Incidente

El 13 de mayo de 1990 surgió una filtración lodosa por fisuras de la roca localizada al final del túnel de descarga de la planta hidroeléctrica; al ir aumentando esta filtración se inyectó la roca de cimentación debajo de la cortina. Fue el 24 de mayo de 1990, cuando ocurrió un colapso en la corona de la cortina, la cual se hundió 3 m en el talud aguas arriba en una longitud del orden de 7 m. Al hacer los trabajos de reparación se encontró un canal de erosión de casi 3 m de diámetro que cruzaba el núcleo de la cortina, (figura I.1).

Desde el primer llenado apareció una filtración de agua clara de 5 l/min al final del túnel de descarga, pero fue hasta el 13 de mayo de 1990 que se observó la presencia de finos a la salida de la filtración; dos semanas después se formó un hundimiento en el talud de aguas arriba de la cortina cerca de la zona de los trabajos de inyección que se estaban ejecutando. El equipo de inyectado y varias toneladas de sacos de cemento que se encontraban en la cresta de la cortina desaparecieron en el tramo que se hundió. La filtración aumentó hasta 100 l/s y solo un trabajo de inyección salvó la cortina de un colapso total (figura I.2).

El mismo día ocurrió otro hundimiento al pie de la cortina en la misma sección transversal, por lo que se colocaron 2000 m³ de roca sobre una longitud de 100 m a lo largo del pie de la cortina, para poder apoyar el talud aguas abajo. La cortina se reconstruyó en una longitud de 100 m aproximadamente inyectando cerca de 950 ton de cemento en la roca fisurada en la cimentación (foto I.1).

La longitud de la zona inyectada fue de 585 m y el número de las perforaciones de inyectado fue de 359; las cantidades totales de materiales empleados fueron: cemento (950 ton), poliuretano (mas de 5 ton) y lechadas del tipo de resinas (8 ton).

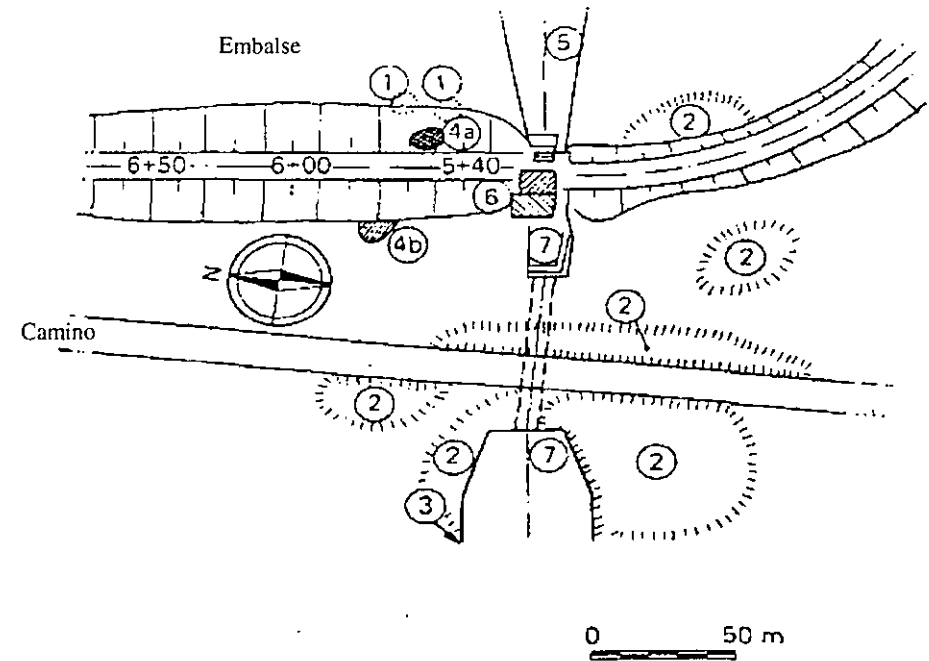
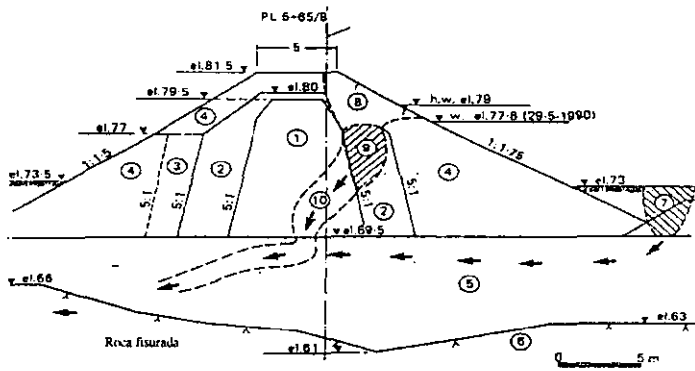


Fig. I.1: Localización del área dañada

1. Sumidero
2. Afloramiento de roca
3. Filtración
- 4a. Colapso
- 4b. Área de hundimiento
5. Canal de acceso
6. Planta hidroeléctrica
7. Túnel y canal de descarga

Fig. I.2. Sección transversal de la cortina en la falla



1. Núcleo de tilita glacial
2. Filtro de grava arenosa
3. Zona de transición.
4. Enrocamiento
5. Terreno de cimentación (Tilita glacial)
6. Roca basal intemperizada
7. Sumidero
8. Zona de hundidos
9. Lugar donde se alojó el cemento, debido al hundido
10. Conducto o tubificación



Foto I.1. Reconstrucción de la sección dañada. Observar canal de erosión

Referencia: R. Kuusiniemi. Revista Internacional Water and Power Dam. Erosión interna en la presa de materiales graduados Uljua, Finlandia. Marzo 1992.

PRESA TETON IDAHO, ESTADOS UNIDOS:

Localización: Río Teton al este de la ciudad de Idaho, E.U.

Capacidad de almacenamiento: 308 millones de m³.

Cortina: Materiales graduados con núcleo de arcilla y filtros de grava y arena.

Altura: 93 m

Longitud de corona: 1 km

Tipo de cimentación: Roca basáltica de mala calidad

Propósito del proyecto: Irrigación.

Primer llenado: 1975

Falla: 1976

Falla:

En la noche del 4 de junio de 1976 se observó agua clara que salía de las juntas de las rocas de la margen derecha, a una distancia de 400 a 450 m desde la cortina hacia aguas abajo. Después de las 7:00 a.m. del 5 de junio, surgieron las primeras emanaciones de lodo que fluía del talud derecho de la cortina a la elevación 1537 m, además de que un pequeño goteo de agua turbia comenzó a fluir en la margen derecha por fisuras de la roca a la elevación 1585 m.

Como a la 10:30 a.m. se escuchó un gran estallido y apareció un gran agujero sobre el talud de aguas abajo, en la elevación 1585 m, a 4.6 m del nivel de desplante, cercano al goteo que se había observado horas antes. El nuevo agujero incrementó su tamaño hasta convertirse en un túnel de aproximadamente 1.8 m de diámetro, perpendicular al eje de la presa y extendiéndose 10 m dentro de la cortina.

El túnel comenzó a desarrollar un fenómeno de erosión regresiva a través del cuerpo de la cortina, como se muestra en secuencia de fotos I.3, I.4 y I.5. Como a las 11:00 a.m. apareció agua en el túnel en forma de remolino a través de la cortina en la estación 14 + 00.

Después de las 11:55, la corona de la cortina comenzó a colapsarse hasta llegar al agujero antes descrito. La falla continuó como un alargamiento desde el canal de descarga hacia el interior de la cortina.

Desde que se llegó al sitio y se observó el pequeño flujo de agua lodosa, hasta la ruptura de la presa, pasaron 5 horas, asumiéndose que la salida de flujo comenzó el 4 de junio como a las 9 p.m. En el momento que se presentaron las primeras manifestaciones de erosión en la superficie hasta la ruptura de la falla, solamente pasaron 15 horas, lo que indica que tan rápido y peligroso puede ser el fenómeno de la erosión interna. Lo anterior provocó la falla de la cortina e inundó de las comunidades de Rexburg y Sugar City, Idaho, entre otras, además de causar la muerte de 11 personas y pérdidas de casi mil millones de dólares.

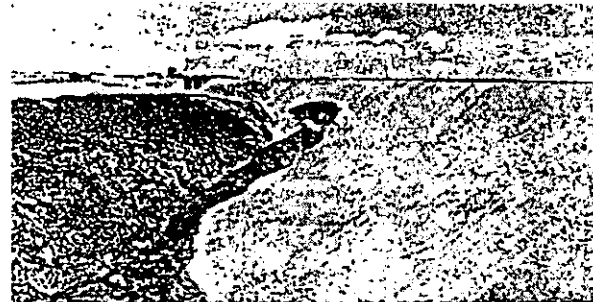


Foto I.3 Secuencia de la falla. Junio 5 de 1976, aproximadamente a las 11:30 a.m.



Foto I.4 Secuencia de la falla. Junio 5 de 1976, cerca de las 11:50 a.m.



Foto I.5 Secuencia de la falla. Falla de la cresta. Junio 5 de 1976, 11:55 a.m.

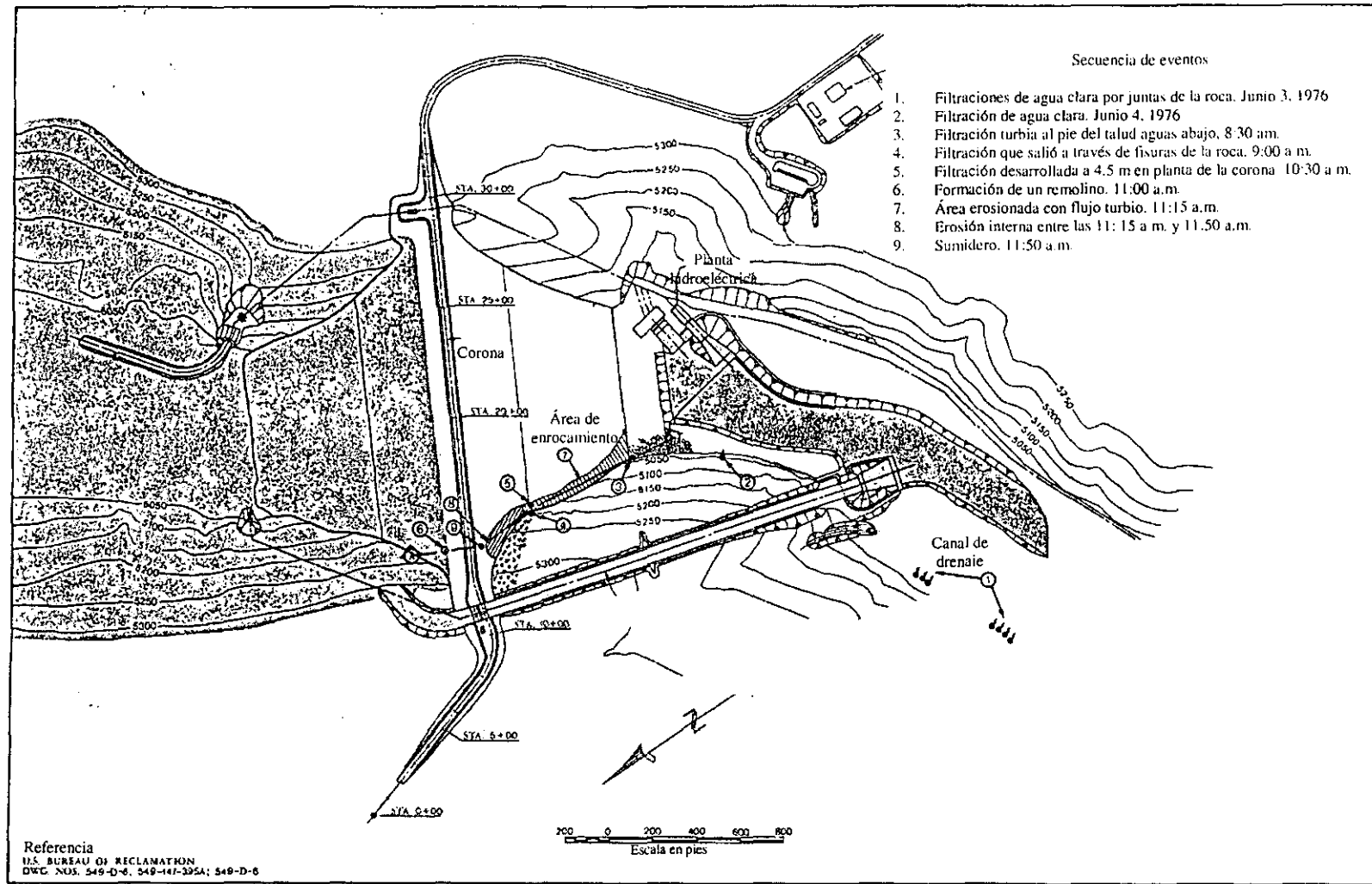


Fig. I.4. Planta general. Secuencia de eventos

Referencia: Report to U.S. Dept. of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam. 31 de diciembre de 1976.

DIQUE LA ESCONDIDA, MÉXICO, TAMAULIPAS

Localización: Arroyo El Guardado, Ejido Sta. Cruz, Tamaulipas

Capacidad de almacenamiento: 3 millones de m³

Tipo de cortina: La obra se integraba por dos diques y un vertedor (figura 1.5). Era de sección homogénea, sin filtros y fue construido con material arcilloso de un préstamo lateral localizado aguas abajo, por capas de 20 cm de espesor compactadas con ocho pasadas de rodillo pata de cabra, tenía corona de 4 m de ancho y taludes exteriores de 2:1 (figura 1.6).

Altura: 8 m

Longitud de corona: El dique de la margen derecha tenía 300 m, mientras que el de la margen izquierda es de 2.5 km.

Terreno de cimentación: El dique derecho junto con el vertedor se apoyó sobre lutitas de la formación Méndez. El dique izquierdo se desplantó sobre un depósito de arcilla de espesor superior a 20 m.

Propósito de la obra: Control de avenidas

Primer llenado: 1972.

Falla: 1972

Falla:

Cuando ya se habían terminado los diques de ambas márgenes y aún se estaba construyendo el vertedor de excedencias, los días 8 y 9 de junio de 1972 ocurrió una fuerte lluvia (227 mm en 24 horas) que llenó el vaso hasta 2 m por debajo de la corona. A las pocas horas, el dique de la margen izquierda falló a través de 50 tubificaciones (figura 1.7 y fotos 1.6, 1.7, 1.8 y 1.9). En ocho lugares, la tubificación fue tan intensa que provocó cortes a través del terraplén.

Mientras que en gran parte del dique ocurrieron tubificaciones, entre las estaciones 0+720 y 1+250 no ocurrió ningún desperfecto.

Pruebas de laboratorio del material utilizado para construir el dique, clasificándolo como del tipo de arcillas dispersivas.

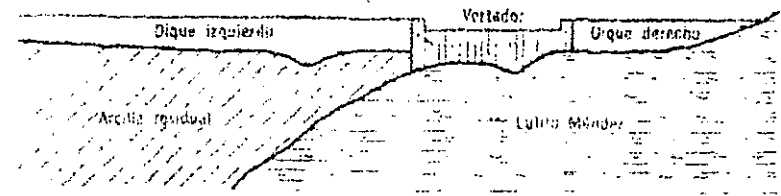


Fig. 1.5: Sección longitudinal de la presa

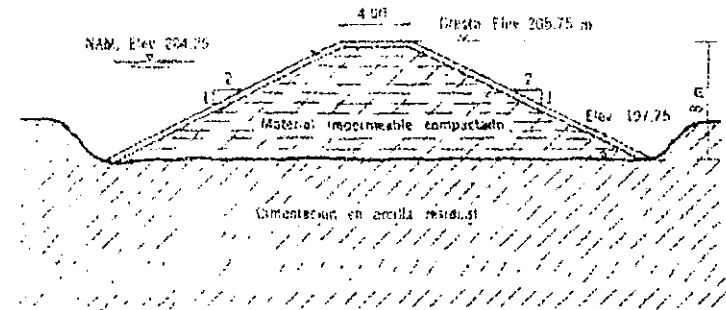


Fig. 1.6: Corte transversal del dique izquierdo

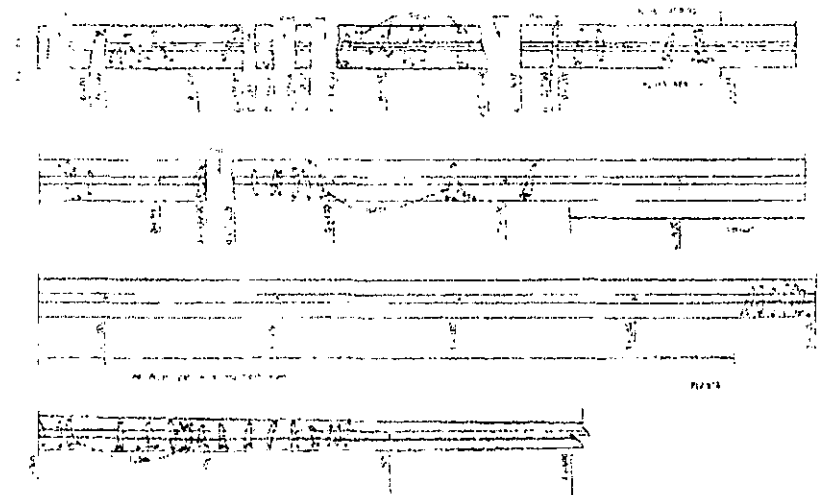


Fig. 1.7: Sitios en el dique izquierdo donde ocurrió erosión interna.

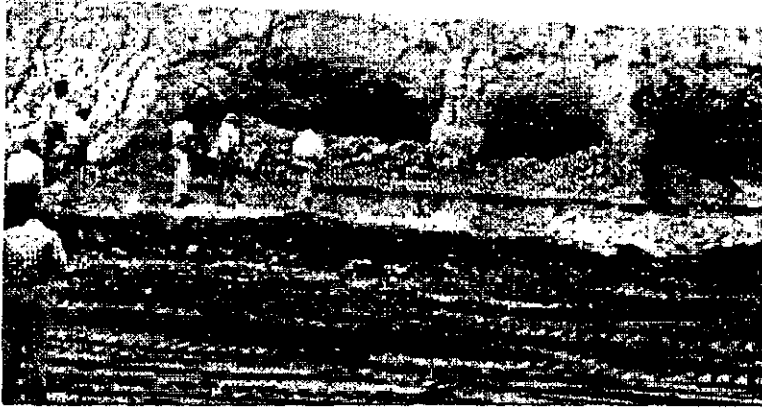


Foto L6: Talud de aguas abajo. Los agujeros atraviesan de un lado a otro.



Foto L7: Agujero visto desde aguas arriba. Notar las capas compactadas



Foto L8: Sitio donde se produjo un corte; ver tubificación



Foto L9. Acercamiento de la tubificación.

BORDO JESUS MARÍA, MEXICO, QUERÉTARO

Localización: Río Querétaro, Querétaro.

Capacidad de almacenamiento: 2.71 millones de m³.

Tipo de cortina: Homogénea de tierra, con ancho de corona de 5 m y taludes 2:1

Altura: 8 m

Longitud de corona: 1440 m

Terreno de cimentación: Toba alterada superficialmente que forma suelo residual.

Propósito de la obra: Irrigación.

Primer llenado: 1991

Incidente: 1998

Incidente

El 8 de agosto de 1998 después de un llenado súbito del vaso, en un tramo del terreno de cimentación y del pie del bordo de unos 60 m de largo en el lado derecho adyacente al vertedor central de mampostería, ocurrieron filtraciones concentradas con arrastre de finos. Las filtraciones pusieron en riesgo de falla al mismo por la ocurrencia de una erosión en el terreno de cimentación (figura I.8 y I.9).

En esa ocasión, el arrastre de finos fue controlado con la colocación de un filtro invertido dispuesto en forma de delantal sobre el terreno natural en una extensión de unos 20 metros hacia aguas abajo desde el pie del bordo y 60 m de ancho desde la junta con el vertedor central de mampostería hacia la margen derecha. Se desalojaron algunos habitantes en las riberas del río y se realizó una escotadura en el extremo izquierdo del terraplén, cerca de su empotramiento para abatir el nivel del embalse. Se consideró que estas obras eran provisionales y que posteriormente el bordo debería rehabilitarse con base en una investigación geotécnica y un análisis hidrológico para evitar el desbordamiento del vaso (figura I.9).

A mediados de 1999, se hicieron nuevos trabajos de rehabilitación consistentes principalmente en la recarga de material impermeable sobre el talud de aguas arriba del bordo derecho y otro sobre el talud de aguas abajo. Además, sobre la recarga de aguas arriba se hizo una banqueta de 5 m desplantada dentro de la excavación del terreno natural, profundidad que no alcanzó a llegar hasta la toba de la cimentación (figura I.10). El material que se utilizó para construir el delantal se utilizó para elaborar la recarga antes descrita, dejando desprotegida la zona donde surgieron filtraciones con arrastre de finos.

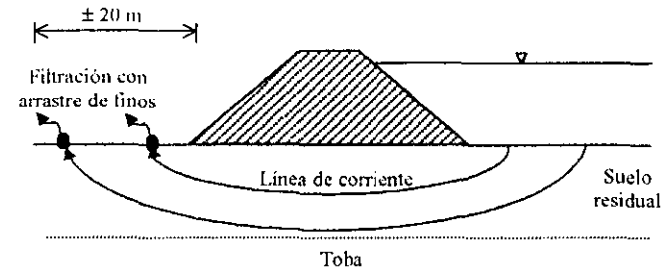


Fig. I.8. Situación de emergencia el 8 de agosto de 1998. Riesgo de erosión interna a través del terreno de cimentación.

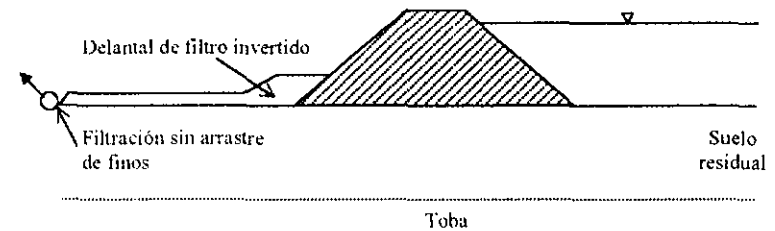


Fig. I.9. Atención de emergencia el 10 de agosto de 1998. Control de arrastre de finos con ayuda de un delantal de filtro invertido.

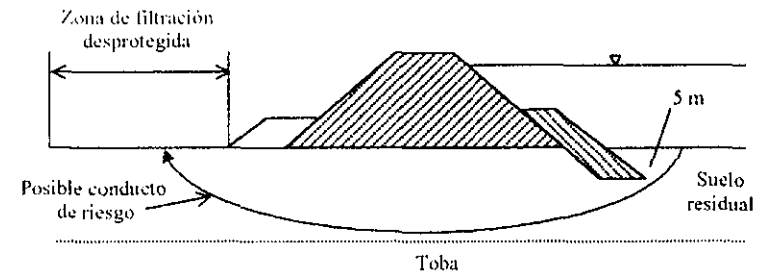
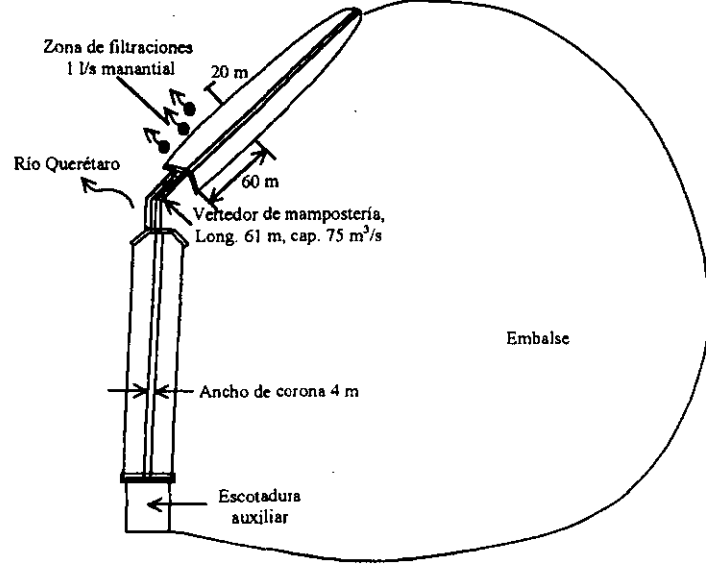


Fig. I.10. Trabajos de rehabilitación insuficientes. Posible conducto de erosión interna.



**Fig. L11: Planta general del bordo Jesús María (croquis).
Observe la zona de filtraciones**



Foto L10: 10 de agosto de 1998. Sección de la corona donde ocurrieron filtraciones.

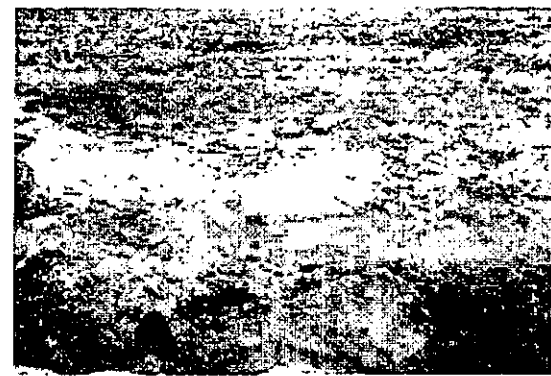


Foto L11: Zona de concentración de filtraciones turbias aguas abajo de la cortina. (Agosto de 1998).



Foto L12: Berma filtrante de emergencia aguas abajo de la cortina. (1998)



Foto L13: Trabajos de rehabilitación posteriores al incidente.

Referencia: Martín Ramírez Reynaga. Informes de Inspección y atención de emergencia del bordo Jesús María. Consultivo Técnico, SGT. Comisión Nacional del Agua.

PRESA EL BATAN, MÉXICO, QUERÉTARO.

Localización: Río Pueblaito, Querétaro.

Capacidad de almacenamiento: 2.3 millones de m³.

Tipo de cortina: Materiales graduados con un corazón impermeable de arcilla compactada de 6 m de ancho en la parte superior con taludes de 0.4:1, "filtros" de grava de espesor variable de 1 m en la parte superior a 2 m en el desplante, seguido de zonas de transición con taludes de 0.75:1, formadas con material de rezaga no mayor de 30 cm, confinadas mediante zonas de roca y rezaga con taludes de 2:1 en los dos paramentos.

Altura: 45.5 m

Longitud de corona: 207.5 m

Terreno de cimentación: Alternancia de basaltos y materiales piroclásticos.

Propósito de la obra: Riego de una superficie de 187 ha de terrenos ribereños y dotación de agua a 25 000 habitantes del municipio de Corregidora.

Primer llenado: 1991.

Incidente: 1991

Incidente

En julio de 1991, la presa se llenó por primera vez en el lapso de tres semanas e incluso derramó por el vertedor de excedencias una lámina hasta de 50 cm, permaneciendo la descarga durante una semana aproximadamente. Desde la subida repentina del embalse, se apreció una filtración turbia aguas abajo de la cortina y en la zona del tajo de desvío donde fue alojada la obra de toma, que gradualmente aumentaba su caudal, considerándose que llegó a ser superior a los 50 l/s.

En forma súbita, el día 28 de julio de 1991, ocurrió un accidente en la cortina que consistió en dos hundimientos en forma de cono invertido, localizados en los hombros de aguas arriba y aguas abajo de la corona, en una línea sensiblemente paralela al tajo de desvío. Simultáneo a la formación de estos hundidos, las filtraciones disminuyeron hasta unos 15 l/s. Se apreció en el agua de la filtración el arrastre de partículas finas, de tonalidad negra, similar a la arcilla con la que se construyó el núcleo impermeable. Por lo anterior, se consideró que el fenómeno ocurrido en la cortina correspondía a un efecto de erosión interna en el núcleo impermeable.

Se procedió de inmediato a rellenar los conos, utilizando el mismo material empleado en la construcción de los respaldos, se abrió una escotadura en el cimacio del vertedor de excedencias y se llevaron a cabo las acciones necesarias para poder extraer por la toma el mayor caudal posible, con objeto de reducir la carga hidrostática y disminuir el riesgo de una falla de la cortina por tubificación.

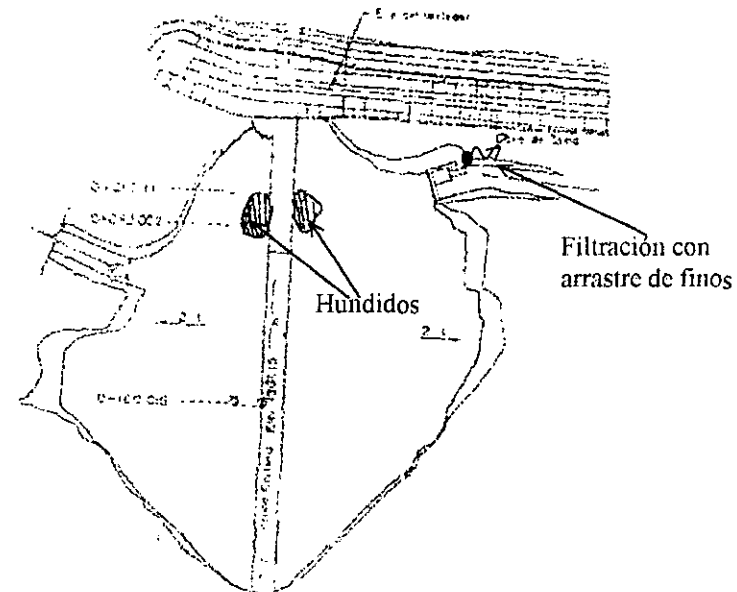


Fig. I.12: Planta de la cortina. Observe zona de falla

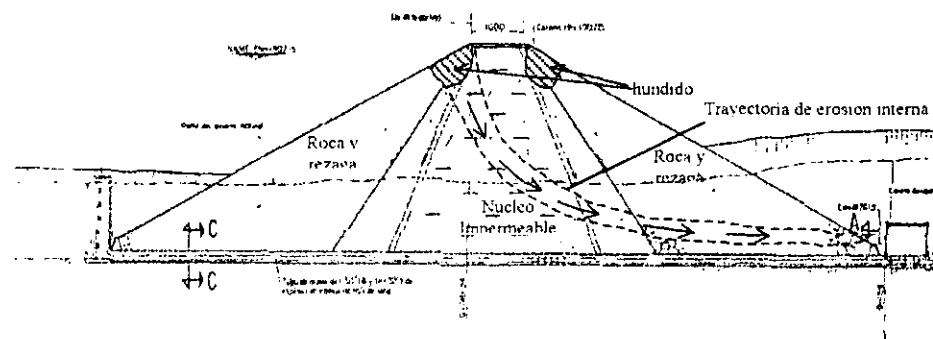


Fig. I.13: Sección transversal de la cortina en la zona de falla

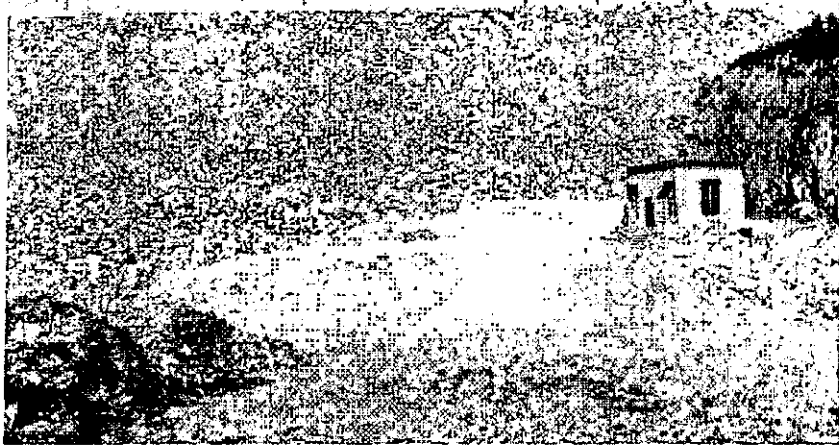


Foto L14: Vista general de la zona de hundidos agua abajo de la cortina



Foto L15. Hundimiento en el hombro del talud aguas arriba



Foto L16: Hundimiento en el hombro del talud aguas abajo.

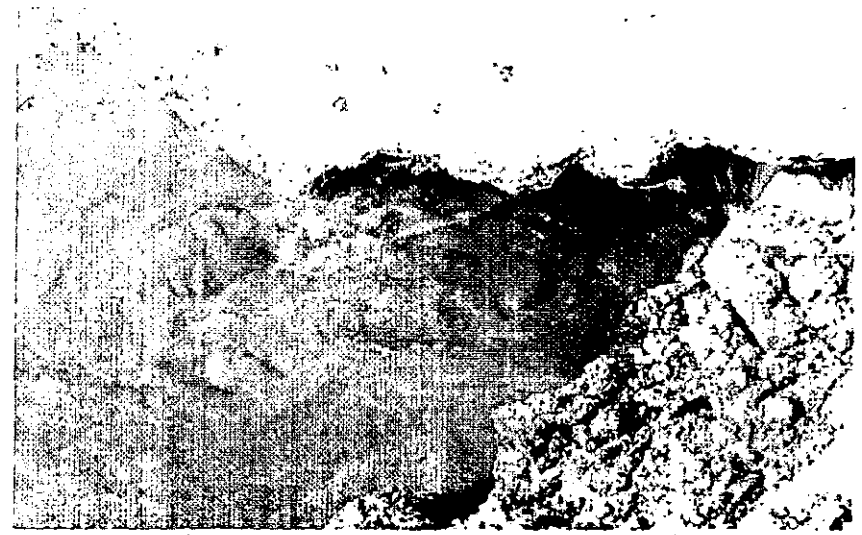


Foto L17: Zona de filtraciones con arrastre de finos.

BORDO SIERRA PINTA, COAHUILA MEXICO:

Localización: Ejido La Leona, Ramos Arizpe, Coahuila. Recibe un volumen determinado de escurrimientos del arroyo "Patos".

Tipo de cortina: Sección homogénea, con ambos taludes sin protección.

Altura: 5 m

Longitud de corona: 1200 m

Terreno de cimentación: Terreno natural de composición arcillo – arenoso.

Capacidad de almacenamiento: 1 millón de m³.

Propósito de la obra: Riego de 80 a 100 Ha.

Primer llenado:

Falla: 1994

Falla

El bordo se rompió en cinco ocasiones, reparándose en cuatro; el último percance fue el más perjudicial, por lo que No se recomendaron trabajos de reparación sin antes estudiar las causas del incidente.

El último incidente ocurrió el día 8 de junio de 1994; con la formación de oquedades que se comenzaron a erosionar, presentándose tubificación y falla del bordo en su sección media (cauce).

Lo anterior fue debido a que al material con el que se construyó el bordo no se le dio la compactación requerida ni se colocó adecuadamente, el grado de humedad es insuficiente, además de que a los taludes se les dio protección escasa (filtros, rezaga y enrocamiento).

El bordo se dejó fuera de operación. En inspecciones posteriores, se observaron en varios tramos de la cortina oquedades, deslaves y surcos de erosión provocadas por erosión de lluvia y que al profundizarse se conectan entre sí y con superficies entre capas de material compactado que no fueron debidamente ligadas. La evolución de las erosiones en la corona y taludes, progresan hacia el interior del cuerpo de la cortina hasta conectarse entre ellas formando una vía de agua, lo cual por la tubificación provocó las roturas en el bordo.

Se presume que el suelos es del tipo "dispersivo", por lo que se requiere hacer estudios del mismo para su clasificación.

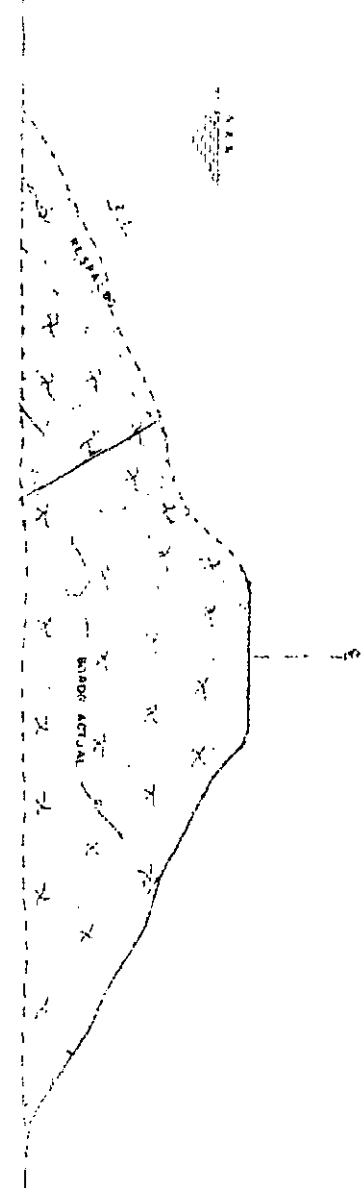




Foto L18: Vista general



Foto L19: Oquedades en la corona.



Foto L20: Surcos de erosión en el talud de la cortina.



Foto L21: Tubificación a través del cuerpo de la presa

BORDO SAN AIGNAN, FRANCIA

Localización: San Aignan, al este de Francia

Capacidad de almacenamiento: 48,000 m³

Tipo de cortina: Homogénea sin drenaje interno. Se construyó con materiales de muy mala calidad (arcilla, arcilla orgánica, arcilla y limo residual) con heterogeneidad considerable.

Altura: 8 m

Longitud de corona: 120 m

Terreno de cimentación: Aluvión depositado sobre caliza.

Propósito de la obra: irrigación

Primer llenado: 1965

Falla: 1984

Falla:

La falla ocurrió en gran parte de la cortina debido a erosión de contacto externa de material arcilloso, que poco a poco se convirtió en una tubificación severa. La erosión de contacto es un fenómeno que se inicia cuando el agua erosiona el material fino del cuerpo de la presa que se encuentra en contacto con un material grueso, fenómeno que al extenderse, provoca tubificación en el material. Cuando la tubificación se alargó hasta el talud aguas arriba, se formó un agujero de 5 m de profundidad el cual se prolongó en forma tal, que produjo la falla en la parte derecha de la cortina (foto I.2 y figura I.3).

Causas de la falla:

- La heterogeneidad y poca cohesión de los materiales usados para construir la presa.
- Falta de compactación del material que constituía la cortina.
- Materiales con permeabilidades tan altas que provocaron concentración de filtraciones.
- La falta de un dren interno.
- La escasez de vigilancia y mantenimiento del bordo.

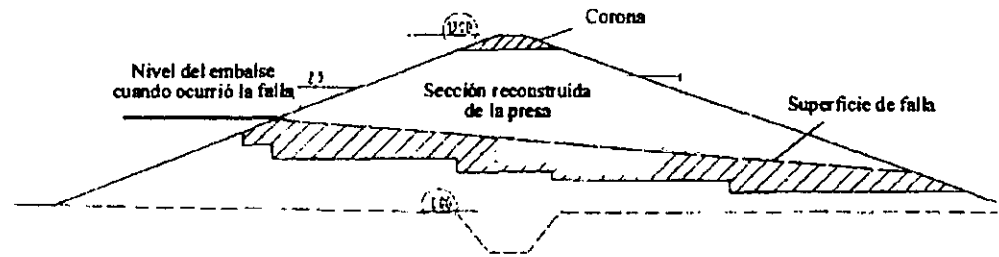


Fig. I.3: Sección transversal de la cortina. Superficie de falla.



Foto I.2: Vista de la zona de falla en la cortina.

Referencia: FRCOLD NEWS, **Barrages and Reservoirs**, Número especial del congreso CIGB en Florencia, Mayo 1997

Los casos mencionados muestran la importancia que tiene el estudio del flujo de agua a través de los suelos, en forma particular el que ocurre en presas de tierra. El propósito de este trabajo es exponer los mecanismos físicos que se presentan al aparecer este fenómeno y sus consecuencias; a continuación se muestran los objetivos a desarrollar en esta tesis.

OBJETIVOS

El presente trabajo cubrirá los siguientes objetivos.

- Presentar los métodos de estudio del flujo de agua a través de la cortina y/o cimentación de una presa de tierra, interpretando los resultados que con ellos se obtengan.
- Describir los mecanismos de filtración y erosión interna que se presentan en el interior del material que conforma la presa, analizando las consecuencias que surgen por no tener un adecuado control de las filtraciones.
- Estudiar el riesgo de erosión interna en una presa, como factor principal en el fenómeno de tubificación.
- Proponer soluciones y medidas de control en presas sujetas al fenómeno de erosión interna.

II. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA Y GEOTECNIA RELACIONADOS CON FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE SUELOS.

Siendo el flujo de agua a través del cuerpo y/o cimentación de la presa la causa principal en el fenómeno de erosión interna, y ésta a su vez una de las razones primordiales en la falla de este tipo de estructuras, es útil conocer cuáles son las leyes que rigen dicho flujo para estudiar y analizar el movimiento del agua en la presa.

II.1. Clasificación de los flujos.

Un campo de flujo es cualquier región en el espacio donde hay un fluido en movimiento, el cual ocupa dicha región del flujo. Se define como *línea de flujo o de corriente*, toda línea trazada idealmente en el interior de un campo de flujo, de manera que la tangente en cada uno de sus puntos proporcione la dirección del vector velocidad que corresponde a dicho punto. Con la excepción de eventuales puntos singulares, no existe posibilidad de que dos líneas de corriente se intersequen, pues ello significaría que en el punto de intersección existieran dos vectores velocidad distintos. Existen diversos criterios para clasificar los flujos; una división general podría ser la siguiente:

- Flujo no establecido: las propiedades del flujo y sus características mecánicas son distintas de un punto a otro dentro de su campo, variando características de un momento a otro.
- Flujo establecido: las características en un punto son constantes en cualquier instante, con variaciones muy pequeñas con respecto a sus valores medios.
- Flujo laminar: el movimiento de las partículas de agua se produce siguiendo trayectorias separadas y perfectamente definidas, sin existir intercambio transversal entre ellas.
- Flujo turbulento: las partículas de agua se mueven sobre trayectorias erráticas, de forma irregular y se cruzan.

Carga hidráulica: es la suma de la energía potencial (carga de posición, representada por z) mas la energía correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión (carga de presión, representada por p/γ) más la energía cinética del flujo (carga de velocidad, representada por $v^2/2g$).

Esta carga está dada por:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.1)$$

Donde h es también conocida como carga piezométrica o simplemente carga hidráulica, z es la posición de un punto con respecto a un plano horizontal de comparación (P.H.C.), p es la presión en ese punto, v y γ es la velocidad y el peso específico del agua respectivamente y g es la aceleración de la gravedad.

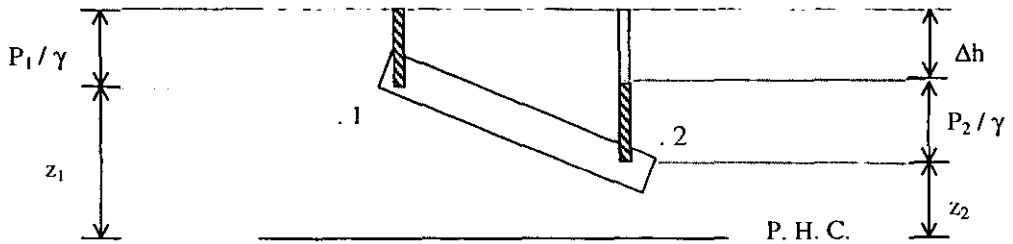


Fig. II.1. Ley de Bernoulli para el flujo a través de suelos.

En la figura II.1, la diferencia de energía entre la sección 1 y 2 es:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \Delta h$$

Se tiene una pérdida de carga, la cual es la energía transformada en otro tipo de energía (representada por Δh). Se puede señalar que el cuarto término de la expresión (2.1) y que representa la energía cinética, es muy pequeña en problemas de flujo de agua a través de suelos, por lo que generalmente se puede despreciar.

Gradiente hidráulico

El agua se mueve debido a la diferencia de potencial hidráulico o de carga hidráulica entre dos puntos, sobre la longitud o trayectoria recorrida, es decir, $\Delta h / L$, resultando una magnitud adimensional representada con la letra i . En el esquema II.2 se representa esta relación:

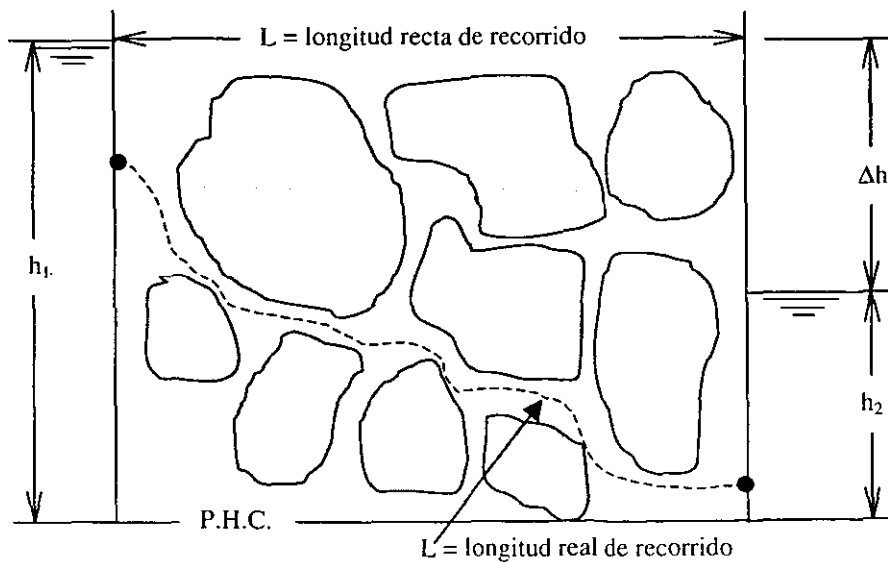


Fig II.2. Representación del gradiente hidráulico

Resultando la ecuación del gradiente hidráulico representado por i :

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.2)$$

II.2. Ley de Darcy

En 1856, Henri Darcy investigó las características del flujo de agua a través de muestras formadas por materiales térreos; trabajando con dispositivos como el mostrado en la figura II.2. La figura representa una muestra transversal de suelo, a través del cual pasa cierta cantidad de agua que proviene del depósito de la izquierda.

Con base en varios experimentos dedujo que el gasto Q (igual al volumen de agua medido en cierta unidad de tiempo) es directamente proporcional al área transversal, multiplicado por la diferencia de carga hidráulica (Δh), e inversamente proporcional a la longitud (L) de la muestra de suelo. Esto es:

$$Q = \frac{V}{t} \alpha \frac{A \Delta h}{L}$$

Donde

V = volumen de agua

A = área transversal del suelo que se estudia

L = longitud de recorrido.

t = tiempo en que se midió el volumen de agua

Δh = diferencia de cargas = $h_2 - h_1$.

La diferencia de carga por unidad de distancia en la dirección del flujo ($\Delta h/L$) es el *gradiente hidráulico*. El gasto total dividido entre el área de la sección transversal del suelo se denomina con la letra q . De lo anterior, el gasto q es proporcional al gradiente hidráulico de la siguiente forma:

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{V}{At} \alpha \frac{\Delta h}{L}$$

el factor de proporcionalidad α se le llama *conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad* y se denota con la letra k ; por lo tanto:

$$q = k \frac{\Delta h}{L} \quad (2.3)$$

La ecuación (2.3) es conocida como ley de Darcy, ley esencial en la teoría y varios métodos de la Mecánica de Suelos.

II.3. Conductividad hidráulica (permeabilidad).

La conductividad hidráulica o permeabilidad, se podría definir como la *mayor o menor facilidad con la que el agua puede fluir a través de los poros de un suelo*. Es decir, entre mayor sea el tamaño de los poros (espacio entre partículas), el agua podrá circular con más facilidad que si se tuviera un espacio pequeño entre ellos, aún cuando se tuviera el mismo gradiente hidráulico en los dos casos. Por esta característica del suelo, se podría hacer una clasificación general de los materiales en “permeables”, para aquellos suelos que se componen de arenas y gravas limpias, cantos rodados y enrocamiento, mientras que los “impermeables” serán los que contienen un grado de arcilla tal que tapa los huecos de las partículas de mayor tamaño. Vale la pena mencionar que no existen materiales totalmente impermeables, ya que todos registran, aún en forma mínima, cierto grado de permeabilidad; el término se usará para diferenciar los materiales en cuanto a su conductividad hidráulica.

El *coeficiente de permeabilidad*, representado por k , se expresa en unidades de velocidad y se define como la velocidad con que fluye el agua a través de un medio poroso bajo un gradiente hidráulico unitario. Este coeficiente de permeabilidad k se puede determinar con cualquiera de los siguientes métodos:

Métodos directos para determinar el coeficiente de permeabilidad k .

Permeámetro de carga constante:

Dada la ecuación de gasto y con el dispositivo de la figura, se muestra en forma esquemática el significado de la ley de Darcy, en la que el agua fluye bajo una carga constante a través de una muestra de longitud L y sección transversal A en un tiempo t , es decir:

$$\frac{q}{A} = v = ki = k \frac{h}{L} \quad (2.4)$$

de donde:

$$k = \frac{qL}{Ah} \quad (2.5)$$

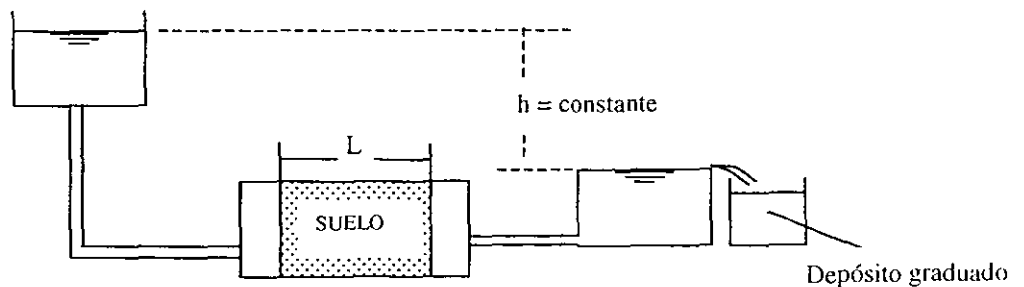


Fig. II.3. Permeámetro de carga constante

Permeámetro de carga variable:

Este instrumento se usa al ensayar suelos que tienen muy baja permeabilidad y en los que el permeámetro de carga constante no es conveniente. El esquema se muestra en la figura II.4 y consiste en un cilindro de altura L que contiene una muestra de suelo S , protegido por filtros F conectados al tubo capilar T con sección transversal "a" muy pequeña. Al tener una altura h_0 de agua dentro del tubo se abre la válvula V , con lo que el agua comienza a descender hasta tener una altura h_1 después de un tiempo t , al cabo del cual, la válvula se vuelve a cerrar. La variación del volumen dV a través de la muestra de suelo se da por la siguiente expresión:

$$dV = kiA \cdot dt = \frac{kh}{L} Adt \quad (2.6)$$

y como $dV = -dh a$

se tiene:

$$-a \int_{h_1}^{h_0} \frac{dh}{h} = \frac{kA}{L} \int_0^t dt \quad (2.7)$$

Integrando y despejando el coeficiente k :

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log \frac{h_0}{h_1} \quad (2.8)$$

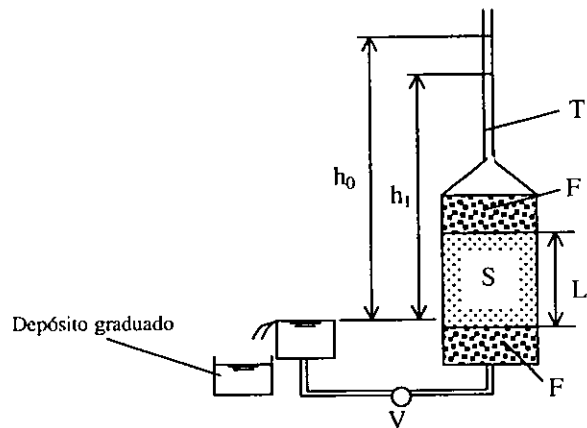


Fig. II.4. Permeámetro de carga variable.

Las pruebas anteriores para determinar la permeabilidad son representativas de la realidad siempre y cuando la muestra que se ensaya sea inalterada, es decir, que cumpla con las características originales de los materiales usados en la presa (sea para aquellos materiales usados en condiciones naturales o para los que son excavados, transportados y colocados en condiciones distintas). Lo anterior resulta muy difícil de lograr en muchas ocasiones, por lo que se recomienda efectuar la prueba de permeabilidad en campo por la extensa área que se estudia, como por la facilidad de obtener muestras inalteradas.

Prueba directa en el lugar o prueba de campo.

La prueba directa en el lugar para obtener k se utiliza cuando la estratigrafía de los suelos existentes en el lugar de la obra puede calificarse de irregular, en el sentido de que está constituida por diversos tipos de suelos y configuraciones de los estratos también diversos.

Se podría dividir en tres tipos:

1. Pruebas a presión en rocas sanas.
2. Pruebas a gravedad por carga constante o variable.
3. Pruebas de bombeo en pozos.

Prueba de bombeo (Método de Thiem).

Consiste en la extracción de agua de una perforación, bombeando gasto q constante y observando el abatimiento del nivel freático en diversos puntos alrededor del pozo, tal como se muestra en la figura II.5 mediante pozos de observación o con piezómetros.

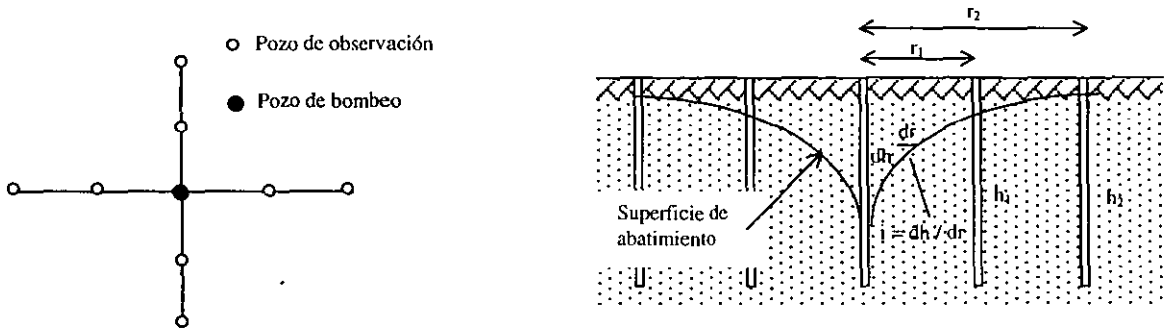


Fig. II.5 Determinación del coeficiente de permeabilidad mediante la prueba de bombeo

Aceptando que el gradiente hidráulico medio en cualquier punto es la pendiente de la curva de abatimiento y además, que se tiene una superficie cilíndrica alrededor del pozo de bombeo, se tiene que:

$$q = k \frac{dh}{dr} 2\pi r h \quad (2.9)$$

donde r es la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación y h es la profundidad del pozo de observación.

Se tiene que:

$$q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k \int_{h_1}^{h_2} h dh \quad (2.10)$$

solucionando la ecuación (2.10):

$$k = \frac{2.3q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (2.11)$$

Si los estratos permeables se encuentran entre estratos impermeables se tiene que:

$$q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi r H \quad (2.12)$$

donde H es el espesor total desde la superficie hasta el estrato impermeable.

$$k = \frac{2.3q}{2\pi H(h_2 - h_1)} \quad (2.13)$$

Como las hipótesis en que se basan estas ecuaciones son la homogeneidad del material en que se hace la prueba y que el nivel freático es horizontal, no se satisfacen en la mayoría de los casos; se deben instalar por lo menos 8 estaciones de observación y el resultado será el promedio de cada uno de ellos.

Métodos Indirectos para determinar el coeficiente de permeabilidad k.

Entre los métodos indirectos se tienen los siguientes:

- a) Cálculo a partir de la prueba granulométrica.
- b) Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- c) Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Según el coeficiente de permeabilidad y la clasificación hecha anteriormente, se resume en la tabla II.1 cual es la prueba que más conviene según sea el caso, dando una clasificación del tipo de material según su permeabilidad:

Tabla II.1. Coeficiente de permeabilidad k, en cm/s; (Cedergreen, 1989).

	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
Drenaje	Bueno			Intermedio				Prácticamente Impermeable					
Tipos de suelo	Grava limpia	Arena limpia. Mezclas de grava y arenas limpias			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos. Mezclas de arena limosa y arcilla, depósitos glaciares, depósitos estratificados de arcillas, etc.				Suelo "impermeable" Ejemplo. Arcillas homogéneas bajo la zona de intemperización				
		Suelos "impermeables" modificados por efecto de la vegetación y el intemperismo											
Determinación directa de k	Prueba directa del suelo en su forma natural, pozos de Thiem. De confianza si se ejecuta correctamente. Requiere gran experiencia ("pruebas de inyección de agua")						Permeámetro de carga constante, se requiere poca experiencia para la determinación						
	Permeámetro de carga variable de confianza. Se requiere de poca experiencia			Permeámetro de carga variable. Se requiere de mucha experiencia									Permeámetro de carga variable. Poco confiable. Es necesaria una gran experiencia
	Calculo basado en la curva granulométrica. Aplicable solo para arenas y gravas limpias sin cohesión.						Calculo basado en resultados de pruebas de consolidación. Se requiere experiencia						

II.4. Principio de esfuerzos efectivos

Cuando el agua se encuentra en una masa de suelo, se producen una serie de esfuerzos resultado del roce de las partículas tanto de agua como del material que lo constituye; en los problemas de Mecánica de Suelos es necesario saber la naturaleza de estos esfuerzos.

Considere dos partículas sólidas en contacto sobre una superficie plana de área A_s representativa de las áreas de contacto en toda la masa de suelo. A esas dos partículas le corresponde un área tributaria media A , también representativa de la situación de las partículas en toda la masa. El esquema se presenta en la figura 1.

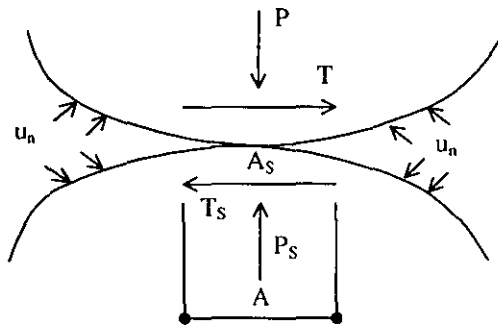


Fig. II.6. Equilibrio de las fuerzas actuantes en dos partículas en contacto, representativas de una masa de suelo. (Terzagui, 1923)²⁶

La relación de áreas de contacto se puede definir como:

$$a = A_s / A \quad (2.14)$$

La fuerza normal al plano de contacto es P y el cortante total es T , por lo que se definen los siguientes esfuerzos:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{Esfuerzo normal}$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad \text{Esfuerzo cortante}$$

por otra parte, los esfuerzos que se producen en la superficie de contacto son:

$$\sigma_s = \frac{P_s}{A_s} \quad \text{Esfuerzo normal en la superficie de contacto.}$$

$$\tau_s = \frac{T_s}{A_s} \quad \text{Esfuerzo cortante en la superficie de contacto.}$$

Donde P_s y T_s son la fuerza normal y tangencial actuantes entre las dos partículas sólidas.

El equilibrio en la dirección normal al plano de contacto es:

$$P = P_s + (A - A_s)u_n \quad (2.15)$$

donde u_n es la presión intersticial.

Dividiendo la ecuación (2.15) entre A y considerando la ecuación (2.14) se tiene:

$$\frac{P}{A} = \frac{P_s A_s}{A_s A} + \left(1 - \frac{A_s}{A}\right) u_n$$

$$\text{por lo tanto } \sigma = \sigma_s a + (1 - a) u_n \quad (2.16)$$

además, se define la presión intergranular σ_g como

$$\sigma_g = \frac{P_s}{A_s} \quad (2.17)$$

ecuación que al hacerle cambios igual que a la ecuación anterior queda como:

$$\sigma = \sigma_g a + (1 - a) u_n$$

considerando el equilibrio paralelo al plano de contacto, se tiene $T = T_s$

$$\text{con lo cual } \tau = a \tau_s \quad (2.18)$$

la ecuación (2.16) merece cierto comentario; los datos normales de un problema que requiera el cálculo de presiones sobre el suelo son la carga total aplicada y el área total del suelo que toma esa carga. En otras palabras, se conocen P y A, pero generalmente no puede obtenerse en forma simple A_s . Como consecuencia, el valor de a que aparece en la ecuación (2.16 y 2.18) no se puede calcular numéricamente en la práctica, sin embargo, en suelos dicho valor es sumamente pequeño y en la gran mayoría de los casos, despreciable. Entonces la ecuación se reduce a:

$$\sigma = \sigma_g + u_n \quad (2.19)$$

la ecuación (2.18) adquiere importancia cuando se estudia la repartición de presiones en materiales porosos, tales como el concreto y muchos tipos de rocas. La ecuación (2.19) tiene una importancia fundamental en la Mecánica de Suelos. El término σ se denomina *presión normal total* y es la carga total aplicada al suelo en un nivel dado entre el área total de la masa del mismo; u_n es la *presión del agua intersticial o presión neutral o de poro* y σ_g es la *presión intergranular* obtenida del cociente entre la fuerza que soporta la estructura de suelo y el área total de la masa de suelo.

Por otra parte, en el estudio mecánico de los suelos, se ha definido una presión efectiva o esfuerzo efectivo ($\bar{\sigma}$) como aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo.

Se considera la presión intergranular como la efectiva, para efectos de cálculo y análisis teórico. Usando el símbolo de presión efectiva y manejando la presión de poro solamente como u , la ecuación (2.19) queda:

$$\begin{aligned}\sigma &= \bar{\sigma} + u_n \\ \bar{\sigma} &= \sigma - u_n\end{aligned}\quad \text{Principio de esfuerzos efectivos}$$

La presión total vertical σ debida al peso propio del material (o p en muchos problemas de Mecánica de Suelos) que se tiene en el suelo a cierta profundidad z , puede calcularse con la expresión:

$$\sigma = p = \gamma_m z \quad (2.20)$$

esto equivale a considerar la totalidad de la carga por peso propio sobre el nivel considerado por unidad de área.

La presión neutral o de poro se calcula de la forma

$$u = \gamma_w z \quad (2.21)$$

la presión efectiva vertical por peso propio será, en un caso en que el agua esté en condición estática:

$$\bar{\sigma} = \gamma_m z - \gamma_w z = (\gamma_m - \gamma_w) z$$

donde $\gamma' = \gamma_m - \gamma_w$

entonces el esfuerzo efectivo será:

$$\bar{\sigma} = \gamma' z \quad (2.22)$$

Otra forma de representar estos esfuerzos es con la p y será:

$$\bar{p} = p - u$$

Fórmula que se conoce como ecuación fundamental de los suelos saturados.

III. METODOS PARA RESOLVER FLUJO DE AGUA

III.1. Redes de flujo

III.1.1. Teoría y definiciones.

El método de las redes de flujo es muy usado para resolver muchos tipos de problemas referentes a filtraciones y drenaje, ya que al poseer habilidad en su construcción se tiene una valiosa herramienta para un diseño seguro y económico en estructuras expuestas a efectos perjudiciales de agua. El estudio detallado de la buena construcción de las redes de flujo para el ingeniero principiante resulta de gran utilidad, pues se desarrolla una apreciación general del comportamiento de las filtraciones a través de medios porosos.

Tipos de redes de flujo: Las redes de flujo pueden ser de distintos tipos, dependiendo de la configuración y el número de zonas de suelo o roca del área en estudio. Una primera subdivisión podría ser la siguiente:

1. El flujo se encuentra confinado dentro de los límites de saturación conocidos además de que la línea freática también se conoce.
2. El flujo no está confinado y el nivel superior de saturación (línea freática) no se conoce.

Una segunda subdivisión se puede hacer dependiendo de:

- a) La sección transversal puede ser dibujada como una zona de permeabilidad única o
- b) La sección transversal contiene dos o más zonas de distintas permeabilidades (sección compuesta).

De lo anterior surgen las siguientes combinaciones:

- 1a. Flujo confinado en secciones de permeabilidad uniforme.
- 1b. Flujo confinado en secciones compuestas (de dos o más permeabilidades).
- 2a. Flujo no confinado en secciones de permeabilidad uniforme.
- 2b. Flujo no confinado en secciones compuestas.

Estas redes sirven para:

- Determinar el gasto de agua que fluye a través del cuerpo de una presa o de su cimentación y su velocidad en cualquier punto de la red.
- Calcular las presiones hidrodinámicas en la masa de suelo.
- Definir el gradiente hidráulico en cualquier punto y principalmente a la salida de las filtraciones, donde existe riesgo del inicio de *erosión interna*.
- Apreciar los cambios que se requieren en el diseño para mejorar la estabilidad y las condiciones de flujo de la obra, encontrando errores de otros métodos.

Justificación Teórica

Considerando un elemento diferencial de ancho unitario referido a un sistema de ejes coordenados $x - y$, como el indicado en la figura III.1:

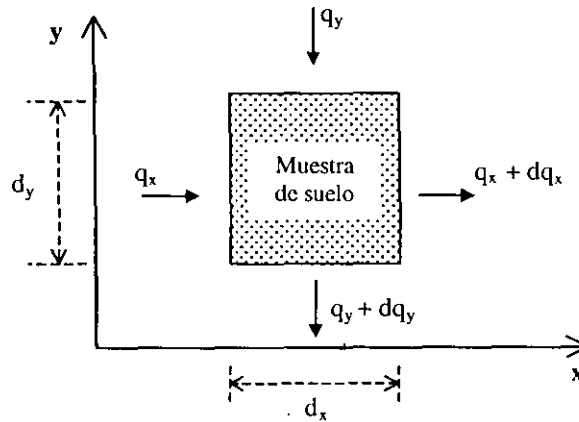


Fig. III.1. Flujo a través de un elemento de suelo

Donde q es el gasto que pasa por el elemento diferencial:

El gasto en el elemento diferencial, es función de "x" y "y", es decir:

$$dq = \frac{\partial q_x}{\partial x} dx + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \quad (3.1)$$

$$\text{pero: } q_x = v_x dy = k_x i_x dy \quad (3.2)$$

$$q_y = v_y dx = k_y i_y dx \quad (3.3)$$

$$\text{por definición: } i_x = \Delta h / \Delta x \quad i_y = \Delta h / \Delta y$$

Por lo tanto se puede escribir:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} dx = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx dy \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial y} dy = k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dx dy \quad (3.5)$$

sustituyendo en (3.1), (3.4) y (3.5) se tiene:

$$dq = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx dy + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dx dy \quad (3.6)$$

considerando un volumen unitario:

$$\frac{dq}{dx dy \cdot 1} = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \quad (3.7)$$

en el caso tridimensional

$$dq = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad \text{Ec. dif. de flujo de un líquido a través de un medio poroso}$$

Estableciendo las siguientes hipótesis:

Se tiene flujo de agua establecido, $q = \text{cte.}$

Se considera un medio homogéneo e isótropo con respecto a k , es decir, $k_x = k_y = k_z$

El agua y el suelo son incompresibles

Lo que resulta:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ecuación de Laplace} \quad (3.8)$$

Ecuación cuya solución se representa por dos familias de curvas que se intersectan en ángulos rectos, conocidas en hidrodinámica como líneas de flujo y líneas equipotenciales. Las líneas de flujo representan el camino que sigue el agua a través de un medio poroso, mientras que las líneas equipotenciales son líneas de igual carga hidráulica.

Ilustración de las líneas de flujo y líneas equipotenciales: La forma de las líneas de flujo se ilustra en la figura III.2; un pequeño volumen de arena está contenido dentro de un tubo horizontal que se encuentra entre dos embalses verticales (el 2º de ellos puede hacer fluir el agua). Una diferencia de carga h hace que el agua se mueva hacia la parte de menor carga; si tubos de diámetro muy pequeño se insertan a pequeña distancia entre ellos dentro de la arena y estos tubos contienen tinta de color, se notará el camino que el líquido sigue a través de la masa de suelo. Se nota que estas líneas no se intersectan sino que mantienen la misma distancia entre ellas con una trayectoria bien definida.

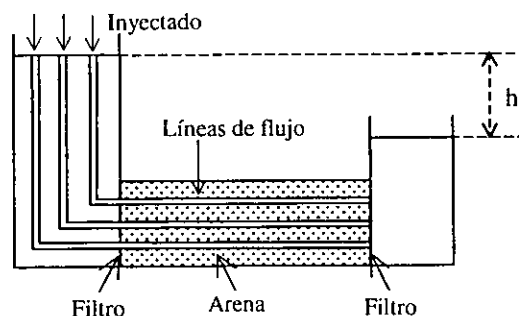


Fig. III.2. Ilustración de las líneas de flujo¹⁸

El otro tipo de líneas en la red de flujo es el de las líneas equipotenciales ilustradas en la figura III.3. Con el mismo dispositivo, pero ahora colocando pequeños piezómetros en distintas posiciones a lo largo del tubo de arena, se notará que tendrán distinta carga de presión entre ellos; si por el contrario, en un punto (por ejemplo el 2) se ponen piezómetros a distintas alturas pero en el mismo eje vertical, se notará que los piezómetros marcarán la misma carga lo que significa que sobre esa línea se tendrá una misma carga de presión en toda su longitud, que es el significado de la línea equipotencial.

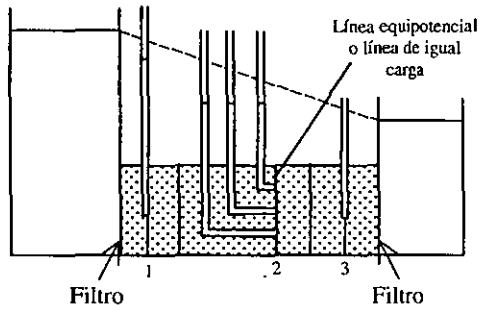


Fig. III.3 Ilustración de las líneas equipotenciales¹⁸

Si ahora estas líneas se combinan en un mismo esquema tal como se muestra en la figura III.4 se tendrá una red de flujo simple. Si el tubo fuera curvilíneo, se tendrían cuadrados curvilíneos en la red, que al irse subdividiendo seguirán manteniendo esta relación.

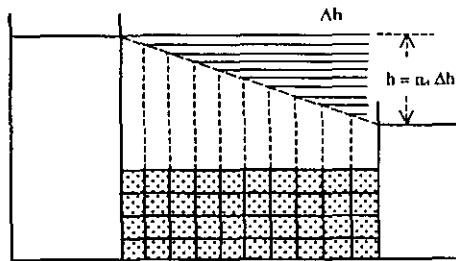


Fig. III.4 Red de flujo¹⁸

Los pasos para dibujar la red de flujo son en primer lugar, determinar cuáles son las líneas que serán fronteras (líneas de flujo y líneas equipotenciales). En la figura III.5 se muestra cuales son estas líneas:

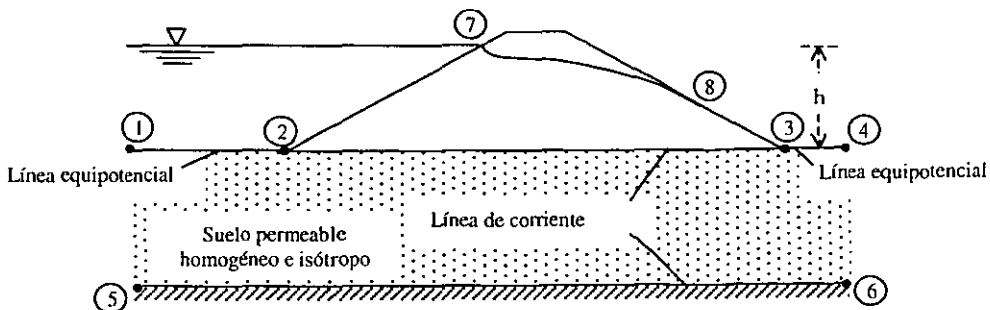


Fig. III.5: Determinación de fronteras en la red de flujo.

Donde:

h_o = potencial hidráulico

Línea 1 - 2 es la línea equipotencial de potencial hidráulico h_o .

Línea 3 - 4 es la línea equipotencial de potencial hidráulico h_f .

Línea 2 - 3 es la línea de corriente o línea de flujo.

Línea 5 - 6 es la línea de corriente o línea de flujo.

Línea 7 - 8 es la línea superior de corriente.

Línea 8 - 3 es la superficie de descarga libre

Una vez establecidas estas líneas frontera se comienza con el trazo de tres o cuatro líneas de flujo y de igual forma, se trazan líneas equipotenciales de manera que exista la misma caída de potencial en cada tramo de la red de flujo, denominado "tubo de corriente". Estas líneas deben cumplir las siguientes condiciones:

- Las intersecciones de las líneas de corriente o de flujo con las líneas equipotenciales deben ocurrir a 90° .
- Los tubos de corriente deben ser cuadrados curvilíneos, cuando las líneas de flujo y las líneas equipotenciales son equidistantes entre sí.

Tomando un "tubo de corriente", se podría decir que $q_1 = q_2$

donde q_1 y q_2 son el gasto en las secciones 1 y 2 respectivamente. Además según la Ley de Darcy:

$$q_1 = k i_1 A_1 \quad (3.9)$$

pero:

$$i_1 = \Delta h_1 / L_1 \quad (3.10)$$

si el tubo tiene un ancho de 1, entonces $A_1 = a_1 \times 1 = a_1$

sustituyendo en 3.9

$$q_1 = k \Delta h_1 a_1 / L_1 \quad (3.11)$$

de igual forma, considerando que el material es homogéneo e isótropo ($k_1 = k_2$)

$$q_2 = k \Delta h_2 a_2 / L_2 \quad (3.12)$$

haciendo $\Delta h_1 = \Delta h_2$ e igualando (3.11) y (3.12) se tiene que:

$$\frac{a_1}{L_1} = \frac{a_2}{L_2} = \frac{q}{k \Delta h} \quad (3.13)$$

En donde a / L será constante y por lo tanto la red se formará por una serie de cuadros curvilíneos con distancias medias iguales entre sí.

Utilidad de la red de flujo

El buen trazo de las redes de flujo de acuerdo a las características establecidas anteriormente, permite obtener distintos parámetros útiles para el diseño y cuidado de las presas de tierra; estos parámetros son los siguientes:

- *Gasto que fluye a través del cuerpo de la cortina o cimentación (gasto de filtración).*

Como se estableció anteriormente, a / L es constante en cualquier tubo de corriente; así como $q / k \Delta h$; suponiendo que k y Δh serán iguales en cualquier cuadro de la red, entonces el gasto total será el gasto en el tubo de corriente por el número de tubos en la red de flujo, es decir:

$$Q = q n_f \quad (3.14)$$

Donde n_f es el número de tubos de corriente trazados en la red de flujo.

Si n_e es el número de caídas de potencial y h es la pérdida total de carga

$$\Delta h = h / n_e \quad (3.15)$$

Sustituyendo en (3.14) y haciendo $a/L = 1$:

$$Q = k h n_f / n_e \quad (3.16)$$

El término n_f / n_e solamente depende de la forma de la región de flujo y se le denomina factor de forma, representado como F_f , por lo que el gasto es

$$Q = k h F_f \quad (3.17)$$

- *Determinación de la presión en cualquier punto de la red.*

Para determinar la presión en determinado punto de la red de flujo es necesario conocer el potencial hidráulico h_A que existe en ese lugar. Observando la figura III.6, el potencial hidráulico es el siguiente:

$$h_A = z_A + \frac{\mu_A}{\gamma_w} \quad (3.18)$$

despejando (3.18):

$$\frac{\mu_A}{\gamma_w} = h_A - z_A \quad (3.19)$$

$$\mu_A = (h_A - z_A) \gamma_w \quad (3.20)$$

Para conocer el valor de h_A se traza la red de flujo y se tiene que:

$$h_A = h_0 - (n_{eA} \cdot \Delta h) \quad (3.21)$$

donde:

h_A = potencial hidráulico en el punto de interés.

h_0 = potencial hidráulico inicial.

n_{eA} = número de caídas de potencial hidráulico hasta el punto de interés.

Δh = caída de potencial en cada celda determinado con:

$$\Delta h = \frac{h_0 - h_f}{n_e} \quad (3.22)$$

donde n_e es el número de líneas equipotenciales y h_f es el potencial hidráulico final.

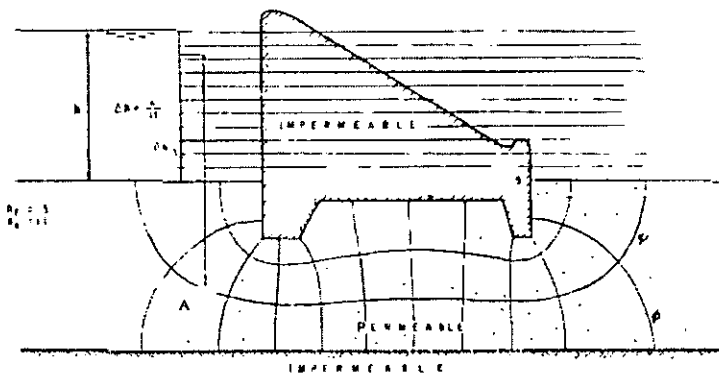


Fig. III.6. Determinación de la presión en una red de flujo¹³

En la figura, la carga inicial es h_0 y la final es h_f , las caídas de potencial en cada celda son $\Delta h / 11$, $n_f = 3$ y $n_e = 11$.

- *Determinación del gradiente hidráulico y velocidad en determinado punto de la red.*

Para calcular el gradiente hidráulico en cualquier punto de la red, se traza a través del punto, la línea de flujo correspondiente y que pase por el cuadrado que contenga al punto; se divide la carga total h entre el número de caídas de potencial y este valor a su vez, se divide entre la longitud de la línea de flujo en la que ocurre dicha caída para así obtener el gradiente hidráulico medio que pasa por ese punto. La velocidad se obtiene multiplicando el valor del gradiente hidráulico medio por la permeabilidad que existe en el estrato del suelo en análisis.

III.1.2. Flujo de agua a través de Presas de Tierra.

III.1.2.a. Generalidades

Uno de los problemas fundamentales en el flujo de agua a través del cuerpo de presas de tierra, es el de poder determinar con exactitud las fronteras que constituirán a la red de flujo. De ellas, la más común es la *línea superior de corriente (LSC)*, la cual es una superficie abierta al aire y todos los puntos que se encuentran en ella, tienen la misma presión atmosférica. De esta condición, la carga de posición de cualquier punto de esa frontera con respecto a cierto plano de referencia será precisamente la distancia existente entre el punto y dicha frontera.

Otro límite a determinar es la línea o *superficie de descarga libre (SDL)*, la cual se determina con el punto de intersección entre la LSC y el talud aguas abajo de la presa que se está analizando. Su posición se muestra en la figura III.7.

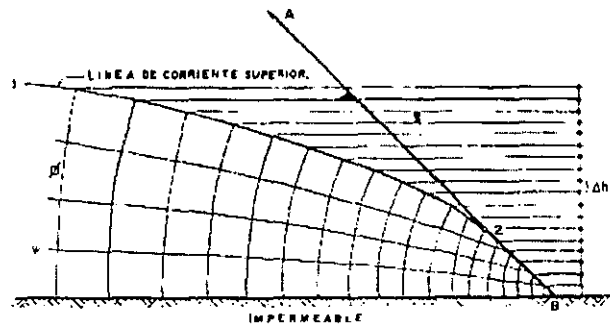


Fig. III.7: Línea superior de corriente¹³

Como se muestra en la figura III.7, una de las condiciones más importantes de la LSC es que su intersección con las líneas equipotenciales que llegan a ella, determina puntos que al ser proyectados verticalmente deben conservar la misma distancia (Δh) entre ellos, es decir, deben ser equidistantes en dirección vertical; esta condición también debe ser cumplida por la SDL.

Existen muchas condiciones que debe cumplir la LSC ya que es una frontera que no se conoce previamente y debe determinarse con algún método que se describe más adelante. En el año de 1863, Dupuit dio bases para determinar la posición de la LSC, estableciendo las hipótesis siguientes:

1. Las líneas de flujo se consideran horizontales para pequeñas inclinaciones de la LSC y por lo tanto, las líneas equipotenciales son verticales.
2. El gradiente hidráulico es la pendiente de la LSC en cualquier punto de la misma.

III.1.2.b. Condiciones de entrada y salida de la LSC.

La línea superior de corriente debe cumplir una serie de condiciones al entrar y salir por el material permeable de la presa. Estas condiciones dependen de la inclinación del talud agua arriba, el cual deberá ser normal a la LSC.

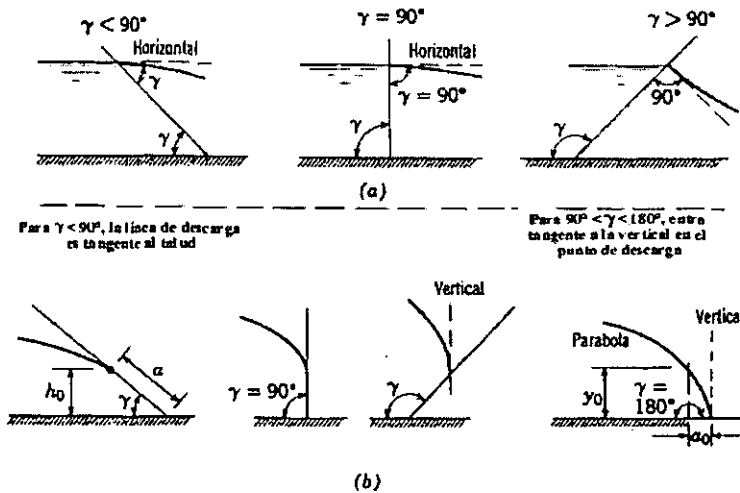


Fig. III.8. Condiciones de entrada de la línea superior de corriente¹⁸

1. Condiciones de entrada de la línea superior de corriente (figura III.7a)

- Caso en que $\gamma < 90^\circ$. La LSC entra tangente a la horizontal del nivel del agua.
- Caso en que $\gamma = 90^\circ$. La LSC entra normal al talud aguas arriba.
- Caso en que $\gamma > 90^\circ$. La LSC entra tangente a la vertical por el punto de descarga y por lo tanto, tangente al talud aguas arriba.

2. Condiciones de salida de la línea superior de corriente (figura III.7b).

- Caso en que $\gamma < 90^\circ$. La LSC sale tangente al talud aguas abajo por el punto 4.
- Caso en que $\gamma = 90^\circ$. La LSC sale tangente al talud aguas abajo por el punto 4.
- Caso en que $\gamma > 90^\circ$. La LSC sale tangente a la vertical que pasa por el punto de descarga en el talud aguas abajo.

El punto de salida (4) de la línea superior de corriente se determina con distintos métodos, que dependen de la inclinación de los taludes de la cortina. Estos métodos se describen a continuación:

Solución de la LSC para $\alpha < 30^\circ$.

Este método se basa en las hipótesis de Dupuit y además toma en consideración las condiciones de entrada y salida analizadas en el capítulo anterior. El objetivo del procedimiento es determinar la LSC, determinando los puntos de entrada y salida de la misma tal como se muestra en la figura III.8.

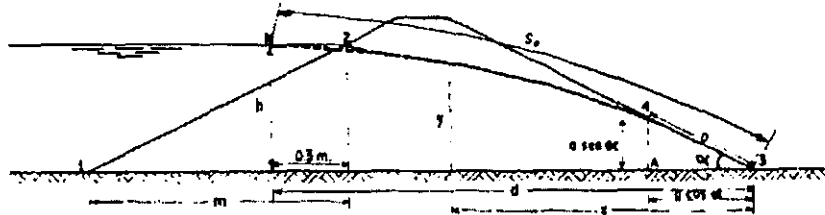


Fig. III.9: Solución de la LSC para $\alpha < 30^\circ$, (Schaffernak y Van Iterson, 1916)¹³

En primer lugar se supondrá la posición del punto M (d, h) en el nivel del agua tras la presa y en distancia horizontal del punto 2 igual a 0.3 m, donde m es la distancia señalada en la figura III.9.

El gasto en cualquier sección vertical bajo la LSC de altura y y posición x será:

$$q = ky \frac{dy}{dx} \quad (3.23)$$

Según la figura $x = a \cos \alpha$ y $y = a \sin \alpha$, además haciendo $x = d$ y $y = h$, se tiene que integrando y sustituyendo el punto a será:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (3.24)$$

Que determina la posición del punto 4 y que es justamente la salida de la LSC.

El método gráfico para determinar el punto 4 es el siguiente:

1. Suponer la posición del punto M(d, h) como se muestra en la figura III.10.
2. Prolongar el talud de aguas abajo de forma que al proyectar verticalmente el punto M, este corte al talud en el punto C.
3. Proyectar horizontalmente el punto M de forma que corte al talud aguas abajo en el punto A.
4. Con diámetro 3C, trazar el semicírculo mostrado en la figura III.9.
5. Con centro en 3 y radio 3a trazar el arco AD.
6. Con centro en C y radio CD trazar el arco D4, que corta al talud en el punto 4 y el cual es justamente la salida de la LSC.

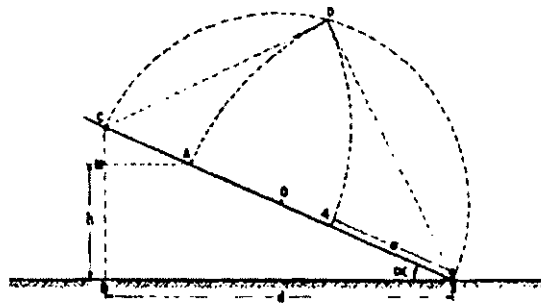


Fig. III.10: Solución gráfica de la LSC para $\alpha < 30^\circ$, (Schaffernak y Van Iterson, 1916)¹³

Este método es recomendable para taludes aguas arriba con inclinación $\alpha < 30^\circ$.

Solución de la LSC para $\alpha < 60^\circ$.

Este método toma en consideración las hipótesis de Dupuit y supone el gradiente hidráulico igual a la pendiente de la LSC como:

$$i = \frac{dy}{dx} = \tan \gamma \quad (3.25)$$

haciendo una serie de suposiciones se llega a la siguiente ecuación:

$$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (3.26)$$

Que es el punto de salida de la LSC.

Donde $s_0 = \sqrt{d^2 + h^2}$ (3.27)

La solución gráfica que se propone es la siguiente:

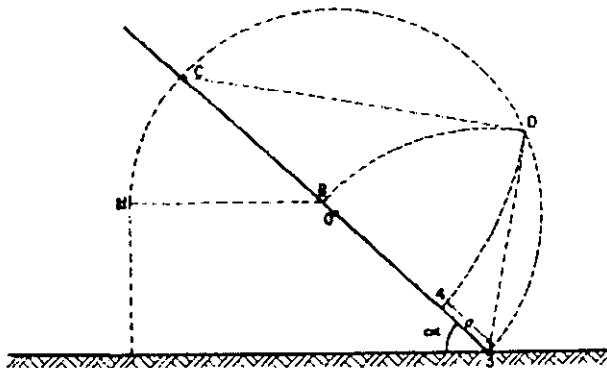


Fig. III.11: Solución gráfica de la LSC para $\alpha < 60^\circ$, (Casagrande, 1940)¹³

1. Proponer el punto M de coordenadas (d, h).
2. A partir de M, trazar una horizontal que corta al talud aguas abajo en el punto B.
3. Con centro en B y radio MB obtener el punto C, como se muestra en la figura III.1.
4. Con diámetro 3C trazar el semicírculo mostrado.
5. Con radio 3B y centro en 3, trazar el semicírculo que corte al arco 3C en el punto D.
6. Con radio 3D y centro en C, trazar el semicírculo que corte el talud aguas abajo en 4.

Esta solución es válida para valores de $\alpha < 60^\circ$.

Solución de la LSC para $60^\circ < \alpha < 180^\circ$.

Este método se describe a continuación:

1. A partir del punto 3, determinar el punto O con la distancia a_0 , como se muestra en la figura III. 12, calculada como sigue:

$$a_0 = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad (3.28)$$

2. Trazar una horizontal por el punto M de coordenadas (d, h) que corte una proyección vertical del punto O, en el punto 3.
3. Dividir en partes iguales tanto el segmento MB como el OB.
4. A partir de O trazar rectas que unan los segmentos divididos en MB.
5. De los segmentos divididos en OB, trazar horizontales que corten las rectas determinadas en el punto anterior.
6. Las intersecciones anteriores determinan los puntos básicos de la parábola, tal como se muestra en la figura III.12.

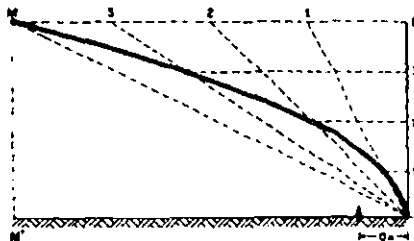


Fig. III.12: Solución gráfica de la LSC para $60^\circ < \alpha < 180^\circ$, (Casagrande, 1940)¹³

Esta parábola necesitará correcciones como se muestra en la figura III.13 para ángulos α que se encuentren entre 60° y 180° .

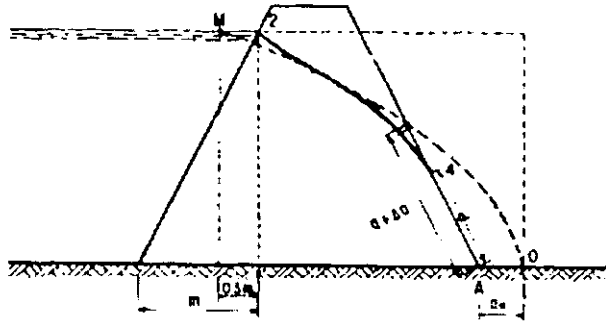


Fig. III.13: Corrección gráfica de la LSC para $60^\circ < \alpha < 180^\circ$, (Casagrande, 1940)¹³

Como se muestra en la figura, el punto 4' se encuentra a una distancia $a' = a + \Delta a$ del punto A. Casagrande encontró una relación del ángulo del talud con $a / (a + \Delta a)$ tal como se muestra en la figura III.14.

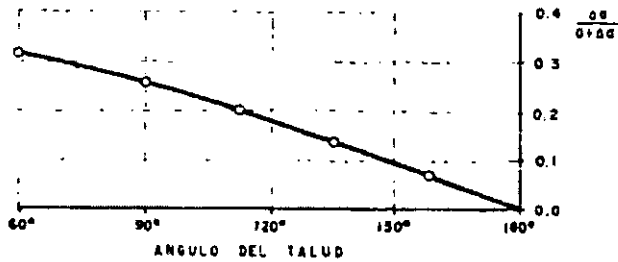


Fig. III.14: Corrección para el punto de salida de la LSC, , (Casagrande, 1940)¹³

Con la distancia a' medida en la figura y la relación obtenida de la figura III.14, se pueden obtener los valores a y Δa , en donde a es la distancia que a partir del punto A determina el punto 4. La corrección de la LSC se hace a mano, de forma que cumpla con las condiciones descritas anteriormente.

III.1.3. Condiciones de transferencia para suelos con distinta permeabilidad.

En presas de materiales graduados es común encontrar materiales isotrópicos que forman su cuerpo pero que tienen distinta permeabilidad; al existir estos materiales, las líneas equipotenciales y las líneas de flujo experimentan una deflexión en las fronteras donde existe el cambio de permeabilidad. Esta deflexión se puede observar en la figura III.15:

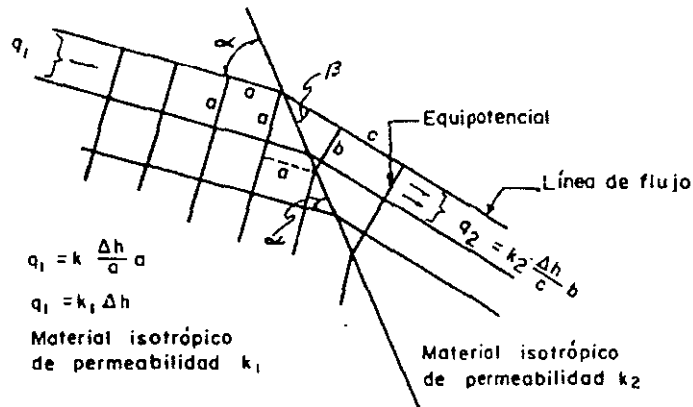


Fig III.15. Transferencia de las líneas de flujo y equipotenciales, al pasar por suelos de distinta permeabilidad.¹³

De la figura, llamando α al ángulo agudo que forman las líneas de flujo con la frontera de cambio de permeabilidad y β al ángulo agudo con el que salen, se tiene que:

$$\frac{a}{\text{sen } \alpha} = \frac{b}{\text{sen } \beta}$$

y

$$\frac{a}{\text{cos } \alpha} = \frac{c}{\text{cos } \beta}$$

dividiendo la ecuación x entre la ecuación y se tiene que:

$$\frac{\text{sen } \alpha}{\text{cos } \beta} = \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos } \beta} \frac{c}{b}$$

que se reduce a:

$$\frac{\text{tan } \alpha}{\text{tan } \beta} = \frac{c}{b}$$

Por otro lado, dada la continuidad de gasto se tiene que:

$$\Delta q = k_1 \frac{\Delta h}{a} a = k_2 \frac{\Delta h}{c} b$$

eliminando términos:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b}{c}$$

Obteniendo finalmente que:

$$\frac{\tan\beta}{\tan\alpha} = \frac{k_1}{k_2}$$

Condiciones que deben cumplir las líneas de flujo al cruzar por una frontera con estratos de distinta permeabilidad y en consecuencia, las líneas equipotenciales cumplen una condición recíproca. Esta relación muestra que al tener cuadrados en un estrato de la red de flujo, estos se convertirán en rectángulos al pasar al siguiente estrato.

Además de satisfacer estas condiciones, la LSC deberá cumplir otras que dependen de la inclinación del talud de transferencia y de la magnitud del cambio de permeabilidad. A continuación se analizan estas condiciones, en las k_1 y k_2 son las permeabilidades de los medios (1) y (2), ω es la inclinación del medio de transferencia mientras que α y β son los ángulos de entrada y salida. Estas condiciones se resumen en la figura III.16.

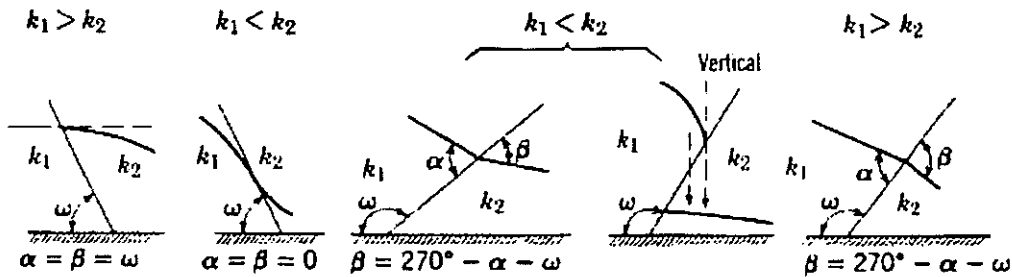


Fig. III.16. Condiciones de transferencia de la línea superior de corriente¹³

Caso I: $\omega < 90^\circ$ y $k_1 < k_2$

Para este caso $\alpha = \beta = 0$, lo que significa que la LSC entrará y saldrá tangente a la línea que divide los estratos de distinta permeabilidad.

Caso II: $\omega < 90^\circ$ y $k_1 > k_2$

Para este caso $\alpha = \beta = 0$, lo que significa que la LSC entrará y saldrá tangente a la línea que divide los estratos de distinta permeabilidad o $\alpha = \beta = \omega$.

Caso III: $\omega > 90^\circ$ y $k_1 > k_2$ y Caso IV: $\omega > 90^\circ$ y $k_1 < k_2$

En los dos casos anteriores se deberá cumplir que:

$$\alpha + \beta = \omega' + 90^\circ \text{ ó}$$

$$\beta = 270 - \alpha - \omega'$$

además de cumplir con las condiciones de transferencia principales.

III.1.4. Suelos Anisotrópicos (sección transformada)

En la realidad es común encontrar presas cimentadas sobre estratos de suelos con distintas permeabilidades, siendo mucho más grande en la dirección de la estratificación que en el sentido perpendicular a ella. Esta variación se debe a que en ocasiones se compacta el material en el que se va a cimentar o a la necesidad de adaptarse a las características y disponibilidad de los bancos de material. Esta característica de permeabilidad anisotrópica complica el trazo de las redes de flujo, ya que la teoría en la que se basa este método refiere a características del material como homogéneo e isótropo, propiedad que no se cumple en los suelos estratificados. Sin embargo, es posible utilizar el método de la red de flujo usando una transformación de coordenadas, en el que con solo cambiar la geometría de la sección en donde se quiere trazar la red de flujo, adaptándola al caso isótropico, se hace posible el uso de la red.

Suponiendo que la permeabilidad es mayor en el sentido horizontal que en el vertical, se hará un cambio de coordenadas de un eje x a otro x' , de tal forma que se cumpla con la relación:

$$x^2 = \frac{k_x}{k_y} x'^2 \quad (3.23)$$

Considerando la ecuación diferencial de flujo establecido se tiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.24)$$

Sustituyendo (3.24) en (3.25):

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial \left(\frac{k_x}{k_y} x'^2\right)} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.26)$$

$$\frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = k_y \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = k_y \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = 0$$

Reduciendo términos en la ecuación anterior queda:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.27)$$

que corresponde a la ecuación de Laplace para el caso isótropico.

En resumen, el método de la “sección transformada” consiste en hacer un cambio de geometría de la sección en que se trazará la red de flujo observando el sentido de la permeabilidad más grande. Si la permeabilidad es mayor en el sentido horizontal, la geometría de la sección se modificará en el sentido de x como:

$$x^2 = \frac{k_x}{k_y} x'^2 \quad (3.28)$$

y al contrario, si se cambia en el sentido vertical el cambio de coordenadas se hará de la siguiente forma:

$$y^2 = \frac{k_x}{k_y} y'^2 \quad (3.29)$$

manteniendo las dimensiones originales en la otra dirección, para los dos casos.

Lo anterior se puede ejemplificar con la siguiente figura:

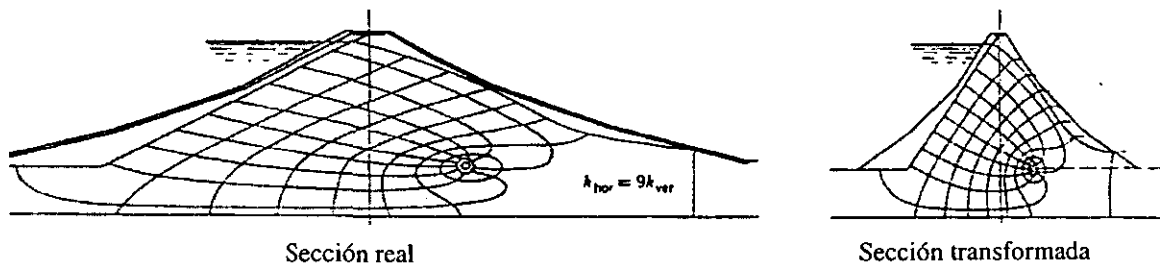


Fig. III.17. Sección transformada para una presa con permeabilidad $k_{hor} = 9 k_{ver}$

En donde la permeabilidad horizontal es 9 veces la permeabilidad vertical. En esto, se debe cumplir la relación de la ecuación 3.28; sustituyendo:

$$x = \sqrt{9x'^2} = 3x' \quad \text{es decir: } x' = x / 3$$

Para este caso se reducen las medidas de la sección original, 3 veces en el sentido horizontal; posteriormente se traza la red de flujo en la sección transformada. Ya que se trazo la red de flujo en forma correcta, la sección transformada se vuelve a aumentar 3 veces en sus medidas horizontales con todo y la red, obteniendo así, la red de flujo real del problema.

III.1.5. Fuerzas de filtración

El flujo de agua sobre una masa de suelo produce además de una presión hidrostática que aparece en el agua en equilibrio, una presión hidrodinámica en las partículas sólidas con dirección del flujo, llamadas fuerzas de filtración. La magnitud de estas fuerzas depende del gradiente hidráulico existente.

Para cuantificar la medida de estas fuerzas se considera un cuadrado de una red de flujo (canal de flujo) como el mostrado en la figura III.19:

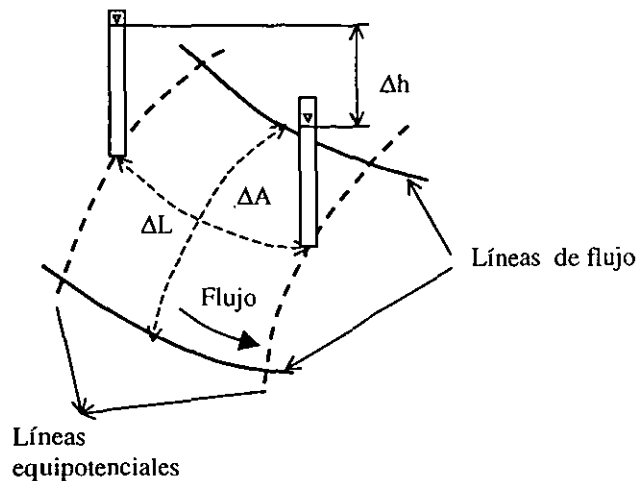


Fig. III.19. Representación de las fuerzas de filtración

La presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas del suelo en la sección ΔA del cuadrado, produce un empuje hidrodinámico igual a:

$$J = \Delta h \gamma_w \Delta A \quad (3.30)$$

por lo tanto, la fuerza por unidad de volumen ejercida por el agua en la dirección del flujo será:

$$j = \frac{J}{\Delta V} = \frac{\Delta h \gamma_w \Delta A}{\Delta A \Delta L} = \frac{\Delta h}{\Delta L} \gamma_w = i \gamma_w \quad (3.31)$$

donde i = gradiente hidráulico en el punto (en dirección normal a las equipotenciales).

entonces las fuerzas de filtración son fuerzas de masa o volumen. Si una porción de suelo de volumen V se somete a flujo constante (i constante en toda la masa), la fuerza de filtración total es simplemente:

$$J = i \gamma_w V \quad (3.32)$$

Si el gradiente en la masa infiltrada es función de punto, la fuerza de filtración resultante es la suma vectorial de las fuerzas en todos los elementos de volumen, es decir:

$$J = \gamma_w \int_V i dV \quad (3.33)$$

Gradiente hidráulico crítico

Para un punto dentro de un suelo sometido a flujo ascendente, el esfuerzo efectivo definido por la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro actuante es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u = \gamma_{mat} z - \gamma_w z \quad (3.34)$$

Ya su vez, la presión de poro tiene dos componentes:

$$u = \gamma_w (z + \Delta z) \quad (3.35)$$

donde $\gamma_w z$ representa la presión hidrostática en el punto considerado y $\gamma_w \Delta z$, corresponde a la presión hidrodinámica, es decir, la presión por encima de la hidrostática producida por las fuerzas de filtración. Sustituyendo (3.35) en (3.34) se tiene:

$$\bar{\sigma} = \gamma_m z - \gamma_w z - \gamma_w \Delta h = (\gamma_m - \gamma_w) z - \gamma_w \Delta h = \gamma' z - \gamma_w \Delta h$$

$$\bar{\sigma} = \gamma' xz \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma'} \frac{\Delta z}{z} \right] \quad (3.36)$$

donde $\Delta z/z$ es el gradiente hidráulico; de ahí que el gradiente hidráulico crítico i_{crit} se defina como la relación del peso volumétrico del esqueleto sólido entre el peso volumétrico del agua:

$$i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (3.37)$$

El gradiente crítico es entonces tal, que hace que los esfuerzos efectivos en un punto determinado del medio sean nulos de acuerdo con la ecuación (3.36), lo que produce la erosión interna. De la relación (3.37) se ha definido tradicionalmente el factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{i_{crit}}{i_{sat}}$$

III.2. Solución con programa de computadora

Los métodos gráficos para resolver flujo de agua son muy efectivos para obtener soluciones próximas a la realidad, cuando las características del problema se simplifican de forma que sean manejables a la hora de resolverlos; si estas características son muy complejas, el problema se adapta a las propiedades del método pero los resultados que se obtienen se alejan de su verdadero valor, lo cual genera cierto grado de incertidumbre en la solución.

En la actualidad, el desarrollo de la computación ha llegado a un grado tal que se ha vuelto imprescindible en muchas actividades del hombre; de ellas la Ingeniería no es la excepción. En todas las ramas de la Ingeniería se usan programas de computo que ayudan a simplificar trabajos que en el pasado eran muy laboriosos y que en algunos, por su dificultad de cálculo, no eran 100% confiables. En Geotecnia, en particular el flujo de agua a través de medios porosos existen programas que simplifican el cálculo y que dan una mejor aproximación del modelo a la realidad, tanto analítica como gráficamente. En este trabajo se usará un programa de computadora basado en elemento finito el cual puede solucionar distintos tipos de problemas.

Entre los diversos tipos de problemas que se pueden modelar con este programa están los siguientes:

- Flujo confinado y no confinado.
- Suelos en que se conoce o desconoce la superficie freática.
- Suelos con permeabilidad constante o con distinta permeabilidad (anisotrópicos).
- Flujo transitorio (llenado o vaciado rápido de una presa), entre otros.

El funcionamiento del programa es sencillo aunque se debe tener cuidado al definir fronteras (como en el método de las redes de flujo) y las propiedades de los materiales. La malla de elementos finitos que genera el programa puede ser tan detallada como se quiera, principalmente en las zonas en que se requiera mayor precisión o aclaración en los resultados. La conductividad hidráulica y el contenido de agua cambia a una función de presión de poro ó presión en el agua. El programa obtiene distintos resultados con solo dar un clic con el mouse en cualquier punto de la malla de elementos finitos generada, entre ellos las coordenadas de dicho punto además de varios parámetros referidos a el, como la carga hidráulica total, la carga de presión, el gasto del elemento de la malla en que se ubica dicho punto, el valor de la velocidad, el gradiente hidráulico y la permeabilidad tanto en la dirección del eje X y Y, además del contenido de agua en dicho suelo (si no se definió previamente, indica un valor de cero. Otro resultado importante que se obtiene es el gasto en $m^3/s/m$: este valor se obtiene al dibujar un vector de flujo en la zona donde se desea conocer el gasto y se pueden tener tantos valores como se desee. Dado que el gasto se obtiene por unidad de longitud, es necesario multiplicar este valor por el ancho de la sección en estudio.

III.3. Erosión interna.

El fenómeno de *erosión interna* ocurre cuando las partículas del material que compone la cortina o la cimentación de una presa, son transportadas hacia aguas abajo por flujo proveniente del embalse, que se encuentre dentro del mismo material. La erosión se desarrolla si se presentan dos condiciones importantes: que las partículas del material sean separadas y a su vez sean transportadas. Con esto, se pueden distinguir ocho casos distintos que provocan la erosión interna, estos casos son los siguientes:

III.3.1. Por la forma en que las partículas son separadas.

En este grupo se pueden distinguir seis formas distintas y son:

- *Arrastre*

Las partículas del material de un canal o río son arrastradas por el agua cuando sobrepasan cierto valor crítico. SHIELDS definió un esfuerzo crítico τ_c en el cual ocurre el arrastre de partículas; este esfuerzo es $\tau_c = \rho U_c^2$, donde ρ es el peso específico del material y U_c es la velocidad crítica o velocidad de fricción del líquido. τ_c es proporcional al diámetro del grano para suelos granulares y se incrementa significativamente si la cohesión del suelo también se incrementa. U_c es del orden de 0.02 m/s para arenas de un tamaño promedio de 0.2 mm. Extrapolando este concepto a medios porosos se puede calcular la rapidez con que se desarrolla la erosión.

- *Erosión regresiva*

Este tipo de erosión ocurre cuando las partículas del material que constituye la presa son separadas una por una, debido a las fuerzas de filtración que aparecen en el suelo. El gradiente hidráulico existente a la salida debe ser lo suficientemente grande para desprender las partículas de la superficie. La zona con el más alto gradiente se ira erosionando de tal forma que el fenómeno continuará en forma progresiva hacia aguas arriba. Si el suelo es homogéneo, este fenómeno continuará hasta hacer un "camino" en el material, ocurriendo el fenómeno de tubificación. Si el suelo es heterogéneo, la erosión regresiva se desarrollará hasta el momento en que el gradiente hidráulico local sea tan bajo, que no influya en el arrastre de partículas.

- *Desprendimiento*

Este tipo de erosión ocurre cuando cierto volumen de suelo es empujado por la fuerza del agua, de forma que los esfuerzos cortantes en el material no pueden estar en equilibrio. Este tipo de erosión se presenta por ejemplo, en grietas de rocas llenas de material arcilloso en el cual se infiltra cierta cantidad de agua; la presión del agua hace que este material se mueva hacia aguas abajo por toda la grieta hasta que se encuentra una cavidad más grande, en ese momento el agua fluye libremente arrastrando el material arcilloso.

- *Flotación*

Este tipo de erosión es el estado de un volumen de suelo en el que sus granos comienzan a flotar en un medio continuo en fase líquida, bajo los efectos de la presión del agua que cancelan los esfuerzos efectivos. La flotación se distingue de la licuación por los mecanismos que producen el fenómeno, esto es, la flotación es de origen hidráulico (debido al flujo), mientras que la licuación es de origen mecánico (vibración).

- *Disolución*

La disolución ocurre cuando parte de los constituyentes de las partículas del suelo, desaparecen bajo fuerzas químicas o térmicas. Por ejemplo, en presas localizadas en grandes altitudes en que la temperatura puede llegar a ser de cero grados centígrados, se puede presentar en el interior de la cortina el congelamiento de agua que se mueve a través de ella, producto del llenado de la presa; este hielo satura los espacios vacíos de suelo e incluso incrementan su tamaño. Cuando el agua se descongela, se mueve por el material, dejando peligrosos huecos en el mismo.

- *Defloculación.*

Es un fenómeno físico – químico que tiende a disminuir el tamaño de las partículas arcillosas, dispersando la arcilla en tramos y facilitando su movilidad. Las arcillas dispersivas son las más peligrosas al respecto; en ellas, las partículas arcillosas se repelen debido a cambios químicos que se producen tanto en el agua como en el material, de forma que al rechazarse, tienen mayor facilidad a ser arrastradas por el agua, produciéndose la erosión.

Las condiciones antes descritas pueden comenzar el fenómeno de la erosión interna, aunque esto no es suficiente ya que las partículas también deben ser transportadas.

III.3.2. Por la forma en que las partículas son transportadas.

La forma en que las partículas pueden ser transportadas se agrupan en dos tipos fundamentales, la tubificación y la difusión.

Las partículas transportadas pueden ser:

- Concentradas en una vía de agua. Por ejemplo, tubificación o
- Difundidas en los espacios porosos entre las partículas.

La rapidez de flujo es:

- alta en el caso de tubificación
- baja en el caso de difusión, donde las partículas empiezan a ser transportadas y a menudo son suspendidas.

- **Tubificación**

El fenómeno de la *tubificación* es una de las principales causas por las que puede fallar una presa. Cuando se almacena agua en el vaso, parte de esta comienza a penetrar en su cuerpo y/o en su cimentación en trayectorias que van desde aguas arriba hacia aguas abajo. La velocidad con la que el agua fluye en el suelo, depende de las características de permeabilidad para permitir que el agua fluya a través de la estructura. Esta velocidad puede ser tal que se provoque el arrastre del material contenido aguas abajo formándose así pequeños *ductos o tubos* que con el paso del tiempo van creciendo hacia aguas arriba, llegando el momento en que se comuniquen ambos lados de la presa por el mismo arrastre del material que se lleva el agua infiltrada. Este fenómeno puede ser tan grande y tan rápido que provoque la falla de la presa, denominando a este fenómeno "*fallas por tubificación*".

El mecanismo de falla por tubificación aparece cuando las fuerzas de flujo de agua que producen erosión, son mayores a las fuerzas resistentes del material, removiendo las partículas del suelo y transportadas por la corriente. Las fuerzas resistentes del material dependen de la cohesión que existe entre las partículas del mismo, de su peso y el efecto de los filtros (sí es que existen).

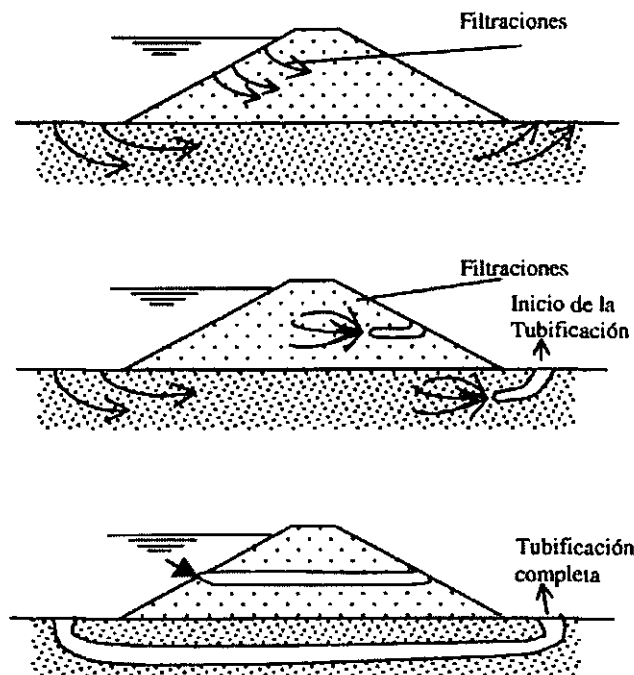


Fig. III.20. Inicio y desarrollo de la tubificación

El fenómeno de la tubificación depende de las características físicas y químicas de las partículas del suelo, como son su tamaño, peso y adherencia entre ellas, es decir, entre menos pesadas y adherentes sean estas partículas, la facilidad de ser arrastradas por el agua es mayor.

Como se mencionó anteriormente, el problema se inicia cuando hay arrastre de material aguas abajo de la estructura; sin embargo, también puede empezar por alguna grieta existente, por asentamientos diferenciales debidos a movimientos de la tierra, por grietas sujetas a tensión o inclusive por agujeros que hayan quedado por el arranque de raíces o troncos, además de que el fenómeno puede aparecer desde el primer llenado de la presa o incluso, después de varios años que se construyó.

- *Erosión de contacto*

La Erosión de contacto se desarrolla dentro del cuerpo de la cortina o en la cimentación de la presa, en la interface entre dos medios donde el cuerpo filtrante no es efectivo. Entonces el flujo transporta las partículas más pequeñas entre las oquedades más amplias, llamadas partículas estructurales, las cuales forman el esqueleto del suelo en donde comienza el proceso. Los granos son transportados en forma selectiva, distinguiéndose dos tipos de erosión de contacto:

- ◆ Erosión de contacto interna o erosión volumétrica, desarrollada en el interior de un suelo donde la distribución del tamaño del grano no tiene las condiciones de autofiltración. Este fenómeno se ilustra en la figura III.21.a.
- ◆ Erosión de contacto externa, se desarrolla en la interface entre un material grueso y uno fino, bajo el efecto de un flujo paralelo a la interface. Esta situación es muy frecuente en cimentaciones de aluvión, en cualquier interface entre la cortina y su cimentación o en el contacto entre dos capas sucesivas de arena y grava. Este fenómeno se ilustra en la figura III.21.b.

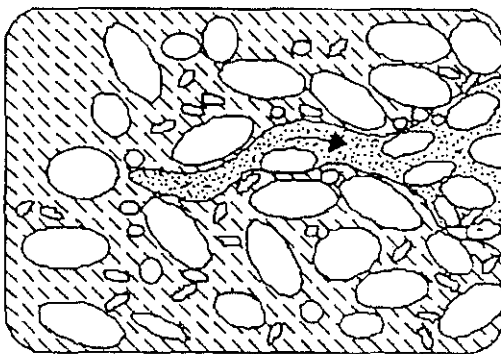


Fig. 111.21.a. Erosión de contacto interna

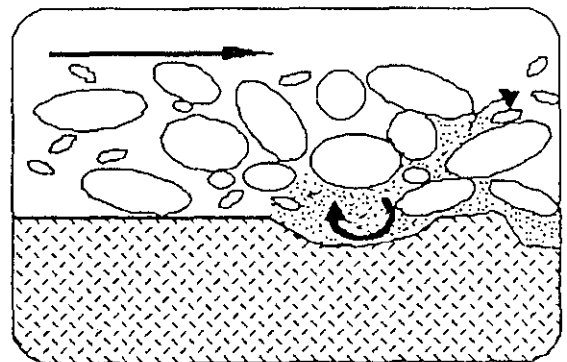


Fig. III.21.b. Erosión de contacto externa

Fig. III.21. Formas de erosión de contacto²³

Los materiales heterogéneos son inevitablemente propensos a peores tipos de erosión de contacto por combinar la externa en lugares con una situación general de erosión interna. Los materiales con contenido de finos son modificados en horas y tienden a disminuir o incrementarse en un momento dado. Esto no necesariamente causa inestabilidad, pero causa situaciones imprevistas en el diseño, algunas con muy bajos márgenes de seguridad

Modos de falla

Falla por tubificación

De los dos modos de falla, la tubificación es la que tiende más rápido a crear una falla debido a una grieta, además de ser más peligrosa, especialmente cuando no se realizan inspecciones en forma frecuente.

La tubificación se puede observar en dos tipos de estructura:

1. En pequeñas presas de materiales graduados, en que las condiciones tanto mecánicas como hidráulicas son anormales.
2. Presas que funcionan como control de avenidas sólo unos días y después no se observa flujo en periodos muy largos y que son muy difíciles de monitorear; desafortunadamente estos lugares son muy atractivos para que los animales hagan sus madrigueras.

Los lugares donde puede ocurrir la tubificación son los siguientes:

- a) en donde no existe un filtro aguas abajo o este es inadecuado
- b) donde existe un contacto con concreto o acero de mala calidad
- c) en agujeros que surgieron durante y después de la construcción
- d) en una zona que sometida a fracturamiento hidráulico

Falla por difusión.

Como la difusión es un proceso lento, generalmente puede ser detectado y corregido a tiempo. Si este fenómeno no se detecta, puede causar tres tipos modos distintos de falla:

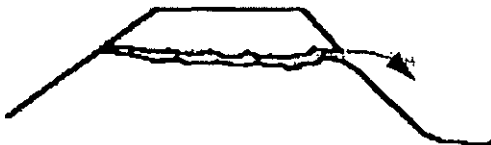
- a) En una zona aguas abajo de la cortina o la cimentación en el que la velocidad de flujo aumentan en forma tal, que pueden desarrollar la erosión regresiva y se pueden extender hacia aguas arriba, causando la tubificación.
- b) Arrastre del material que puede causar hundimientos en varios sitios de la cortina, que en casos extremos puede causar desbordamientos.
- c) Zonas de deslizamientos que se puede formar aguas abajo de la cortina o cimentación debido al incremento de la presión de poro.

Algunos tipos de falla debidos a tubificación y difusión se presentan en la figura III.22.

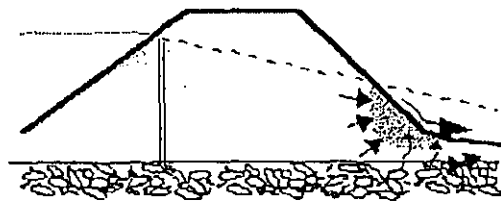
Basados en los casos anteriores se puede resumir lo siguiente:

- La falla de una presa puede ocurrir en casos donde la vigilancia o el mantenimiento es deficiente o en aquellas presa pequeñas o diques secundarios en que el diseño es anticuado u obsoleto
- El incrementar la vigilancia significa reducir el riesgo de falla debido a erosión interna.
- La tubificación es más frecuente y peligrosa que la difusión. En muchos casos ocurre cuando el embalse se llena por primera vez o cuando existe alguna inundación.

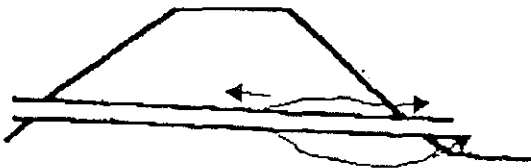
1. Tubificación a través de madrigueras



1. Inestabilidad por subpresión



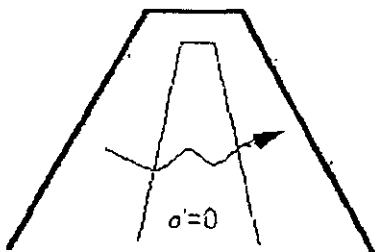
2. Erosión regresiva a lo largo del conducto



2. Hundimiento y desbordamiento

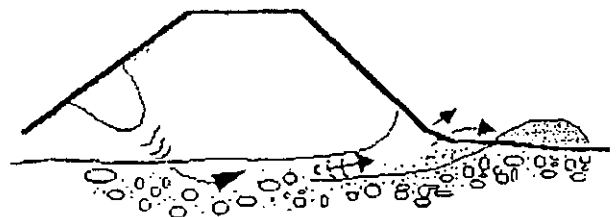


3. Fracturamiento hidráulico



TUBIFICACIÓN

3. Hundimientos y grietas



EROSION DE CONTACTO

Fig. III.22. Algunos modos de falla debidos a Tubificación y Erosión de contacto²³

III.3.3. Prevención de la erosión interna

El aspecto importante para prevenir la erosión interna es anticipar donde y cuando puede suceder y en caso de que exista, utilizar técnicas que puedan disminuir su peligrosidad. Para ello existen diversos métodos antes y después de la construcción de una presa, que ayudan a prevenir el riesgo de erosión interna en la misma; estos métodos son muy variados según las características del material que constituye la estructura y del grado de erosión que se puede presentar o que existe en la presa. Entre los más importantes se tienen los siguientes:

III.3.3.a. Filtros y drenes.

Los filtros y drenes son un método común para controlar las filtraciones que se presentan en alguna zona de la presa, principalmente la de aguas abajo. Son esenciales para garantizar la seguridad y economía de presas de materiales graduados, expuestas a acciones peligrosas del agua en su cimentación o su propio cuerpo. Si los filtros no son diseñados apropiadamente (que no puedan retener materiales erodibles y no tengan adecuada capacidad de descarga), se pone en peligro la seguridad de la presa.

El proceso por el cuál el agua filtrada o subterránea es removida de suelos y rocas, por mecanismos naturales o artificiales se denomina "drenaje".

Características de un buen filtro

Los materiales que constituyen un filtro deben satisfacer ciertas condiciones con el objeto de asegurar que este cumpla sus funciones. Por una parte, debe permitir el libre paso del agua producido por el material al que protege y, por otra, evitar el paso de las partículas que constituyen el material protegido. Estas dos funciones implican tendencias contrarias en cuanto a la granulometría del filtro, pues la primera requiere que el diámetro de los poros del filtro sea suficientemente grande mientras que la segunda obliga a que dichos poros sean reducidos. Taylor (1948) dijo que si tres esferas perfectas tienen diámetro seis veces mayor a una esfera más pequeña, entonces esta puede moverse a través de los espacios dejados entre las grandes (figura 1a). Los suelos siempre están compuestos de partículas de variados tamaños, por lo que si la mayoría de los espacios entre partículas del filtro son tan pequeños que retengan el 85% de las partículas (D_{85}) del suelo contiguo, entonces las partículas finas del suelo también serán retenidas (figura III.22)

Bertram (1940) con los consejos de Terzagui y Casagrande, hizo investigaciones de laboratorio en la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Harvard, para probar lo sugerido por Terzagui y estableció el siguiente criterio para diseñar un filtro:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} < 4 \text{ a } 5 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})}$$

El lado izquierdo de la ecuación se puede interpretar como sigue:

Criterio 1: El 15% del tamaño de las partículas (D_{15}) de un material filtrante no puede ser mas que cuatro o cinco veces del 85% del tamaño (D_{85}) de las partículas del suelo a proteger. La relación de D_{15} del filtro y D_{85} del suelo se llama relación de erosión interna.

El lado derecho de la ecuación se puede interpretar como sigue:

Criterio 2: El 15% del tamaño de las partículas (D_{15}) de un material filtrante será como mínimo, cuatro o cinco veces del 85% del tamaño (D_{85}) de las partículas del suelo a proteger.

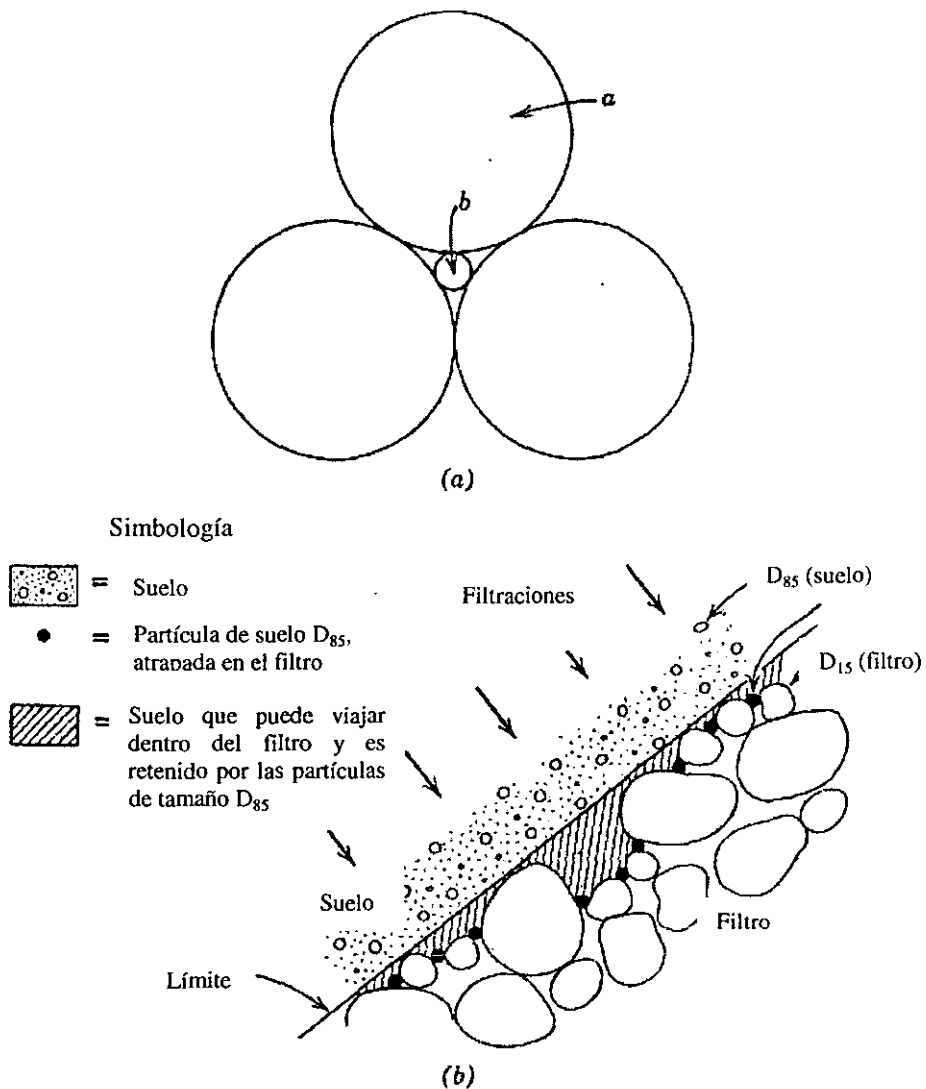


Figura III.22. Ilustración de los filtros para prevenir erosión, (Cedergreen, 1989)¹⁸

- (a) Partícula esférica b que puede pasar entre los espacios de 3 esferas a, 6 veces más grandes que b.
 (b) Condiciones límite entre un suelo y un filtro protector.

La especificación 1 garantiza que la permeabilidad del filtro sea por lo menos 100 veces mayor que la del material protegido, lo cual permite un libre escurrimiento a través del filtro. Por otra parte, la especificación 2 asegura que las partículas del material protegido serán retenidas por el filtro y se evitará su taponamiento. Además se establece una tercera condición, en la que el material que constituye al filtro debe ser de buena graduación y contener menos de 5% de finos (que pasa por la malla número 200), lo cual asegura que las partículas finas del propio filtro serán retenidas por sus partículas de mayor diámetro.

Las especificaciones anteriores resultan demasiado rígidas en algunos casos, cuando no se dispone de los materiales que las satisfagan en forma natural.

Es evidente que casi siempre se estará en condiciones de recurrir a la trituración de roca o piedra para obtener la granulometría deseada, sin embargo, este procedimiento resulta generalmente caro. Por otra parte, con base en la experiencia se permite concluir que con determinadas condiciones es aceptable desviarse de tales especificaciones sin el riesgo de falla por erosión interna. La tolerancia de tales desviaciones se debe:

1. a la granulometría y plasticidad del material protegido y
2. el espesor del filtro.

Es lógico pensar que los suelos más susceptibles a la erosión son los que sean más fácilmente arrastrados por el agua. Así, las arcillas de alta plasticidad son consideradas menos susceptibles a la erosión que los limos y arenas finas limosas de plasticidad baja o nula. L. Sherard establece una escala de resistencia de los suelos en los siguientes términos: los limos y las arenas finas, cuyo índice de plasticidad es menor de 10, presentan muy baja resistencia a la erosión, por lo que requieren buenos filtros que cumplan con las especificaciones anteriores.

Sherard y Dunnigan establecieron criterios en 1989 para el diseño de filtros según el tipo de suelo que se quiera proteger. Los tipos de suelos se basan en la clasificación hecha por el SUCS y son los siguientes:

Tipo de suelo	Criterio
Grupo 1: CH, CL, MH, ML	$\frac{Df_{15}}{ds_{85}} \leq 9$
Grupo 2: Limos y arcillas arenosas	$Df_{15} = 0.7 \text{ mm}$
Grupo 3: SM, SC, GM, GC	$\frac{Df_{15}}{ds_{85}} \leq 4$
Grupo 4: SP - SM, SW - SC SW - SM, SW - SC, GW - GC, GW - GC	$Df_{15} \leq (40 - \frac{\%Fs}{40} - 15)(4ds_{85} - 0.7 \text{ mm}) + 0.7$

Df_{15} = Tamaño de la partícula correspondiente al 15% de la curva granulométrica del filtro

Df_{50} = Tamaño de la partícula correspondiente al 50% de la curva granulométrica del filtro

ds_{85} = Tamaño de la partícula correspondiente al 85% de la curva granulométrica del suelo

ds_{15} = Tamaño de la partícula correspondiente al 15% de la curva granulométrica del suelo

ds_{15} = Porcentaje de finos del suelos a proteger

III.3.3.b. Trincheras

Cuando el lecho del río se encuentra cubierto por aluviones o suelos granulares permeables como capas de arena, grava y limos de profundidad considerable pero accesibles para su extracción (hasta 25 m aproximadamente), el tratamiento se hace con el procedimiento de trincheras como continuación del núcleo impermeable. Por la alta permeabilidad de los acarrees es necesario excavar una trinchera que corte los mantos permeables en la cual se desplanta el centro del núcleo impermeable en roca sana, teniendo en su base un ancho que debe estar en relación con la carga hidrostática del almacenamiento y el gradiente. Es preferible si las condiciones de trabajo lo permiten, extraer los aluviones abarcando hasta la zona de los filtros y no únicamente la base calculada con el gradiente admisible, con lo que se obtendría un mayor paso de filtración en el contacto roca - núcleo impermeable y se disminuyen los posibles asentamientos en las gravas y arenas.

III.3.3.c. Delantales impermeables

Cuando la presa se desplanta sobre aluviones de gran espesor que dificultan su extracción, no es posible efectuar un tratamiento de impermeabilización. En este caso se prolonga el núcleo impermeable de la cortina hacia aguas arriba para con ello reducir el gradiente bajo la cortina a un valor aceptable, con lo cual también se reducen las filtraciones; esto es lo que se denomina un *delantal impermeable*. Se desplanta sobre una limpia superficial que llega hasta los acarrees compactos de arena y grava limpios y en muchos casos, de ser posible, se excava una trinchera parcial para cortar las capas superficiales que por lo general son las más permeables; en este caso no se excavó. Finalmente se cubren los aluviones con una capa de material impermeable. Este delantal tiene por objeto asegurar que las filtraciones a través de las formaciones permeables de grava y arenas tengan trayectorias más largas con flujos más lentos que no puedan provocar arrastre de los materiales finos y erosiones peligrosas. La longitud de este delantal depende de la carga hidrostática máxima de la cortina y de la estratificación y permeabilidad de los acarrees. Aguas abajo de la cortina se construye una berma permeable con el objeto de contrarrestar la subpresión motivada por el flujo ascendente inmediatamente aguas abajo o núcleo de la cortina; éste debe funcionar como un filtro que evite la migración de los materiales finos por debajo de la cimentación. En la mayoría de los casos es necesario perforar pozos de alivio o galerías filtrantes al pie de la cortina por la presencia de artesianismo en la cimentación o bien presiones hidrostáticas aguas abajo del núcleo impermeable.

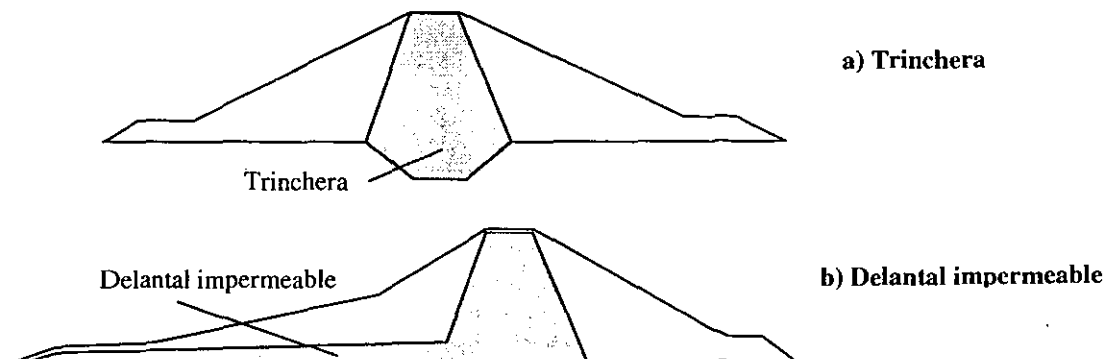


Figura III.23. Formas de alargar el paso de filtración.

III.3.3.d. Pozos de alivio

En algunos casos la cimentación esta constituida por depósitos estratificados en los que se encuentran estratos permeables alternados con otros impermeables. Tal situación favorece la concentración de subpresiones en los estratos permeables que pueden producir la ruptura brusca de capas impermeables superficiales, dando lugar a una grieta en el material impermeable, a través de la cual se concentra el flujo, adquiriendo importantes velocidades de descarga e iniciándose ahí la falla por tubificación. En estos casos se recurre a la instalación de drenes verticales de alivio a través de los cuales se alivia la presión que pudiera desarrollarse bajo los estratos impermeables. Esos drenes, instalados a una corta distancia del pié del talud de aguas abajo, reciben el nombre de alivio. Su construcción consiste en perforar un pozo de 50 a 60 cm de diámetro, dentro del cual se instala un tubo ranurado, de asbesto - cemento o acero, con diámetro de 20 a 20 cm, rodeado de un filtro cuyo material debe satisfacer los requisitos granulométricos. Además, el diámetro D_{85} debe ser cuando menos, igual al doble de la abertura de las ranuras del tubo.

El número de pozos de alivio deberá ser suficiente para permitir la salida de un gasto tal, que reduzca las presiones ejercidas sobre el estrato impermeable a un valor inferior a la presión debida al peso de este último, con un margen de seguridad razonable. Son comunes separaciones de 8 a 30 m, según la permeabilidad de los materiales que drena, correspondiendo la máxima separación de materiales menos permeables.

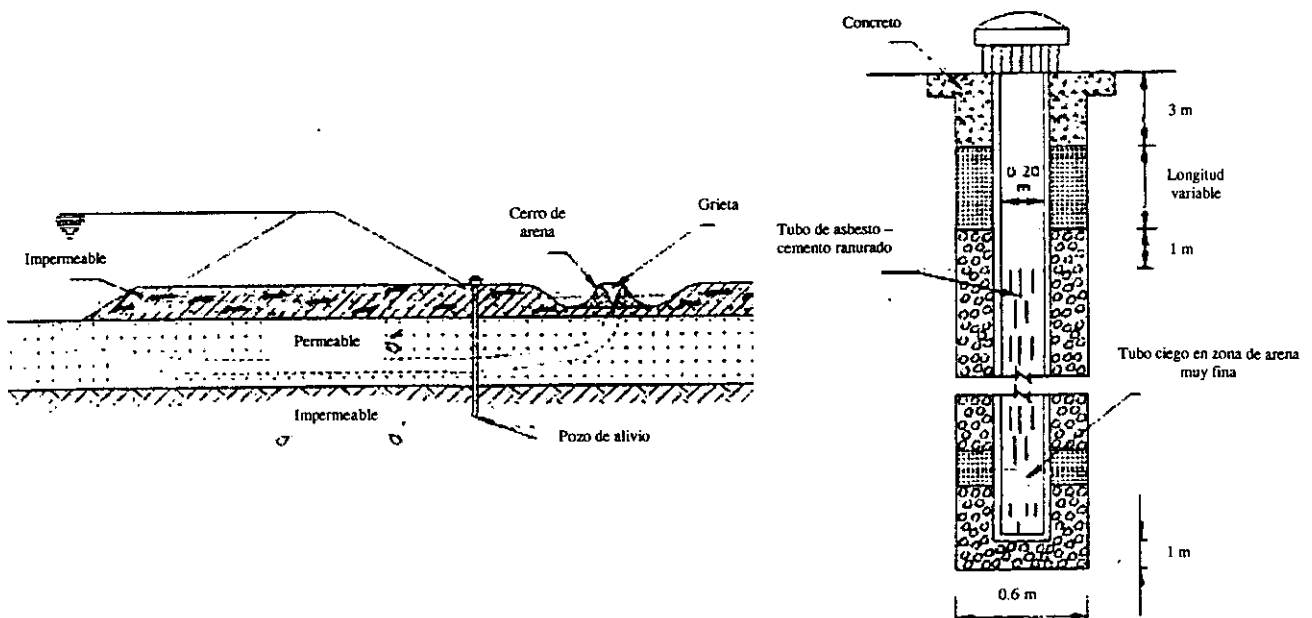


Figura III.24. Pozos de alivio²⁹

III.3.3.e. Tratamientos superficiales

Antes de construir la presa, se prepara la superficie de contacto entre la roca de desplante y los materiales de la cortina con objeto de crear una interfaz relativamente uniforme, de baja permeabilidad y deformabilidad; estos procedimientos son los siguientes:

- a) Limpia y amacice. Cuando está descubierta la roca en que se desplantará el núcleo impermeable de la cortina, se continua con la limpia detallada para eliminar materiales sueltos que puedan erosionarse por su alto grado de intemperismo y fracturamiento, tener una superficie sana estable e impermeable; esto generalmente se logra limpiando con agua y aire a presión la superficie. Al efectuar la limpia, se hará un tratamiento de accidentes geológicos como fallas, grietas, cavidades, etc. Se extraerán los materiales sueltos y alterados hasta tener roca sana, colocar tubos de inyección en las fracturas abiertas y en la continuación de las cavidades, rellenarlas con concreto e inyectar los tubos después del colado de la losa y antes de iniciar el tratamiento de impermeabilización y consolidación.
- b) Losa de regularización: Para evitar el calafateo con mortero o concreto simple de las fisuras o grietas y las resurgencias de las mezclas al estar inyectando los barrenos a las presiones especificadas, se coloca generalmente una losa de confinamiento de un espesor mínimo de 0.5 m sobre la superficie de desplante. Esta losa tiene el doble objetivo de crear una superficie regularizada para la consolidación de materiales del núcleo, para evitar la presencia de zonas irregulares susceptibles de formar conductos en el contacto con el riesgo de la formación de filtraciones peligrosas; el segundo objetivo es crear una superficie de apoyo y confinamiento para las perforaciones de inyectado de pantalla así como el tapete de consolidación.
- c) Tapete de consolidación: la consolidación de la roca en determinado espesor que está en contacto con el núcleo impermeable en que se desplantará una cortina de materiales graduados, tiene como finalidad mejorar las condiciones estructurales de la roca e impermeabilizar ésta zona sellando las fisuras o grietas que no haya sido posible tratar individualmente o por medio de la pantalla para evitar concentraciones de flujo de agua que puedan producir efectos de tubificación en el material impermeable y en la roca cercana al desplante. Este tratamiento se hace por medio de perforaciones inyectadas por etapas mediante una carpeta en forma de cuadrícula o tresbolillo en las que los barrenos de la segunda etapa quedan confinados entre los dos de la primera y los de la tercera etapa si es necesario entre los de primera y segunda etapa.

III.3.3.f. Tratamientos de inyección

El objetivo de los tratamientos de inyección es el reducir, mediante la introducción de ciertas sustancias fraguantes, los espacios porosos o huecos por los que puede circular el agua desde un embalse, para limitar o evitar el flujo de agua debajo de la cimentación de la presa o bien en las márgenes del vaso. Esto tiene dos objetivos, por un lado, reducir o evitar las pérdidas del agua del embalse y por otro, evitar la ocurrencia de flujos concentrados debajo de la cortina, que pudieran poner en riesgo la seguridad de la obra.

- a) **Pantallas de inyectado:** la construcción de una pantalla de inyecciones parte de la hipótesis de que cuando se inyecta una lechada de cemento a presión en un pozo, se genera teóricamente un volumen cilíndrico de roca tratada alrededor de cada pozo y si se inyecta una serie de pozos a lo largo de una línea con un espaciamiento tal que los cilindros de influencia se traslapen, se obtiene un cuerpo aproximadamente tabular de roca tratada que constituye la pantalla de inyecciones. Normalmente se trata de llevar la pantalla hasta que penetre en una formación menos permeable; en este caso se habla de una pantalla ligada. Cuando no es posible alcanzar técnica y económicamente una formación menos permeable, se lleva la pantalla a una profundidad menor, tratando de lograr un gradiente aceptable debajo de la cimentación; este tipo se llama pantalla colgada. Actúa como una pared sumergida en un medio permeable que prolonga las líneas de flujo debajo de la cimentación.
- b) **Diafragmas:** es un elemento impermeable tabular continuo vertical que se construye con diferentes procedimientos para interceptar las formaciones permeables. Se construyen mediante la excavación de una zanja
- c) **Inyectado con tubos de Manguitos:** Este procedimiento se usa en el caso de roca muy fracturada y alterada o aluviones compuestos de gravas y arenas altamente permeables cuya remoción es demasiado costosa, en los que no es posible colocar empaques para el inyectado por la inestabilidad de los barrenos. Cada barreno se perfora y además hasta el contacto con la roca basal; se limpia el interior del tubo de ademe y se introduce en toda su profundidad un tubo de 1 ½" de diámetro perforado a distancias iguales (por ejemplo cada 30 cm) con perforaciones de ¼" Ø en la misma sección; cada tramo perforado de éste tubo se forra con un tramo de manguera de hule (8 cm de longitud aproximadamente) que funciona como válvula, que se denomina manguito. A través de este, la mezcla de inyección puede salir del tubo pero no retornar.

Después se extrae el tubo de ademe rellenando simultáneamente el espacio anular entre el barreno y el tubo de manguitos con una mezcla de cemento – bentonita que, una vez fraguada, es un mortero que se adhiere perfectamente al tubo de manguitos y el terreno. Esa mezcla colocada constituye la vaina, es decir, la zona de conexión entre el tubo de 1 ½" y la formación por inyectar. El inyectado se efectúa por medio de una sonda de doble empaque separados por un tramo de un tubo perforado a través del cual se inyecta la mezcla a través de las perforaciones del tubo de manguitos una vez roto el recubrimiento (la vaina). La longitud de la sonda debe ser igual o menor que la distancia entre los manguitos que varía entre 1 y 1.5 m.

Las presiones de rotura que se aplican pueden ser muy bajas o elevadas (hasta 60 kg/cm^2) de acuerdo con las condiciones de las paredes de la perforación, de la composición del mortero de la vaina o de la elasticidad del terreno. Este procedimiento permite inyectar fácilmente en forma selectiva las capas más profundas o empezarla a la profundidad que se quiera y repetir varias fases de inyección si se requieren.

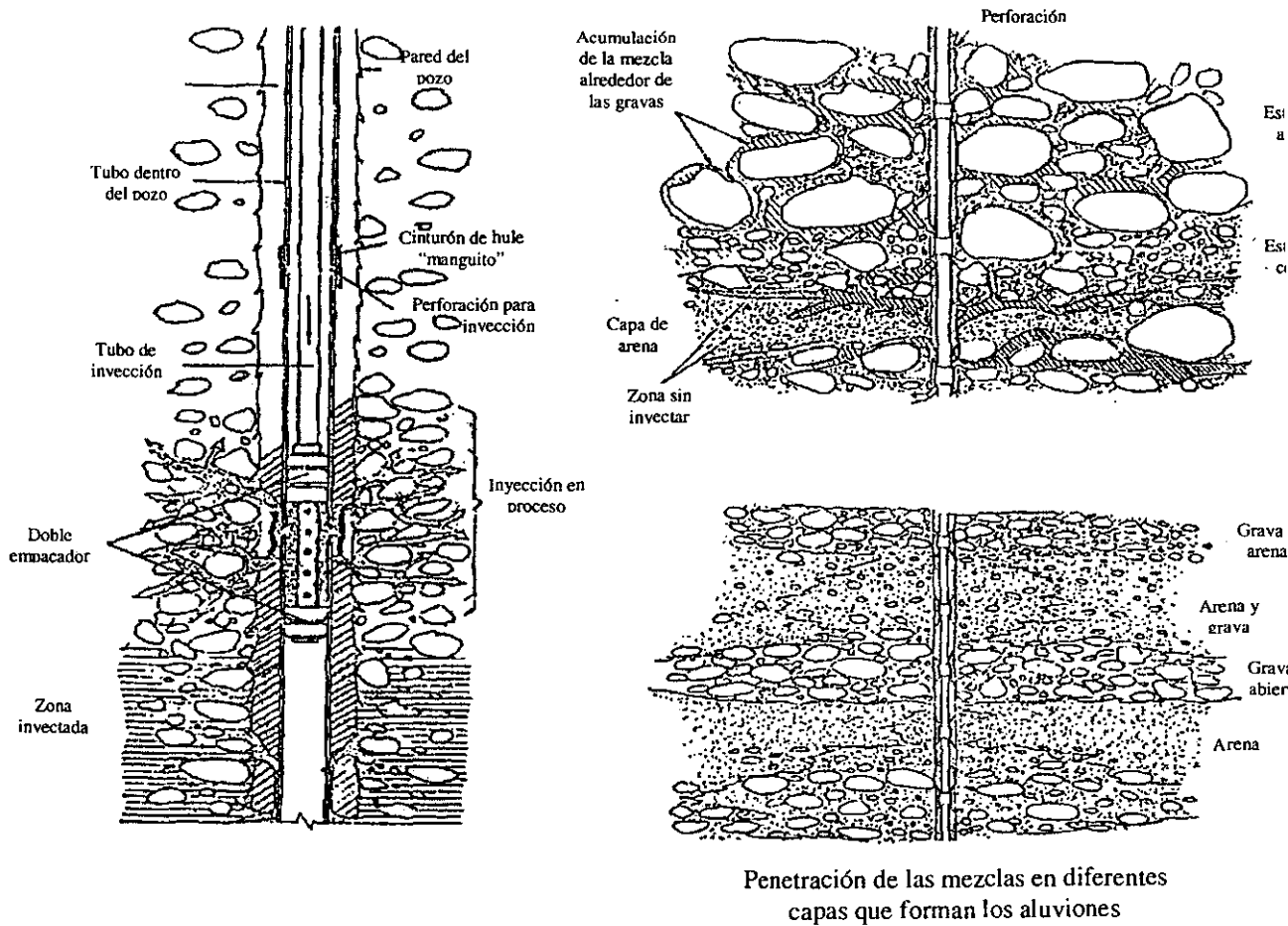


Fig. 111.25. Inyectado con tubo de manguitos¹¹

Para profundidad del tema se aconseja leer la referencia 11, que a su vez recomienda varios libros y artículos referentes al tema.

IV. CASOS DE ANÁLISIS

Cada suelo o macizo rocoso formado naturalmente o modificado por el hombre, tiene una estructura compleja con una definitiva capacidad de conducción del agua. Estudiando y analizando el flujo de agua en medios porosos, además de la correcta aplicación de los principios de filtración, se tiene una mayor probabilidad de permanencia en el desarrollo de estructuras y sistemas de control de agua, seleccionando los mejores procedimientos para el control de filtraciones y de agua subterránea.

Para conocer e ilustrar el fenómeno de erosión interna y el de fuerzas de filtración al que están sujetas las presas de tierra, se presentan dos casos, cada uno con geometría y características particulares. Las presas se identificarán como se muestra a continuación:

Presa El Molinito: Materiales graduados con delantal impermeable

Presa Chilatán: Materiales graduados con galería en terreno de cimentación

En cada presa se tienen instrumentos en distintos lugares de las mismas, los cuales han registrado lecturas prácticamente desde el inicio de su operación. Las características de las mediciones de estos instrumentos y su análisis pertinente se tratarán al estudiar cada uno de los casos.

Cada caso se analizará con los métodos antes descritos; en primer lugar, se harán las redes manualmente para distintas condiciones según las características de la presa. Posteriormente se analizarán cada una de las redes obtenidas y se harán los comentarios pertinentes.

El otro método de trazo de las redes de flujo se hace con un programa de computadora basado en el método del elemento finito, en donde se obtendrán resultados que también serán analizados según las características de la presa. Estos métodos se comparan y se harán breves comentarios de los resultados de cada uno.

La descripción general de cada presa tanto de su cuerpo como de la cimentación, se muestran en las hojas anexas, seguido de los análisis obtenidos de los métodos descritos anteriormente, además de incluir la problemática observada en cada una, junto con el tratamiento que se le dio en forma particular.

Nota: en el siguiente texto se harán algunas referencias a fotos que describen la situación narrada; estas fotos se encuentran en el anexo fotográfico al final de la tesis.

IV. 1. PRESA EL MOLINITO, SONORA.

IV.1.1. Características generales de la presa

La presa El Molinito se ubica en el río Sonora, 23 km aguas arriba de la ciudad de Hermosillo, Sonora. El propósito de la obra es proteger a la ciudad de Hermosillo contra inundaciones provocadas por el desbordamiento del río Sonora. La vista en planta se tiene en la figura IV.A.1, con una vista general en la foto 1.

Las características hidrológicas de la presa son las siguientes:

Escurrencimiento anual:

Mínimo: 18.5 millones de m³
 Máximo: 349.3 millones de m³
 Medio: 118.3 millones de m³

Gastos

Máximo observado: 1 157 m³/s
 Período de retorno: 10 000 años
 Avenida de diseño: 1 311 m³/s

Capacidades de almacenamiento

Capacidad	Almacenamiento (Mm ³)	Elevación (m)
Azolves	60	233.80
Útil	90	289.36 NAMO
Superalmacenamiento	122	293.40 NAME
Total:	272	

Geología

Del vaso. Consiste en rocas ígneas piroclásticas y sedimentarias de origen continental y de plataforma, representadas por riolitas tobas ácidas, basaltos, calizas y conglomerados, que están parcialmente cubiertas en las partes bajas por depósitos de talud y acarreo. En *la boquilla*, las rocas son de origen sedimentario con potentes afloramientos de estratos de caliza silicificada de coloración gris oscura en las caras expuestas, que adquiere una tonalidad más clara cuanto más sana es. En la zona del cauce aparecen arenas cuarcíticas de grano grueso y escasas gravas, que están cubiertas hacia la ladera izquierda por una terraza aluvial de material limpio de espesores variables entre 1.2 y 1.5 m. En la ladera derecha afloran rocas del mismo origen que las correspondientes a la ladera opuesta y conservan sus propiedades petrográficas, no así las estructurales, que han sido afectadas intensamente por un intrusivo granítico. Es en esta ladera donde se han inferido una serie de fallas locales que producen altas permeabilidades y baja calidad de la roca hasta llegar a la trituración. Un corte longitudinal por el eje de la cortina se muestra en la figura IV.A.2.

Exploraciones: Se hicieron dos exploraciones en el cauce del río para conocer la permeabilidad de los depósitos aluviales con pruebas de permeabilidad tipo Lefranc; en una exploración resultó en el intervalo de 3×10^{-2} a 1×10^{-4} m/s, mientras que en la segunda exploración fue de entre 2.4×10^{-1} a 2.1×10^{-2} m/s. Para fines de cálculo se utilizará una permeabilidad homogénea de 1×10^{-3} m/s.

Cortina. De materiales graduados con 520 m de longitud, 10 m de ancho de corona a la elevación 295.4 m y 31.4 m de altura máxima. La sección está constituida por un corazón impermeable de arcilla compactada de 6 m de ancho en la parte superior y taludes de 0.3:1 en ambos lados, que se extiende hacia aguas arriba sobre el cauce, a la elevación 264 m formando un delantal del mismo material, de 100 m de longitud con pendiente de 0.033; sobre el corazón se colocaron en ambos lados, zonas de transición constituidas por filtros de arena y grava seleccionada de 2 m de espesor con taludes de 0.3:1 en el lado de aguas abajo; esta zona se prolonga sobre el cauce formando una capa del mismo espesor; siguen a continuación los respaldos constituidos por material permeable, grava y arena, que en el lado de aguas arriba tiene talud de 2:1 desde la corona hasta la elevación 281.5 m, de donde sigue con talud de 5:1 hasta el fondo y en el lado de aguas abajo el talud es de 2:1 desde la elevación 271 m, donde forma una banquetta de 10.5 m de ancho, para continuar con el mismo talud hasta el fondo. Una capa de roca y rezaga de 1.5 m de espesor protege los taludes de material permeable de los respaldos (figura IV.A.3 y fotos 2 y 3)

Obra de desvío. Para manejar el río durante la etapa de construcción se excavó en la ladera izquierda un tajo de 7 m de profundidad, 25 m de ancho en la plantilla y taludes de 0.5:1 en ambos lados, con capacidad para un gasto de 950 m³/s, que se calculó con un período de retorno de 100 años.

Obra de toma: Es concreto reforzado con torre de operación localizada en la ladera derecha y con un puente de acceso desde la corona de la cortina. La torre tiene 25.4 m de altura, sección rectangular de 7.4 m de largo por 6.9 m de ancho y dispone de una estructura de rejillas de 4.1 m de ancho por 7 m de altura. La toma está provista de 3 compuertas rodantes para emergencia de 2 m de ancho por 3 m de altura, instaladas respectivamente en las elevaciones 281.4, 275.7 y 270 m y una compuerta de iguales características, para operación, instalada a la entrada del conducto. El conducto se inicia después de una transición; tiene 105 m de longitud y sección portal de 3 m de ancho, 4 m de altura y pendiente de 0.01; descarga en una rápida que remata en un deflector. Con las características adoptadas la toma permite extraer un gasto máximo de 55 m³/s para desaguar el vaso en corto tiempo a fin de cumplir con los requerimientos del proyecto.

Obra de excedencias. Vertedor de concreto reforzado alojada en la ladera izquierda de la boquilla y ligada a la cortina. Consta de un canal de acceso de 13.5 m de longitud y 16.18 m de ancho de plantilla a la elevación 287.54 m y taludes de 0.5:1; cuenta en el lado derecho con un muro de encauzamiento. A continuación se encuentra la sección vertedora de cresta libre, recta en planta y con perfil Creager; tiene 18 m de longitud a la elevación 289.36 m, la sección se prolonga 12.36 m y termina a la elevación 285.65 m, donde se inicia una rápida de 17.63 m de longitud y pendiente de 0.1496, que termina a la elevación 283.02 m, en cuyo extremo se inicia el canal de descarga que se prolonga en una rápida que tiene 140 m de longitud, 0.0706 de pendiente, 10 m de ancho en la plantilla, taludes de 0.5:1 y remata en una estructura deflectora a la elevación 273.59 m. Los taludes están revestidos con losas de concreto de 3.2 m de altura. Esta obra tiene capacidad para descargar el gasto de diseño de 326 m³/s, con una carga de 4.04 m sobre la cresta, quedando un bordo libre de 2 m.

PRESA EL MOLINITO, SON.

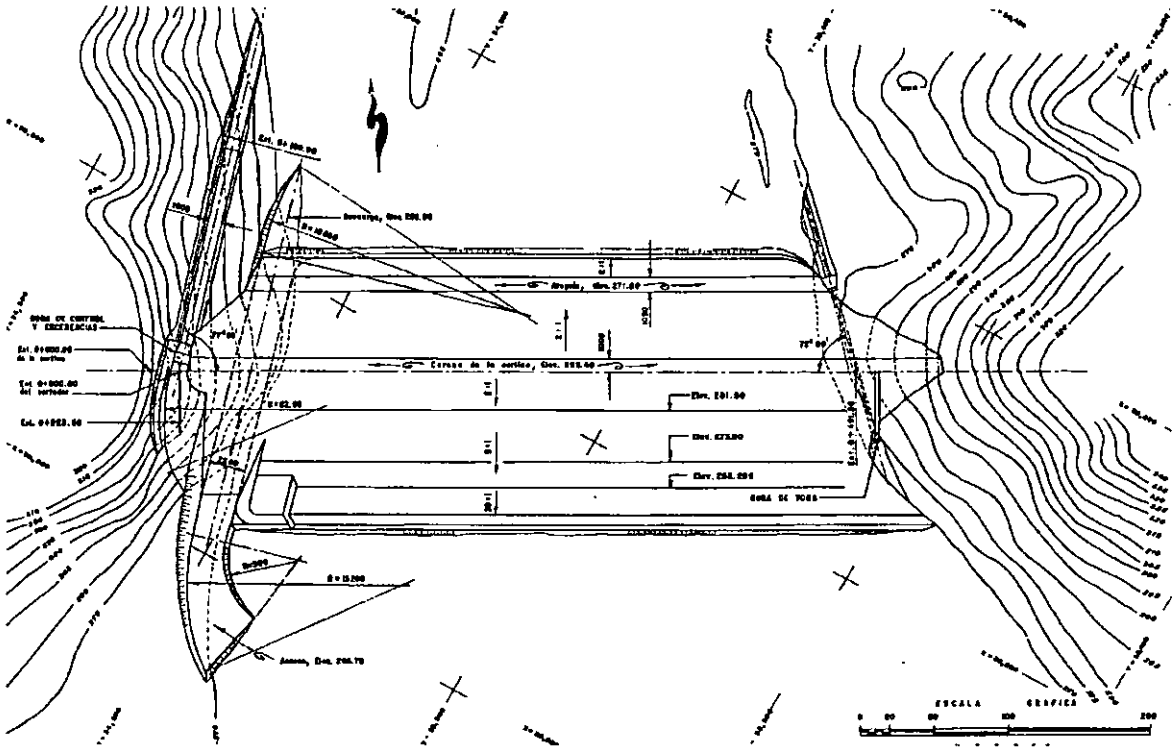


Fig. IV.A.1. Vista en planta.

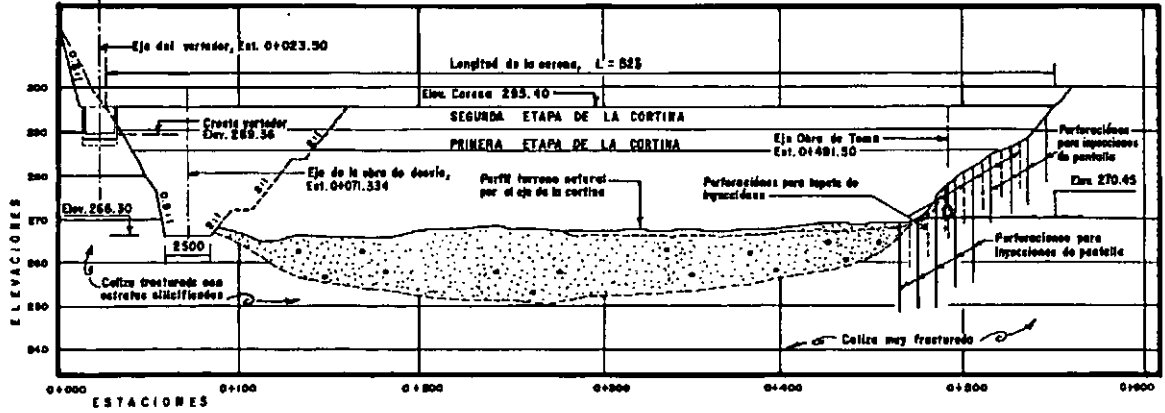


Fig. IV.A.2. Corte longitudinal, eje de la cortina

PRESA EL MOLINITO, SON.

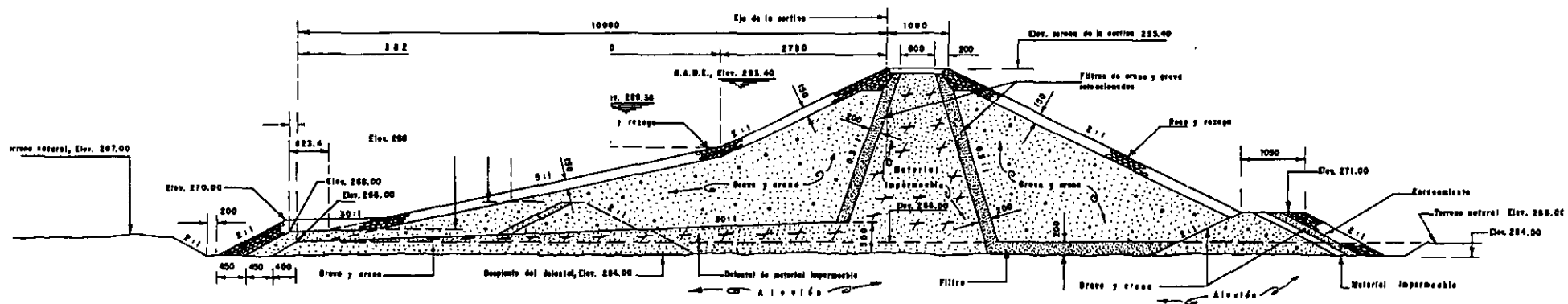


Fig. IV.A.3. Corte transversal. Sección máxima.

IV.1.2. Tratamiento de la cimentación.

Por tratarse de una cortina cimentada sobre los aluviones del río, el tratamiento de la cimentación se hizo solo en ambas laderas, constituidas como ya se indicó por una formación de calizas, presentando mejores condiciones de permeabilidad en la margen izquierda, que se trató desde la estación 0+020 m a la 0+079 m.

El tratamiento consistió en un mejoramiento de la superficie donde se desplantarían el corazón y los filtros, así como también la plantilla de la zona del cimacio del vertedor de demasías; la distancia entre barrenos fue de 7.5 m por hilera en el sentido del cadenamiento y de 5 m transversalmente, habiéndose cerrado en algunos puntos a 2.5 m para una segunda etapa; en la zona del vertedor fueron espaciados a 5 m en los dos sentidos y algunas en segunda etapa a 2.5 m; el inyectado se hizo con mezclas de 3:1 hasta 1:1, en dos progresiones de 5 m cada una. En esta margen, debido a la buena calidad de la roca no se ejecutó la pantalla de impermeabilización.

En la margen derecha el tapete de consolidación abarcó desde la estación 0+455 m hasta la 0+565 m y en igual forma que en la otra margen abarcó el desplante del corazón y los filtros de la cortina en dos hileras base a 5 m aguas arriba y aguas abajo del eje geométrico de la cortina; en donde la superficie era mayor, se ejecutaron dos hileras adicionales; la distancia en el sentido del eje de la cortina fue cada 5 m, habiéndose realizado algunas adicionales para la segunda etapa a 2.5 m; el inyectado se hizo en dos progresiones de 5 m con las mismas proporciones de agua - cemento que en la margen izquierda.

Por las malas condiciones de esta ladera, se ejecutó una pantalla de inyección desde la estación 0+460 m a la 0+550 m con profundidades de 25 m; en planta se realizaron las perforaciones a cada 5 m. El inyectado se hizo con las mismas proporciones agua-cemento que el de los tapetes y en progresiones de 5 m. Los resultados de esta inyección se consideraron razonables, pero no se pudo verificar su calidad porque no se hicieron pruebas de permeabilidad posteriores. Como la galería de la obra de toma quedó alojada en esta margen y se consideró la misma mala calidad de la roca se ejecutaron perforaciones de contacto y consolidación radialmente en 3 puntos del piso, con profundidades de 2 m a partir del contacto del concreto-roca; la distancia en el sentido del eje de la galería fue de 5 m, utilizándose las mismas mezclas de agua-cemento y en una sola progresión; las que corresponden a la parte alta de la galería, perforadas hacia la ladera fueron seis mas con profundidades de 2 m y 3 m abarcando la traza de la corona de la cortina.

IV.1.3. Problemática

Poco tiempo después del primer llenado, en 1991, al pie ocurrieron pequeñas filtraciones aflorando con agua transparente y sin arrastre de partículas sólidas. Estas filtraciones se concentraban en un pequeño arroyo, estimándose un caudal de 20 l/s al principio y con el paso del tiempo se incrementó hasta 400 l/s aproximadamente (foto 4).

Las filtraciones son de esperarse en este tipo de presa desplantada en un aluvión; sin embargo también surgieron zonas de flujo concentrado vertical en varios puntos a lo largo del pie de la cortina (fotos 5 y 6). Las filtraciones que surgían en algunos de estos puntos formaban pequeños volcanes con arrastre de arena; dado que la cortina es de tipo flotante, estas filtraciones aparecieron hacia aguas abajo de la ataguía a lo largo del aluvión en donde la presa está desplantada. Se notó la salida de pequeños peces vivos (de aproximadamente 8 a 10 cm de longitud) que provenían de estas zonas (fotos 9 y 10). Se sospechó que estas filtraciones concentradas se debían a una acumulación de agua con cierta carga atrás de la ataguía, debido a la capa de material impermeable de esta zona y por una capa de materiales limosos de baja permeabilidad en el desplante de la misma ataguía. En ese entonces se recomendó abrir una escotadura para romper el tapón de material impermeable y permitir su desagüe adecuado.

El fenómeno de ebullición observado fue disminuyendo considerablemente e incluso en la actualidad ya no es tan notable. Este fenómeno se detectó aguas abajo de la cortina y fue local y concentrado en un área cercana a la margen izquierda, como a 3 m del pie de la cortina, cerca de una rampa que desciende de la berma aguas abajo de la cortina (fotos 7 y 8). El agua observada era cristalina, al contrario de la que desfogaba por la obra de toma que presentó cierta turbidez y olor de materia orgánica en descomposición.

Tiempo después, surgió una anomalía en la corona de la cortina, la cual presentaba una pequeña grieta longitudinal de aproximadamente 1.5 m y abertura máxima de 1 mm, en la sección donde se encontraba el tajo de desvío hacia la margen izquierda, debida probablemente al mojado rápido del talud de aguas arriba de la cortina (foto 11); esta grieta desapareció con el tiempo, debido al paso de personas y vehículos por la zona.

IV.1.4. Instrumentación

Para vigilar el comportamiento de flujo de agua bajo la cortina, se recomendó instalar 6 piezómetros abiertos tipo Casagrande en tres secciones estratégicamente localizados aguas abajo de la cortina, además de medir con precisión el gasto de las filtraciones detectadas y su correspondencia con los niveles del embalse. Los trabajos de instrumentación se concluyeron a mediados de 1996, quedando instalados 6 piezómetros abiertos (3 en el hombro agua arriba de la cortina y 3 en la banquetta de aguas abajo), además de 38 referencias superficiales, para estar en condiciones de realizar el monitoreo y evaluar el comportamiento estructural de la presa. La ubicación de los instrumentos en planta y perfil se muestran en las figuras IV.A.5, IV.A.6 y IV.A.7.

Los detalles de instalación de los piezómetros tipo Casagrande se tienen en la figura IV.A.4.a, en la cual se ve la ubicación del piezómetro en el hombro de aguas arriba de la cortina, mostrando un detalle del bulbo de medición en la figura IV.A.4.b. En la ataguía de aguas abajo, el detalle del piezómetro es similar al anterior, variando únicamente en la profundidad a través de la cortina.

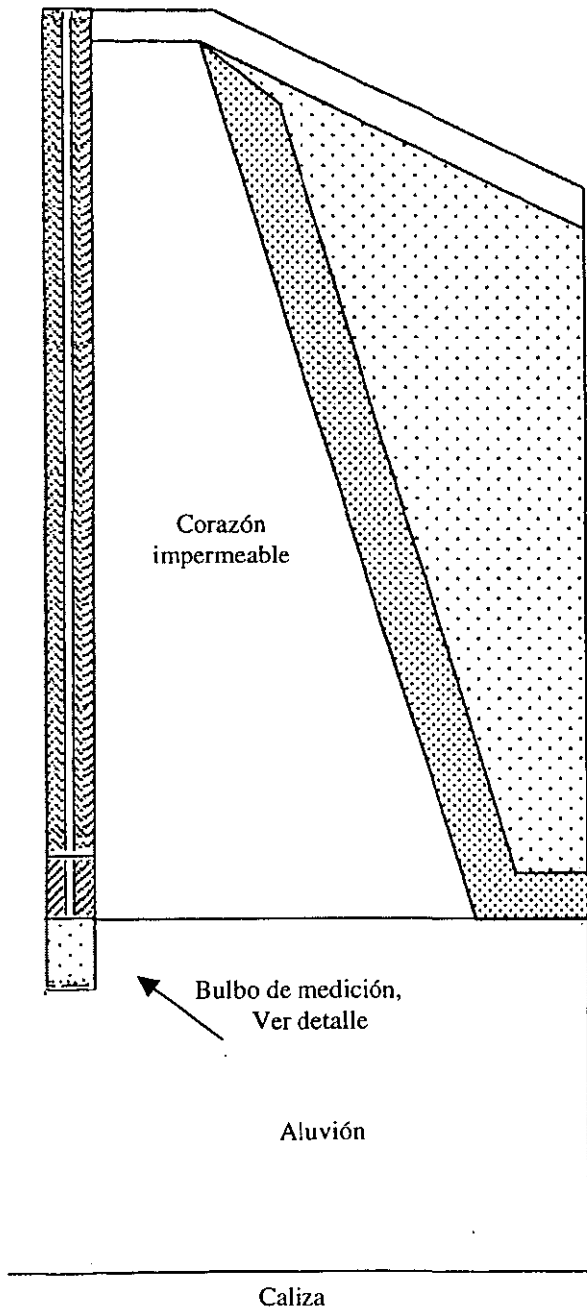


Fig. IV.A.4. Detalle de los piezómetros abiertos

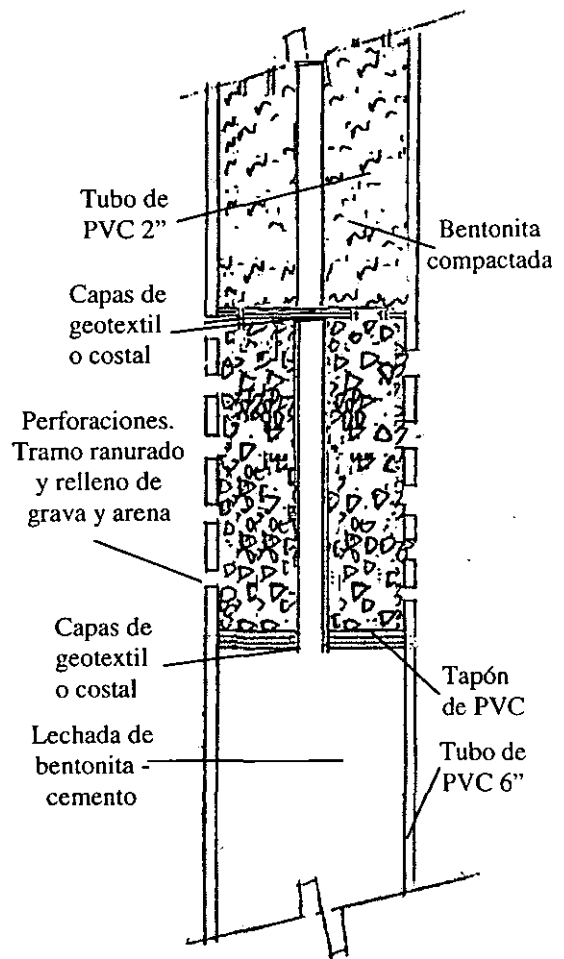


Fig. IV.A.4. Detalle del bulbo de medición en el piezómetro

IV.1.5. Piezometría

El flujo de agua en la presa ocurre principalmente por el terreno de la cimentación de la cortina, pues en la última el flujo de agua es muy lento (por conformarse de un núcleo de arcilla) por lo que se considerará impermeable.

Los 6 piezómetros instalados en la presa, muestran el comportamiento del flujo de agua que existe en la cimentación de la presa; desde su instalación (mediados de 1997) hasta la fecha han registrado lecturas en forma continua.

Para valorar la piezometría se elaboraron gráficas de correlación de la elevación piezométrica; en el esquema IV.A.1 se tiene la gráfica de fecha contra elevación piezométrica de los 6 instrumentos, en la cual se nota la influencia del nivel del embalse sobre los piezómetros, es decir, a variaciones del agua en el vaso le corresponden variaciones proporcionales en los niveles piezométricos..

En las gráficas IV.A.2 a IV.A.7 se hizo la correspondencia entre el nivel del embalse con la elevación piezométrica de cada instrumento; la correlación indica una evolución de los niveles piezométricos proporcional al llenado del embalse, acorde con una condición de flujo establecido. En cada gráfica se trazó la tendencia lineal de las mediciones obteniendo así una ecuación de linealidad para cada piezómetro, relacionado su elevación con el nivel del embalse correspondiente. Se aprecia que la pendiente media de las líneas de correlación en los piezómetros de la cortina son similares en su tendencia, lo mismo ocurre para los 3 piezómetros instalados en la atagüa aguas abajo

En el periodo de medición (mediados de 1997 a finales del 2000), el embalse ha tenido un llenado máximo de aproximadamente 280 m, quedando relativamente alejado del NAMO que es de 289.36 m, mientras que en los piezómetros, el nivel máximo registrado es de 269.3 m precisamente para el nivel de llenado máximo, lo cual verifica la correspondencia descrita anteriormente.

Desafortunadamente, aun cuando el embalse alcanzó el NAMO no sucedió durante el periodo de medición, por lo que sería conveniente verificar el comportamiento de los piezómetros conforme el nivel del embalse se aproxima a su nivel de llenado máximo. No obstante, se puede extrapolar el valor de los niveles piezométricos para los niveles del embalse en el NAMO y NAME, con ayuda de las ecuaciones de linealidad que se obtuvieron en las gráficas de embalse contra elevación piezométrica; estas ecuaciones dan un valor muy cercano al que se esperaba tener en la realidad. Esto se verificará más adelante, en el análisis de las redes de flujo para distintas elevaciones del agua en el vaso.

PRESA EL MOLINITO, SON.

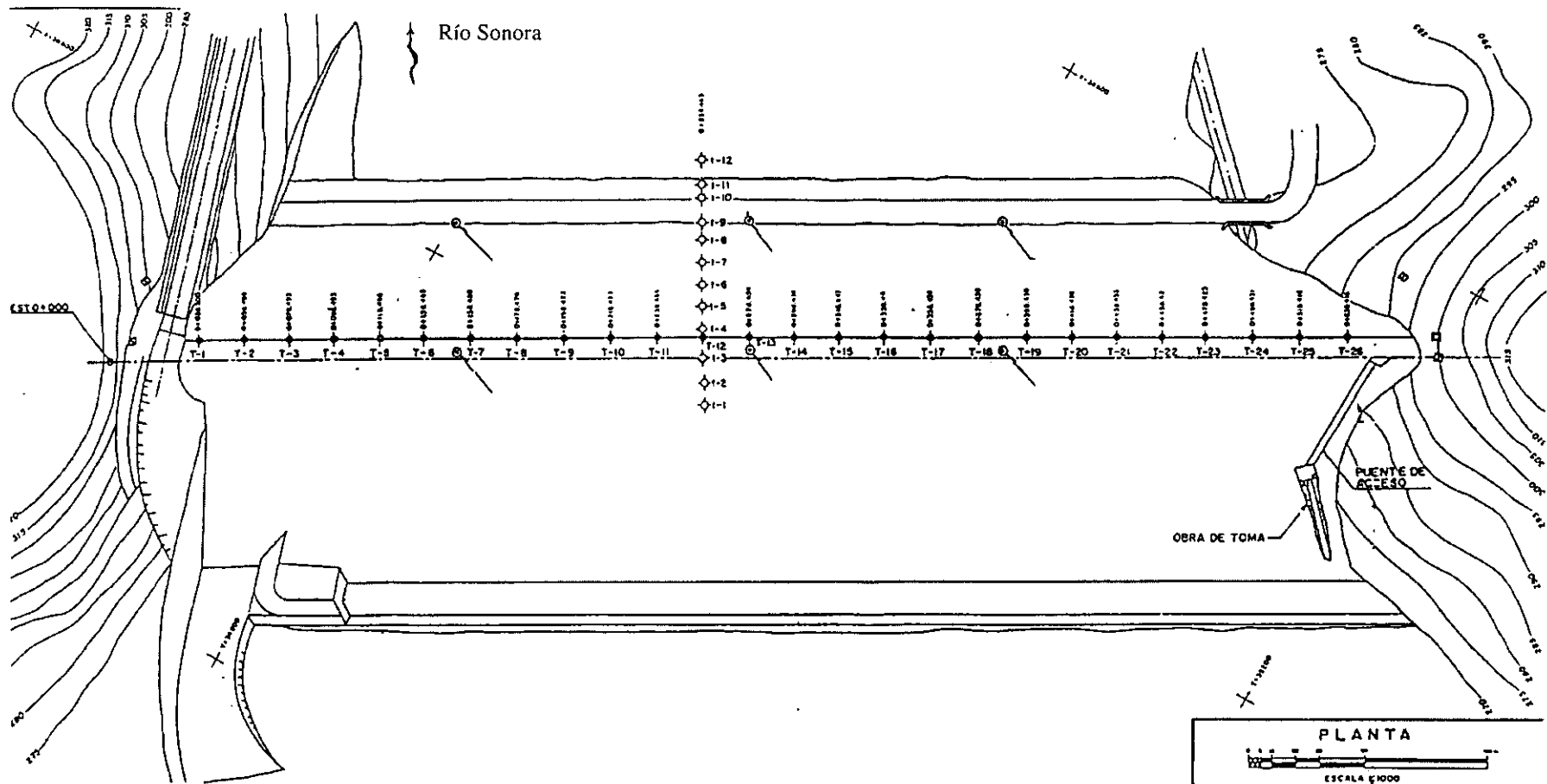


Fig. IV.A.5. Localización de instrumentos en la cortina. Vista en planta

PRESA EL MOLINITO, SON.

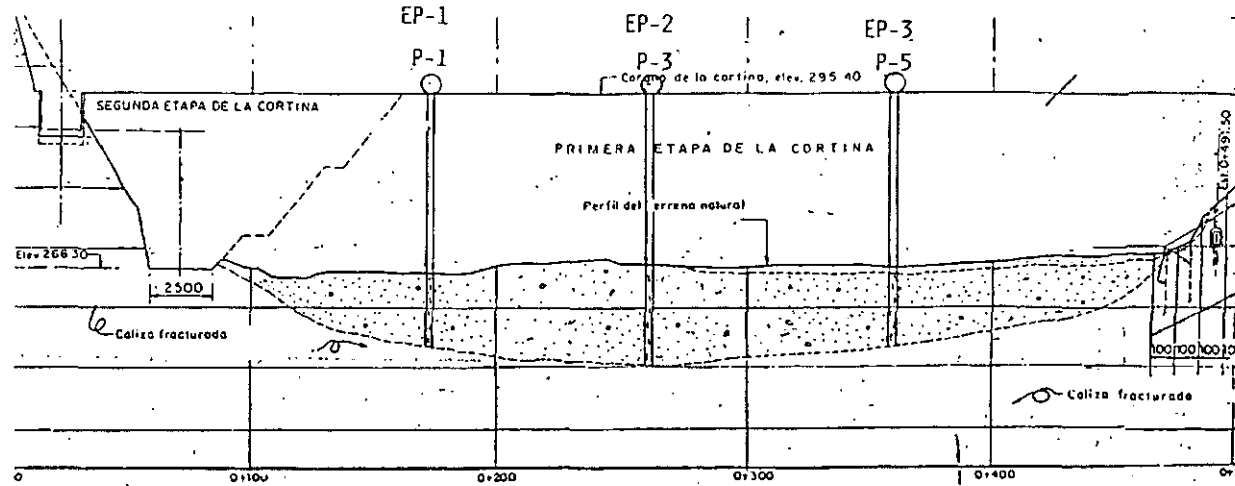


Fig. IV.A.6. Localización de piezómetros, sección longitudinal

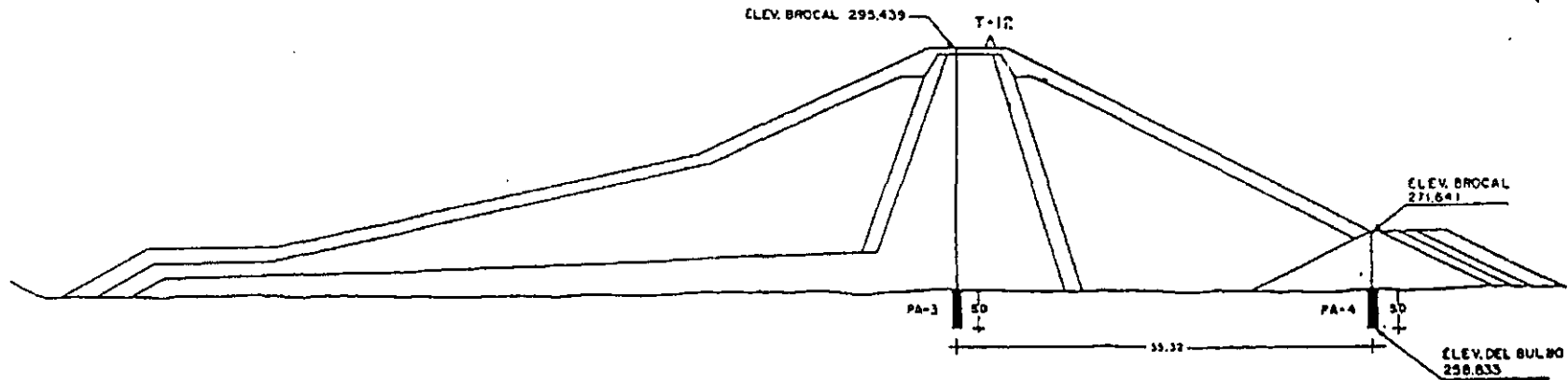
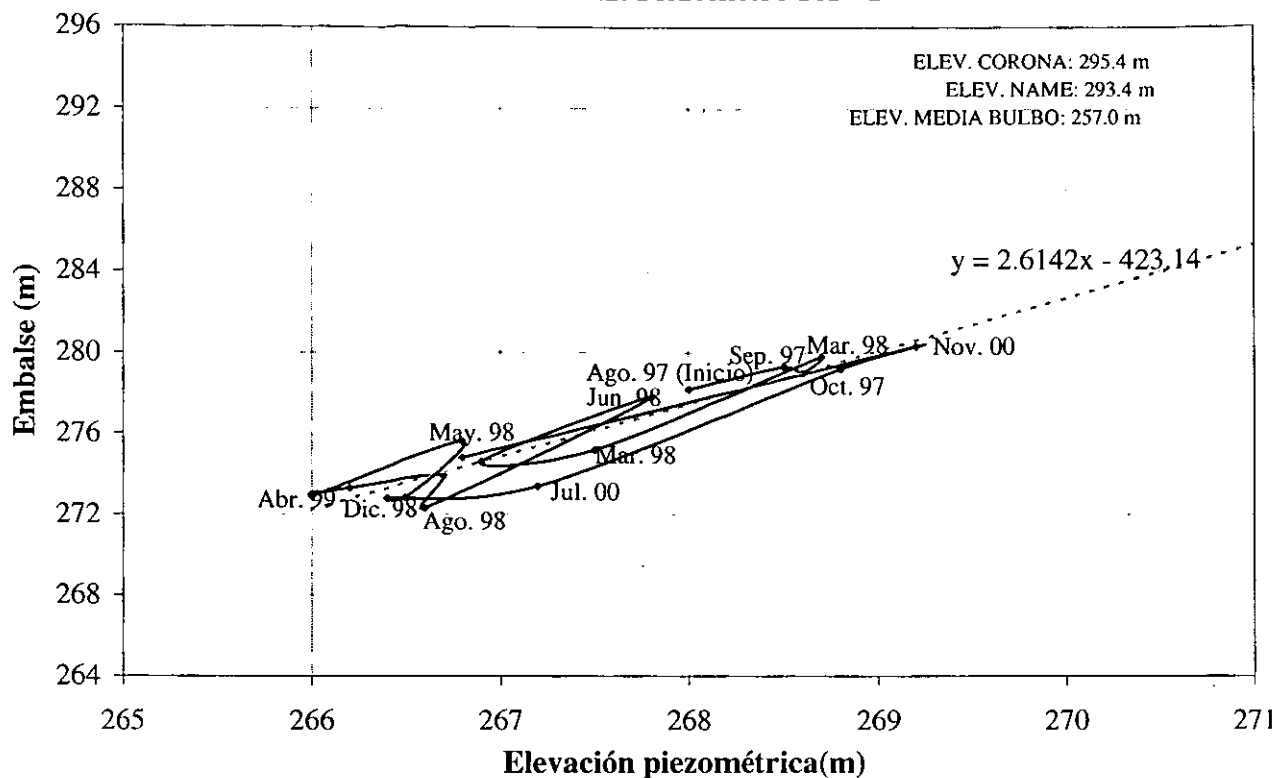
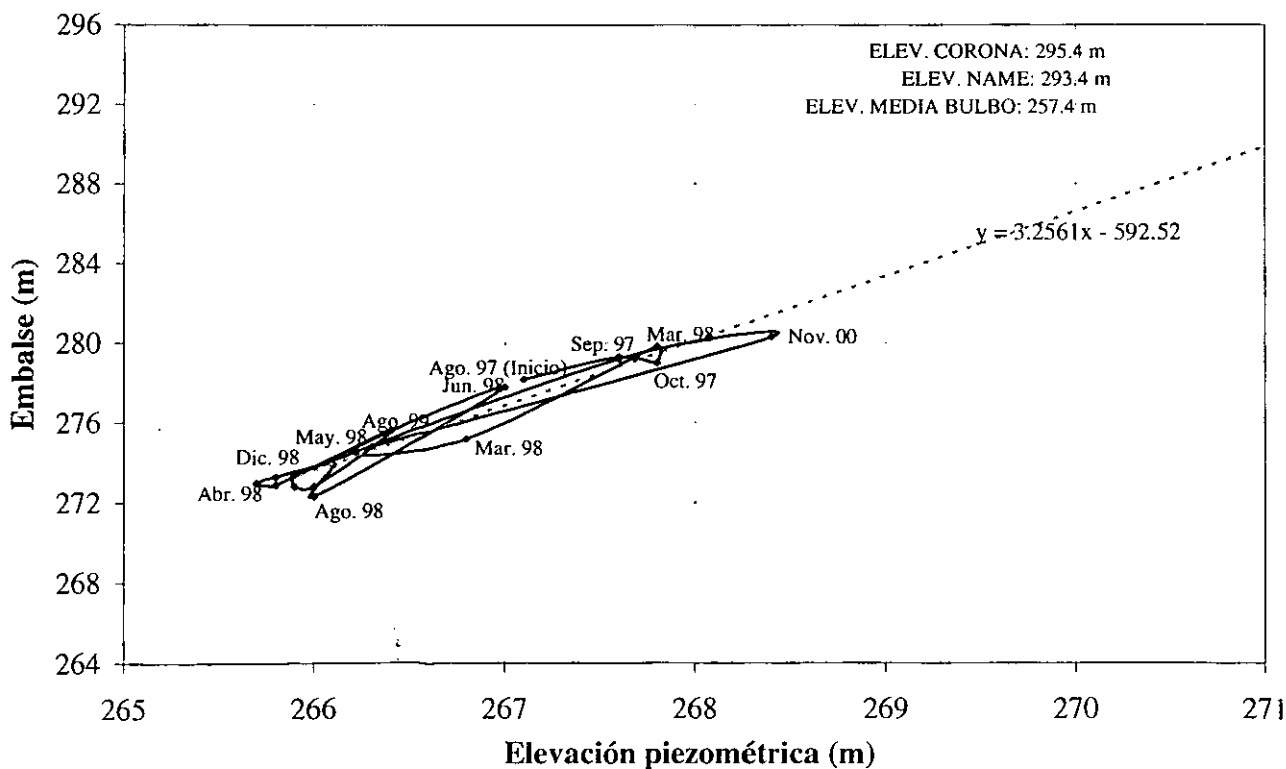


Fig. IV.A.7. Localización de piezómetros, sección transversal

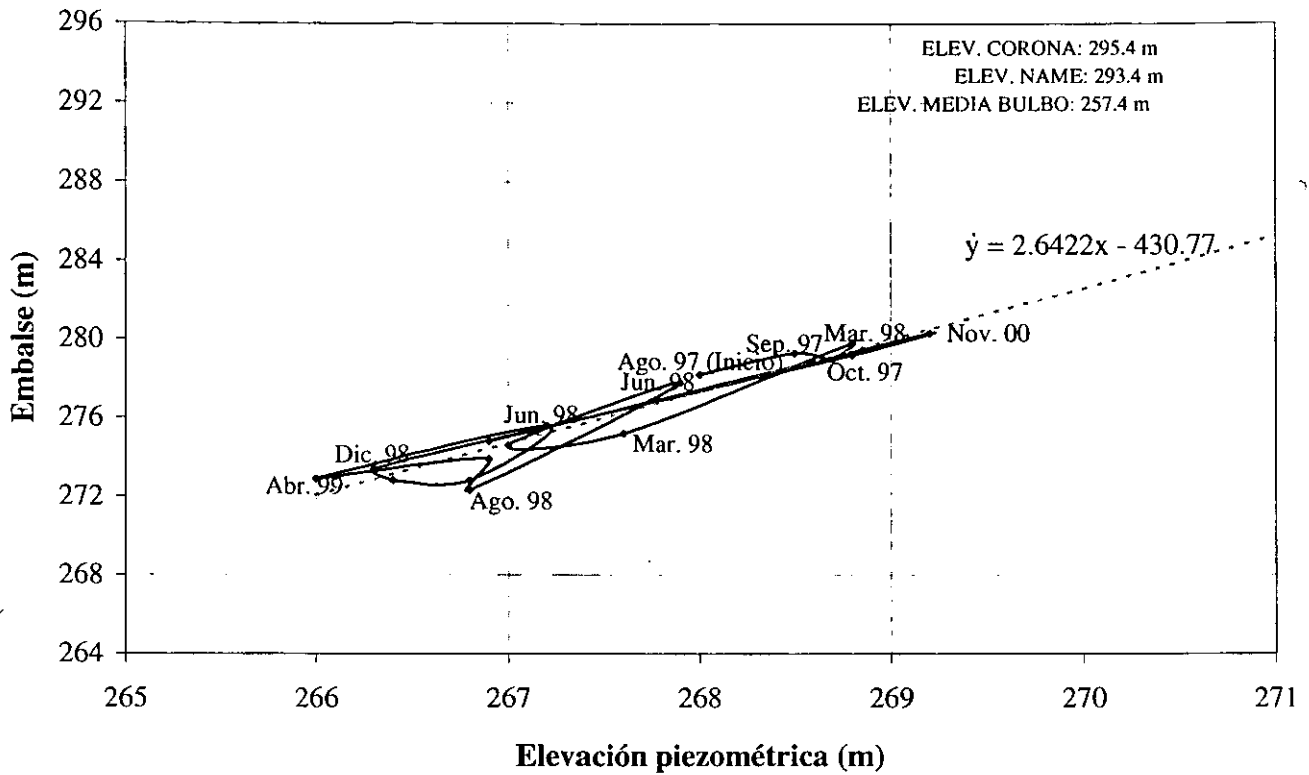
PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.2. Piezómetro PA - 1



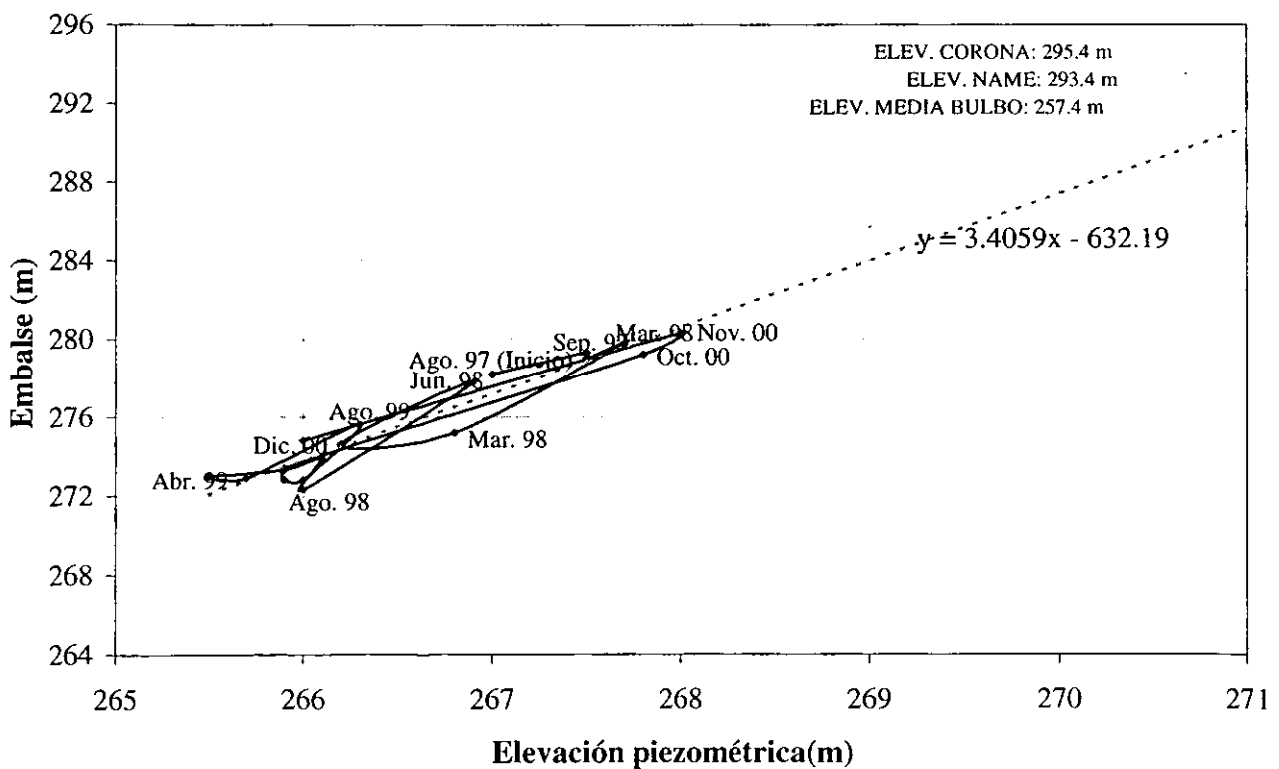
PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.3. Piezómetro PA - 2



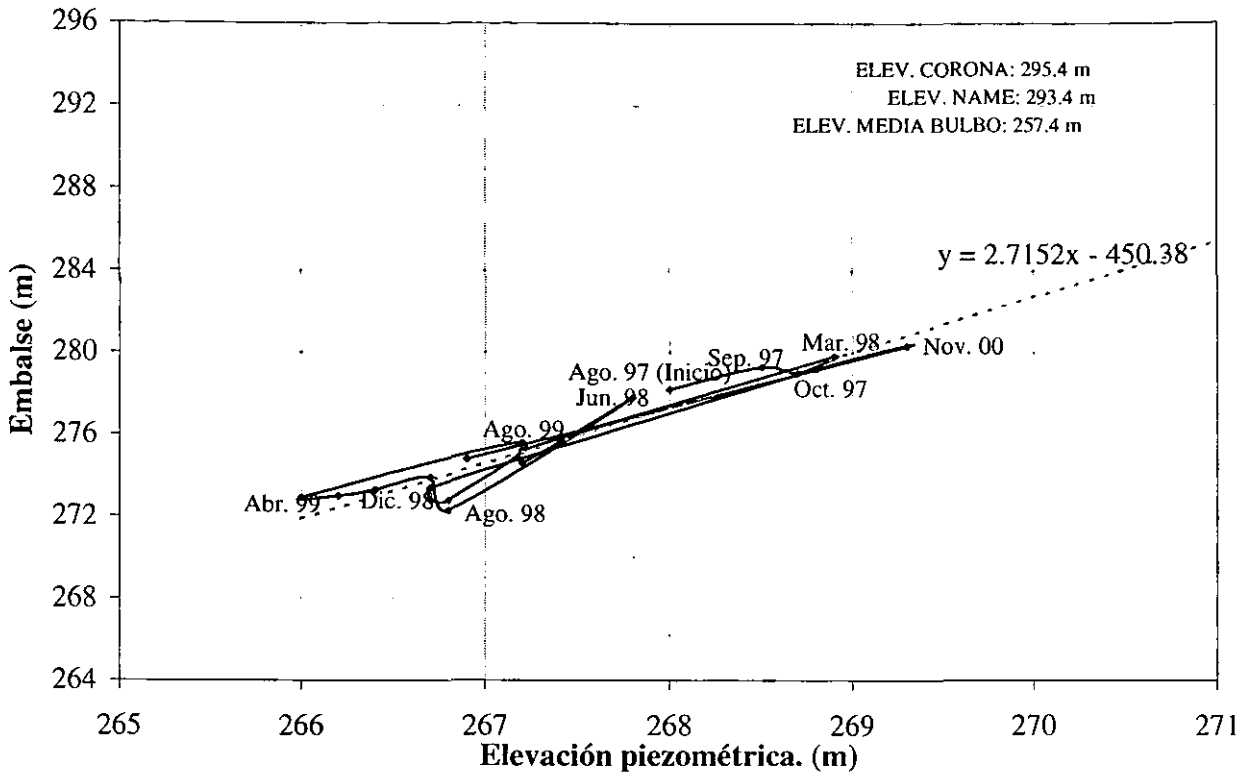
PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.4. Piezómetro PA - 3



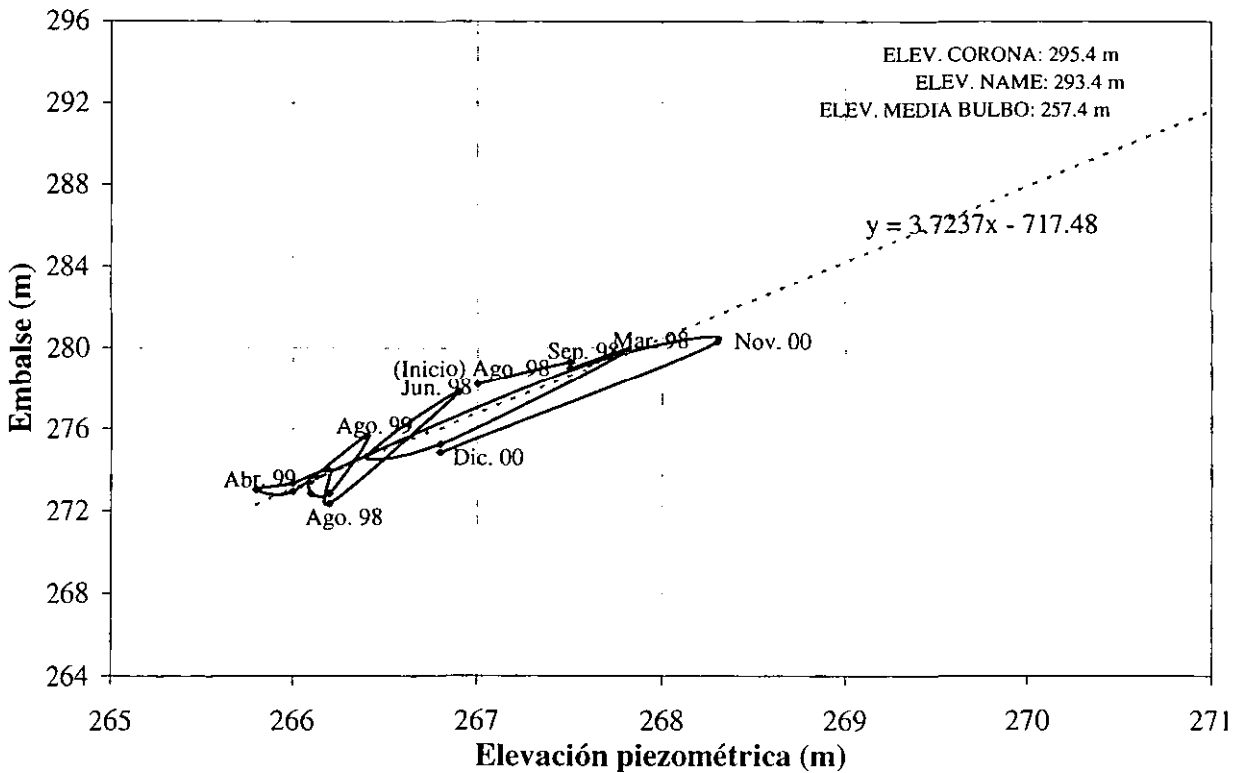
PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.5. Piezómetro PA - 4



PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.6. Piezómetro PA - 5



PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.7. Piezómetro PA - 6



IV.1.6. Redes de flujo

Las mediciones de los niveles piezométricos son un buen indicador del comportamiento del agua en el aluvión de la cimentación de la cortina. Esquemáticamente, el flujo se puede representar con el método de las redes de flujo variando sus características según las condiciones de frontera y del nivel del embalse. Las siguientes redes de flujo son una primera aproximación para conocer que es lo que pasa en la cimentación de la presa, posteriormente se compararán con los resultados en computadora para llegar a la mejor solución.

Dadas las características de la presa y de acuerdo con el funcionamiento del delantal impermeable, una red de flujo manual y simplificada sería como la trazada en la figura IV.A.8, identificándose con la letra (a). En ella, las condiciones de frontera serían una línea de flujo a lo largo de la base del delantal y otra en todo el extremo del aluvión en la cimentación, mientras que se tendría una equipotencial inicial en el terreno de desplante aguas arriba, terminando justo al inicio del delantal y otra donde termina el delantal extendiéndose hacia aguas abajo, en la unión del extremo superior del estrato de aluvión con la cortina.

La red de flujo resultante tiene 3 tubos de corriente (n_f) con 22 caídas de potencial (n_e), por lo que el factor de forma resulta de $F_f = 0.136$; para fines de cálculo y según las exploraciones efectuadas, la permeabilidad del aluvión que se utilizará será del orden de 1×10^{-3} m/s. Se aprecia que con esta red de flujo, el agua saldrá justamente donde termina el delantal impermeable, introduciéndose por el filtro de grava y arena de 2 m de espesor, por ser menos permeable; finalmente deberá salir por la ataguía de aguas abajo. Al analizar la red de flujo, el funcionamiento efectivo del delantal impermeable causa una disminución de carga hidráulica conforme el agua se mueve a través del aluvión. Por otra parte, debido a que se tiene un filtro aguas abajo del corazón impermeable, el funcionamiento óptimo del primero debería dejar pasar el agua con una carga muy pequeña, ya que la permeabilidad es del filtro es muy alta.

Ubicando los piezómetros P-3 y P-4 en la sección transversal de la red de flujo, se puede calcular la carga hidráulica para distintos niveles del embalse, según se explicó en la sección III.1; en este caso se hará para el NAME (293.4 m), NAMO (289.36 m) y 280 m.

La carga hidráulica en metros, calculada con las redes de flujo para los distintos niveles del embalse se muestra a continuación:

	Piezómetro 3 (m)	Piezómetro 4 (m)
NAME (293.40)	268.5	264
NAMO (289.34)	267.5	264
280	266.5	264

Se nota que para el nivel 280 m, resultó una carga hidráulica en P-3 = 266.5 m y en P-4 = 264 m, diferentes a los registrados en los piezómetros que son P-3 = 269 m y P-4 = 268 m. Según las características del filtro aguas abajo, debería disminuir la carga piezométrica después del delantal impermeable a un valor relativamente pequeño (como se obtuvo con la red de flujo a).

Con las lecturas del piezómetro P-4, se tiene una carga grande, por lo que se podría considerar que el filtro tiene cierto grado de “impermeabilidad”. Para esto se construirá una nueva red de flujo (b) distinta a la red (a). Las características geométricas serán las mismas al igual que las condiciones de frontera a excepción de una: en lugar de terminar la línea de flujo frontera justo donde acaba el delantal, se prolongará a lo largo de la unión entre el filtro y el aluvión terminando hasta el núcleo de la ataguía. La red de flujo (b) se muestra en la figura IV.A.9.

Esta red de flujo tiene 3 tubos de corriente (n_f) con 32 caídas de potencial (n_e), por lo que el factor de forma resulta de $F_f = 0.094$. Con esta red de flujo, se supone que el filtro no es tan permeable, sino que el agua entra muy lentamente para después descargar por el cuerpo de la ataguía aguas abajo.

Calculando la carga hidráulica en metros, como en la red (a) para los mismos niveles del embalse, se tienen los siguientes resultados:

	Piezómetro 3	Piezómetro 4
NAME (293.40)	276	268
NAMO (289.34)	274	267
280	270.5	266

Resultados que se aproximan más a los obtenidos con la lectura de los instrumentos, lo cual verifica lo dicho anteriormente sobre el filtro. Los resultados anteriores se pueden resumir en la tabla IV.A.1, en la que sólo se analizan los piezómetros 3 y 4 con niveles registrados para distintas elevaciones del embalse; se usan las lecturas de los instrumentos y las calculadas con las redes de flujo (a) y (b). Como se puede observar, los resultados obtenidos con la red de flujo (b) se aproximan más a las mediciones de los instrumentos que los obtenidos con la red de flujo (a), lo que verifica la mala eficiencia que tiene el filtro de aguas abajo.

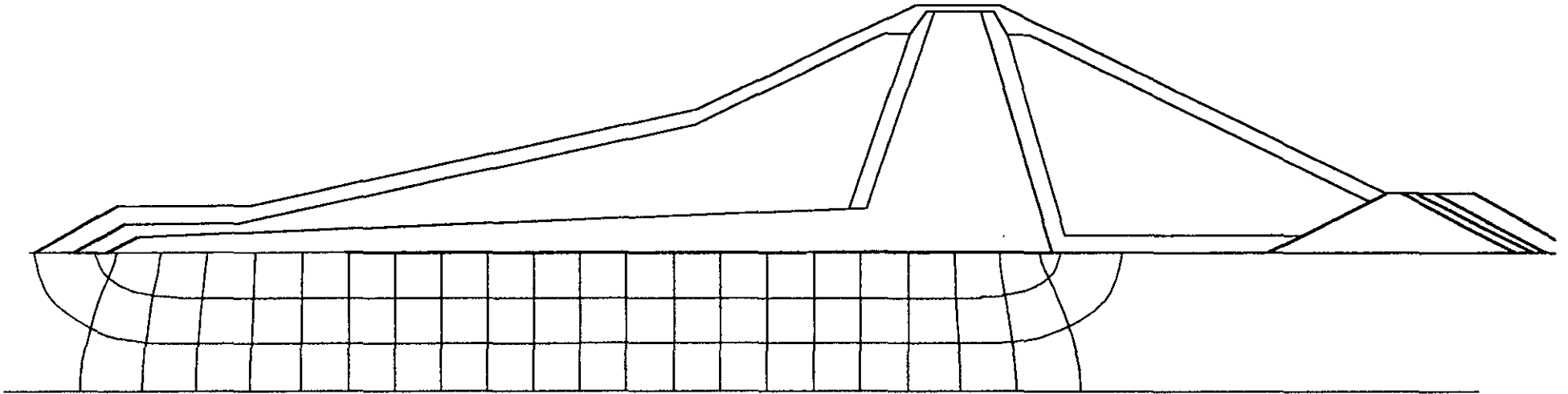
Cálculo del gradiente hidráulico

En la parte inferior de la tabla IV.A.3 se calculó el gradiente hidráulico con la relación $\Delta H/L$, donde ΔH es la carga hidráulica y L es la longitud de recorrido. La operación se tiene en la columna 5 de dicha tabla para distintas condiciones: una utilizando una longitud desde el inicio hasta el final del delantal impermeable, por lo que se utilizará la red de flujo (a). La otra longitud será desde el inicio del delantal hasta el núcleo de la ataguía y por último, desde el piezómetro P-4 hasta el núcleo de la ataguía, en ambos casos se utilizará la red de flujo (b).

En los tres casos la carga hidráulica será la referente al NAME, al NAMO y a la elevación 280 m. En la columna 6 se calcula el factor de seguridad obtenido con el gradiente hidráulico de la columna 5. El análisis de estos gradientes se hará en el capítulo V.

PRESA EL MOLINITO, SON.

Figura IV.A.8. Caso a: Red de flujo simplificada, obtenida manualmente



Número de caídas de potencial $n_e = 22$

Número de tubos de corriente $n_f = 3$

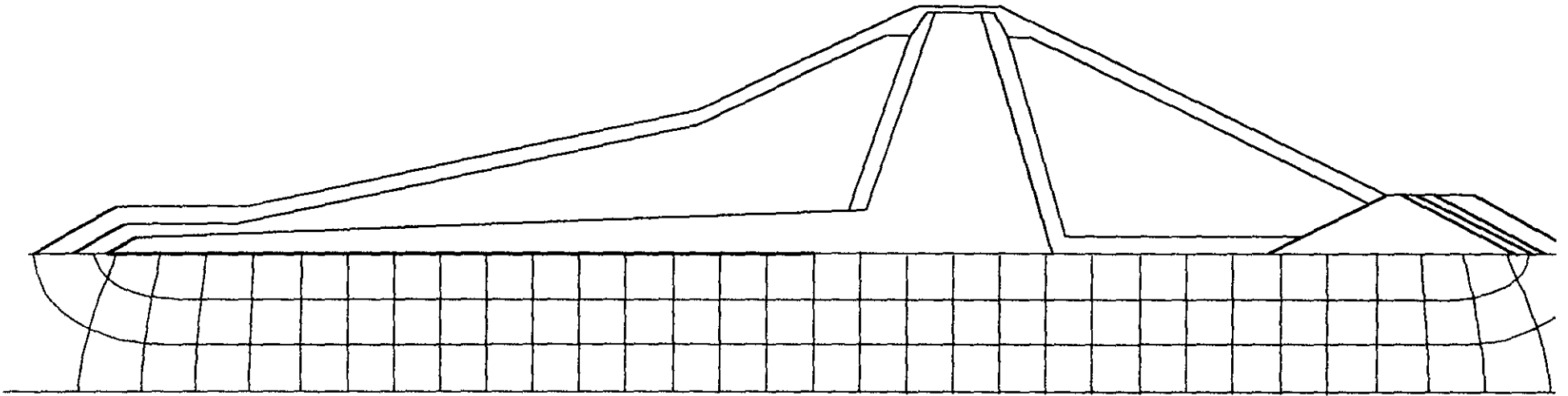
Factor de forma $F_f = 3 / 22 = 0.136$

— Línea de flujo
— Línea equipotencial

10 m 10 m
Escala 1 : 750

PRESA EL MOLINITO, SON.

Figura IV.A.9. Caso b: Red de flujo simplificada, obtenida manualmente



Número de caídas de potencial $n_e = 32$

Número de tubos de corriente $n_f = 3$

Factor de forma $F_r = 3 / 32 = 0.094$

— Línea de flujo

- - - Línea equipotencial

10 m 10 m
Escala 1 : 750

IV.1.7. Análisis en computadora

En este análisis se manejó la misma sección de la cortina usada con el método de las redes de flujo. Se definieron las siguientes características del materiales que constituye la cortina y cimentación de la presa:

Sección	Permeabilidad (m/s)
Cimentación (aluvión)	1×10^{-3}
Respaldos de grava y arena	1×10^{-3}
Filtros	1×10^{-5}
Núcleo impermeable (arcilla)	1×10^{-11}
Enrocamiento	1×10^{-2}

La malla de elementos finito empleada en este estudio es la mostrada en la figura IV.A.10. La malla consistió de 740 elementos cuadriláteros sencillos, conectados por 820 nodos. En la figura IV.A.10 se distingue las secciones de los materiales que constituyen la cortina y el terreno de cimentación.

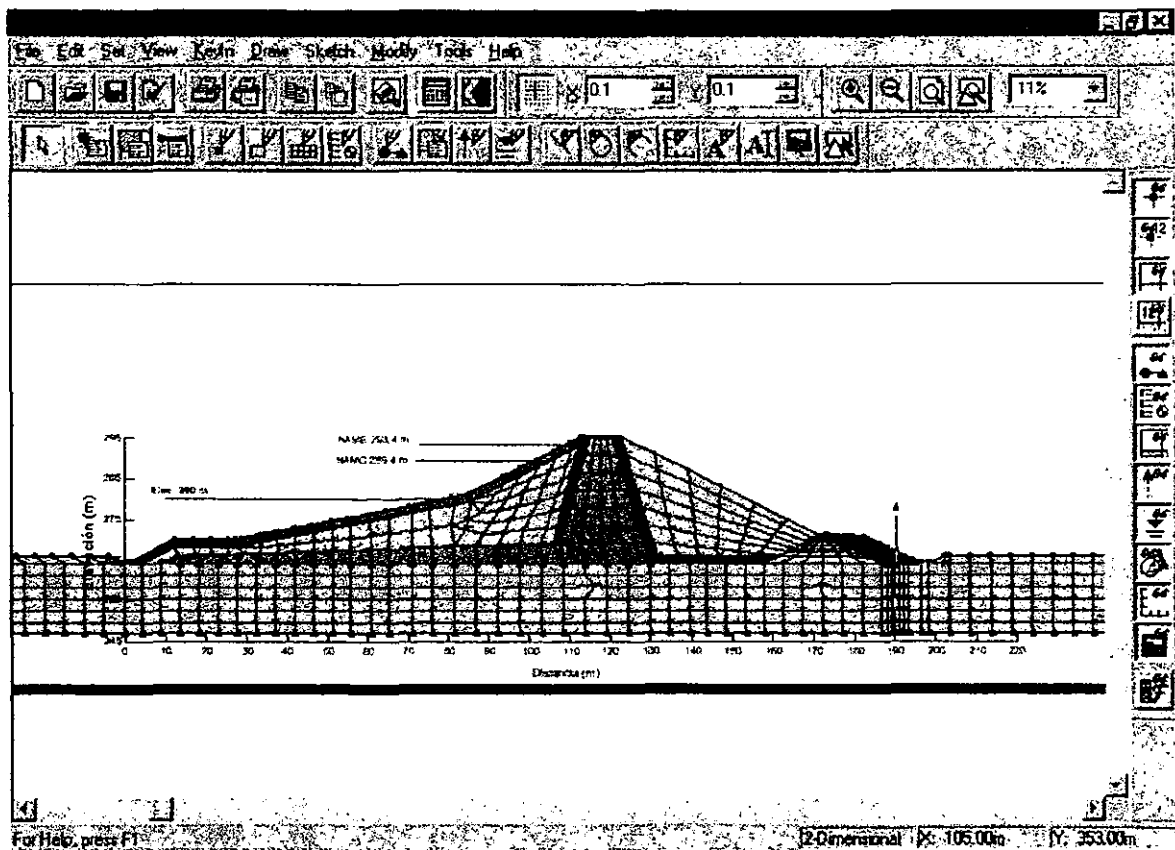


Fig. IV.A.10. Malla de Elementos Finitos. Presa El Molinito.

El análisis se hizo con las mismas elevaciones del embalse utilizadas anteriormente: NAME (293.40 m), NAMO (289.34 m) y la elevación 280 m.

Se consideraron distintas relaciones de permeabilidad tanto horizontal como vertical de forma que los resultados se acercaran lo mejor posible a los de la instrumentación, concluyendo una relación 1:1, por lo que el material de la cortina y la cimentación se analizó como homogéneo con su respectiva permeabilidad.

En la tabla IV.A.1 se resumen los resultados obtenidos en el análisis para los distintos niveles del embalse mencionados; se nota que los valores se aproximan tanto a las mediciones en campo de los instrumentos como a los obtenidos con la red de flujo (b).

En la figura IV.A.11 se tienen los resultados gráficos del análisis en computadora para los niveles del embalse de 280 m. En ella se tiene la distribución de carga total y carga piezométrica según el nivel del embalse; el color indica el valor del parámetro en estudio, por ejemplo, para carga hidráulica en la figura IV.A.10 (a), el valor máximo de la carga es de 280 m y va disminuyendo (se pierde energía), conforme el agua avanza por la cortina y la cimentación hasta llegar a 264 m, que es la elevación del agua al pie de la cortina. En la parte (b) de la misma figura, se dibujaron las líneas isobáricas (líneas que tienen la misma presión) y se nota, por las propiedades de la línea superior de corriente, que esta coincide con la línea isobárica de valor 0 mostrada en la figura con una línea punteada azul, por ello, esta línea sería la frontera superior si se utilizara el método de las redes de flujo; se ve que conforme aumenta la profundidad, aumenta la presión total en el material constituyente de la cortina y su cimentación.

En la figura IV.A.11.c d y e se tiene la distribución del gradiente hidráulico en el sentido X, Y y XY; cada color indica un valor distinto del gradiente. Basados en el sentido que se le dio a este trabajo, cada color representaría una zona que podría estar sujeta a erosión.

En la figura IV.A.11 con la elevación del embalse de 280 m, la zona de mayor riesgo es el núcleo impermeable de la cortina mientras que en su cimentación no existe riesgo aparente. En el pie de la cortina, en el núcleo impermeable de la ataguía también existe riesgo de erosión, ya que en ese punto se concentran presiones altas que ponen en riesgo al material. En la figura IV.A.12 se manejó una elevación del embalse en el NAMO (289.36 m), las características de los esquemas (a) y (b) de dicha figura son similares a las explicadas en la IV.A.11, no así en la parte (c) (d) y (e) que es la distribución de los gradientes hidráulicos; en este caso no existe riesgo de erosión interna en el aluvión de la cimentación y esto se verifica con el esquema, ya que existe un gradiente mayor de 0.2 en prácticamente toda la zona de la cimentación debajo de la cortina. En la tabla IV.A.1. se resumieron los valores de los gradientes hidráulicos, comparándolos con los de los análisis hechos anteriormente; se comprueba la similitud que muestran con las lecturas de los instrumentos y con los de la red de flujo (b).

Tabla IV.A.1. Resumen de los resultados en los tres análisis. (Piezometría, Redes de flujo a mano y en computadora).

Elevación del desplante = 264 m	Elevación del embalse = 280
---------------------------------	-----------------------------

Piezómetro	Lectura en instrumento		Red de flujo (a)		Red de flujo (b)		Red en computadora	
	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)
Pa - 3	269.2	5.2	266.5	2.5	270.5	6.5	270.12	6.12
Pa - 4	268.3	4.3	264	0	266	2	266.020	2.02

Elevación del desplante = 264 m	Elevación del embalse = 289.36
---------------------------------	--------------------------------

Piezómetro	Lectura en instrumento		Red de flujo (a)		Red de flujo (b)		Red en computadora	
	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)
Pa - 3	272.55	8.55	267.5	3.5	274	10	273.82	9.82
Pa - 4	270.57	6.57	264	0	267	3	267.17	3.17

Elevación del desplante = 264 m	Elevación del embalse = 293.4
---------------------------------	-------------------------------

Piezómetro	Lectura en instrumento		Red de flujo (a)		Red de flujo (b)		Red en computadora	
	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)	Elev. (m)	Altura (m)
Pa - 3	274.08	10.08	268.5	4.5	276	12	275.79	11.79
Pa - 4	271.76	7.76	264	0	268	4	268.21	4.21

Cálculo del gradiente hidráulico

	Embalse (m)	Carga H (m)	Longitud (m)	Gradiente hidráulico (i)
Del inicio de delantal a final de corazón impermeable. Red de flujo (a)	280.30	16.30	116	0.14
	289.36	25.36		0.22
	293.40	29.40		0.25
Del inicio de delantal a final del núcleo de la ataguía. Red de flujo (b)	280.30	16.30	175	0.09
	289.36	25.36		0.14
	293.40	29.40		0.17
Desde la ubicación del piezómetro P-4 al final de la ataguía. Red de flujo (b)	280.30	2.00	17	0.12
	289.36	3.00		0.18
	293.40	4.00		0.24
Resultados del análisis en computadora	280.30	16.30	-	< 0.1
	289.36	25.36		> 0.2
	293.40	29.40		> 0.2

Nota: la altura se mide a partir del nivel de desplante, elevación 264

Cálculo del gasto de las filtraciones

Como se determino en la sección III.1, el gasto total por ancho unitario será:

$$Q = k H n_e / n_f$$

En este caso, la permeabilidad del aluvi3n se tomará de 1×10^{-3} m/s y ancho de 257.65 m, por lo que el gasto para las condiciones analizadas se resumen en el cuadro IV.A.2.

Tabla IV.A. 2. Cálculo del gasto en la cimentación de la cortina

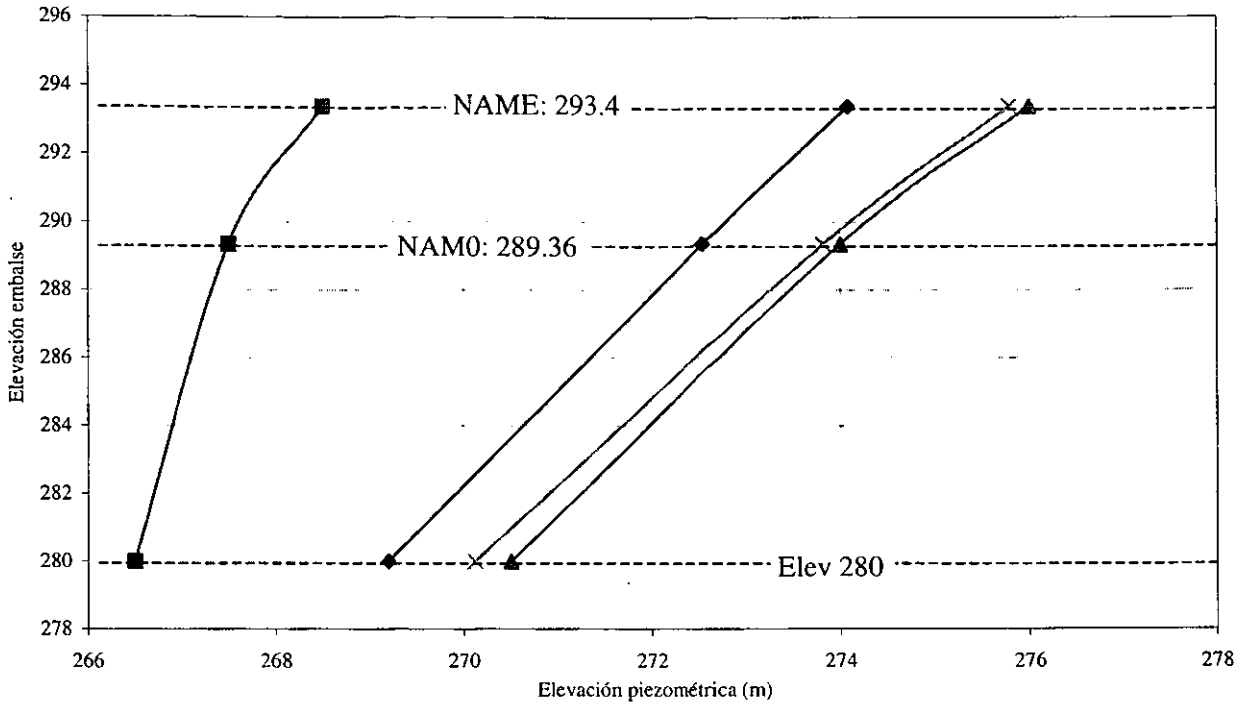
	Elevación (m)	Carga H (m)	Gasto Q (m ³ /s/m)	Gasto Q (m ³ /s)
Red de flujo (a)	293.4	29.4	0.0040	1.030
	289.36	25.36	0.0034	0.889
	280	16	0.0022	0.561
Red de flujo (b)	293.4	29.4	0.0028	0.712
	289.36	25.36	0.0024	0.614
	280	16	0.0015	0.388
Red en computadora	293.4	29.4	0.0027	0.696
	289.36	25.36	0.0021	0.547
	280	16	0.0013	0.328

Utilizando los resultados de la elevación del embalse 280 m, el gasto calculado con la red de flujo (b) es aproximadamente el mismo que se ha medido en campo (aproximadamente 350 l/s), por lo que se verifica el comportamiento que está teniendo la presa, en particular el filtro de aguas abajo de la cortina. En el análisis de computadora, el gasto unitario obtenido fue de 0.0013 m³/s/m para la elevación del embalse de 280 m por lo que el gasto total será de $0.0013 \times 257.65 = 0.328$ m³/s = 328 l/s, gasto similar al obtenido con la red de flujo (b) y al que se obtiene con las mediciones en campo. Para la elevación del NAMO, el gasto unitario es de 0.0021 m³/s/m, por lo que el gasto total es de 0.547 m³/s = 547 l/s, como en las redes de flujo. Se nota que conforme se va llenando el embalse el gasto proveniente de las filtraciones aumenta, lo que verifica la correspondencia que tiene la piezometría y el gasto con el nivel de llenado de la presa.

En la gráfica IV.A.8 se resumieron los resultados de las redes de flujo, del análisis en computadora y el de la instrumentación, verificando que los resultados varían del orden de 1 m por lo que el modelo se puede considerara calibrado y representativo del fenómeno.

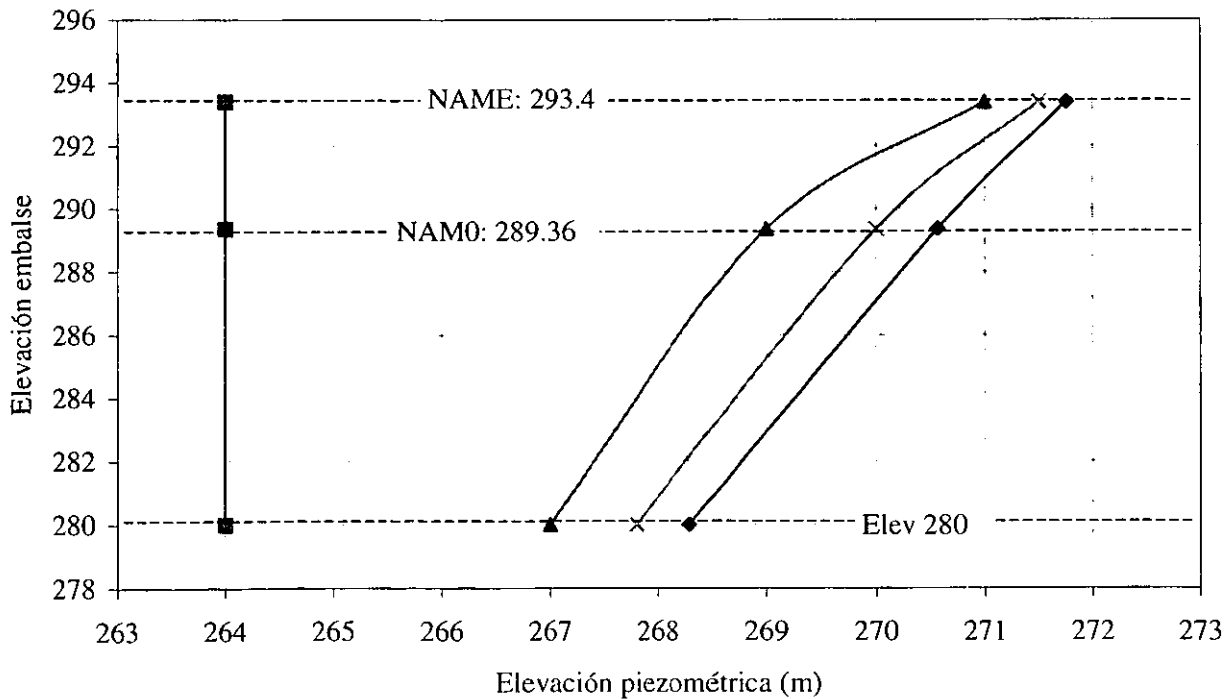
En la sección V de la discusión de resultados se retomaran los parámetros obtenidos, de forma en que se visualice su utilidad y la razón por la que se hizo este análisis para la conservación y mantenimiento de esta presa.

PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.B.8. Comparación de resultados en piezómetro PA - 3



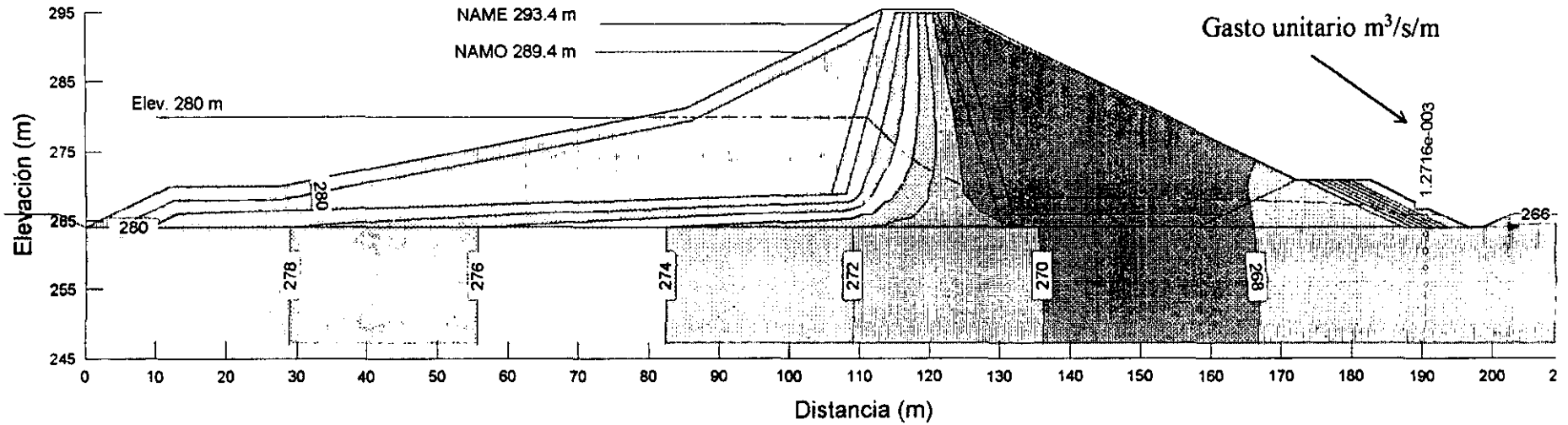
◆ Lectura en instrumento
■ Red de flujo (a)
▲ Red de flujo (b)
✕ Red en computadora

PRESA EL MOLINITO, SON.
Gráfica IV.A.9. Comparación de resultados en piezómetro PA - 4

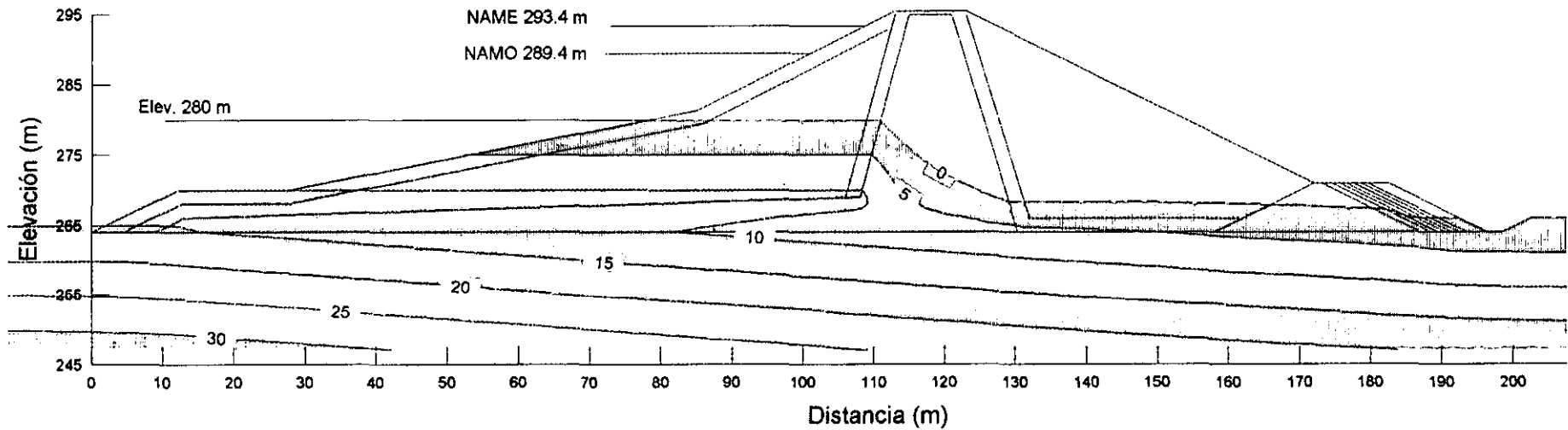


◆ Lectura en instrumento
■ Red de flujo (a)
▲ Red de flujo (b)
✕ Red en computadora

PRESA EL MOLINITO, SON.



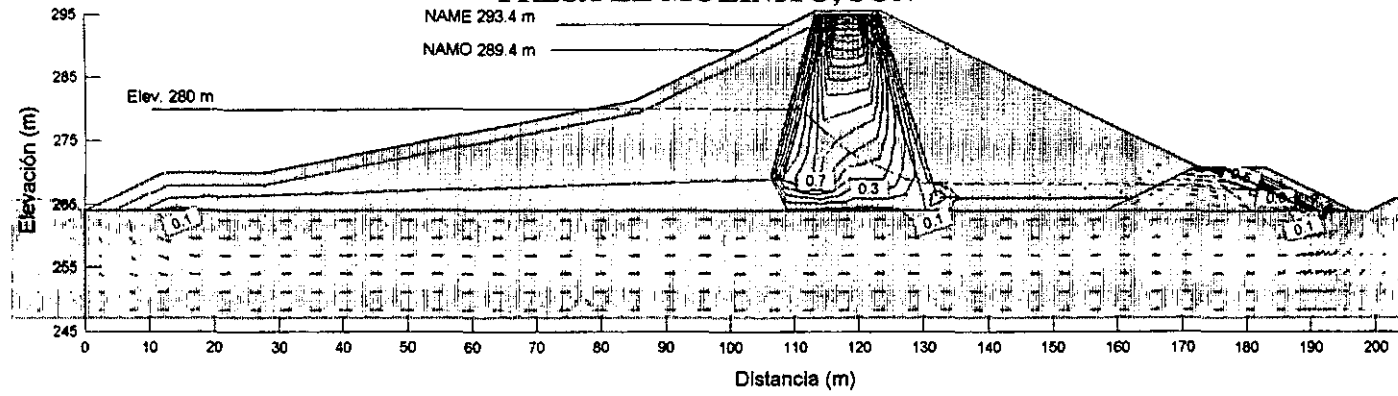
a) Piezometría (m) en la cortina y terreno de cimentación



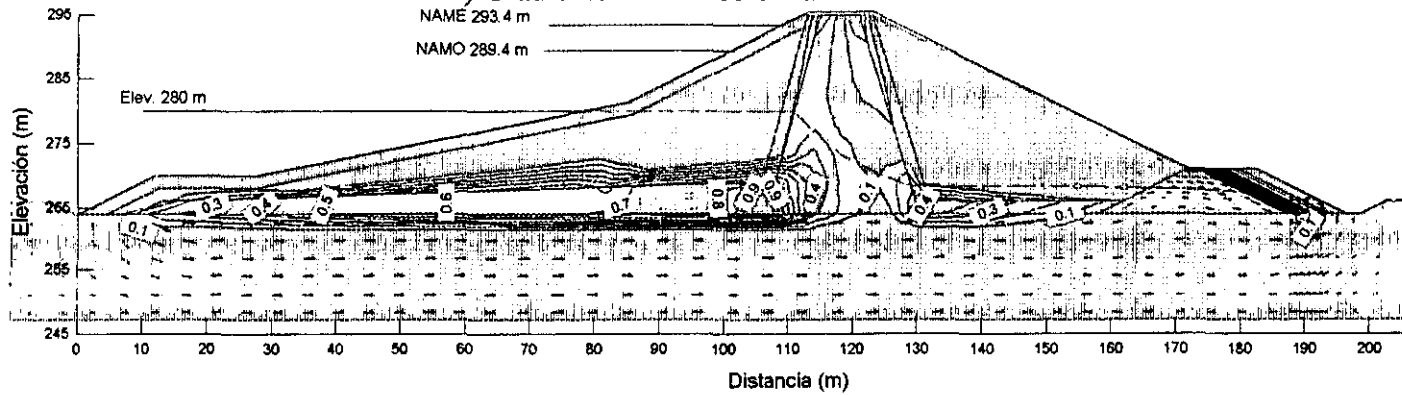
b) Isobáricas (m) en la cortina y terreno de cimentación

Fig. IV.A.11. Parámetros hidráulicos del análisis en computadora. Embalse 280 m

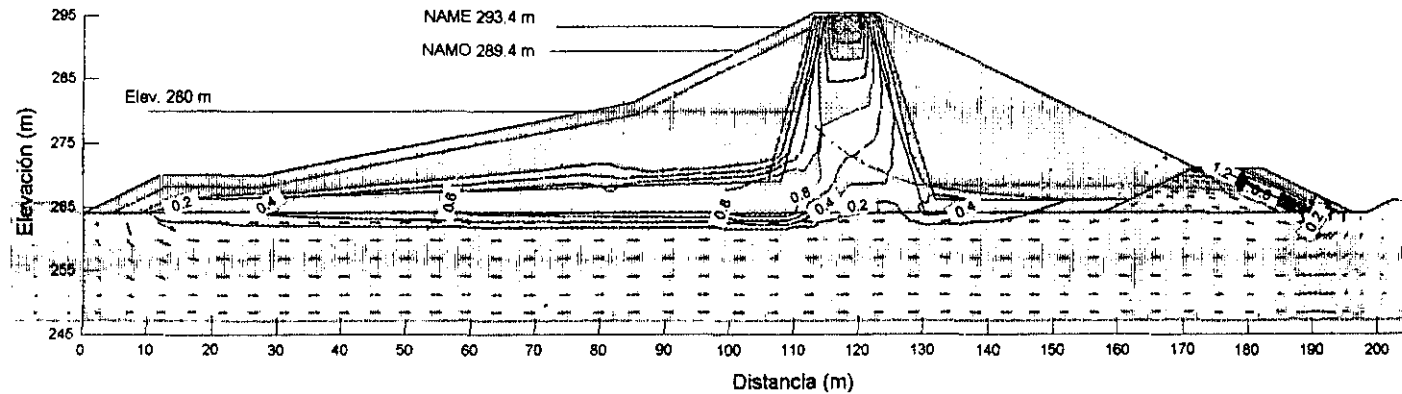
PRESA EL MOLINITO, SON



c) Gradiente hidráulico en la dirección x



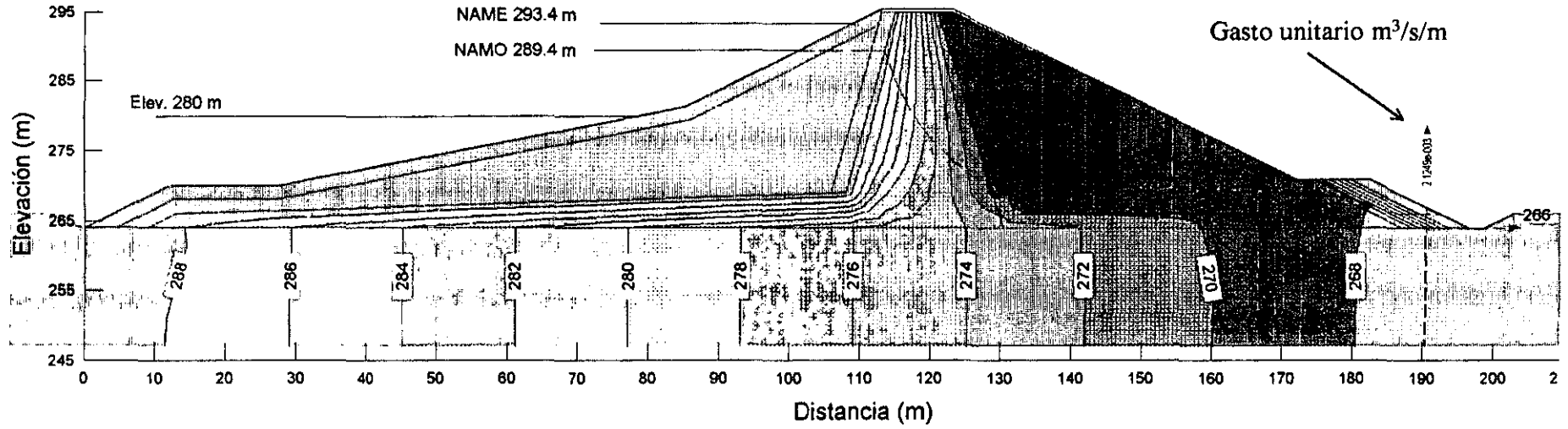
d) Gradiente hidráulico en la dirección y



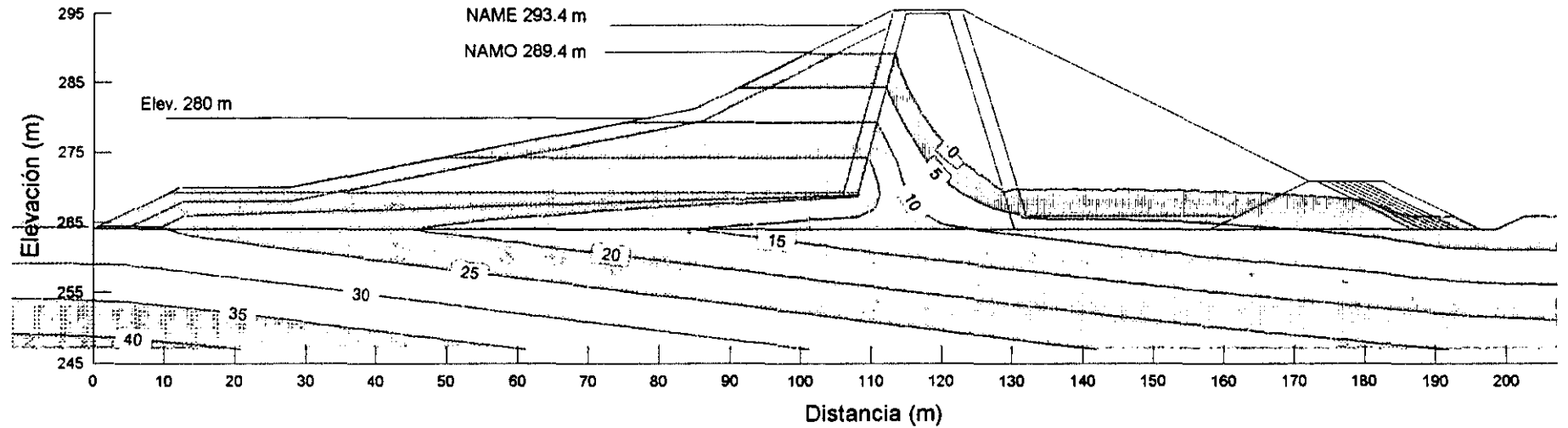
e) Gradiente hidráulico en la dirección xy

Fig. IV.A.11. Parámetros hidráulicos del análisis en computadora. Embalse 280 m

PRESA EL MOLINITO, SON.



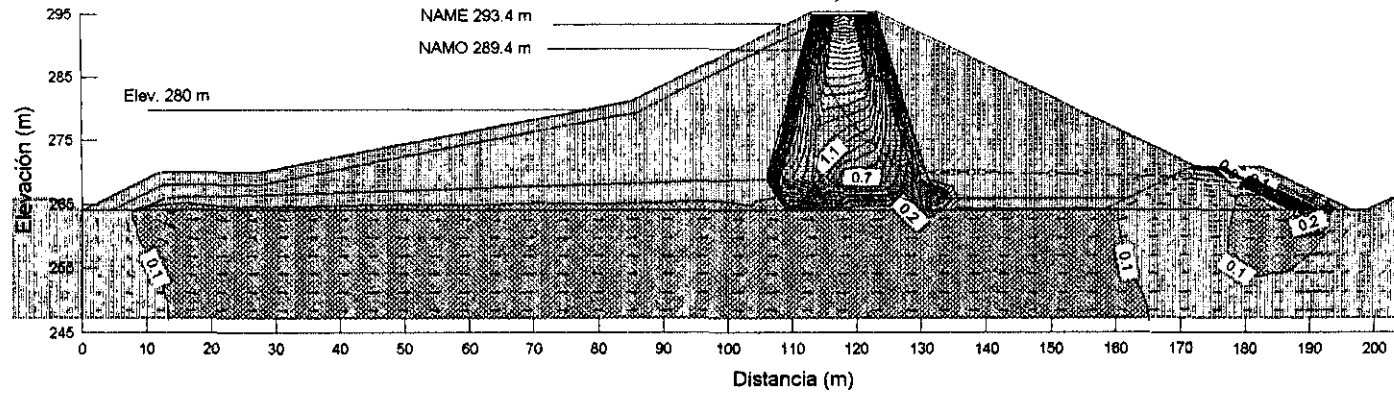
a) Piezometría (m) en la cortina y terreno de cimentación



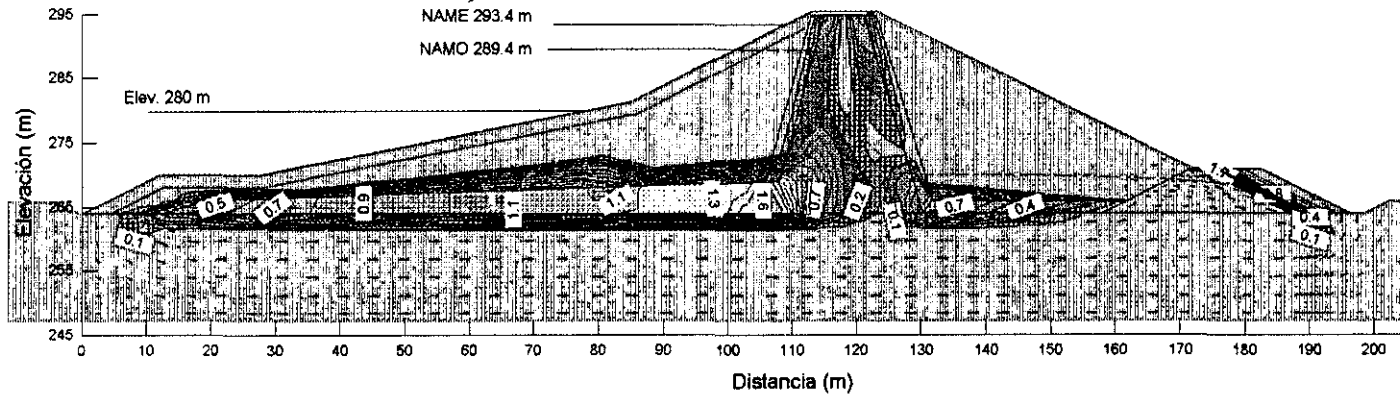
b) Isobáricas (m) en la cortina y terreno de cimentación

Fig. IV.A.12. Parámetros hidráulicos del análisis en computadora. Embalse NAMO 289.4 m

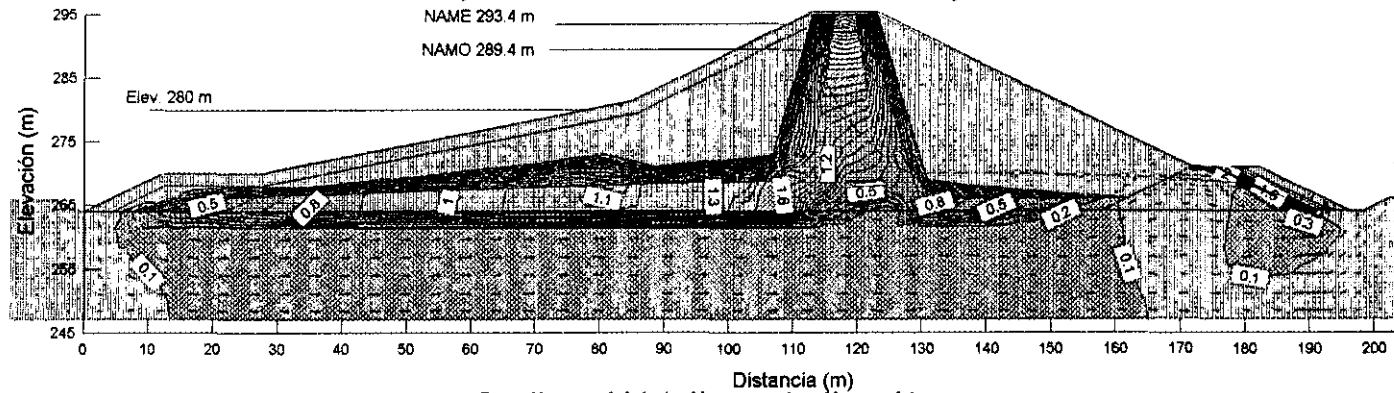
PRESA EL MOLINITO, SON



c) Gradiente hidráulico en la dirección x



d) Gradiente hidráulico en la dirección y



e) Gradiente hidráulico en la dirección xy

Fig. IV.A.12. Parámetros hidráulicos del análisis en computadora. Embalse NAMO 289.4 m

PRESA EL MOLINITO, SON.

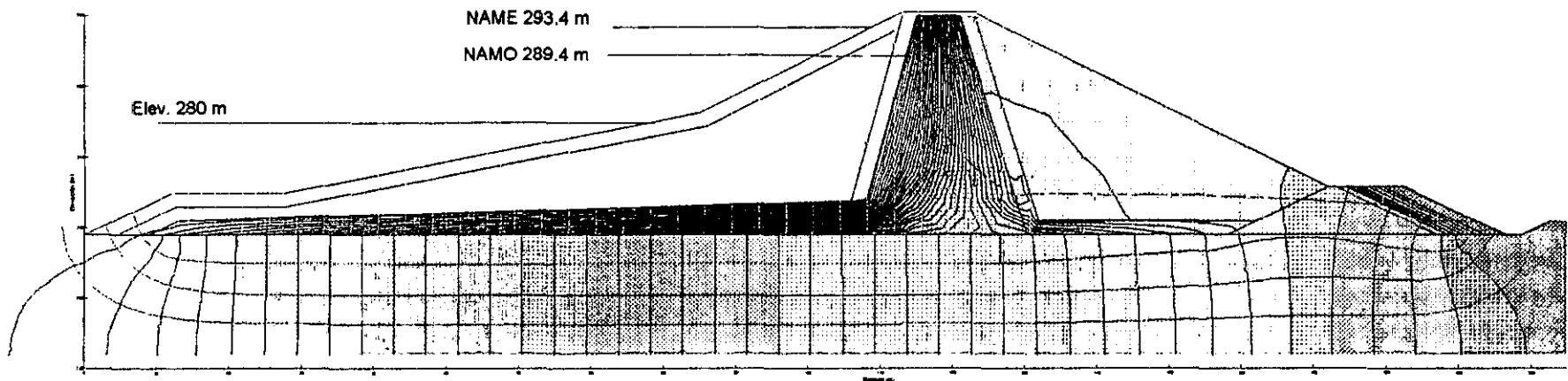


Fig. IV.A.12. f. Red de flujo con computadora. Embalse 289.36 m

IV.2. PRESA CHILATAN (CONSTITUCIÓN DE APATZINGAN), JALISCO - MICHOACAN.

IV.2.1. Características generales de la presa

Se encuentra sobre el Rió Grande formador del Tepalcatepec, se localiza al noreste del poblado de Tepalcatepec, situada entre los límites de Michoacán y Jalisco. Tiene tres propósitos, el de trabajar como control de avenidas del río Tepalcatepec, funcionar como obra de cabecera y el de generar energía eléctrica en un futuro.

Las características hidrológicas de la presa son las siguientes:

Escurrimiento anual:

Mínimo: 532 millones de m³
Máximo: 1 881 millones de m³
Medio: 1 148 millones de m³

Gastos:

Avenida máxima registrada: 3 655 m³/s
Período de retorno: 10 000 años
Avenida de diseño: 10 000 m³/s

Capacidades de almacenamiento.

Capacidad	Almacenamiento hm ³	Elevación (m)
Azolves	150	391
Util	450	429.45 NAMO
Superalmacenamiento	206	437.68 NAME
Total:	806	
<i>Áreas de embalse.</i>	2277 ha al NAMO	
	3070 ha al NAME	

Geología

Del vaso. Dentro del vaso se observan superficialmente granodioritas, conglomerados y andesitas. *En la boquilla* el río labró su cauce en una granodiorita intrusionada por diques andesíticos. La parte de la ladera izquierda de la boquilla se forma por una terraza aluvial antigua, con espesor estimado de 50 m depositada sobre la granodiorita basal. La terraza se constituye por depósitos heterogéneos de distinto origen, pobremente cementados, que varían en tamaño desde grandes boleos hasta arenas finas predominando las gravas, por lo que esta formación se clasificó como conglomerado. El cauce se constituye por depósitos aluviales recientes, que con espesor máximo de 6 m, descansan directamente sobre la granodiorita. En la ladera derecha aflora la granodiorita intrusionada por los diques andesíticos; la roca es sana aunque alterada superficialmente, lo cual dio origen al tucuruquay. La vista en planta se muestra en la figura IV.B.2 y el corte longitudinal por el eje de la cortina en la IV.B.3.

Exploraciones. En una primera etapa de estudios se exploró la boquilla con 13 barrenos: de estos, 8 se perforaron en la ladera izquierda, 6 de ellos en el eje de la cortina y 2 paralelos al cauce, uno aguas abajo y otro aguas arriba; en el conglomerado que forma parte de esta ladera se perforaron 4 de los 8 barrenos. En el cauce se perforaron 2 barrenos y finalmente se hicieron 3 barrenos en la ladera derecha. En total se perforaron 576 m, el promedio de recuperación varió entre 19% y 100% y el índice de calidad de la roca (RQD) varió de 0% a 55%. En los 13 barrenos se hicieron pruebas de permeabilidad Lefranc, en las que la permeabilidad varió de $k = 10^{-2}$ a $k = 10^{-4}$ m/s,

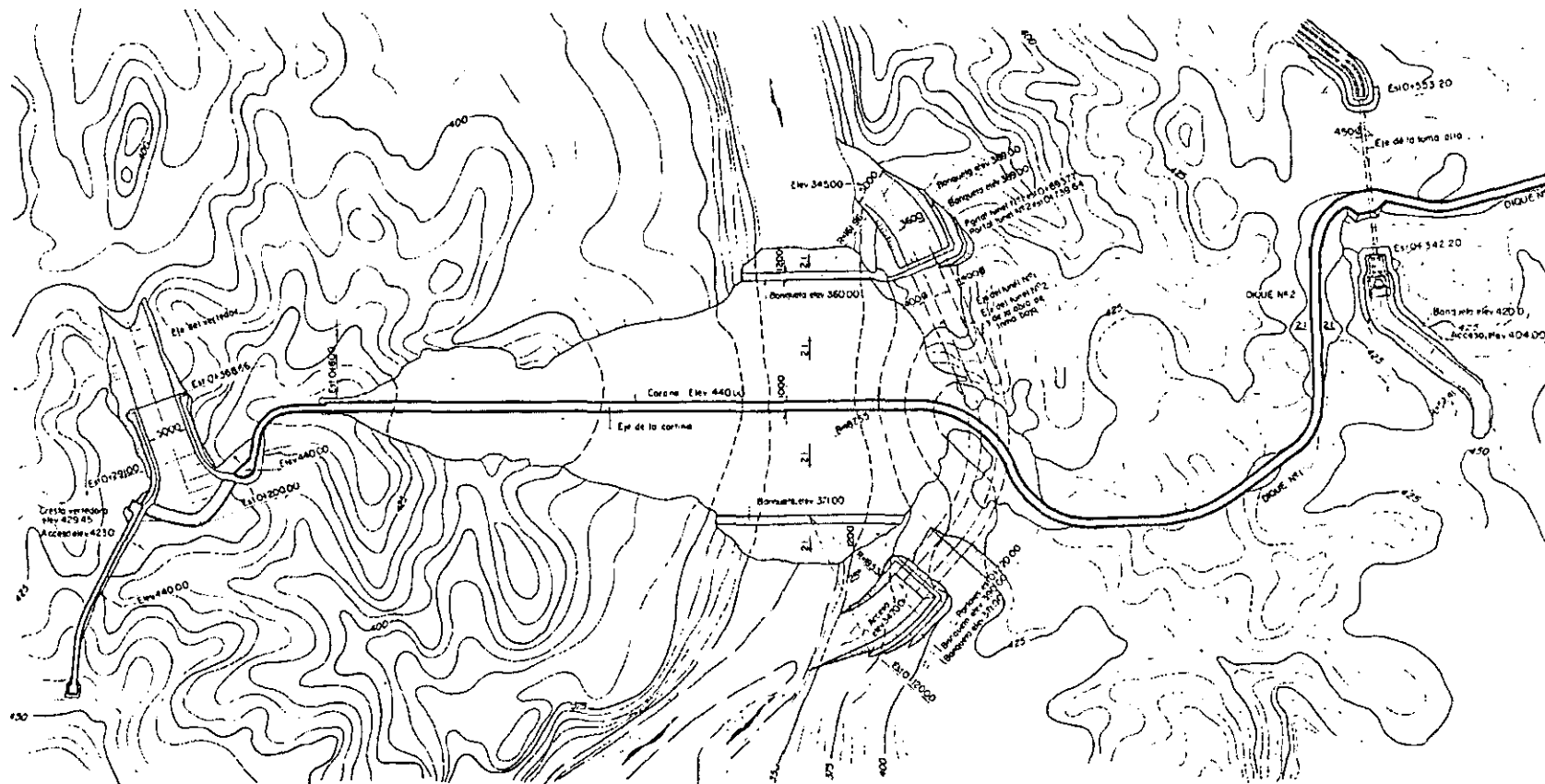
Al autorizarse la construcción de la presa y como se tenía duda de la calidad del conglomerado, se hizo una exploración geológica complementaria, que consistió en la excavación de una galería de inspección de 127 m de longitud, coincidiendo con el eje de la cortina a la elevación 363 m. Esta galería atravesó el conglomerado, la zona de granodiorita alterada en contacto con granodiorita sana y se penetró en ella. Se efectuaron exploraciones en la zona del vertedor y en la toma alta a la derecha de la boquilla.

Cortina. Tiene 107 m de altura máxima, una longitud de 1 700 m, ancho de corona de 10 m y ancho máximo en el desplante de 430 m. La sección está constituida por un corazón impermeable de arcilla compactada de 6 m de ancho en la parte superior, a la elevación 439.5 m, y taludes de 0.3:1 hasta el desplante. Sobre el corazón impermeable se colocaron en ambos lados, zonas de transición constituidas por filtros de grava - arena seleccionada de 4 m de espesor. Se completó la sección con respaldos de roca - rezaga con taludes de 2:1 de 2 m de espesor, desde la elevación 440 m hasta el desplante. A la izquierda de la cortina y para cerrar el embalse hasta la estructura del vertedor, se construyó un muro de concreto de sección gravedad con una longitud de 231.72 m y un ancho de corona de 5 m a la elevación 440 m y una altura máxima desde el desplante de 25 m. La sección transversal de la cortina se muestra en la figura IV.B.1.

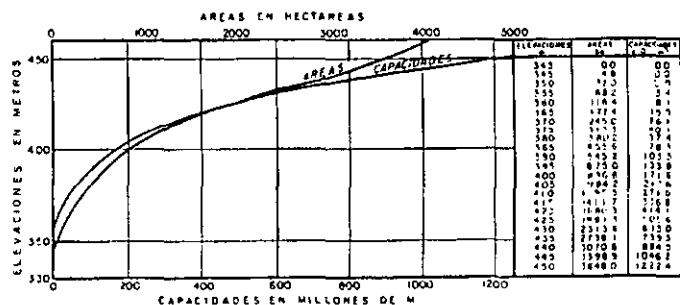
Obra de desvío. Se construyeron en la margen derecha dos túneles de sección circular, para un gasto de diseño de 3 000 m³/s, con un diámetro interior de 14 m y revestimiento de concreto armado de 2 m de espesor en los portales de entrada y salida y 1 m de espesor con concreto simple. Para desviar el agua hacia los túneles y dejar en seco el área de desplante de la cortina, se construyeron, aguas arriba y aguas abajo de ésta, ataguías paralelas al eje de la cortina formadas originalmente por enrocamiento a volteo e impermeabilizadas aguas arriba y aguas abajo respectivamente, mediante capas de materiales graduados desde arcilla hasta rezaga. Estas ataguías quedaron formando parte de la sección definitiva de la cortina. Las elevaciones máximas de éstas fueron la 371 m aguas arriba y 360 m aguas abajo, formando banquetas al pie de la sección máxima de la cortina. En su construcción se emplearon materiales producto de la excavación de los túneles de desvío.

El túnel núm. 1 tiene una longitud de 438 m y será utilizado posteriormente como obra de toma para generar energía eléctrica. El túnel núm. 2, con las mismas características y con una longitud de 520 m, se adaptó para la obra de toma de riego de la margen izquierda del río. Para el cierre de los túneles se construyeron estructuras en cada uno para la colocación de 10 obturadores y una plataforma de operación a la elevación 371 m.

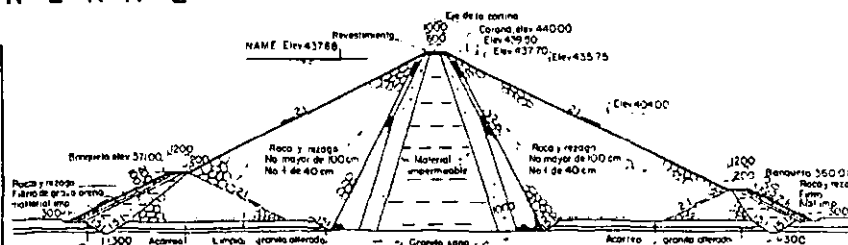
PRESA CHILATAN, JAL - MICH.



PLANTA GENERAL



GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

Fig. IV.B.1. Vista en planta y sección máxima de la cortina

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

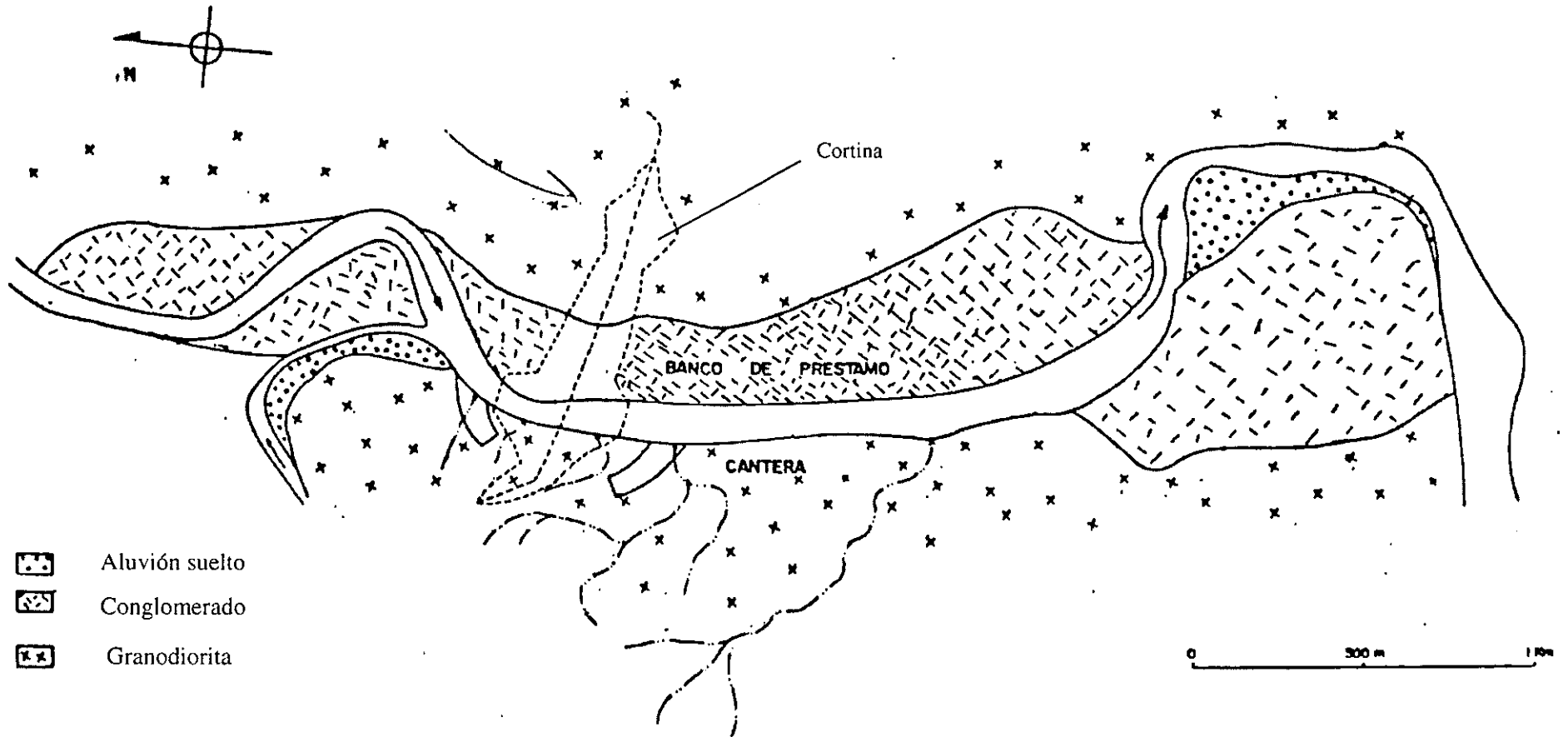


Fig. IV.B.2. Geología. Vista en planta

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

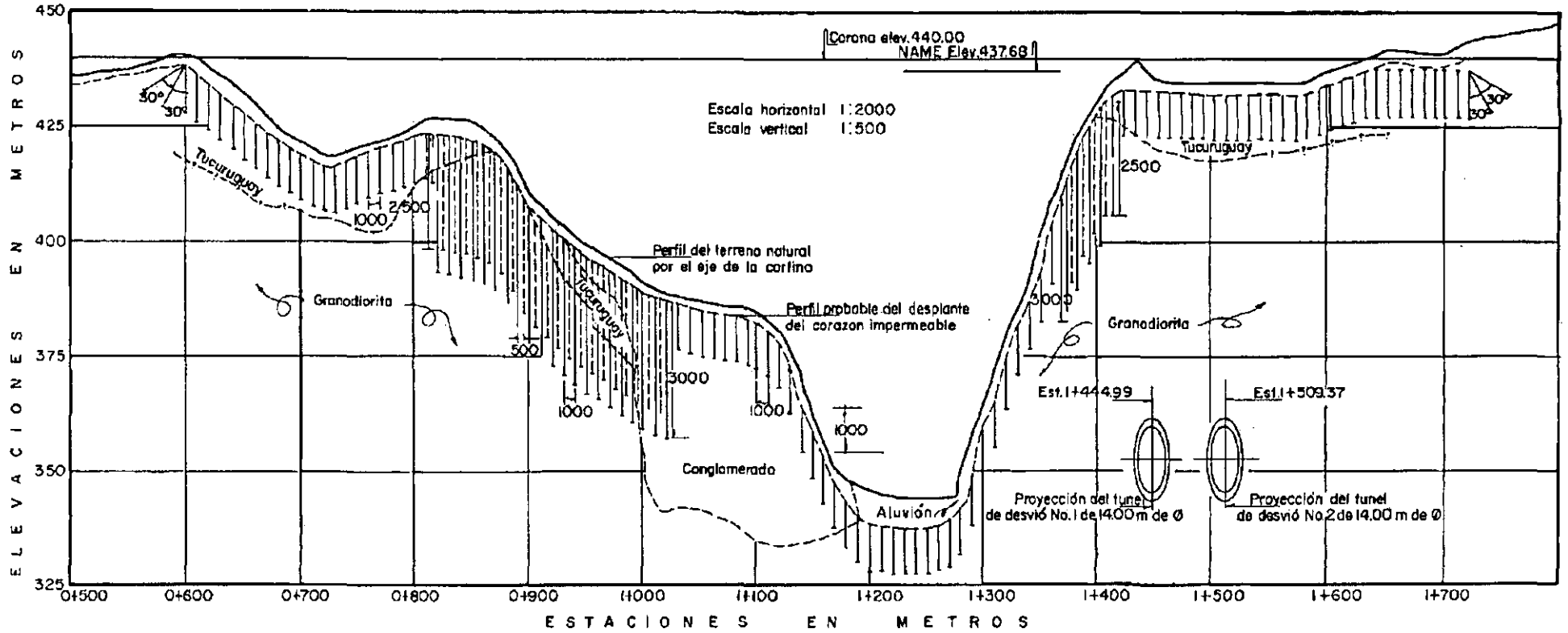


Fig. IV.B.3. Corte longitudinal, por el eje de la cortina

Obra de toma alta. Extraer el agua del embalse de la presa, para regar los terrenos ubicados en la margen derecha del río. Consta de un canal de llamada con una longitud de 250 m, un ancho de plantilla de 20 m y taludes de 0.5:1. Una estructura de rejillas, que servirá para impedir el paso de objetos frontales al túnel que está revestido de concreto simple en su mayoría, y de concreto armado en los tramos que corresponden a la entrada, la salida y en la zona donde se ubican las compuertas; tiene una longitud de 235 m, la sección es portal, con un ancho de plantilla de 3.5 m y una altura de 3.5 m, la elevación del piso es la 405 m. El nivel mínimo del agua para operación está a la elevación 411 m. En su parte intermedia se localiza la zona de compuertas que consiste en una lumbrera de sección rectangular de 8.2 x 7.2 m, con una altura de 35 m, revestida de concreto armado; está provista de 4 compuertas deslizantes 2 de emergencia y 2 de servicio, de 1.83 x 1.83 m.

Terminando el túnel, inmediatamente continúa un canal de sección trapecial, que conduce un gasto de 30 m³/s; entre éste y la salida del túnel existe un tanque amortiguador de concreto con una longitud de 44.8 m y una profundidad de 1.27 m, con ancho de plantilla de 3.5 m.

Obra de toma baja. Se construyó en el túnel 2 para una capacidad de 70 m³/s; se inició con una lumbrera de 6 m de diámetro revestida de concreto y una estructura de rejillas con su umbral a la elevación 391.5 m. La tubería de acero en el tapón es de 3.5 m de diámetro y en su extremo existe una válvula de mariposa para emergencia de ese diámetro, continuando con una tubería de 3.25 m de diámetro y 297.2 m de longitud. Al final de la tubería hay una bifurcación en cuyos extremos se colocaron dos válvulas de mariposa de 2 m de diámetro como emergencia y dos de chorro divergente de 1.9 m de diámetro para servicio, que descarga el agua directamente al río.

c) *Obra de toma para generación.* En el túnel Núm. 1, se construyó una obra de toma para generación eléctrica; se inició con una lumbrera de 6 m de diámetro revestida de concreto en cuya parte superior se construyó una estructura de rejillas con su umbral a la elevación 397 m. A la mitad del túnel se construyó un tubo tapón semejante al anterior, con tubería de acero de 3.5 m de diámetro en cuyo extremo se instaló una válvula de mariposa de 3.5 m de diámetro, donde se iniciará la instalación de una planta hidroeléctrica.

Obra de excedencias Es una estructura de concreto alojada en la ladera izquierda. Consiste en un vertedor tipo abanico con descarga libre proyectada para una descarga máxima de 7 000 m³/s. La cresta vertedora de concreto masivo tipo Creager, tiene longitud de 150 m por la cresta y ancho de 12.72 m a la elevación 429.45 m, está apoyada en dentellones en el acceso y la salida del cimacio. La cresta tiene la elevación 423 m y descarga en la elevación 421 m. El cimacio tiene una altura de 6.45 m que descarga hacia una rápida, con ancho de plantilla de 131.71 m al inicio, reduciéndose a 50 m de ancho en una longitud de 188.22 m; es de sección trapecial con taludes de 0.5:1 y plantilla con pendiente de 0.10 revestidos con losas de concreto armado. La rápida remata en un deflector de salto de esquí empotrado con un dentellón de concreto de sección trapecial con profundidad mínima de 9 m. La rápida tiene un muro de encauzamiento de concreto simple en el lado derecho para apoyo de las losas. Tiene ancho de 1 m en la corona y una altura máxima desde el desplante de 15 m con longitud de 243.55 m

IV.2.2. Tratamiento de la cimentación.

Primero se efectuó una limpia general dentro de las trazas de la cortina. Dentro de las trazas de los filtros y del corazón impermeable, se removieron en el cauce los aluviones y en la margen derecha se removió el tucuruguay hasta alcanzar la roca. En la zona de los conglomerados se formó una trinchera, y se regularizó el fondo de ésta mediante una losa de concreto simple de 0.30 m de espesor mínimo que sirvió de apoyo para las perforaciones que se señalan en los párrafos siguientes. Con el fin de abatir las redes de flujo sobre el eje de la cortina, se diseñó un tratamiento de cimentación que consistió en lo siguiente:

Se formó una carpeta de consolidación con barrenos en una cuadrícula de 10 x 10 m con profundidad de 10 m en una primera etapa, inyectando lechada agua-cemento-bentonita a una presión de 4 kg/cm² como máximo en 2 progresiones de 5 m cada una, cuando un barreno tomó más de 50 kilogramos por metro de barrenación, se hizo una segunda etapa a 5 m de distancia del barreno en cuestión y así sucesivamente se fue cerrando hasta que los barrenos tomaron menos de los 50 kg. Además se formó una pantalla profunda con barrenos a lo largo del eje de la corona equidistantes a 10 m en una primera etapa con profundidades de 50 m en el cauce y 40 ó 30 m en las laderas.

La inyección se hizo con una mezcla de cemento y agua con bentonita y estabilizador. Se aplicó una presión de inyectado máximo de 12 kg/cm² en progresiones ascendentes de 5 en 5 m hasta sellar el barreno. Cuando los barrenos tomaron más de 50 kg de cemento por metro, se procedió a una segunda y tercera etapas intermedias y así hasta que cualquier barreno dejó de tomar más lechada de la especificada.

IV.2.3. Problemática

Para conocer las características del conglomerado y el contacto de este con la granodiorita, se excavó una galería de inspección, por lo que hubo necesidad de voladuras en que la formación permaneció estable durante dos años, en los cuales pudieron observarse solo desprendimientos de grava y arena por efecto de intemperismo. Ante las características y parámetros citados, así como las observaciones de campo hechas en la galería de inspección y al efectuar limpias y adecuación de taludes para el desplante de la cortina, se decidió dejar como parte de la cimentación a la galería, diseñando el corazón impermeable con taludes de 0.3:1. El revestimiento de la galería se diseñó para prevenir desprendimiento de clastos y evitar intemperismo en la formación, por lo que solamente se construyó con un espesor de 30 cm, sin acero de refuerzo.

Durante el primer llenado, el día 16 de agosto de 1989 cuando el nivel del embalse alcanzó la elevación de 394 m, se presentó una fisura en la losa de piso de la galería, rompiéndose y aflorando filtraciones a través de la grieta; lo anterior se explica porque la carga de subpresión alcanzó 3 kg/cm², presión que no soportó la losa de piso porque solo se protegió contra intemperismo al conglomerado en que está excavada la galería. En el flujo se observó arrastre de arena fina y desde entonces se consideró que las filtraciones podrían iniciar una fenómeno progresivo de arrastre de arenas y finos del conglomerado, lo cual sería peligroso para la cimentación de la cortina, ya que podría presentarse erosión interna en esta parte de la presa (foto 14).

Por otra parte y tal como se estimó que ocurriría, cuando la elevación del agua en el embalse fue de 390.9 m, se presentaron las primeras manifestaciones de saturación del macizo rocoso, sobre todo en la zona del conglomerado, fue que en los drenes perforados en la galería de inspección se iniciaron escurrimientos que en suma llegaron a 43 lt/s, alcanzando un máximo de 170 lt/s cuando el embalse llegó a la elevación 417 m, registrándose en cuatro de los drenes flujo a tubo lleno, alcanzando hasta 10 lt/s. En los otros drenes el escurrimiento fue el normal para el tipo de formación, o sea de 0.2 lt/s. Lo anterior se explica porque los drenes de gastos mayores cortaron algunas fracturas o quedaron alojados en los materiales de mayor grado de permeabilidad.

Al observar lo anterior, surgió la necesidad de reponer la losa de piso y reforzarla para soportar la subpresión que puede presentarse, perforando lloraderos en la misma y en la pared junto a los drenes de mayor gasto de drenaje. Para evitar el colapso del revestimiento, ya que los labios de la fractura de la losa se desplazaron, se colocaron marcos metálicos formados con vigueta I de 4" a cada 1.25 m, se colocaron drenes nuevos en la losa de piso y se aforaron las filtraciones (foto 15); además se recomendó bajar los niveles del embalse y de comenzar una campaña de inyectado con mezclas de cemento desde el interior de la galería, lo que resultó ineficaz para interceptar el flujo. Siendo que el arrastre de arena siguió dentro de la galería, se reforzó en forma adicional con marcos metálicos, formados con vigueta de 8" x 5 3/4 " a cada 40 cm, además de proteger la losa de piso con un concreto reforzado de 25 cm de espesor.

Además de las filtraciones antes descritas, también surgieron emanaciones de agua en otras partes de la presa, entre las filtraciones principales se enumeran las siguientes:

La primera filtración que apareció en el pie de la cortina aguas abajo fue la que ocurre a través de las fracturas de la granodiorita de la cimentación, en la estación 0 + 720 en el año de 1990; cuando surgió esta filtración, se observó solo agua transparente con un caudal del orden de 10 l/s, incrementándose con el llenado del embalse de la presa hasta en 50 l/s aproximadamente (foto 19).

Posteriormente, el día 10 de octubre de 1991 surgió una filtración en la estación 0 + 940, localizada sobre la formación de conglomerados y al pie del talud de la cortina. Según informes de la Residencia a cargo de esta presa, la emanación de agua ocurrió un día después de haber cerrado todos los drenes de la galería; esta filtración fue de agua transparente y alcanzó un gasto de 4 l/s, con una elevación en el vaso de 417.6 m. Cuando los drenes se volvieron a abrir el día 17 de octubre de 1991, la filtración disminuyó considerablemente, incluso desapareciendo por algún tiempo. Con motivo del incremento en la elevación del agua en el vaso, la filtración volvió a presentarse a partir del 26 de enero de 1992, aún con los drenes abiertos, con un gasto del orden de 3 l/s alcanzando un máximo de 5.5 l/s para el 28 de enero. Desde entonces, esta filtración depende del nivel del agua en la presa, apareciendo y desapareciendo en distintos periodos de tiempo, continuando con esa tendencia hasta la actualidad (foto 20). También surgió una filtración en la est. 0 + 960 aunque esta no tuvo un caudal tan significativo.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Otras filtraciones son las que se presentaron fuera de la cortina de la presa; una de ellas es la que surgió en el conglomerado del cantil de la misma margen izquierda, con gasto del orden de 4l/s en los primeros años, disminuyendo hasta 0.5 l/s en años recientes.

Por otra parte, abajo del dique número 2 y a unos 18 m debajo de la elevación del desplante de este dique, también aparecieron filtraciones en enero de 1990, estimándose que provenían a través de fracturas dentro de la granodiorita, que constituye la roca basal de la estructura. Las filtraciones erosionaban el Tucuruquay que cubren a la roca sana, por lo que presentaban turbiedad considerando un caudal del orden de 20 l/s. Además surgieron filtraciones en la margen derecha, arriba del corte de los túneles de la obra de toma, a través de fracturas dentro de la granodiorita, su caudal varió entre 5 l/s a 20 l/s.

Como medidas de vigilancia se implementó un sistema de aforo en todas las filtraciones que tuvieran un caudal considerable, además de instalar una serie de piezómetros en la ladera izquierda para vigilar el comportamiento de estas filtraciones.

IV.2.4. Descripción de la cimentación.

La presa se encuentra desplantada en su margen izquierda sobre un conglomerado, el cual consiste en un depósito aluvial heterogéneo, mientras que en su parte derecha se desplanta sobre granodiorita mas o menos sana.

La galería se encuentra en la elevación 363 m, su longitud total es de 413.41 m, la sección es portal; con plantilla de 2.50 m, paredes laterales de 1.75 m, y radio de la bóveda 1.25 m, sumando una altura 3 m; está revestida en toda su longitud de concreto simple con un espesor de 0.25 m. El acceso a esta galería es por la ladera de aguas abajo mediante un túnel de características semejantes, de 332.52 m de longitud hasta el portal de entrada, con una deflexión a los 189.79 m del origen ya que el acceso por la ladera se taponeó para la construcción y colocación de materiales en la cortina. La localización de la galería en planta y un corte transversal, se muestran en la figura IV.B.4a y IV.B.4b respectivamente.

Reposición de drenes

Como se describió anteriormente, durante el primer llenado de la presa se presentó arrastre de arena en muchos drenes instalados en el interior de la galería, por lo que hubo necesidad de sellarlos e instalar nuevos. Los drenes instalados dentro de la galería se equiparon con tubo Jonson de acero inoxidable de 2" de diámetro que no permite el paso de los granos finos. En total fueron 51 drenes colocados en los tramos B y C (mostrados en la figura IV.B.6). En el tramo B todos los drenes tienen 14 m de largo y permiten la medición de las presiones y los caudales. En el tramo C los drenes 1, 2 y 25 tienen 38 m de largo; en 10 m se equiparon con tubos Jhonson, mientras que en el resto se tiene tubo ciego; estos drenes también permiten la medición de presiones y caudales. Los drenes 3 al 24, tienen 20 m de largo; 10 m son equipados con tubos Jhonson y 10 m no son perforados. Al principio se había previsto colocar todos los drenes largos en el tramo C, pero al perforar los drenes 3, 5, 21, 22 y 24, avanzando entre 17 y 36 m de longitud, ocurrió un arrastre de arena volcánica, con volumen de 2 a 3 m³ aproximadamente por lo que se procedió a suspender la perforación en forma inmediata y sellar los barrenos con lechada de cemento.

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

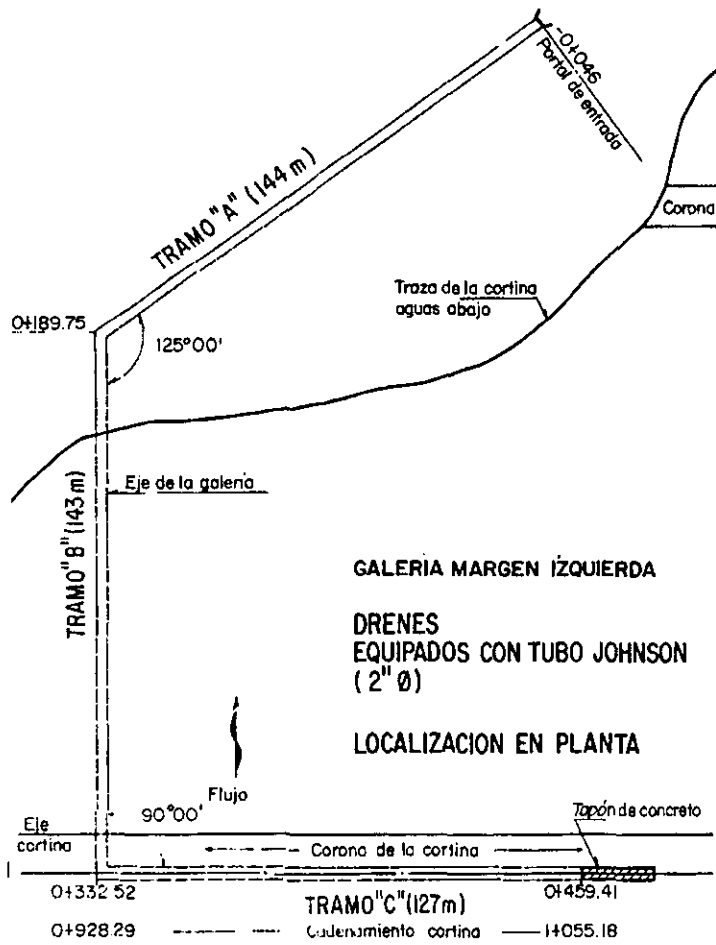


Fig. IV.B.4a. Localización en planta de la galería

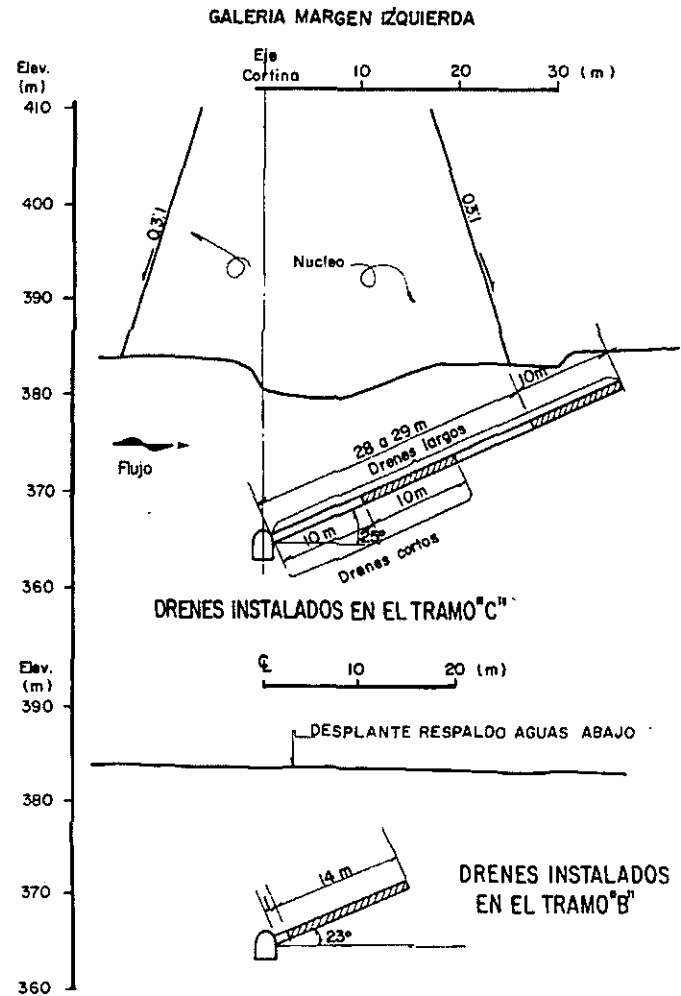


Fig. IV.B.4b. Características de los drenes en el tramo B y C

Fig. IV.B.4. Galería de drenaje

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

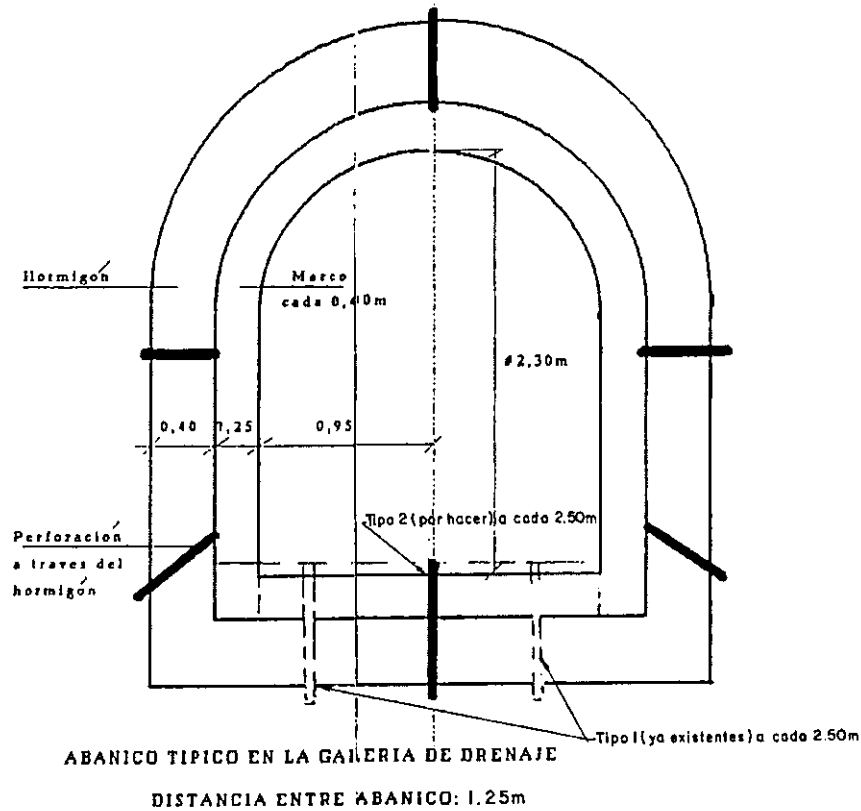


Fig. IV.B.5. Sección transversal de la galería

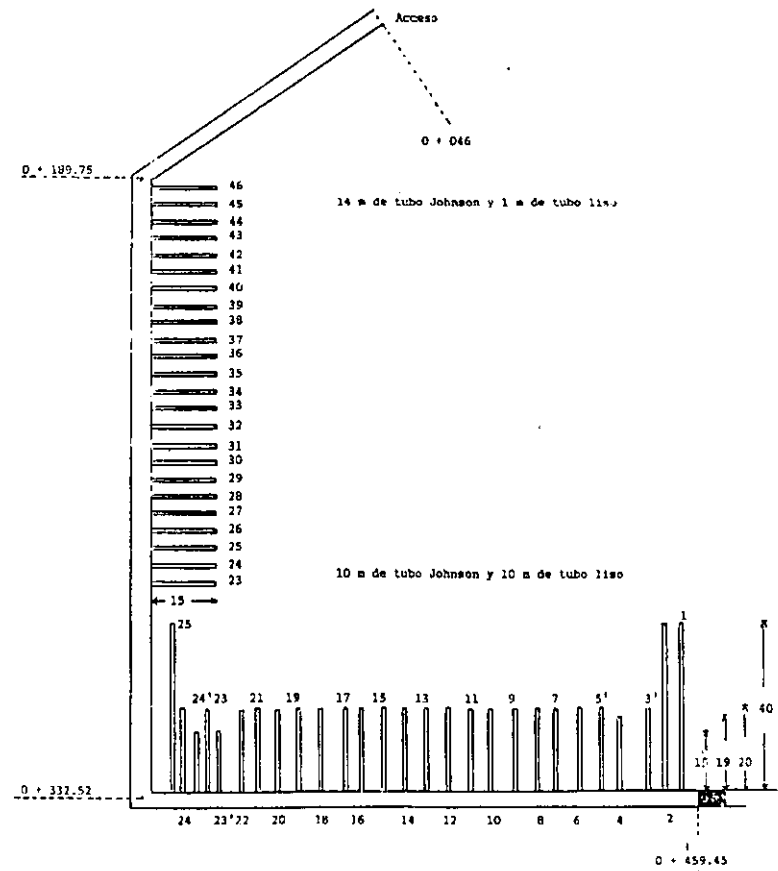


Fig. IV.B.6. Distribución de los drenes dentro de la galería

El hecho de existir arrastre de finos es muy importante, pues comprueba la existencia de capas de arena suelta en el conglomerado en forma de intercalaciones irregulares. Los drenes instalados tanto en el tramo B como en el C, fueron equipados en su boquilla con una válvula de control, un medidor de gastos, y un manómetro para registrar las presiones hidrostáticas (foto 18). La localización de drenes según el tramo se nota en la figura IV.B.6.

Se instalaron una serie de pozos de observación sobre el conglomerado aguas abajo de la traza de la cortina para registrar la evolución piezométrica a través del tiempo y se diseñó una prueba de inyectado con tubos de manguitos y cementos especiales dentro de la formación de conglomerado saturado, aguas abajo de la cortina, para disponer de un procedimiento que permita construir, en caso necesario, una pantalla de impermeabilización desde la parte alta de la cortina para reducir el flujo de agua.

IV.2.5. Instrumentación

Con el objeto de vigilar el comportamiento de la cortina durante su construcción y posteriormente durante su vida útil se procedió a instalar una serie de instrumentos a lo largo de la cortina y en otros lugares de la presa. Los destinados a medir el flujo de agua son:

* *Aforadores*: 8 distribuidos de la siguiente forma (figura IV.B.8):

- Galería de inspección
 - Plantilla interior
 - Plantilla exterior (filtraciones del revestimiento)
 - Dren colector (total de drenes) (foto 17)
 - General (total de la galería) (foto 16)
- Vertedor inferior (pie del cantil) (foto 22)
- Talud túnel (en margen derecha, arriba de la obra de toma)
- Repartidos en dren colector de la cortina (foto 23)
 - Estación 0 + 000
 - Estación 0 + 135
 - Estación 0 + 400
- Margen derecha (Diques 1 y 2)

* *Piezómetros en cortina (Pa)*: la cortina tiene dos piezómetros abiertos instalados en la cimentación del núcleo impermeable; el Pa 3-1 colocado aguas arriba de la plantilla de inyección con el bulbo a la elevación 369.30 msnm y el Pa 3-2 colocado aguas abajo de la pantalla de inyección con el bulbo a la elevación 383.50 msnm. El Pa 3-1 se lee sin problemas mientras que el Pa 3-2 se obstruyó en marzo de 1993.

- * *Pozos de observación en la ladera izquierda (PO)*: Se instalaron una serie de pozos de observación sobre el conglomerado aguas abajo de la traza de la cortina para registrar la evolución piezométrica a través del tiempo. En total son 18, en los que algunos han tenido problemas de obstrucción, por lo que ha sido necesario sopleterlos para continuar las mediciones; esto se observó en los pozos PO - 6 y PO - 13. Su localización se muestra en la figura IV.B.8
- * *Piezómetros en plancha de prueba de la ladera izquierda (PZ)*: Se instalaron 8 piezómetros abiertos en la plancha de prueba de la ladera izquierda, presentando obstrucción los piezómetros PZ -1 y PZ - 6; los demás se leen con regularidad.
- * *Drenes en galería*: Los drenes instalados tanto en el tramo B como en el C, fueron equipados en su boquilla con una válvula de control, un medidor de gastos, y un manómetro para registrar las presiones hidrostáticas; con lo anterior se pueden registrar gasto, presión y temperatura en cada uno de los drenes. En total fueron 51 drenes instrumentados.

Además se cuenta con otro equipo que ayuda a analizar otros fenómenos que se presentan en la presa como deslizamientos, asentamientos, hundimientos, sismos entre otros. Estos instrumentos son los siguientes:

- * *Testigos superficiales*. 87
- * *Monumentos de colimación con centraje forzoso*. 2
- * *Monumentos para miras de referencia*. 2
- * *Extensómetros*. 5
- * *Inclinómetros*. 6
- * *Testigos de cimentación*. 4
- * *Acelerógrafos*. 5

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

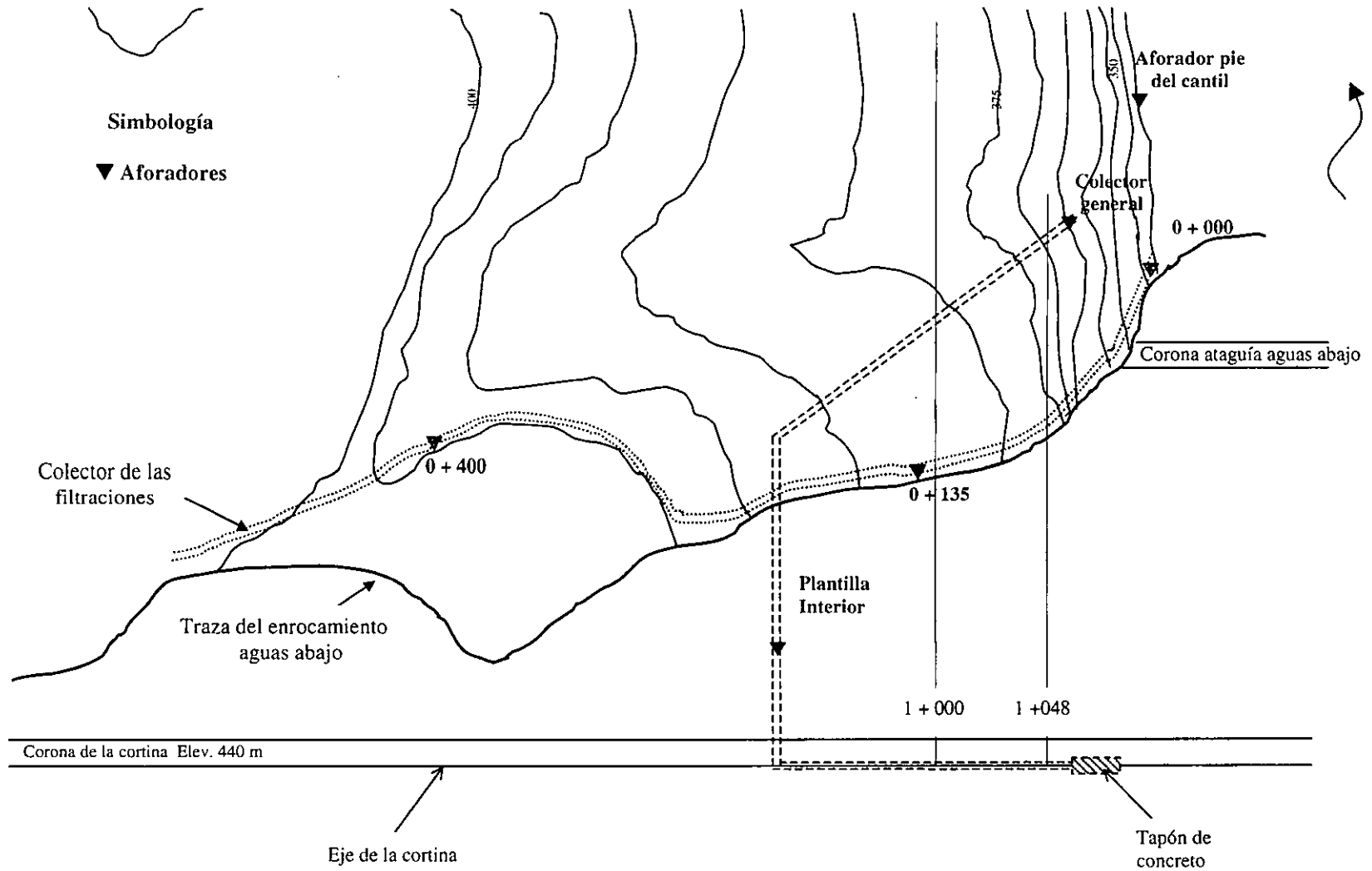


Fig. IV.B.7. Localización de aforadores en la margen izquierda de la presa

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

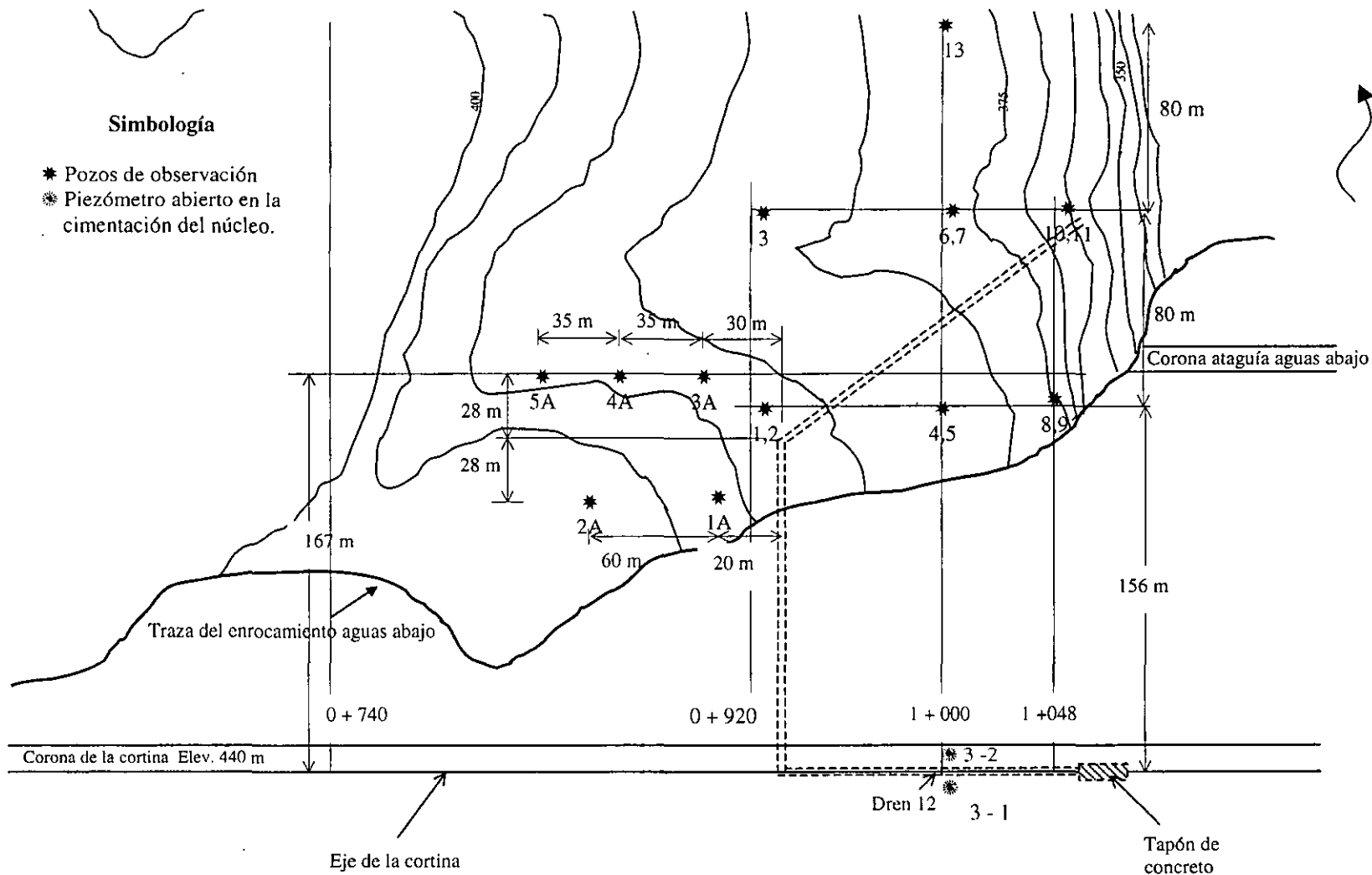


Fig. IV.B.8. Localización de instrumentos en la margen izquierda de la presa

IV.2.6. Piezometría

Como primer paso para estudiar el comportamiento del agua en la cimentación de la presa, se utilizarán las lecturas que se hicieron desde el principio de su operación en los diversos instrumentos instalados en ella; por la gran cantidad de lecturas tomadas, estas se agruparán según las características del instrumento y las fechas de medición que se tienen.

Antes de hacer este análisis, primero se identificarán secciones en distintos cadenamientos de la cortina que servirán para estudiar las filtraciones:

Se elegirán 3 secciones o cortes transversales en cadenamientos diferentes en la margen izquierda de la cortina, ya que en esa zona es donde se presentaron importantes afloramientos de agua con caudales considerables. El primer corte se hace en el cadenamiento 0 + 940 de la margen izquierda; se eligió esta sección por incluir en vista transversal todo el tramo B de la galería en forma longitudinal, además de que en esta zona se tuvo una filtración con gasto apreciable, descrita en el capítulo referente a la problemática de la presa. Al mismo tiempo se tienen instrumentos que ayudarán a comprender mejor el fenómeno de flujo existente; estos son los drenes instalados en todo el tramo B de la galería y los pozos de observación 2, 3, 1A y 3A, que aunque no se encuentran precisamente en esa sección, pasan por secciones adyacentes no muy alejadas de la misma, por lo que las lecturas que indican dan idea de las que se tendrían en el corte mencionado.

El otro corte de análisis será el del cadenamiento 1 + 000, seleccionándolo por tener alineados 3 pozos de observación, como se muestra en la vista en planta de la cortina de la figura IV.B.8; estos pozos son el 4-5, 6-7 y 13 y dan una idea clara del fenómeno que se presenta. También contiene a los piezómetros 3-1 y 3-2, instalados en el desplante del núcleo impermeable, que aunque no se tienen lecturas recientes de estos instrumentos, las existentes se pueden utilizar como referencia para proyectar mediciones de otros años. Esta sección podría considerarse representativa de otras, por presentar características generales de la cortina.

Otra sección es la que se tiene en el cantil aguas abajo de la margen izquierda de la cortina, utilizándola porque en esa parte se puede apreciar en forma clara la línea superior de corriente de la red de flujo, y por lo tanto, se pueden tomar medidas en campo de la trayectoria que siga la misma al circular por el material impermeable de la cimentación.

En la segunda sección se construirá la red de flujo, que con ayuda de las lecturas de los instrumentos equipados en cada corte y de los datos tomados en campo, se mostrará como es que el agua viaja por la cimentación, explicando por que es que surgen afloramientos de agua en varias partes al pie de la cortina. Antes de la elaboración de redes, se resumirá en forma general, las mediciones que se tienen de la presa.

Niveles de agua en el cantil

En el cantil es posible determinar el gasto de las filtraciones que provienen desde el interior de la cimentación de la cortina y que sale por varias partes de la “pared” del terreno que lo conforma; esta agua es recolectada por un vertedor que se localiza aguas abajo, tal como se ve en la figura IV.B.7. Las mediciones que se tienen de este aforador son prácticamente desde el inicio de su operación (29 de noviembre de 1990) hasta la fecha (20 de febrero del 2001). Estos datos se esquematizaron en la gráfica IV.B.1 y IV.B.2; en la primera se hizo la correspondencia de fecha contra gasto, observando que en los primeros 5 años (de 1990 a 1995), el gasto fluctuaba desde aproximadamente 1.5 l/s hasta 5.5 l/s, respondiendo a las elevaciones del embalse de la presa tal como se muestra en la gráfica IV.B.2, donde se tiene una curva de gasto contra elevación del embalse; en ella se observa que en los primeros años a distintas elevaciones la correspondencia con los valores de gasto era muy irregular. Para los siguientes años (de 1995 hasta la fecha), el caudal se fue estabilizando en aproximadamente 0.5 l/s, lo que se observa en las gráficas. La explicación a esta estabilización se tratará más adelante.

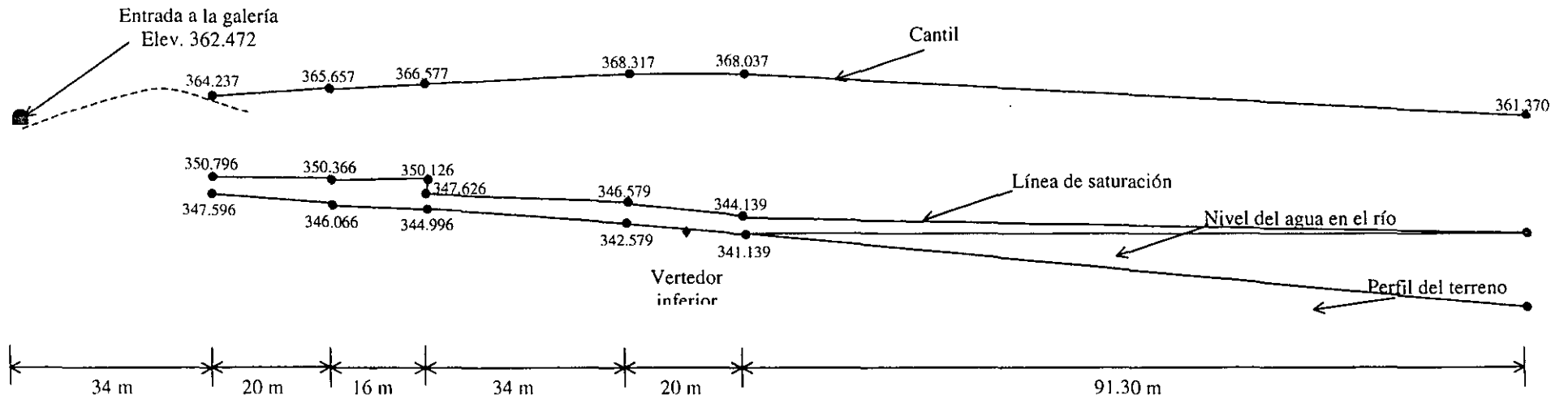
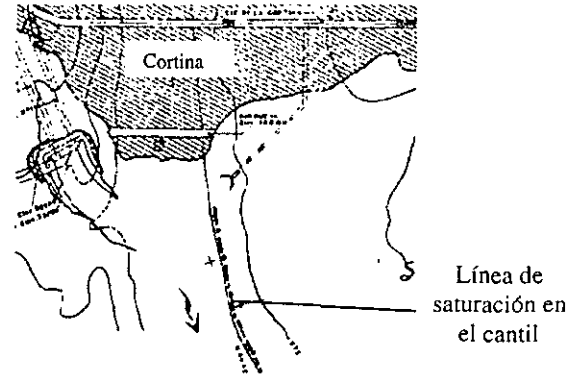
En esta zona de la presa, personal encargado del mantenimiento y operación de la misma, tomó mediciones en campo de la línea de saturación, desde la entrada de la galería hasta el punto donde la LSC se une con el nivel del río aguas abajo de la presa, además de las cotas del terreno. La vista en planta de la zona es que se hicieron estas mediciones se muestra en la figura IV.B.9, además de tener el perfil de la línea de saturación en la figura IV.B.10.

Estas mediciones son muy importantes, ya que determinan un punto frontera de la línea de saturación que no se podría conocer con exactitud con un método gráfico; este punto es donde se une la línea de saturación con el nivel del río, que según la figura IV.B.10 se encuentra en la elevación 341.139 a 215 m de la entrada a la galería. Como es de suponerse, este punto variará según las condiciones de la presa, principalmente las debidas al nivel en que se encuentre el embalse; para este caso, la medición se hizo el día 2 de marzo de 1993, cuando el embalse tenía una elevación de 422 m. Con respecto a este punto se determinarán las redes de flujo de la sección descrita anteriormente, en el que se supondrá que la línea de saturación de cada sección terminará aproximadamente en el punto mencionado.

Para ello también se utilizarán las mediciones de los instrumentos que tiene la presa y que se describen a continuación:

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

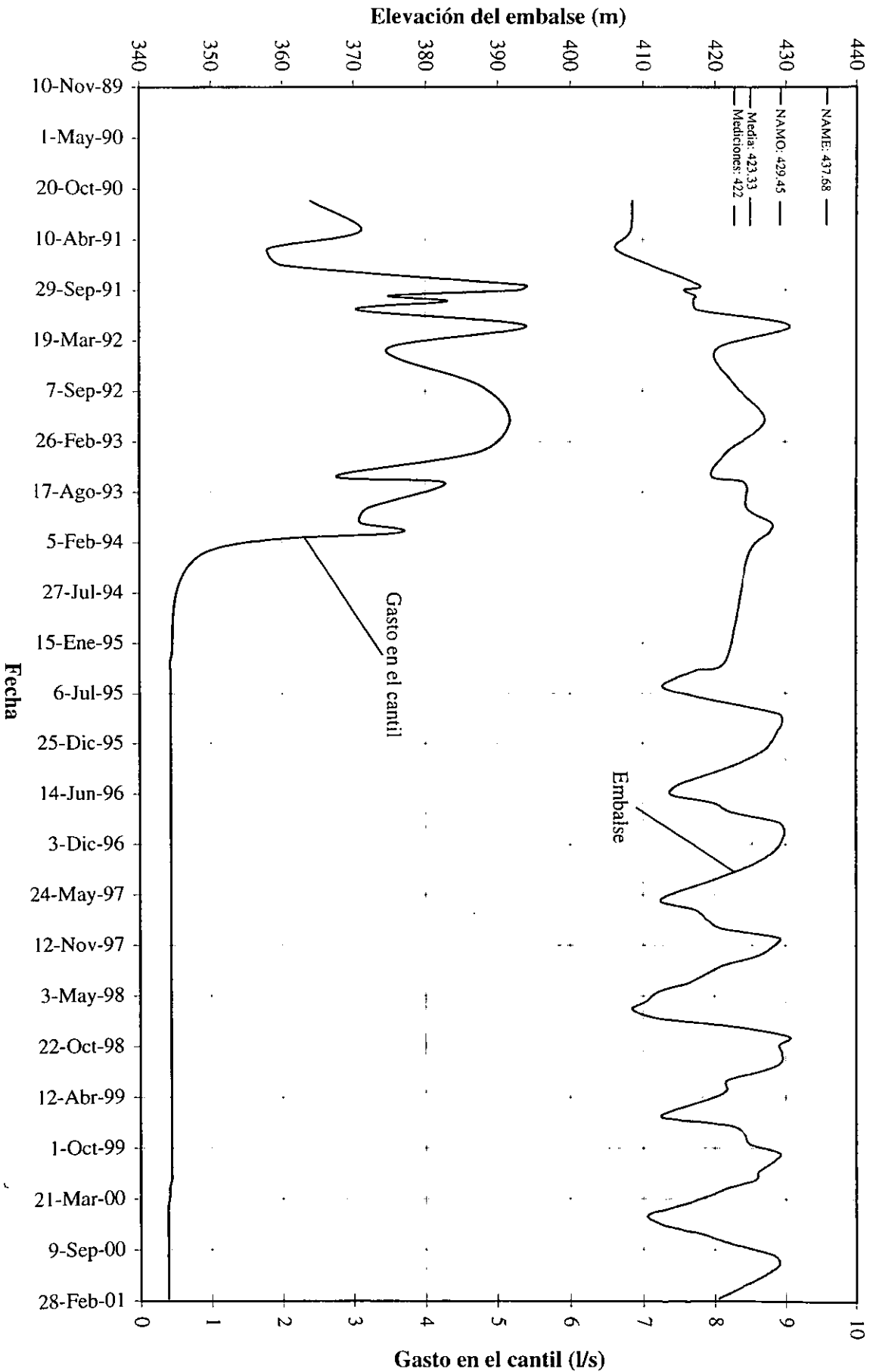
Fig. IV.B.9: Vista en planta de la línea de saturación en el cantil



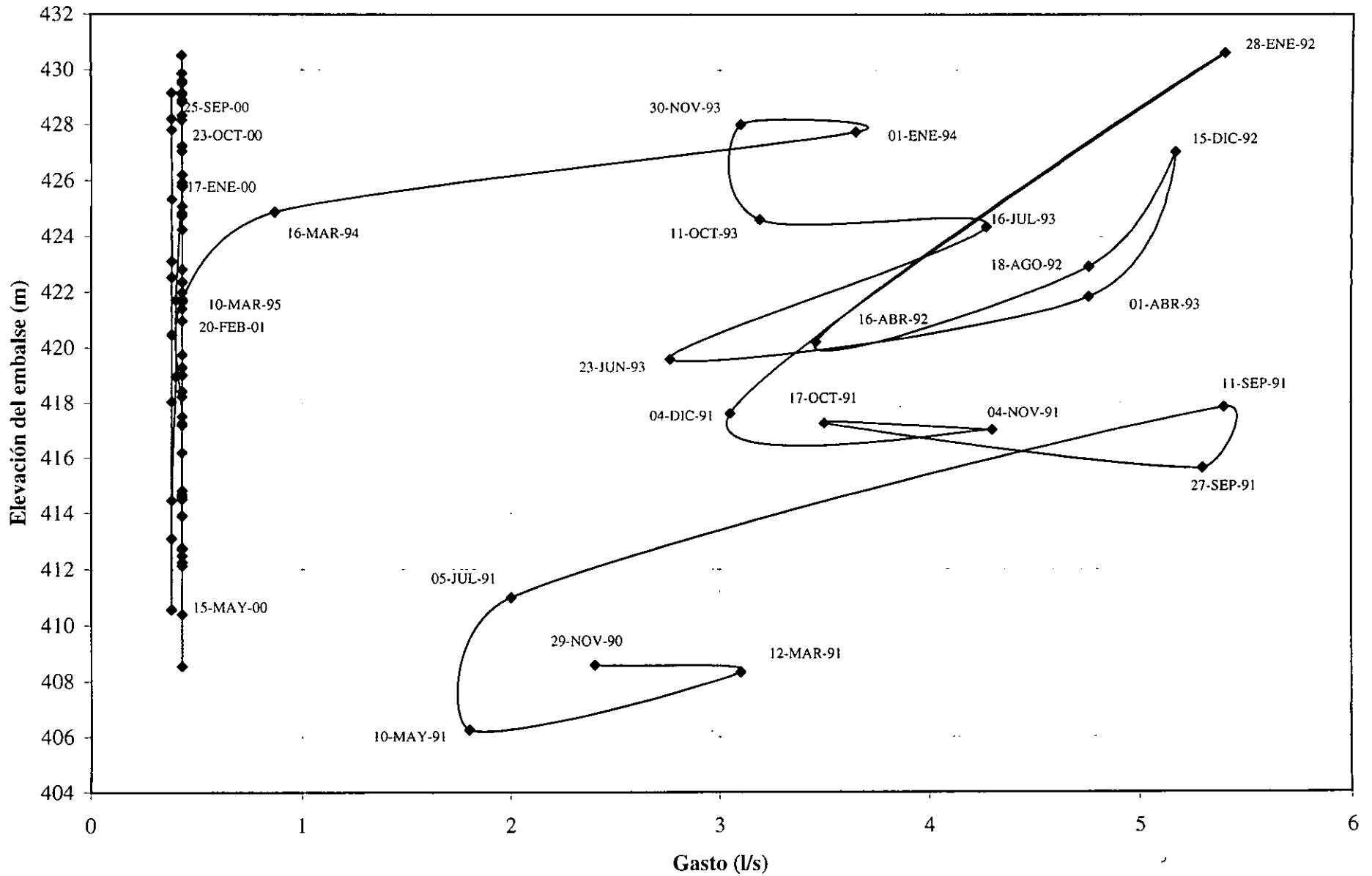
Nota: Los números que aparecen en la figura, indican las elevaciones en msnm. La elevación del embalse es de 423 m.

Fig. IV.B.10. Perfil de la línea de saturación en el cantil.

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
Gráfica IV.B.1. Gasto en vertedor al pie del cantil



PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
 Gráfica IV.B.2. Elevación del embalse vs gasto en vertedor al pie del cantil



Piezometría en pozos de observación.

Se instalaron una serie de pozos de observación sobre el conglomerado aguas abajo de la traza de la cortina para registrar la evolución piezométrica a través del tiempo. En total se perforaron 18 pozos (estos son del PO 1 al PO 13 y del PO 1A al PO 5A), de los cuales algunos tienen problemas en su medición por estar obstruidos; esto pasa en los pozos PO – 6 y PO – 13 principalmente. En estos pozos se puede registrar una carga hidráulica en mca; estas mediciones servirán para saber que nivel tiene la superficie libre de descarga de la red de flujo que se forma en la cimentación de la presa y poder calibrar el modelo del fenómeno que se está analizando.

Los pozos se encuentran alineados en distintas secciones de la presa vista en planta, tal como se muestra en la figura IV.B.8 donde se tiene la ubicación exacta de todos los pozos, así como las secciones de análisis. Se tienen mediciones tomadas desde 1991 hasta el 2001, conteniendo las elevaciones del vaso y la cota piezométrica de los pozos con su correspondiente fecha en que se hizo la medición; en la gráfica IV.B.3 están las curvas de fecha vs elevación piezométrica en la cual se ve la relación que existe entre las lecturas de los pozos de observación para distintas elevaciones del embalse.

En esta gráfica se nota que al variar las elevaciones del embalse se tiene una alteración, aunque muy pequeña, de los niveles en los pozos de observación. Se observa que las lecturas en los pozos 11 y 7 (que se encuentran alineados en sentido horizontal, según la figura 8) son prácticamente las mismas; por otro lado los pozos 2, 4 y 9 (que también están alineados) solo muestran una tendencia similar para los dos últimos, mientras que el 2 se encuentra desfasado por casi 5 m.

En la figura IV.B.8, el pozo 2 se encuentra antes de la galería, mientras que el 4 y 9 se localizan después de ella, por lo que se puede deducir la influencia de la galería y específicamente de los drenes sobre la línea superior de corriente. Se nota que conforme los pozos del lado derecho de la galería se alejan de ella, sus lecturas disminuyen, al contrario de los que se encuentra a la derecha, los cuales al irse alejando, muestran elevaciones mayores. Esta deducción se tratará mas adelante, con el análisis de las redes de flujo.

Mediciones en drenes de la galería

Aprovechando que los drenes instalados en la galería se encuentran instrumentados en su boquilla con una válvula de control, un medidor de gastos y un manómetro para registrar las presiones hidrostáticas, se procede a su análisis, primeramente examinando las lecturas que se han tomado en estos aparatos hasta la fecha. El esquema de la galería y su conexión con los drenes se muestra en la figura IV.B.11 y en las fotos 17 y 18.

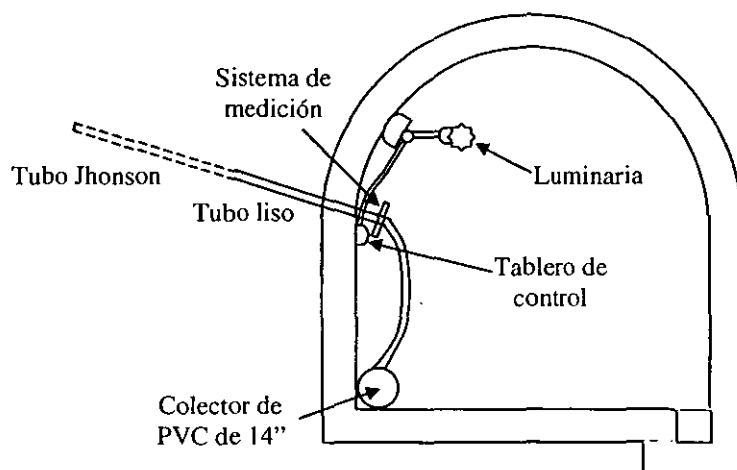


Fig. IV.B.11. Detalle de la Galería de exploración

Determinación de la presión y el gradiente hidráulico en los drenes.

Las presiones que se registran en los drenes son manométricas, por lo que se transformarán a presiones medidas en columnas de agua. En la figura IV.B.11, se muestra la posición del tablero de control de los drenes equipados dentro de la galería; ahí se encuentra un manómetro que registra la presión del agua que existe en cada dren. Este manómetro está a la elevación 365 y registra lecturas en unidades de kg/cm^2 , por lo que la transformación a metros columnas de agua se hace con la siguiente deducción:

La presión es $p = \gamma h$.

Despejando:

$$h = p / \gamma$$

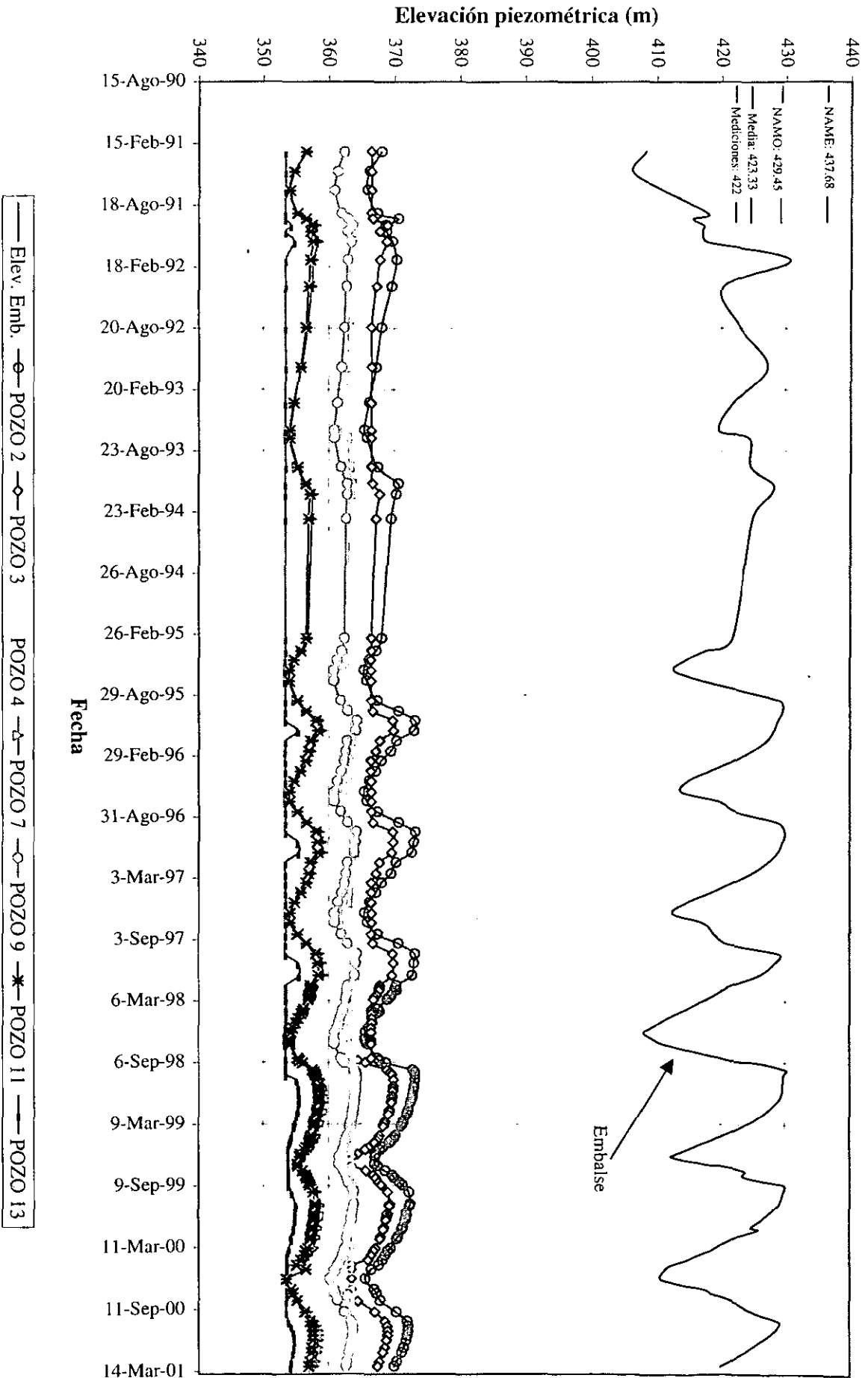
donde:

h = altura en unidades de columnas de agua.

γ = peso específico del agua

p = presión registrada en el manómetro.

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
Gráfica IV.B.3. Piezometría en pozos de observación



si se quiere que la presión esté expresada en metros columnas de agua se hace la siguiente conversión:

$$h = \frac{p \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \left[\frac{100\text{cm}}{1\text{m}} \right]^2}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = p \times 10 = 10p [\text{m}]$$

donde p es la presión medida en el manómetro en kg/cm^2 .

Para representar la presión en metros sobre el nivel del mar, se suma al resultado anterior, la elevación del manómetro que es 365m, teniendo así la elevación del agua referente a la lectura registrada del dren.

Por otra parte, se deberán calcular los gradientes hidráulicos en distintas partes de la red de flujo dibujada; para esto, se utilizarán las fórmulas obtenidas con el siguiente análisis de la figura IV.B.12, en donde se tiene un esquema general de la cortina con la ubicación de la galería y su dren correspondiente:

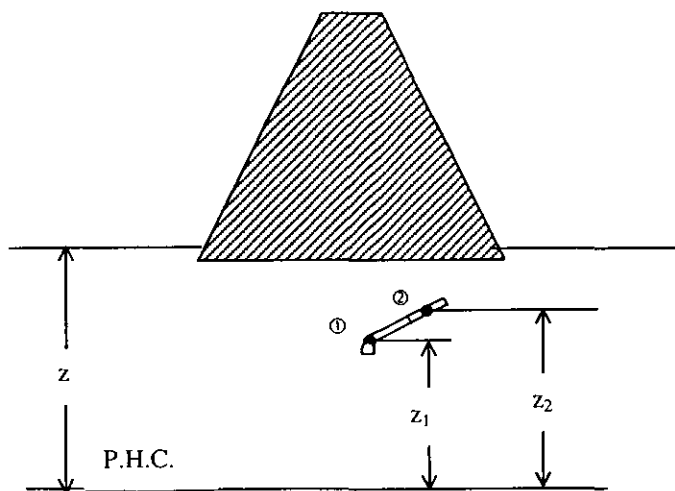


Fig. IV.B.12. Ubicación esquemática de la galería y los drenes en la cimentación de la cortina

Por Bernoulli y observando la figura:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Pero como no existe flujo durante la medición de la presión, se deduce que

$$v_1 = v_2$$

entonces:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w}$$

donde

γ_w = peso específico del agua.

z_1 = elevación del manómetro.

z_2 = elevación de cualquier punto dentro de la cámara del dren.

p_1 = presión medida con el manómetro.

p_2 = presión del punto a la elevación z_2 .

Despejando, resulta que:

$$p_2 = (z_1 - z_2) \gamma_w + p_1 \quad (1)$$

Por otra parte, representando la carga hidráulica en los drenes se tiene la figura IV.B.13:

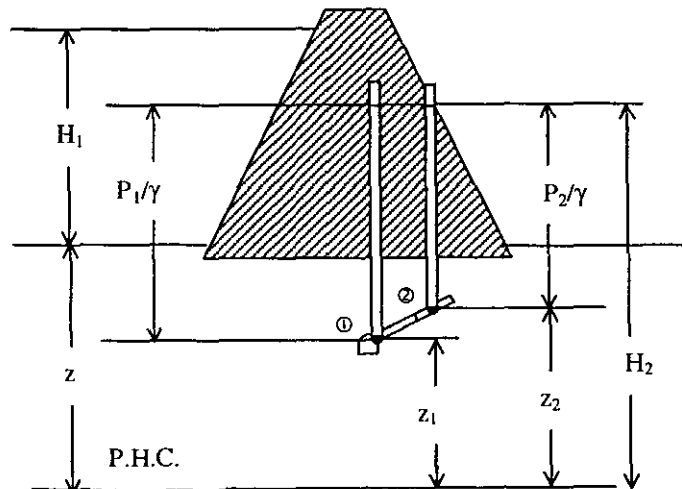


Fig. IV.B.13. Representación de la carga hidráulica en los drenes de la presa.

De la figura se tiene que:

$$H_2 = z_2 + p_2 / \gamma \quad (2)$$

Además

$$\Delta H = H_2 - z$$

De ecuación (2)

$$\Delta H = z_2 + p_2/\gamma_w - z$$

De la ecuación (1) se obtiene que:

$$\Delta H = z_2 + (z_1 - z_2) + p_1/\gamma_w - z$$

$$\Delta H = z_1 + p_1/\gamma_w - z$$

Por otra parte, por definición de gradiente hidráulico:

$$i = \Delta H / l \quad (3)$$

en la cual, l es la longitud de la línea de flujo donde se pierde ΔH , por lo que sustituyendo se tiene:

$$i = (p_1 / \gamma_w + z_1 - z) / l \quad (4)$$

donde p_1 / γ_w es la presión en el manómetro expresada en mca.

Análisis de las lecturas.

Dentro de la galería es posible determinar el gasto del agua que fluye en su interior con ayuda de dos vertedores; uno localizado antes de que comience la sección de los drenes equipados en el tramo B de la galería (por lo que sólo mide el gasto de los drenes del tramo C) y el otro en la entrada del portal de la galería (el cual recolecta el total del agua proveniente del interior de la misma). Se resumieron las mediciones de los gastos de la galería medidos en el colector general, con la respectiva elevación del embalse a distintas fechas (desde el 10 de noviembre de 1989 hasta el 20 de febrero del 2001) representándolos en la gráfica IV.B.4, obteniendo la curva de fecha contra gasto general de la galería; en ella se puede observar que las filtraciones llegaron a aumentar hasta 210 l/s en marzo del 92, fecha desde la cual su caudal tendió a disminuir hasta años recientes.

En ese periodo se observan repuntes del gasto, aunque ya no tan grandes como el máximo registrado; estos gastos responden a las variaciones del embalse, siendo altos en los meses de octubre y disminuyendo en junio, tal como se muestra en la gráfica IV.B.5 de elevación del embalse contra gasto de la galería; en ella se notan repuntes en fechas en que los niveles del embalse son altos (principalmente debida a lluvia, en los meses de septiembre y octubre) y disminuyendo cuando el embalse se vacía (épocas de estiaje, en mayo y junio).

Además, con el tiempo el gasto fue disminuyendo en forma considerable, continuando con esa misma tendencia hasta la fecha, llegando a tener un promedio de 30 l/s aproximadamente.

Por otro lado, en los drenes es posible determinar gastos, temperaturas y elevaciones piezométricas de los mismos; el gasto se puede medir tanto en forma general con ayuda del vertedor que se encuentra a la entrada del portal de la galería, como en forma individual, usando el medidor de gasto que se encuentra en cada dren. Estos drenes sustituyeron a aquellos que en el primer llenado de la presa, presentaron filtraciones y arrastre de arena y que no se encontraban equipados con los instrumentos antes descritos. Las características de los drenes nuevos se detallaron en el apartado referente a la descripción de la cimentación.

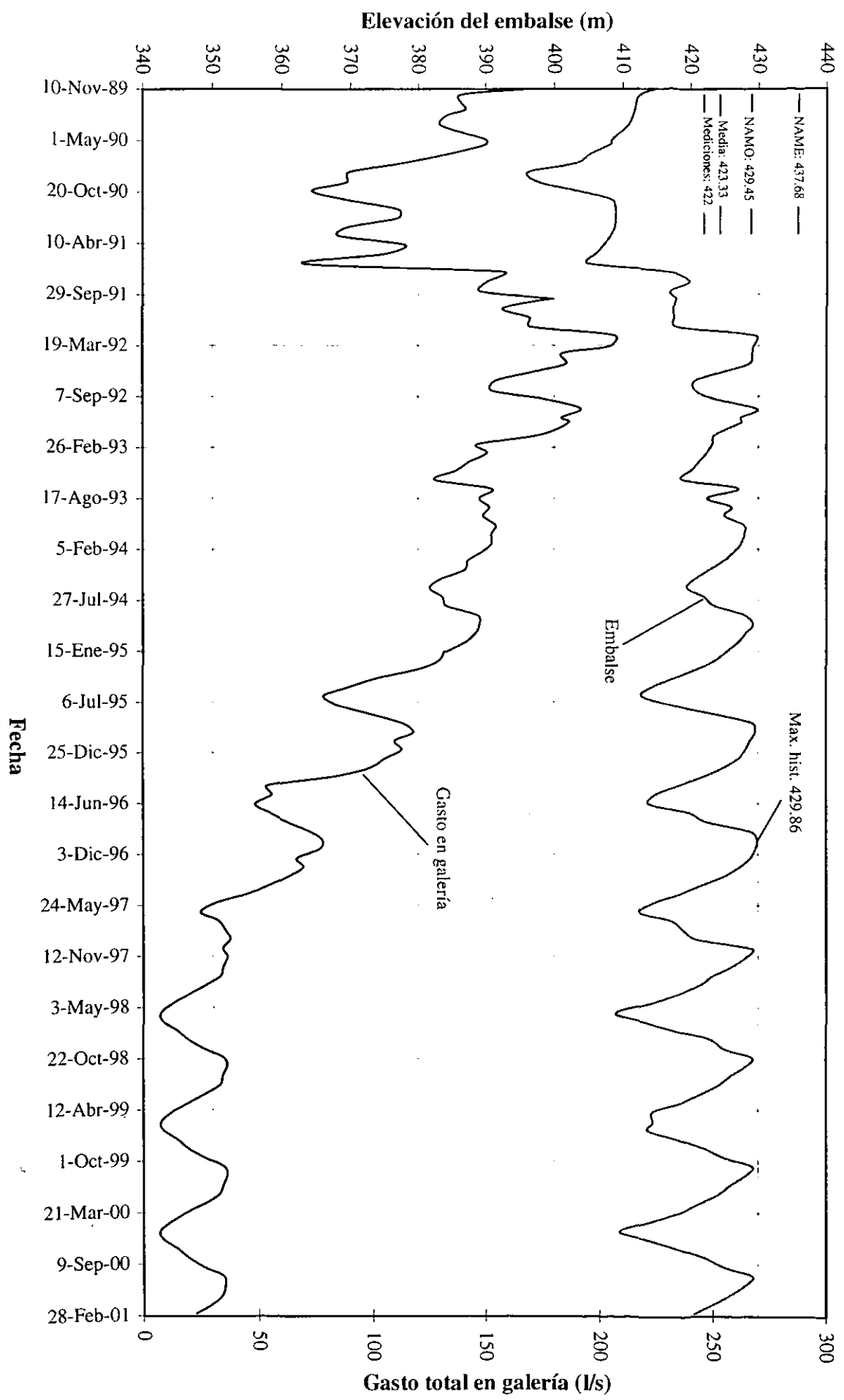
Las lecturas de los drenes fueron tomadas desde el inicio de su operación, es decir, a finales de 1989, continuando hasta la fecha y sólo siendo suspendidas en periodos de trabajos de rehabilitación o mantenimiento de la presa y/o de los mismos drenes. Por correspondencia del gasto general registrado en la galería, en los drenes también se registró una disminución, aunque esta si tuvo variaciones según el dren ya que no siguieron una misma tendencia, pues en algunos era muy alta y en otros prácticamente nula. Donde se ve una correspondencia en tendencia es en las mediciones referentes a la piezometría; en la gráfica IV.B.6 se pusieron los drenes tanto del tramo B como el C, para 5 fechas distintas con la misma elevación del embalse (422 m aproximadamente); en ella se nota una tendencia de disminución de las presiones en los drenes. Se tuvieron presiones en los drenes de hasta 0, que en elevación corresponde a la 365 m, esta disminución de presión se analizará más adelante.

Por otra parte, en la misma gráfica, se puede hacer una deducción importante: los drenes que se encuentran en el tramo B están alineados de forma tal, que la línea superior de corriente de la red de flujo en la cimentación, pasa precisamente por ellos, por lo que la gráfica en el tramo B de la galería muestra el camino de la línea de saturación de la red de flujo. Para esta caso, se tomaron distintas lecturas para 5 años en los cuales hay una disminución en las lecturas, ya que para el año de 1992 la línea era bastante irregular, en años recientes esta se ha estabilizado de tal forma que en algunos puntos la presión es muy baja. La explicación a esta disminución de presiones se hará más adelante, con ayuda de las redes de flujo.

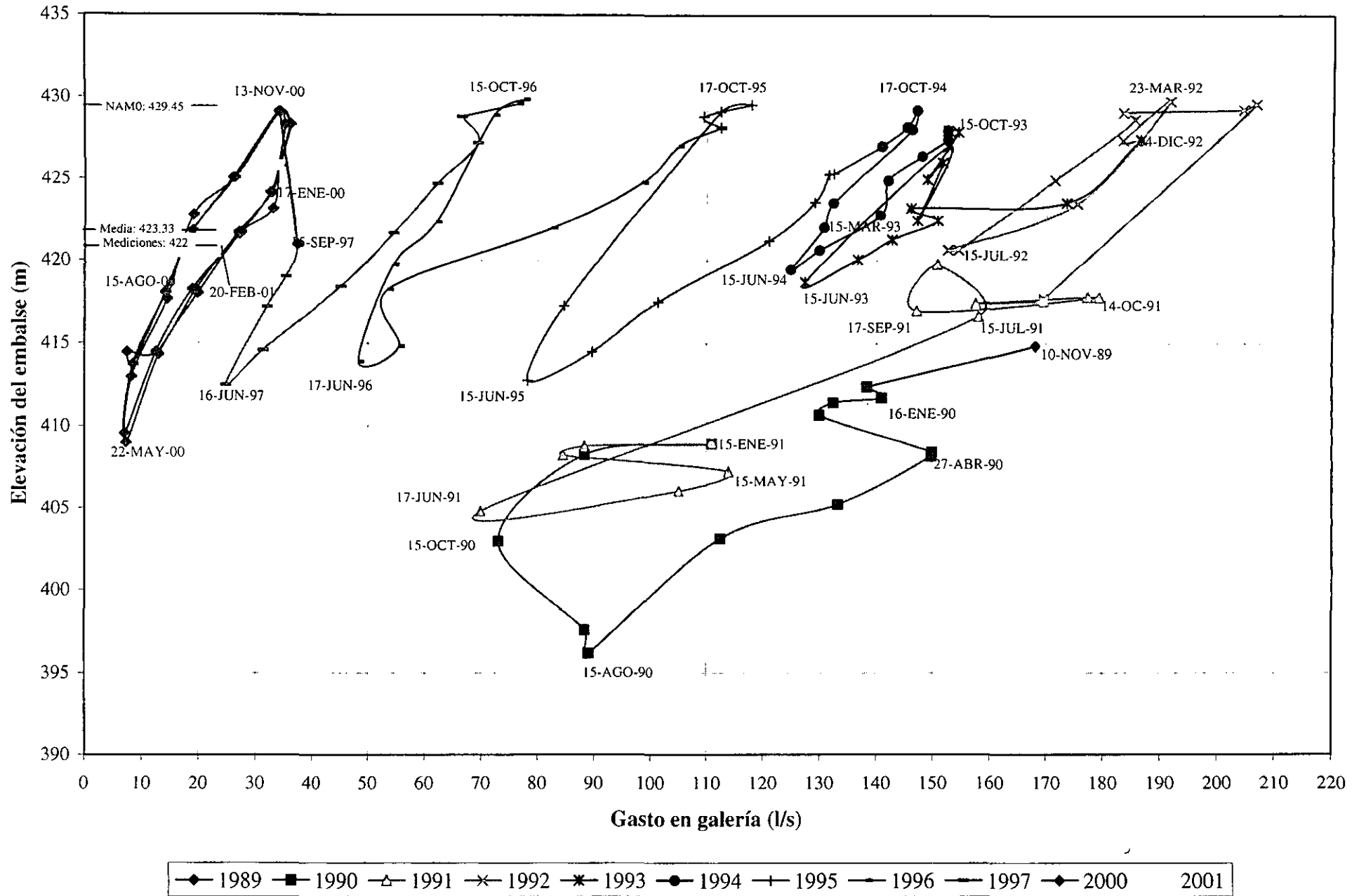
Mediciones en conjunto

La tabla IV.B.2 tiene un resumen de las lecturas del día 2 de marzo en los instrumentos de medición que dan una idea más clara de las coordenadas de la línea superior de corriente de la red de flujo. Estos instrumentos son los piezómetros que se encuentran en el desplante de la cortina (P 3-1, 3-2), los drenes equipados en el tramo B de la galería (25 al 45), los pozos de observación (2, 3, 4 y 7) además de las coordenadas de la línea de saturación en el cantil. Proyectando todas las mediciones de los instrumentos a una sección cualquiera y obteniendo la línea de tendencia basados en estos puntos, se tiene una línea superior de corriente "general" que da una idea clara de cómo es el camino de la línea superior de corriente por todo el material permeable, desde su entrada al mismo hasta el punto donde se une con el nivel del río establecido aguas abajo. Lo anterior se resume en la gráfica IV.B.7.

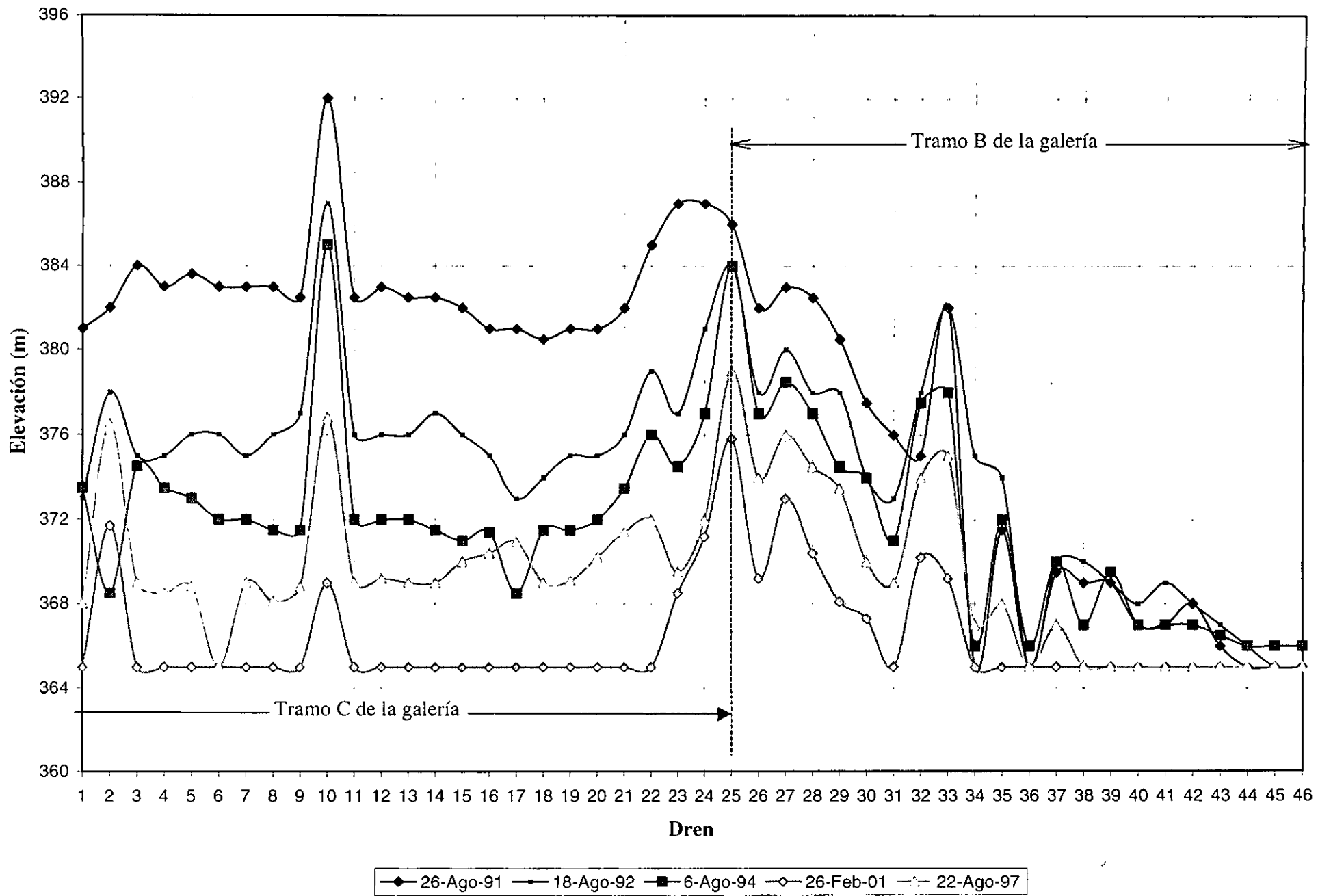
PRESA CHILLATAN, JAL. - MICH.
Gráfica IV.B.4. Gasto en galería vs tiempo



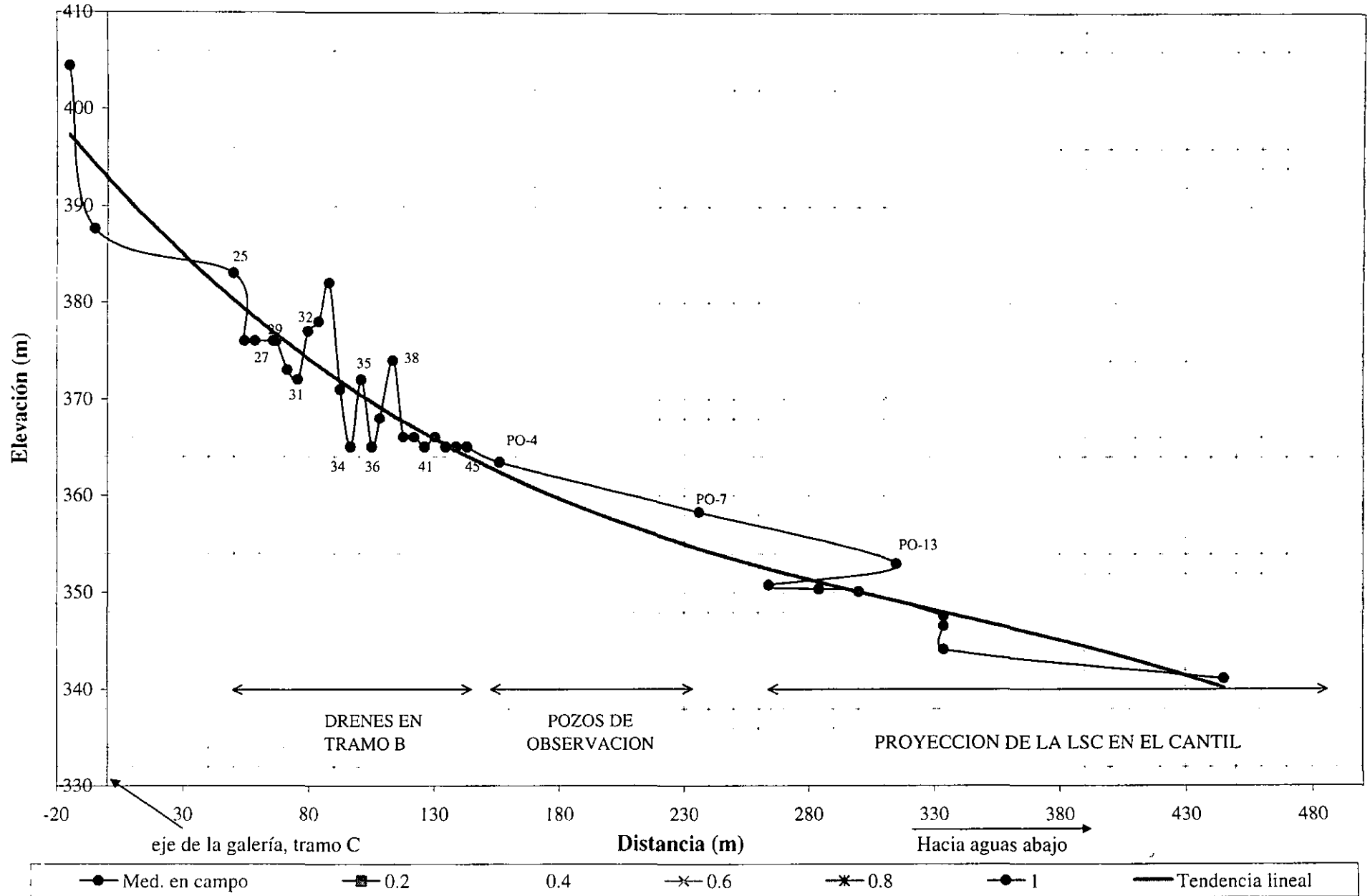
PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
 Gráfica IV.B.5: Elevación del embalse vs gasto en la galería



Gráfica IV.B.6. Piezometría en drenes, Embalse 422 m



PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
Gráfica IV.B.7. Línea superior de corriente



IV.2.7. Redes de flujo

Como una primera aproximación se construirá la red de flujo en la sección del cadenamiento antes mencionado, para el caso en existiera tanto la galería como los drenes. Como se describió en el capítulo de la cimentación, la presa se encuentra desplantada en su margen izquierda sobre un conglomerado, el cual es un material bastante permeable y fácil de ser alterado en su composición estructural; cuando se construyó la presa, este material permeable fue compactado en una cantidad horizontal mayor a la vertical pero no se determinó esta relación; por ello, como primer paso para la construcción de las redes de flujo, se trazará la línea superior de corriente para distintas relaciones de permeabilidad horizontal y vertical en el material de la cimentación. Se utilizará la sección de la cortina 1 + 000 por ser tener cantidad de material permeable en la cimentación, además de mostrar variaciones en las lecturas de los pozos de observación.

Para seleccionar una relación de permeabilidad adecuada se utilizaron tanto las mediciones del cantil como la de los pozos de observación, para el día 2 de marzo de 1993 por ser la fecha en que se tomaron mediciones en campo en el cantil. Se procedió de la siguiente forma: en primer lugar, se cambiaron las coordenadas de la sección seleccionada para distintas relaciones de permeabilidad $k_{\max} = x k_{\min}$, donde $x = 1, 2, 3 \dots 16$; posteriormente se marcaron los puntos de las lecturas de los pozos de observación y el lugar donde se unen la línea de saturación del cantil con el nivel del río. Después se unieron estos puntos hasta intersectar a la parte superior del dren de la sección, teniendo así la línea superior de corriente de la red de flujo. La relación de permeabilidad seleccionada, fue la que contenía a la línea de saturación que más se ajustó a las lecturas marcadas anteriormente.

Esta relación fue $k_{\max} = 2 k_{\min}$, y se muestra en la figura IV.B.14; esta red de flujo es la red transformada, mostrando la red de flujo real en la figura IV.B.15; de esta red se pueden obtener parámetros tales como gasto, presión en cualquier punto de la red y gradientes hidráulicos. En la figura IV.B.16 se tiene un detalle de la red de flujo transformada en la galería con la relación de permeabilidad $k_{\max} = 2 k_{\min}$

En el detalle de la galería se nota que en una subdivisión de los canales de flujo, varias líneas de flujo terminan justo en el dren, esto indica que el agua se introduce por el tubo, función principal de mismo (funcionar como drenaje del agua que viaja por la cimentación de la cortina).

Las redes de flujo dibujadas son una primera aproximación de cómo es que esta viajando el agua por el conglomerado que conforma la cimentación de la cortina, sin embargo el tratar de dibujar redes con condiciones más complejas dificultaría el trazo, por ello se usará el programa de computadora, el cual servirá para modelar el flujo de agua.

IV.2.8. Análisis en computadora

La malla de elementos finito empleada en este estudio es la mostrada en la figura IV.B.17, la cual consistió de 740 elementos cuadriláteros sencillos conectados por 820 nodos. Se distinguieron con colores los distintos materiales que conforman la sección de la cortina y la cimentación en el cadenamamiento 1 + 000.

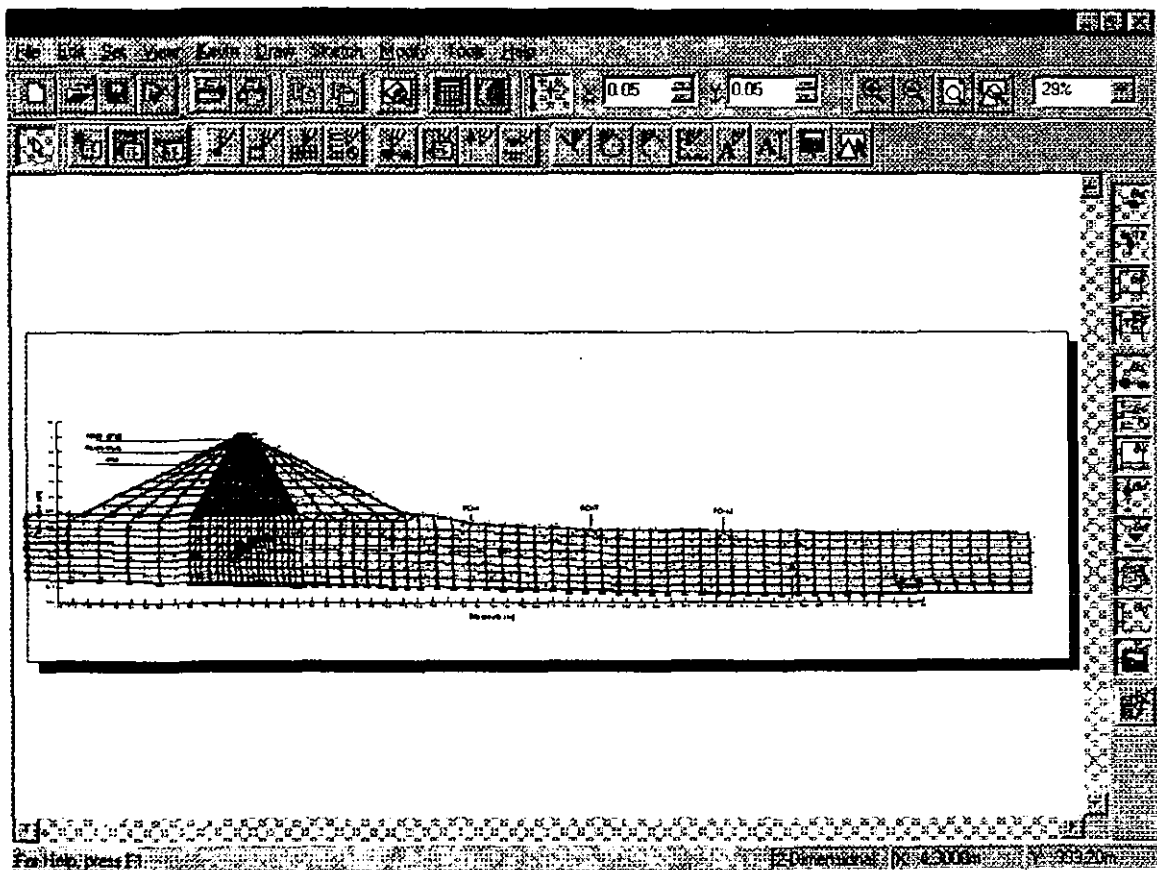


Fig. IV.B.17. Malla de Elementos Finitos. Presa Chilatan.

Como primer paso se utilizaron las siguientes permeabilidades, según las exploraciones efectuadas en estudios previos a la construcción de la presa.

Sección	Permeabilidad (m/s)
Cimentación (conglomerado)	5×10^{-4}
Núcleo impermeable (arcilla)	1×10^{-11}
Filtro de grava y arena	1×10^{-4}
Rezaga de roca	1×10^{-5}
Roca y rezaga	1×10^{-5}

Los análisis que se hicieron fueron los siguientes:

PRESA CHILATAN, JAL - MICH

Seccion transversal, cadenamiento 1 + 000

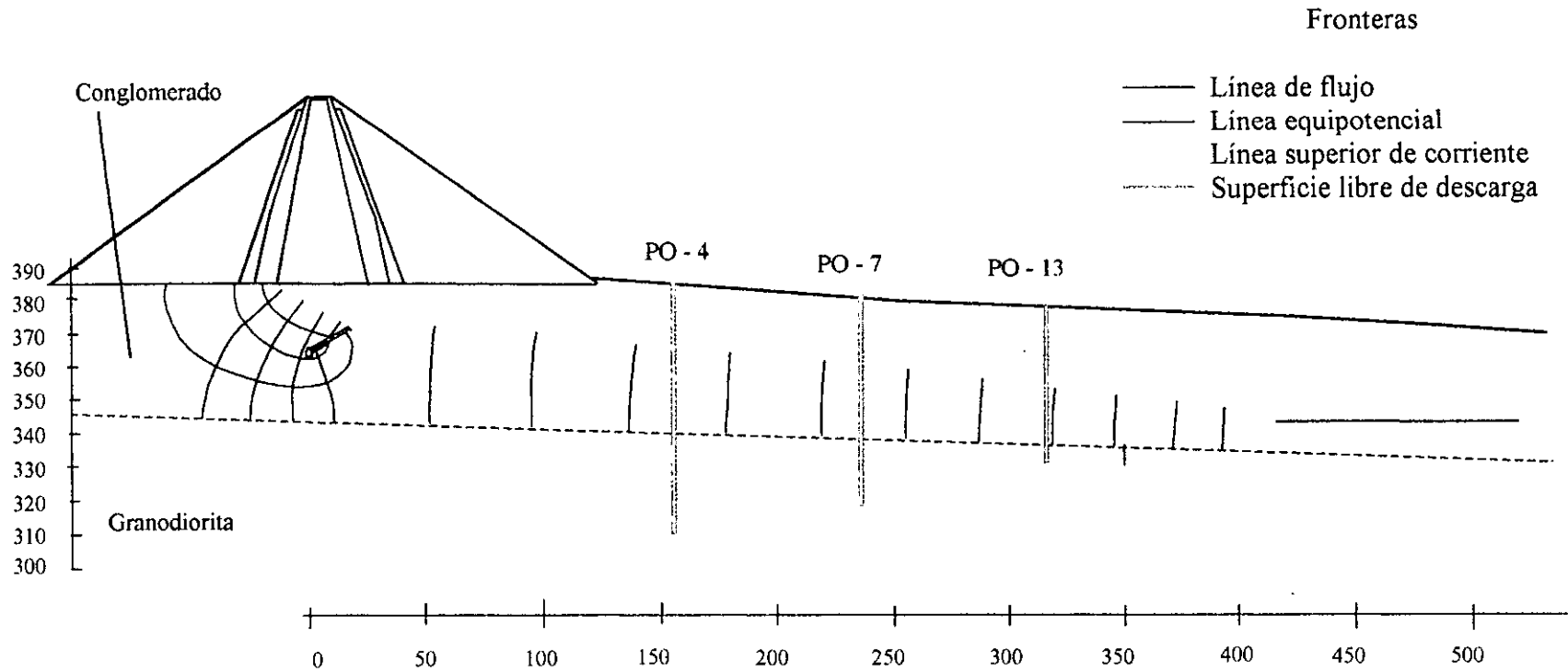
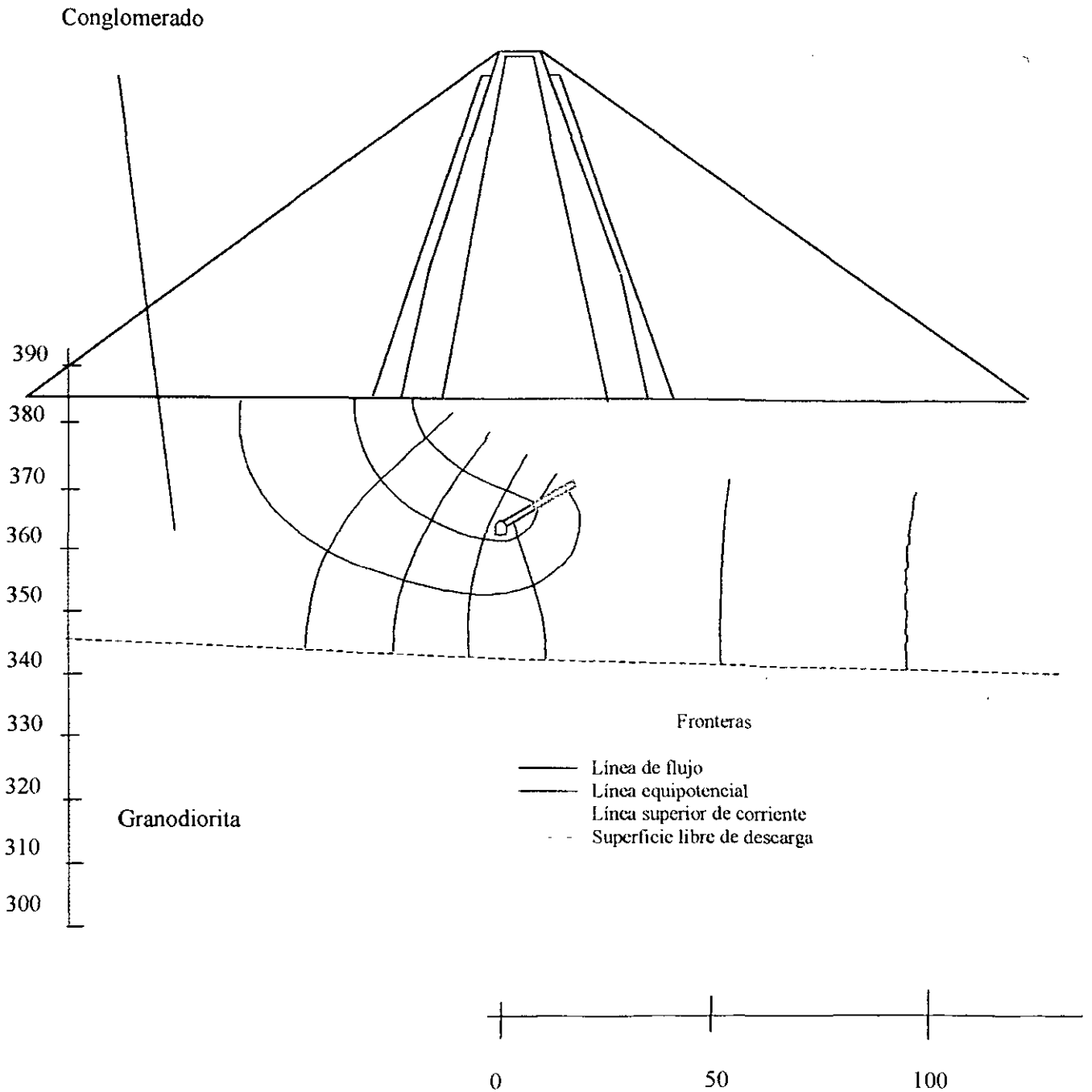


Fig. IV.B.14. Red de flujo en la sección transformada, con relación de permeabilidad $k_{max} = 2 k_{min}$, elevación del embalse de 422.5 m. Cimentación con drenes.

PRESA CHILATAN, JAL - MICH



**Fig. IV.B.16. Red de flujo en la sección transformada con $k_{max} = 2 k_{min}$
Detalle en dren de la galería, sección 1 + 000.**

Análisis: Dren cerrado o inexistente. Flujo establecido.

Cuando se inició la operación de la presa, se presentó una fisura en el piso de la galería, observando arrastre de arena fina a través de las grietas y de los drenes instalados en ella. Para ilustrar este caso se usaron dos criterios de llenado en la presa: el de flujo establecido y el de llenado rápido. En el primer caso las condiciones de frontera son las mostradas en la figura IV.B.18, donde los círculos representan líneas equipotenciales frontera y los triángulos líneas de flujo frontera. En la sección (a) de la figura se tiene la distribución piezométrica a lo largo de la cimentación para la elevación del embalse en el NAMO (429.45 m); aguas abajo de la cortina no se puso ninguna frontera de forma que se pudiera observar el nivel al que llegaría el agua que en este caso salió por los taludes aguas abajo de la cortina. Esto representa las filtraciones que se tienen en los taludes aguas abajo de la cortina y que han continuado a través del tiempo. En la parte (b) de la figura mencionada se dibujaron las líneas isobáricas de la sección, en la cual la línea "0" es la línea superior de corriente.

En la parte (c) se observa que no existen gradientes hidráulicos tan altos en ninguna parte de la cortina, sin embargo se observan vectores de flujo en la cimentación e incluso en el respaldo aguas abajo de la cortina, lo cual explica las filtraciones que existen en los taludes de la misma y que han continuado en la actualidad en ciertas secciones donde no existen drenes.

El caso mencionado anteriormente es para flujo establecido, es decir, se deja que los materiales constituyentes se saturen completamente, tanto los permeables como los impermeables. Esto no ha sucedido realmente, pues para que los materiales se saturen debe pasar un periodo de tiempo relativamente grande, cosa que no ha sucedido en la presa. Para ejemplificar el caso de los materiales no saturados se modeló el llenado rápido de la presa, en el cual se saturan los materiales más permeables más rápidamente que los impermeables.

Análisis: Dren cerrado o inexistente. Llenado rápido.

Para el caso de llenado rápido, la línea de flujo más corta corre directamente por debajo de la base del núcleo de la cortina, que aquí tiene la elevación aproximada de 389m. Se supuso que el nivel del agua en la zona de unión de los respaldos de la cortina con su cimentación, hacia aguas abajo, está precisamente en la elevación 389 m, aunque en la realidad podría estar más arriba ya que se presentaron filtraciones por los taludes de la cortina.

En la figura IV.B.19 se encuentran los esquemas de la distribución piezométrica y las líneas isobáricas generados con la computadora, para la elevación 429.45 m (NAMO). Se nota en la sección (a) de dicha figura, que buena parte de la carga hidráulica se pierde en la zona del núcleo impermeable y después va disminuyendo gradualmente conforme avanza por toda la cimentación, hasta llegar al río aguas abajo. Posteriormente, en el esquema (b) se tienen las líneas isobáricas en metros por toda la cortina y cimentación de la presa; la línea etiquetada con el valor "0" (m), corresponde a la línea superior de corriente (por definición de la misma).

En la parte (c) se tienen los gradientes hidráulicos en la dirección XY. El gradiente más peligroso es el que ocurre en la dirección Y, ya que es cuando se puede presentar la erosión interna; dado que la línea de flujo más corta es la que se presenta por debajo del corazón impermeable, aquí se presenta la zona más susceptible a tener riesgo de erosión interna.

Los gradientes hidráulicos más altos obtenidos con la computadora fueron precisamente en esta zona y fueron los siguientes:

Nivel del embalse de 415 m:	$i = 0.9$
Nivel del embalse de 429.45 m:	$i = 1.4$
Nivel del embalse de 437.68 m:	$i = 1.5$

Gradientes demasiado grandes, incluso el de 0.9, para los materiales erosionables que constituyen la cimentación de la presa pues presentan el riesgo de erosión. Fue aquí cuando se decidió efectuar un tratamiento en la cimentación que disminuyera estos gradientes tan altos y evitar una posible tubificación. Se evaluaron técnicas de inyección y/o construcción de un sistema drenante, inclinándose por el segundo ya que las técnicas de inyección tradicionales no fueron efectivas en este tipo de material de cimentación. El drenaje consistió en la perforación de drenes, como se menciona en el capítulo IV.2.4 (descripción de la cimentación).

La solución que se dio en ese momento si disminuyó el riesgo de erosión por debajo del núcleo de la cortina, pues abatió la línea superior de corriente hacia los drenes, continuando hasta llegar al río aguas abajo. Sin embargo, las filtraciones a través de los taludes de la cortina han continuado en ciertas zonas de diversos cadenamamientos de la cortina, como se describió en el capítulo IV.2.3 de la problemática de la presa. Por ello se hará el siguiente análisis, en el que se simulará la situación de la presa cuando los drenes ya estaban instalados, pero se tenía un gasto en las filtraciones muy grande.

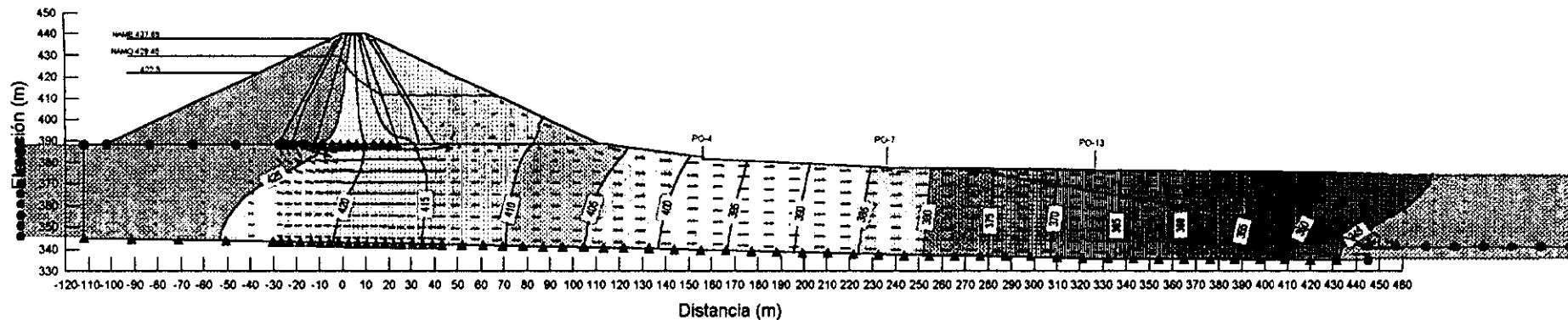
Análisis: Dren abierto.

En este análisis se pudo simular la función de los drenes nuevos instalados en la galería, solución descrita en el capítulo de características de la cimentación. Se usaron las lecturas del día 2 de marzo de 1993, cuando se tomaron mediciones de la LSC en el cantil en campo con elevación en el vaso de 422 m; la unión de la LSC con el río aguas abajo se encontraba en la elevación 341.14 m, a 450 m del eje de la galería en el tramo C.

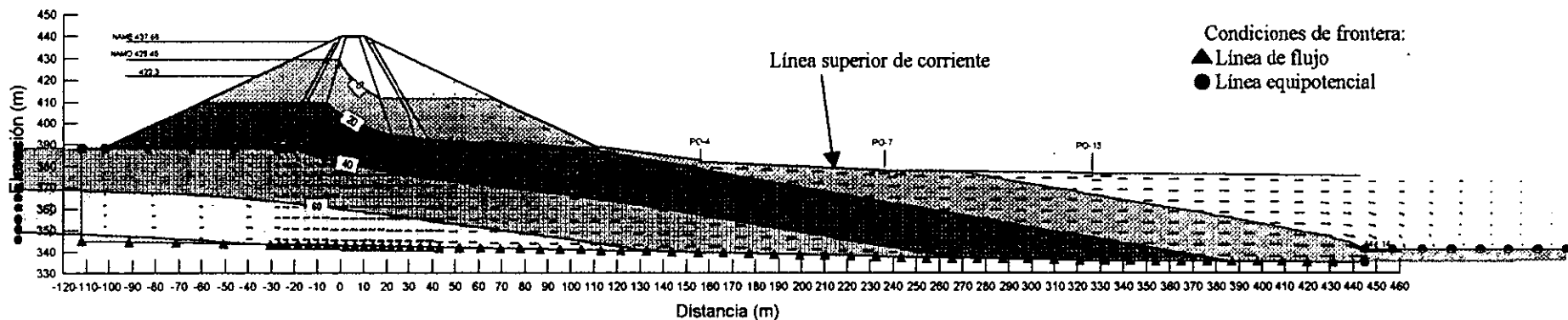
La forma de calibrar el modelo fue la siguiente: se consideró el llenado rápido de la presa, es decir, la energía se pierde más rápido en la cimentación que en la cortina pues la permeabilidad es mas alta. Se usaron las mediciones del 2 de marzo de 1993 en los pozos de observación (4, 7 y 13) hacia aguas abajo, de forma que las lecturas que da el programa se acerquen a las de campo. La forma con la que se podrían hacer variar los resultados en el programa es cambiando los valores de permeabilidad de los materiales o modificando las condiciones de frontera; en el primer caso no se podrían variar mucho las permeabilidades pues se tienen valores ya medidos en campo que no pueden salir de cierto rango, mientras que en segundo caso si se pueden cambiar las condiciones de frontera.

Además se tienen los gastos que se han medido desde la instalación de los instrumentos tanto en drenes como en el interior de la galería, de forma que al compararlos con los resultados del programa se tenga una base real a la que el modelo se tiene que ajustar. La forma de ajustar el modelo será calculando el gasto promedio que se presenta por dren, para después compararlo con el gasto total en la galería.

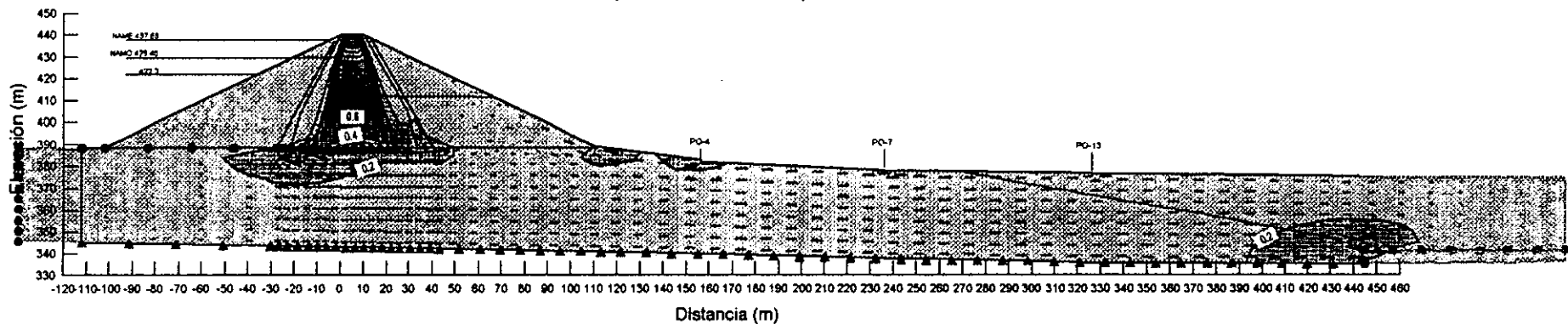
PRESA CHILATAN, JAL - MICH.



a) Piezometría (m) en cortina y terreno de cimentación



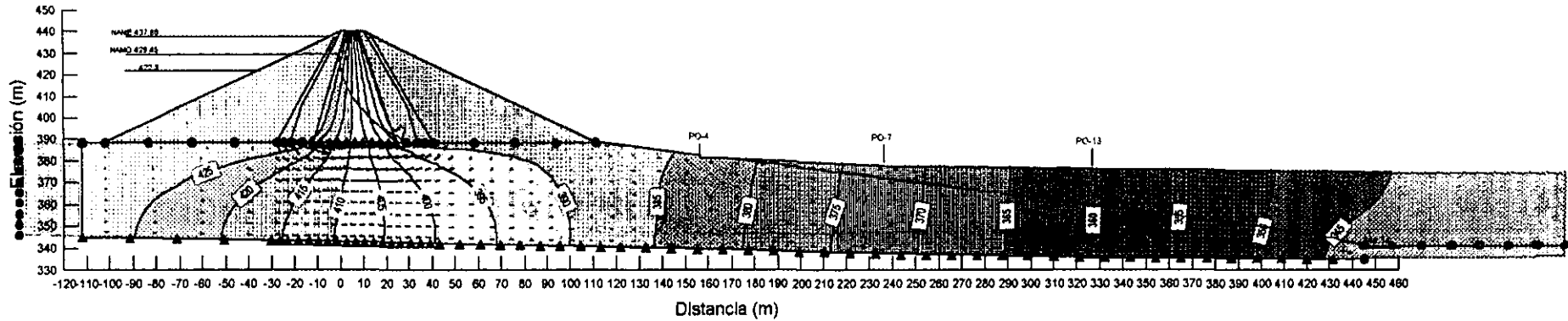
b) Isobáricas en cortina y terreno de cimentación



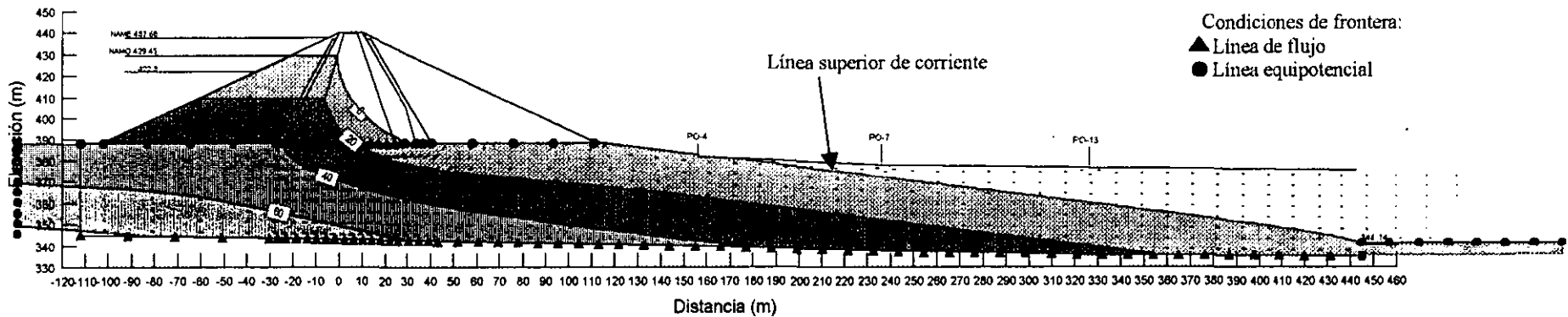
c) Gradiente hidráulico en la dirección XY

Fig. IV.B.18. Parámetros hidráulicos. Análisis: dren cerrado, Flujo establecido, elev. emb. NAMO.

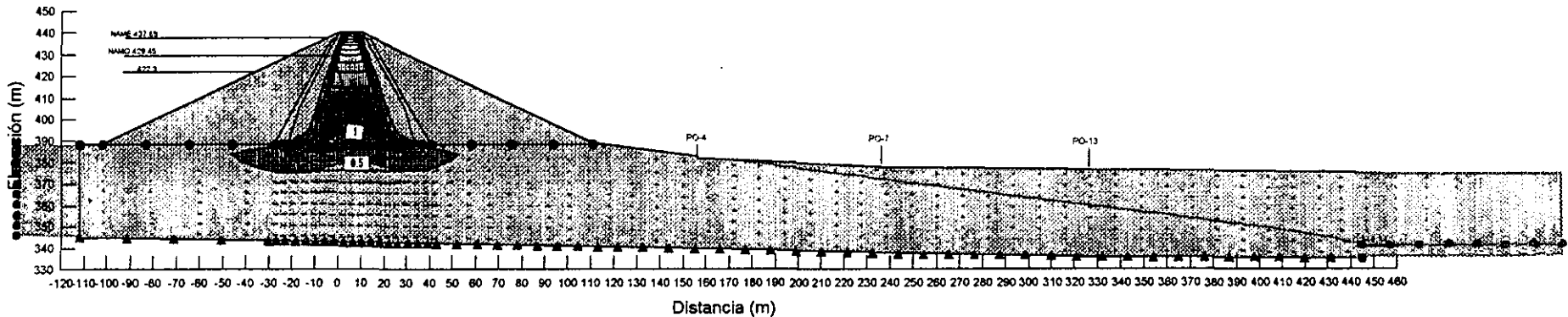
PRESA CHILATAN, JAL - MICH



a) Piezometría (m) en cortina y terreno de cimentación



b) Isobáricas en cortina y terreno de cimentación



c) Gradiente hidráulico en la dirección XY

Fig. IV.B.19. Parámetros hidráulicos. Análisis: dren cerrado, llenado rápido, elev. emb. NAMO.

PRESA CHILATAN, JAL - MICH

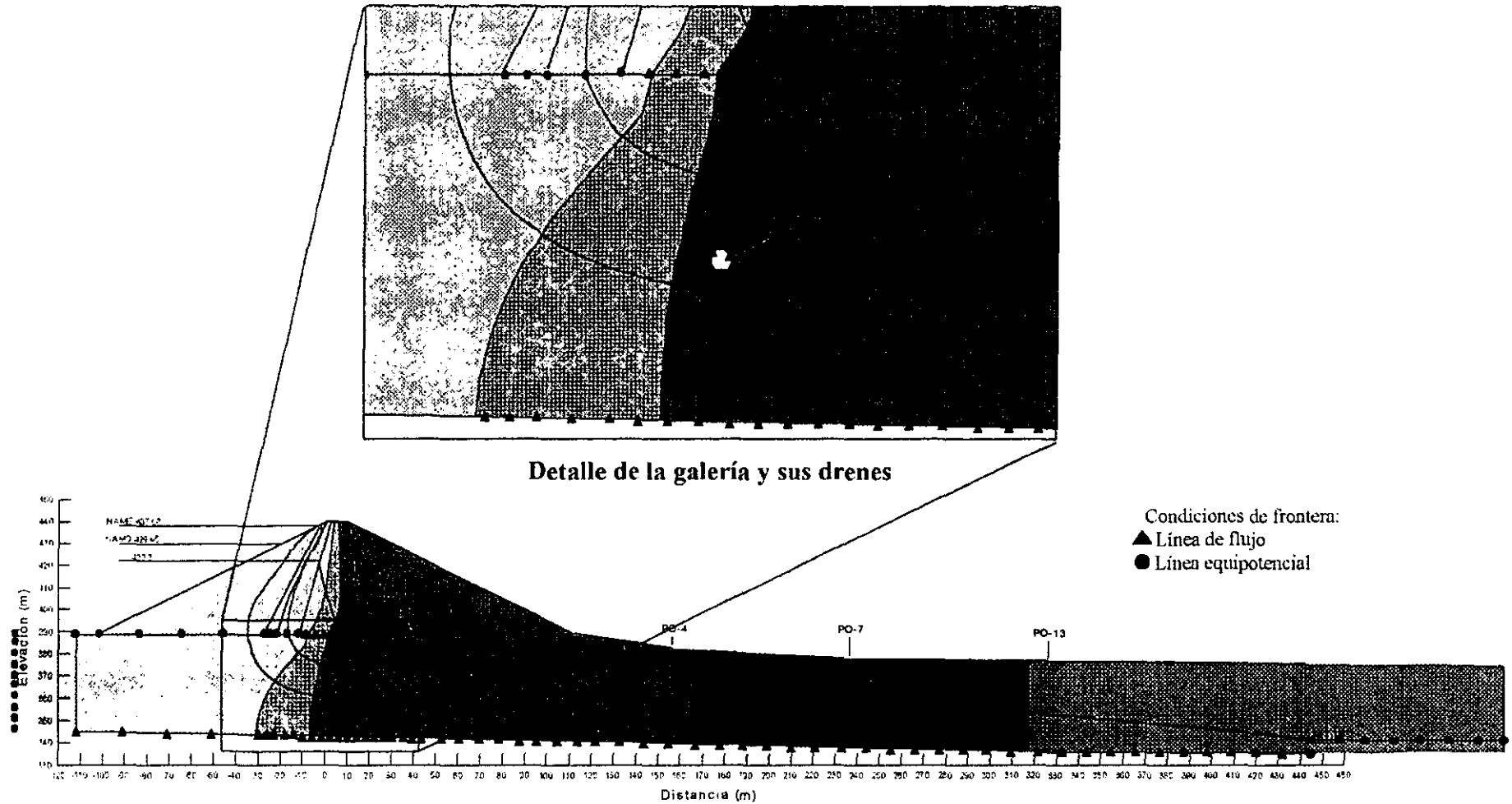
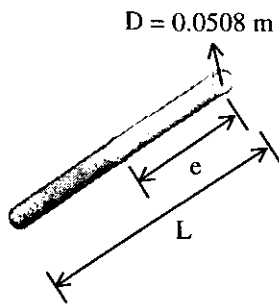


Fig. IV.9.19. f. Red de flujo obtenido con programa de computadora. Embalse 289.36 m

En el gasto medido a través de los drenes se hace la siguiente consideración:



Los drenes del tramo C tienen un diámetro de 0.0508 m y una longitud "e" en el tramo drenante que varía según el tamaño total "L" del dren. Esta longitud es la siguiente:

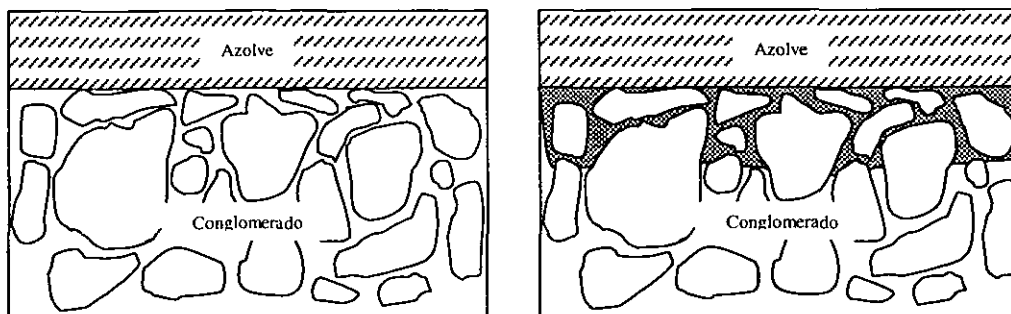
Long dren (m)	Long "e" (m)	Drenes
40	10	3
20	10	21
19	9.5	1
15	7.5	2

El resultado del gasto que da el programa es por unidad de longitud ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$), que en este caso es el que pasa por toda el área longitudinal $L \times D$ (según la figura anterior), por lo que el gasto real del dren se obtendría multiplicando el resultado del programa por 0.0508 m (considerando el ancho de su sección transversal). Los valores promedio de gasto en dren para los diversos años expresados en litros por segundo son los siguientes, todos ellos medidos a la elevación 422 m del embalse, representándolos con rombos en la gráfica IV.B.8.

Tabla IV.B.1. Gasto promedio en dren, tramo C.

Año	1991	1992	1993	1994	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Gasto (l/s)	1.032	0.725	0.666	0.575	0.532	0.476	0.402	0.374	0.290	0.273

Las condiciones de frontera sólo se variaron en la unión de la cortina con la cimentación, desde el final del núcleo impermeable hacia aguas arriba. Esta variación se asocia al siguiente fenómeno; como se observó en las gráficas IV.B. 4 a IV.B.6, el gasto total en la galería y en cada dren, así como su piezometría, han disminuido gradualmente de forma considerable desde 1991 hasta la actualidad. Esta disminución indica una posible "colmatación" en la unión de la cortina con la cimentación hacia aguas arriba del núcleo impermeable; el fenómeno se debe al arrastre por el agua de partículas sedimentarias provenientes del embalse y de la misma cortina, que poco a poco han sido retenidas por el conglomerado de la cimentación, formando un tapón conformándose en una especie de "delantal impermeable" en toda esta zona que no permite el paso del agua, modificando el gasto, la línea superior de corriente y en consecuencia, los gradientes hidráulicos. El fenómeno se ilustra con la figura IV.B.20.



Antes: condición normal

Después: colmatación (efecto delantal)

Fig. IV.B.20. Colmatación en la unión de la cortina y cimentación.

Los resultados de la modelación en la computadora que se obtuvieron con distintas longitudes del “delantal” (suponiendo que este es continuo) a la elevación del embalse $H = 422$ m, se muestran en la tabla IV.B.2.

Tabla IV.B.2. Resultados de la modelación con el fenómeno de colmatación

H = 422 m		Permeabilidad cimentación: 1×10^{-3} m/s					Permeabilidad cimentación: 5×10^{-4} m/s				
Longitud delantal	Relación d/H	Gasto ($m^3/s/m$)	Gasto (l/s)	PO - 4 (m)	PO - 7 (m)	PO - 13 (m)	Gasto ($m^3/s/m$)	Gasto (l/s)	PO - 4 (m)	PO - 7 (m)	PO - 13 (m)
0	0.00	0.0410	2.0846	368	360.87	352.78	0.0205	1.0414	368.36	361	353
10	0.02	0.0326	1.6570	367.2	360.26	352.42	0.0163	0.8280	367.5	360.5	352.6
16	0.04	0.0272	1.3808	366.61	359.83	352.16	0.0137	0.6960	366.71	359.9	352.2
34	0.08	0.0234	1.1891	366.18	359.51	351.98	0.0126	0.6401	366.28	359.7	352
74	0.18	0.0163	0.8293	365.34	358.9	351.61	0.0090	0.4572	365.86	359.27	351.35
110	0.26	0.0124	0.6288	364.87	358.55	351.41	0.0065	0.3302	365.26	358.83	351.58
135	0.32	0.0124	0.6284	364.86	358.54	351.4	0.0060	0.3048	365.2	358.7	351.5

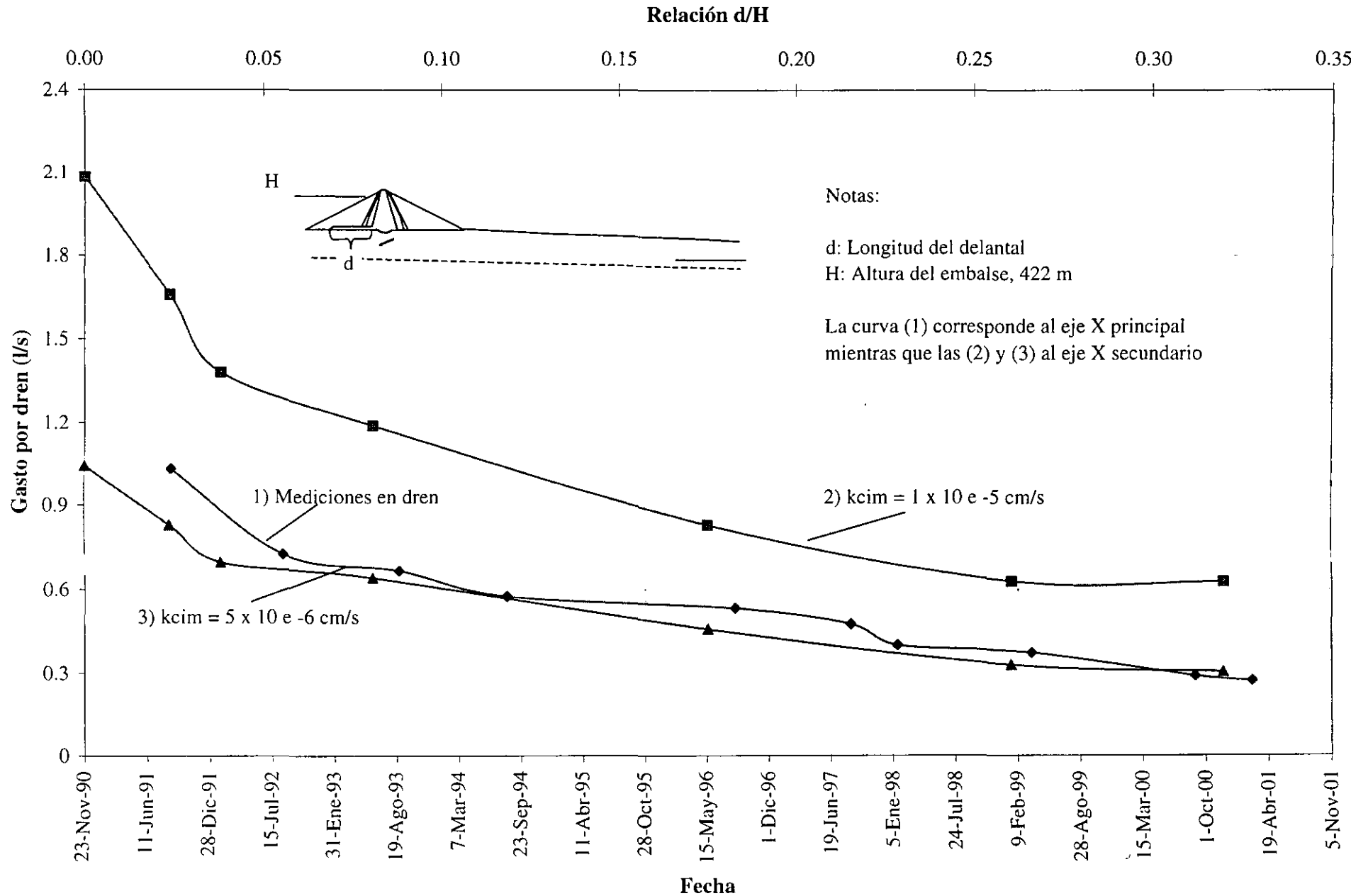
Estos resultados se representaron y analizaron en la gráfica IV.B.8, identificando las curvas con números según el análisis. La curva 1 es la correspondiente a los datos de gasto por dren tomados en campo; para esta curva, el eje de valores x es el principal (fecha) mientras que las curvas 2 y 3 se relacionan con el eje secundario, las cuales son las correspondientes al análisis paramétrico del efecto de colmatación (relación d/H) para distintas permeabilidades en la cimentación. En la gráfica IV.B.9 se tiene ubicado la evolución del proceso de colmatación conforme ha transcurrido el tiempo.

En la gráfica se observa que la curva del modelado en computadora que se acerca más a las mediciones en campo es la 3. Esta curva es la obtenida con la permeabilidad en el conglomerado de 5×10^{-4} m/s y como se parece a la curva 1, se utilizará este valor de conductividad para análisis posteriores. Conforme el tamaño del “delantal” aumenta, el valor del gasto con el análisis en computadora en el dren disminuye alcanzando el valor del gasto actual real (0.3 l/s) cuando la relación d/H es de 0.3, con esta relación el delantal tendría una longitud $d = 135$ m. En este análisis se demuestra el fenómeno de colmatación (efecto delantal) en la presa, que trae como consecuencia el abatimiento de la línea superior de corriente y por lo tanto la disminución de presiones y gastos en los drenes y en la galería en general. En las figuras IV.B.21 y IV.B.22 se pusieron los casos en que no existe colmatación y el caso en que ya se desarrollo respectivamente.

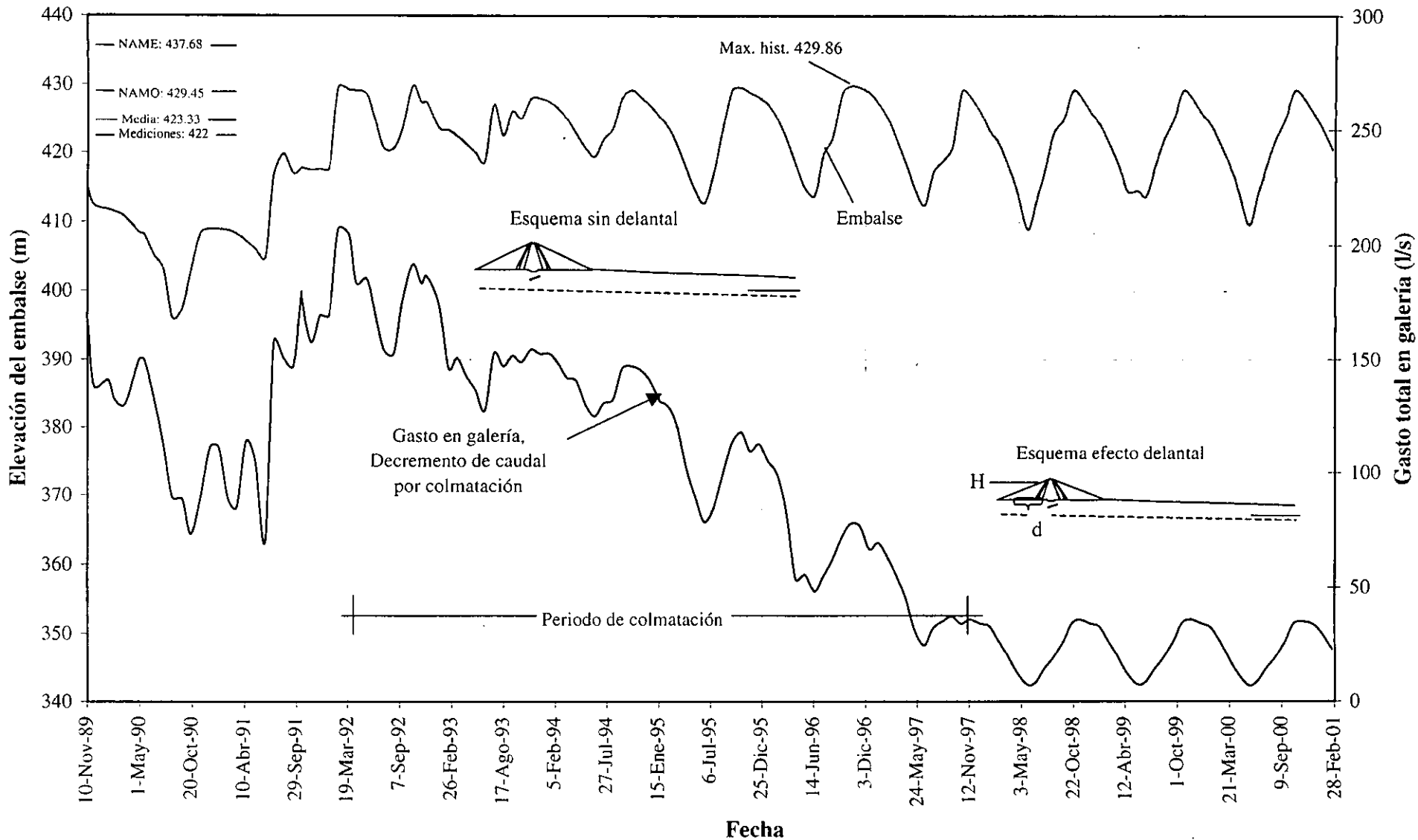
Análisis paramétrico de permeabilidad (anisotropía). Dren abierto.

Los análisis anteriores se hicieron para el caso en que los materiales de la cortina son homogéneos; sin embargo esto variaría en caso de existir estratos heterogéneos en el conglomerado, por lo que se consideraron varias relaciones de anisotropía en la cimentación de la presa. En la tabla IV.B.3 se resumieron los resultados de la computadora para distintas relaciones de permeabilidad horizontal y vertical, graficándolos en el esquema IV.B.10; las relaciones que más se acercan a los resultados de campo son $k_v = k_h$ y $k_v = 2 k_h$, para fines de análisis se usara la segunda la relación.

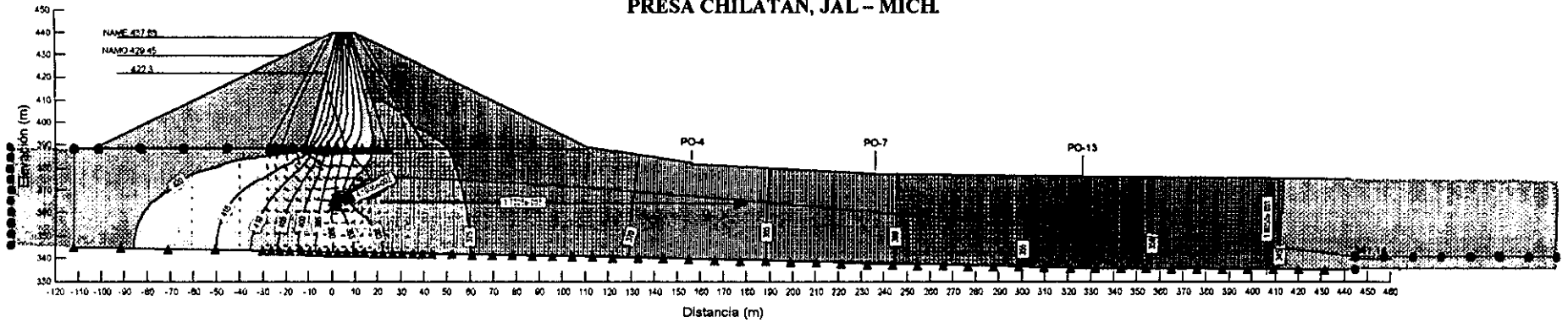
PRESA CHILATAN, JAL - MICH
 Grafica IV.B.8. Efecto delantal (d/H), embalse 422 m



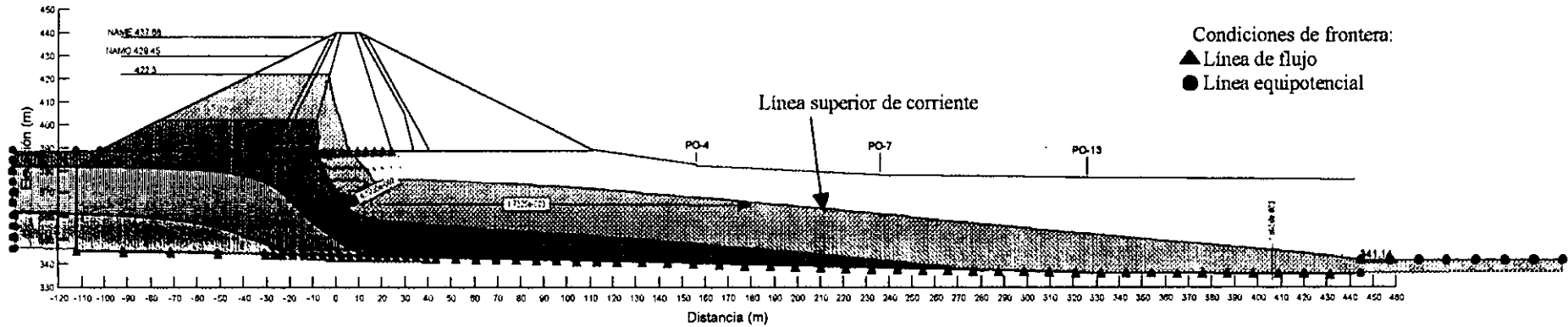
PRESA CHILATAN, JAL - MICH.
Gráfica IV.B.9. Proceso de colmatación (efecto delantal)



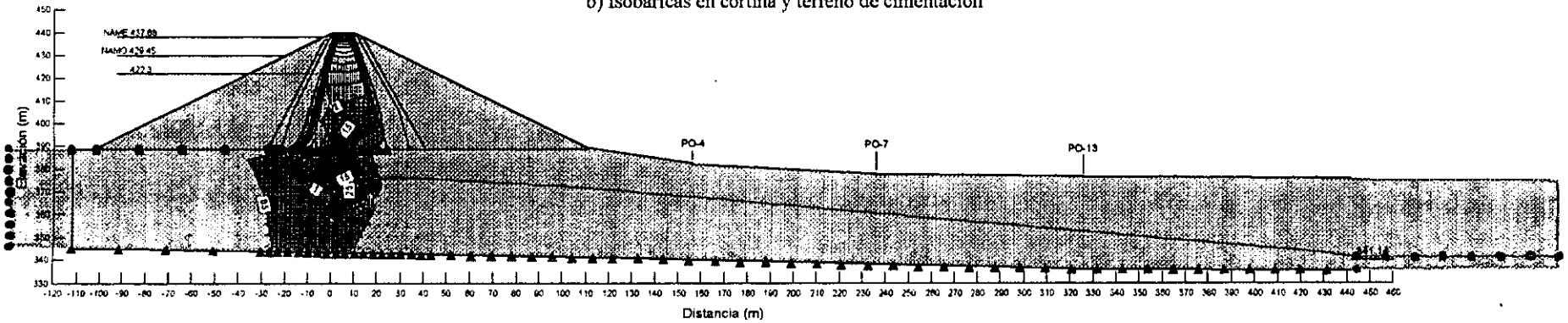
PRESA CHILATAN, JAL -- MICH



a) Piezometría (m) en cortina y terreno de cimentación



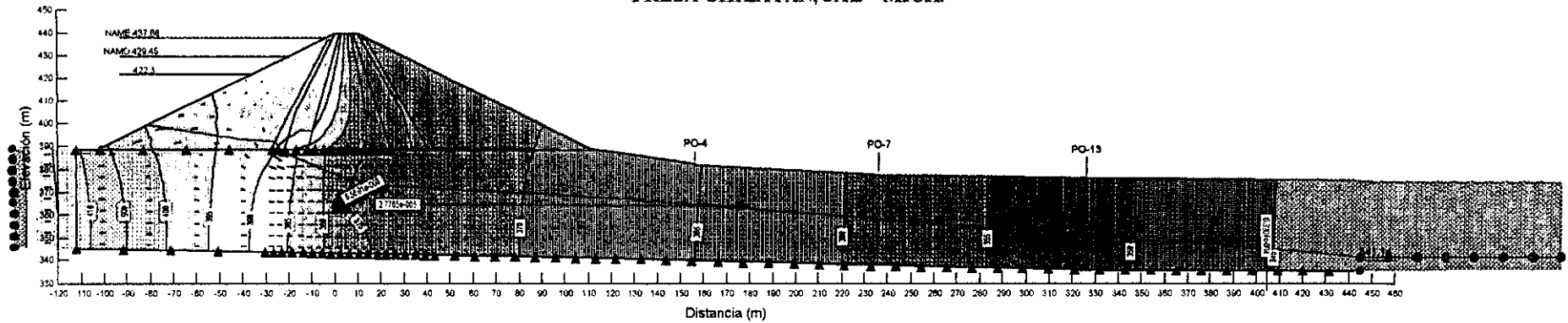
b) Isobáricas en cortina y terreno de cimentación



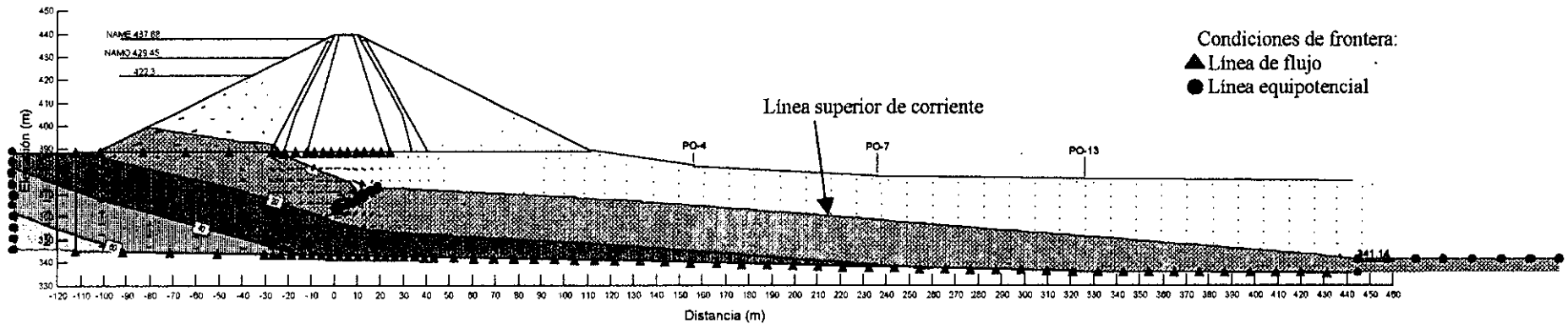
c) Gradiente hidráulico en la dirección XY

Fig. IV.B.21 . Parámetros hidráulicos. Análisis: dren abierto, llenado rápido, elev. emb. 422 m.

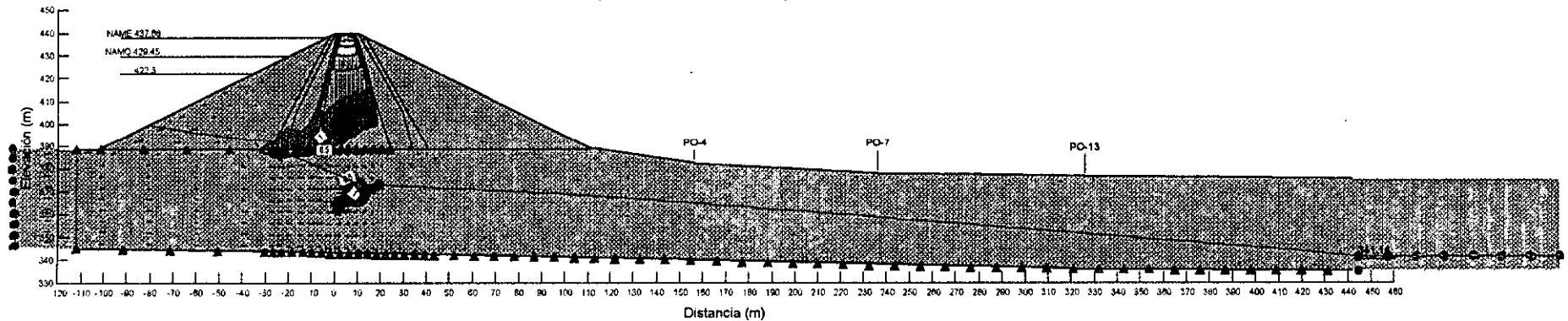
PRESA CHILATAN, JAL - MICH.



a) Piezometría (m) en cortina y terreno de cimentación



b) Isobáricas en cortina y terreno de cimentación



c) Gradiente hidráulico en la dirección XY

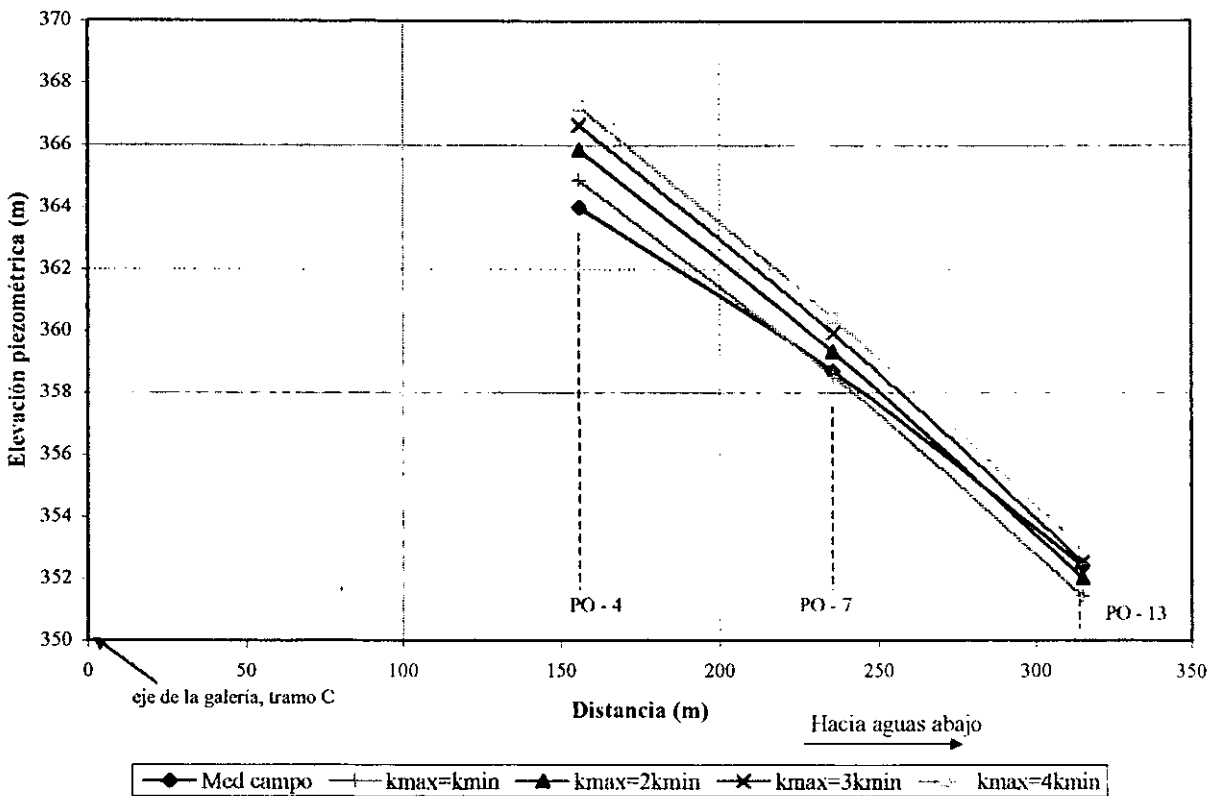
Fig. IV.B.22. Parámetros hidráulicos. Análisis: dren abierto, llenado rápido. Colmatación (efecto delantal). elev. emb. NAMO.

Tabla IV.B.3. Resultados del análisis paramétrico de permeabilidad

Pozo de observación	Distancia (m)	Elevaciones (m)				
		Med. en campo	$k_{max}=k_{min}$	$k_{max}=2k_{min}$	$k_{max}=3k_{min}$	$k_{max}=4k_{min}$
PO - 4	156	364	364.87	365.85	366.65	367.26
PO - 7	236	358.7	358.55	359.33	359.94	360.43
PO - 13	315	352.4	351.41	352.03	352.52	352.92

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

Gráfica IV.B.10. Análisis paramétrico de permeabilidad



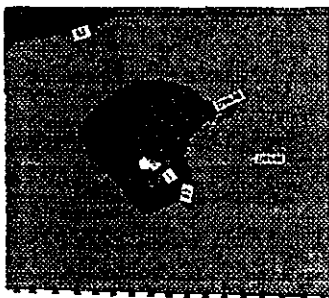
Dado que la longitud drenante "e" de los drenes varía, se hizo un siguiente análisis en la computadora pero ahora a la elevación del NAMO y con la permeabilidad elegida en el análisis anterior.

Análisis: Dren abierto. Variación en la longitud de los drenes

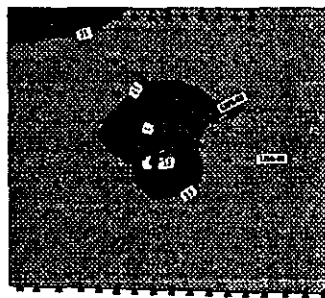
Este análisis servirá para observar como es que actúa la longitud del tramo filtrante de los drenes sobre los gradientes hidráulicos, identificando donde se concentran los de mayor valor si los drenes varían en su longitud drenante.

Este análisis se hizo para la elevación en el embalse del NAMO, con las mismas características de permeabilidad que en los casos anteriores. Se observa que conforme aumenta la longitud "e" del tramo drenante acercándose más a la galería, el gradiente también aumenta de valor lo cual pone en peligro la estabilidad de la misma pues la presión de poro es muy alta. Por otra parte, si la longitud "e" disminuye, los gradientes sobre el dren también lo hacen pero la LSC ya no toca al tubo, si no que sube llegando un momento en que el drenaje no es adecuado y por lo mismo el agua sube por arriba de los drenes, presentándose filtraciones en los taludes de la presa. Por lo anterior, la longitud adecuada del tramo drenante debe ser aquella que genere los mínimos gradientes y a su vez, no ponga en riesgo de erosión ni a la galería ni a la base del núcleo impermeable o no haga que el agua atraviese la cortina. Esta longitud (según las figuras de análisis) sería aquella que estuviera entre 15 y 20 metros.

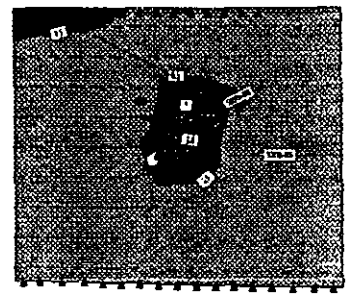
En la siguiente serie de figuras IV.B.23 se observa el efecto de cambiar la longitud "e" de los drenes.



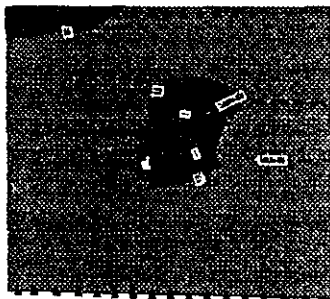
Long. drenante: 40 m



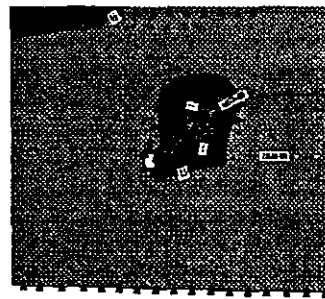
Long. drenante: 35 m



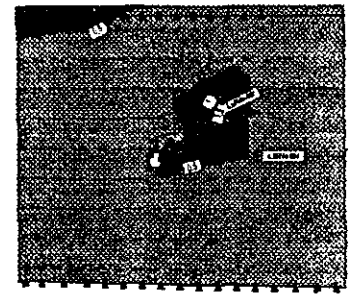
Long. drenante: 30 m



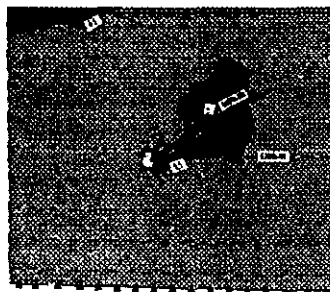
Long. drenante: 20 m



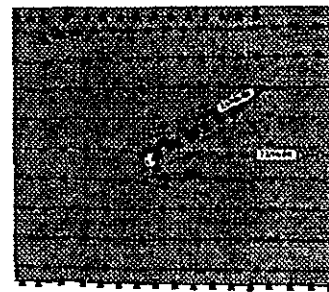
Long. drenante: 15 m



Long. drenante: 10 m



Long. drenante: 5 m



Long. drenante: 0 m

Fig. IV.B.23 Efecto de la longitud de drenes en la trayectoria de la LSC

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

V.1. PRESA EL MOLINITO, SONORA.

V.1.1. Resumen de los resultados obtenidos

En resumen se hicieron 3 análisis distintos para la presa, uno observando la piezometría registrada con la instrumentación, otro con el análisis de las redes de flujo y por último el modelado en el programa de computadora. En cada uno se obtuvieron distintos parámetros resumidos en la tabla IV.A.3.

Como se observó en el primer llenado de la presa, surgieron filtraciones al pie de la cortina (observar fotos 7 - 9) manifestándose como sitios de ebullición y formación de “volcanes de arena”; estas filtraciones se debieron a la saturación del material de la presa y a que el filtro tiene cierto grado de impermeabilidad debido el efecto del arrastre de las partículas finas provenientes de la cimentación y la cortina y consecuentemente la existencia de un gradiente alto en ese lugar. Este fenómeno hizo que el material del filtro disminuyera su permeabilidad, obligando al agua a salir hasta la ataguía introduciéndose en ella y saliendo por sus taludes. Dado que aparecieron sitios de ebullición se esperaba tener gradientes hidráulicos altos en esta zona, sin embargo, con los análisis efectuados no se obtuvieron gradientes grandes (el mas alto fue de 0.3 con el análisis en computadora) lo que indicaría que no existe un riesgo de erosión interna, manifestándose solo una salida de agua.

Con el paso del tiempo, los “volcanes de arena” prácticamente han desaparecido o no son tan notables como en el inicio de operación de la presa. No obstante no se puede descartar el riesgo de erosión por dos razones: la primera es que el nivel del embalse máximo de la presa no ha sobrepasado la elevación 280 m en los últimos años, quedando relativamente alejado del NAMO (289.36 m), la segunda razón es que las ebulliciones de agua ya se presentan y aunque no tengan un caudal apreciable (pues el embalse no se ha vuelto a llenar), podrían causar algún desperfecto en el comportamiento de la presa en un futuro (futuro que podría ser inmediato).

Una respuesta a estas filtraciones al pie de la cortina aguas abajo podría ser la siguiente: por definición de gradiente hidráulico, este se obtiene con la relación $i = \Delta h / \Delta l$, donde Δh es la carga total dividida entre el número de caídas de potencial, mientras que Δl es la longitud que recorre el agua hasta perder esta energía. Dado que la cortina está compuesta por un delantal impermeable, la longitud (l) que tiene recorrer el agua es muy grande y en consecuencia, cuando se llega al pie de la cortina se ha perdido tanta energía que el gradiente hidráulico que se genera es muy pequeño (en el modelado resultado de aproximadamente 0.3), por lo tanto no se presenta un riesgo de erosión interna o signos precedentes al fenómeno.

En la realidad esto no sucedió realmente, pues sí se presentaron gradientes altos que generaron ebulliciones de agua; una razón posible es que el delantal pudiera estar agrietado en alguna parte de toda su longitud de forma que esa falla permita el paso del agua proveniente del embalse, con esto la longitud (Δl) de recorrido del agua hacia la salida se reduce y en consecuencia el gradiente aumenta de valor.

Esto se puede ilustrar con la figura V.1, representando con flechas la trayectoria que seguiría el agua y l como la longitud de recorrido.

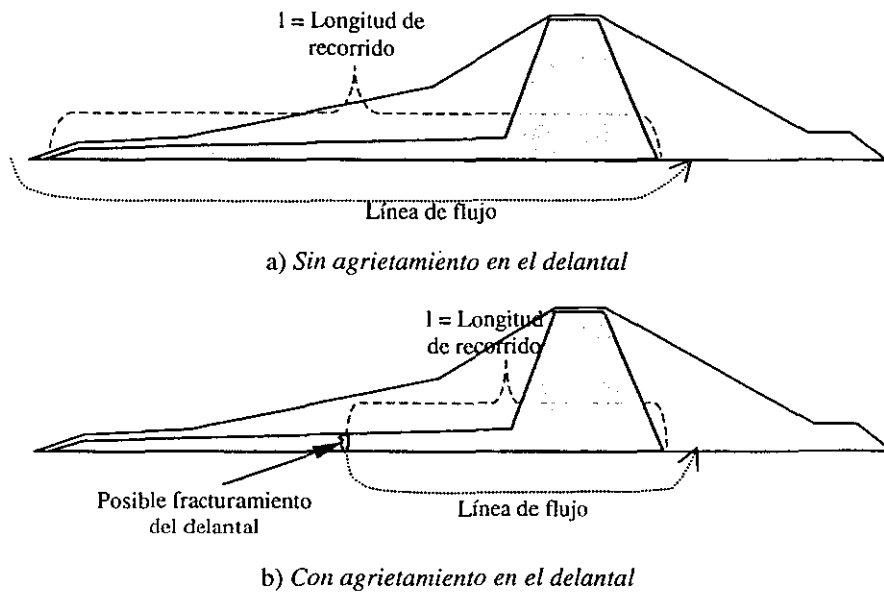
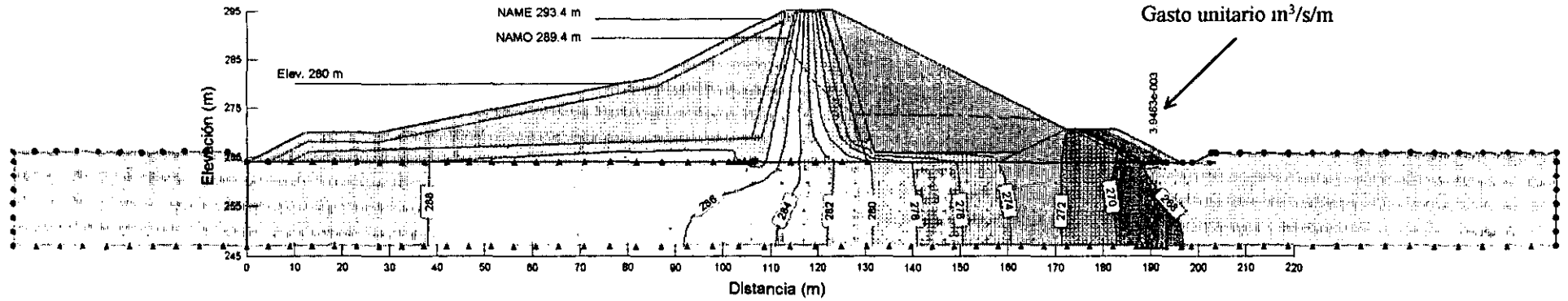


Fig. V.1. Esquema del posible fracturamiento del delantal impermeable

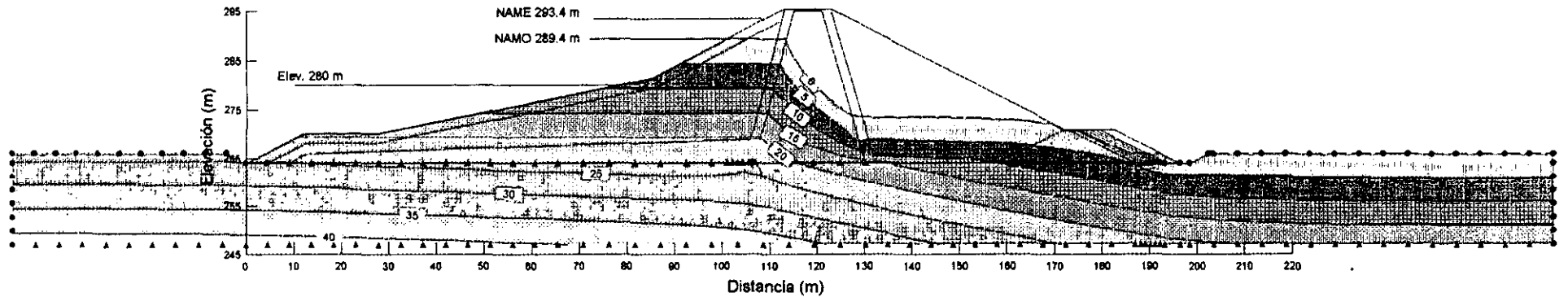
Este esquema representa lo que podría estar sucediendo en el delantal impermeable, en el que un posible fracturamiento en alguna parte de toda su longitud permite el paso del agua proveniente del embalse. Con el método de las redes de flujo se podría representar este fenómeno, sin embargo se volvería un tanto complicado pues se tendrían que hacer varios dibujos (donde se cambiaría la línea de flujo frontera en la unión de la cortina y la cimentación) hasta encontrar un valor alto de gradiente al pie de la cortina. Por el contrario, con el programa de computadora se pueden variar muy fácilmente las fronteras y por lo tanto simular cualquier condición posible. Debido a que es difícil encontrar la zona de posible fracturamiento (pues no se tienen exploraciones del delantal en campo), se localizará la más desfavorable en el inicio del delantal de forma que se tenga una mínima longitud (l) de recorrido del agua.

En la figura V.A.2. se hizo el análisis de computadora para la elevación del embalse al NAMO (289.36 m), simulando un posible agrietamiento en el delantal. Las condiciones de frontera son las mismas que en análisis en computadora del capítulo IV, la diferencia es un punto de falla en el delantal representado con un círculo localizado al inicio del mismo, en la unión de este con la cimentación.

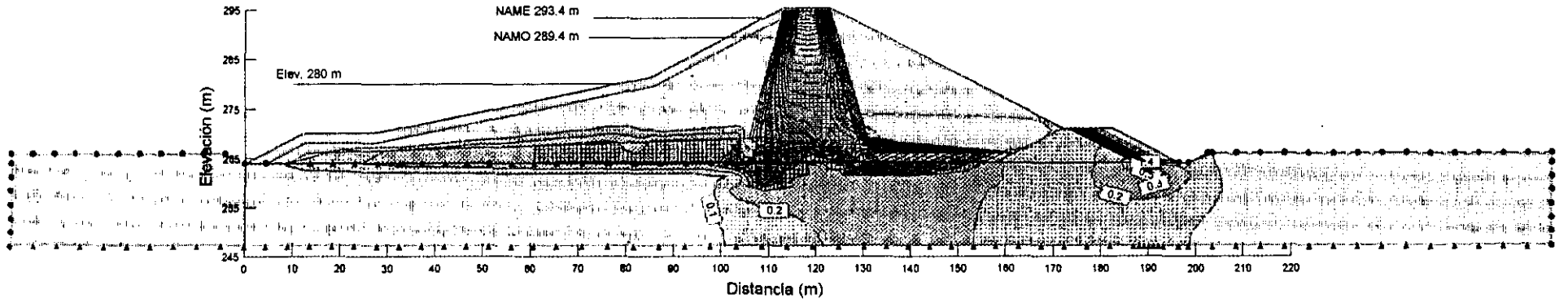
PRESA EL MOLINITO, SON



a) Piezometría (m) en la cortina y terreno de cimentación



b) Isobáricas (m) en la cortina y terreno de cimentación



c) Gradiente hidráulico en la dirección xy

Fig. V.A.1. Parámetros hidráulicos del análisis en computadora. Embalse NAMO 289.4 m Grieta en delantal impermeable

En la parte c de gradientes hidráulicos se nota muy claramente su incremento a la salida de las filtraciones llegando a ser de un orden máximo de 1.5, valor con el cual es muy posible riesgo de erosión.

En la figura de distribución piezométrica se nota que la energía se pierde muy lentamente antes de llegar a la grieta supuesta, cuando el agua pasa esta zona, la energía se pierde muchísimo más rápido. Este análisis se hizo para condiciones muy desfavorables pero que podrían ocurrir, de ahí la validez del modelo.

Se observan los vectores de flujo (como pequeños puntos) que el agua sube por la ataguía aguas abajo y sale por sus taludes, lo que explica porque en la realidad se presentaron filtraciones en esta zona. Este análisis se hizo para el embalse en el NAMO, condición que no se ha presentado en la presa en los últimos años, pues no se ha llenado e incluso ha tenido niveles muy bajos, prácticamente menores a 280 m. Debido a esta condición, es posible actuar efectivamente para prevenir un problema, pues al tener un llenado repentino de la presa se podría manifestar un flujo que ocasionara gradientes altos y en consecuencia una posible tubificación. De aquí la importancia que tiene el continuar las mediciones de los piezómetros abiertos y verificar su correspondencia con el nivel del embalse, además de implementar un sistema de aforo de las filtraciones que se presentan al pié de la ataguía, a fin de verificar su evolución con el paso del tiempo y su relación con el embalse.

Como las filtraciones han desaparecido con el tiempo (teniendo en cuenta que no se ha vuelto a llenar el embalse), es posible que la grieta(s) existente en la cortina se esté cerrando o “taponando” debido a posible arrastre de material mas fino; sin embargo, esta aseveración esta sujeta al modelado en computadora y a una observación física de la presa.

V.1.2. Solución propuesta

Más que una solución propuesta, es implementar un sistema de vigilancia y protección; las ebulliciones y “volcanes de arena” han disminuido con el paso del tiempo e incluso desaparecido en ciertos lugares; lo anterior sujeto al nivel del embalse que tiene la presa por lo que es conveniente verificar que pasaría conforme se va llenando el vaso, principalmente en las zonas de filtración y ebullición de agua.

Sería importante identificar las secciones donde ocurrieron los “volcanes de arena” a fin de tener más datos que sirvan para modelar con exactitud el fenómeno y tener más precisión en los resultados.

V.2. PRESA CHILATÁN, JALISCO - MICHOCÁN

V.2.1. Resumen de los resultados obtenidos

Al igual que en el caso anterior, se efectuaron 3 análisis distintos, el primero analizando los resultados de piezometría medidos en la instrumentación, otro con una aproximación del fenómeno con el método de las redes de flujo y por último con el modelado en computadora.

Con la instrumentación se determinó la influencia que tienen los drenes para descargar el agua proveniente del embalse hacia el interior de la galería y de ahí, por un tubo hasta la salida; cuando no existían estos drenes surgían filtraciones a través de los taludes aguas abajo de la cortina con caudales importantes, lo cual no es benéfico para el funcionamiento general de la presa. Los drenes ejercen gran influencia sobre la línea superior de corriente ya que si aumentan de longitud; ésta tiende a ser más horizontal y por el contrario, si los drenes se cierran la LSC sube tanto que el agua puede salir a través de los taludes aguas abajo. Con los análisis efectuados se demostró la gran efectividad de los drenes como desagüe del agua que corre por la cimentación.

Como primera aproximación se trazó la red de flujo a mano haciendo corresponder la LSC con las cotas piezométricas de los pozos de observación; se determinó una relación de permeabilidad 3:1 (anisotropía) tal que correspondiera con las mediciones, sin embargo, dado la sensibilidad del modelo y de las características reales del material esta relación podría causar cierta incertidumbre y por lo tanto errores en los resultados.

Con la computadora se pudo modelar para distintas condiciones el funcionamiento de la presa, obteniendo una relación de permeabilidad horizontal contra vertical entre 1:1 y 2:1, material prácticamente homogéneo. Sin embargo, es conveniente que se determine en campo la verdadera permeabilidad y su relación de anisotropía, además de hacer pruebas de absorción de agua para determinar las verdaderas características del conglomerado, ya que podría estar muy fracturado el material; por lo pronto la relación de permeabilidad que se uso fue de 2:1, con este modelo en computadora se pudo explicar la razón por la que el gasto tanto en la galería como en los drenes ha disminuido en forma considerable con el transcurso de los años. La conclusión fue de que se está "taponando" el conglomerado de la cimentación, formando una especie de "delantal impermeable" en la unión de la cortina aguas arriba con la cimentación; a este fenómeno se le llama colmatación y se ha incrementado con el transcurso de los años en forma benéfica para la seguridad de la presa. Obviamente el delantal no es continuo en toda su longitud, si no que puede haber zonas más colmatadas que otras; 'para fines de modelación el delantal se supuso continuo hasta una longitud de aproximadamente 130 m, tamaño con el se obtuvo un gasto en computadora próximo al gasto general real que se ha presentado en los drenes.

En cuanto a los gradientes hidráulicos generados en la presa, en la actualidad no se tienen valores altos en prácticamente toda la cortina ni en la cimentación de la presa; sólo en la parte de los drenes se generan gradientes con valores de 1, gradientes altos con los que podría existir un riesgo de erosión interna; estos gradientes explican porque aun en la actualidad algunos drenes han tenido arrastre de arena fina.

Este efecto de colmatación esta resultando benéfico para la operación de la presa pues está disminuyendo los gradientes hidráulicos y el gasto de las filtraciones, lo que a su vez disminuye el riesgo de erosión interna; sin embargo, todavía existen gradientes altos en los drenes en el cambio de tubo cerrado a tubo filtrante, con lo que puede existir erosión.

Los drenes que presentaron arrastre de arena fina se tuvieron que cerrar, pues en su perforación es posible que hayan atravesado alguna capa del conglomerado con alguna fractura, razón por la que es fácil que el agua arrastre material y se introduzca por el tubo drenante.

V.2.1. Solución propuesta

Se destaca la importancia que tiene el fenómeno de colmatación en el comportamiento general de la presa. Se observa que la tendencia de disminución de las filtraciones continúa conforme el tiempo ha pasado, esto debido a la colmatación del material que se encuentra en la zona de contacto aguas arriba entre la cortina y la cimentación. Se determinó con los análisis que se esta formando una especie de "delantal impermeable" que disminuye el gasto de las filtraciones que se presentan. Como una alternativa de solución sería la construcción de un delantal impermeable de material principalmente arcilloso, como una continuación del núcleo de la cortina. Sin embargo, dado que esto implica un costo, la solución va más allá de los alcances de esta tesis por lo que solo se menciona como una solución que sería viable pero que no considera los aspectos técnicos y económicos que surgirían con su realización.

Aun con la limitación anterior, la presa se comporta adecuadamente con respecto a su seguridad estructural, por lo que se puede confiar en su comportamiento futuro. Por el contrario, aun cuando se tiene confiabilidad en su operación es necesario el continuar con la observación constante, reportando aquellos comportamientos que no sean acordes con su funcionamiento actual.

VI. CONCLUSIONES

VI. 1. Conclusiones generales

Todas las presas de tierra y enrocamiento o de materiales graduados están expuestas (por su misma naturaleza) a los efectos erosivos del agua, que se mueve tanto en su cuerpo como en su cimentación. Por ello, es de vital importancia conocer y analizar los mecanismos de filtración que se presentan por este fenómeno.

El fenómeno de erosión interna debido al flujo de agua no se manifiesta de una forma en particular, sino que existen diferencias según las características de la presa (en cuanto a materiales que la constituyen, geología del lugar, operación de la presa, etc.) que dan un indicio de que se puede presentar alguna anomalía en un futuro (futuro que puede ser hasta de minutos, si el daño es muy grave). Es por eso que los ingenieros dedicados al estudio de flujo de agua en presas deben distinguir cuales son éstas variantes, primeramente, basados en su experiencia o en la de ingenieros que han conocido una cantidad de casos considerable que les permitan hacer un diagnóstico preliminar y por otra parte, apoyados en su sentido común y en los conceptos básicos del flujo de agua, observando las características anormales que se están presentando tanto en el cuerpo de la presa, su cimentación y alrededores.

Los casos enumerados de los incidentes en presas muestran que en la erosión interna, la tubificación es más destructiva y rápida que la erosión de contacto, pero no se deben descartar los daños de esta última pues aunque es un fenómeno lento, es tan destructivo como la tubificación. Por ello, es de gran importancia la necesidad de conocer como es que se generan estos fenómenos, desde sus bases y fundamentos teóricos hasta su reconocimiento y desarrollo en campo.

En esta tesis se dio como punto de partida, particular atención al aspecto teórico ya que es esencial conocer las bases del fenómeno y comprenderlos para hacer los análisis posteriores; también se le dio importancia a la parte práctica pues de ahí parten todos los problemas, de la observación de los mismos. Todo ingeniero se forma con la experiencia enfrentándose a un sin fin de problemas y situaciones que le den la agilidad y visión para resolverlos, de aquí uno de los objetivos de esta tesis, combinar y homologar tanto la teoría con la práctica, manejando con soltura los conocimientos adquiridos al enfrentarse a variedad de eventos. También se ve la necesidad de mejorar las técnicas de análisis de flujo de agua, ya que muchas veces las convencionales no se pueden adecuar tan fácilmente al problema; en este sentido entra el manejo de los programas computacionales que ahorran y optimizan el trabajo que se haría usando los métodos tradicionales y en los cuales se pueden modelar diversas variantes del problema.

Identificando la problemática de la presa y seleccionando ciertas soluciones es posible llevar a cabo análisis paramétricos con los programas de computo para escoger el trabajo de rehabilitación práctico y económico

VI.2. Conclusiones y recomendaciones de la presa El Molinito.

Las conclusiones a las que se llegó con el análisis efectuado en la presa El Molinito en Sonora, son las siguientes:

- La presa tuvo un incidente que pudo ser de gravedad manifestado por la ocurrencia de fenómenos de flotación ("volcancitos de arena") al pie de la ataguía aguas abajo; no obstante, los signos mostrados en cuanto a las filtraciones en su cimentación dan una idea de un posible riesgo de erosión interna, en particular el de que se presentó al inicio de la operación de la presa.
- Basados tanto en observaciones en campo como en la instrumentación y el análisis efectuado, el comportamiento de las filtraciones tiene una tendencia de disminución, lo que ha sido benéfico para la presa, sin embargo no se debe descartar un posible riesgo en un repentino llenado del embalse (condición que no se ha presentado en varios años) con lo cual podría aumentar el caudal de las filtraciones.
- Debido a la ebullición de agua y aparición de "volcancitos de arena" al pie de la cortina y al no encontrar gradientes hidráulicos altos con los primeros análisis, se dedujo que el fracturamiento en alguna parte del delantal impermeable es la única posibilidad para aumentar "i". El fracturamiento propicia líneas de flujo con una longitud de recorrido corta hacia la salida (pie de la ataguía); provocando el aumento de gradientes hidráulicos y en consecuencia los "volcanes de arena".
- La existencia de esta grieta permitió las ebulliciones de agua al pie de la ataguía, sin embargo en la actualidad estas han disminuido hasta casi desaparecer, esto se debe a que las arenas y el azolve que arrastra el agua proveniente de los respaldos y el embalse ha tapado la fractura del delantal sellándolo por completo. Se debe vigilar el momento en que nuevamente se llene el embalse, puesto que el aumento de la carga hidráulica podría "destapar" la grieta del delantal propiciando el incremento de las filtraciones.
- Se hace énfasis en la continuación de mediciones en los instrumentos de la presa, principalmente en los piezómetros, observando sus lecturas cuando el nivel del embalse llegue a un llenado promedio y máximo. En estas condiciones también es importante medir el gasto de las filtraciones importantes en la presa a fin de determinar su correspondencia con el nivel del embalse y poder detectar una anomalía en caso de que existiera.
- Es trascendental el implementar un sistema apropiado de vigilancia e inspección sobre los afloramientos de agua en las filtraciones existentes y en los que pudieran surgir, a fin de verificar la hipótesis referente a la permeabilidad del aluvión y la hidrodinámica del flujo de agua en la presa, observando las anomalías que surgieran en la presa para así detectar un posible riesgo.

VI.3. Conclusiones y recomendaciones de la presa Chilatán

Las conclusiones del análisis en la presa Chilatán, en Jalisco son las siguientes, haciendo algunas recomendaciones en ciertos aspectos importantes:

- De las mediciones de gastos en vertedores y niveles de agua en los piezómetros del conglomerado, puede decirse que continua la tendencia a la disminución de las filtraciones para la misma carga hidráulica del embalse, en total las filtraciones han disminuido significativamente respecto al gasto máximo alcanzado durante el primer llenado del vaso en 1989, y los niveles piezométricos en el conglomerado han bajado del orden de 1 m, es decir, la línea superior de corriente en toda la cimentación ha disminuido.
- La disminución de gastos a través del tiempo ha sido favorable para la presa y se debe, según los análisis realizados, a la colmatación del depósito aluvial en la unión de la cimentación con la cortina aguas arriba, constituyéndose una especie de delantal impermeable que no permite el paso del agua; con los gastos de filtración reducidos se considera que la presa está segura estando en operación normal.
- La colmatación ha disminuido los gradientes hidráulicos prácticamente en toda la presa, solo en los drenes se concentran altos gradientes, en la unión del tubo ciego con el tubo drenante; con ello es posible que algunos drenes muestren arrastre de arena fina descargando en la galería; por esto es necesario que los drenes que tengan gasto considerable o arrastre de finos se cierren completamente.
- Se recomienda que continúen las lecturas de todos los instrumentos instalados en la presa, dando un mantenimiento periódico de los mismos. En los vertedores de los cadenamientos 0 + 000, 0 + 135 y en el 0 + 400 extraer en épocas de estiaje el azolve acumulado, verificando (si fuese necesario) las características del material retenido. También es conveniente realizar una limpieza general de la galería y de los drenes, a fin de mantener en forma eficiente el drenaje del agua que se encuentra en su interior. También se debe eliminar periódicamente la vegetación que crece en la corona y los taludes de la cortina además de sus alrededores, principalmente al pie de la cortina.
- Sería factible que el personal regional encargado de la presa midiera la elevación a la que ocurren las filtraciones en los taludes cuando los drenes se cierran a fin de tener una idea de cómo aumenta la LSC cuando no existe drenaje través de la galería.

VI.4. Conclusión Final

Cualquier obra hidráulica manifiesta comportamientos que son resultado de su estado físico y operacional los cuales deben ser tomados en cuenta aun en la más insignificante anomalía; en el caso de presas y en particular en el estudio de flujo de agua que ocurre en su cuerpo o cimentación, es de vital importancia la observación de filtraciones o de signos que no sean comunes en ella. Dada la importancia que tiene una presa es necesario dar un mantenimiento continuo, reparando aquellas anomalías que surjan con la operación de la misma a fin de garantizar un funcionamiento ideal y seguro.

REFERENCIAS

1. Benassini Aurelio y Casales Vicente. **Conferencia Purdue University**. American Society of Civil Engineers. 1972.
2. César Valdez Enrique. **Abastecimiento de Agua Potable**. Volumen 1. UNAM, Facultad de Ingeniería, México, 1990.
3. CNA. **Exploración geológica, geotécnica y estudio de banco de materiales para la presa El Molinito, Sonora**. Comisión Nacional del Agua, 1990. Inédito.
4. CNA. **Informes de Inspección de la presa Chilatán, Michoacán**. Comisión Nacional del Agua, Subdirección de Infraestructura Agrícola, 20 de junio de 1990. Inédito.
5. CNA. **Informes de Inspección de la presa Chilatán, Michoacán**. Comisión Nacional del Agua, SGT, Consultivo Técnico, 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1995, 1996, 1997, 1998, 1999, 2000. Inéditos.
6. CNA. **Informes de Inspección de la presa El Molinito, Sonora**. Comisión Nacional del Agua, SGT, Consultivo Técnico, 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1995, 1996, 1997, 1998, 1999, 2000. Inéditos.
7. CNA. **Lecturas en instrumentos de la presa Chilatán, Michoacán**. Comisión Nacional del Agua, 1990 – 2001. Inédito.
8. CNA. **Programa del tratamiento de impermeabilización en margen izquierda y derecha de la presa El Molinito, Sonora**. Comisión Nacional del Agua, Estudios básicos de Ingeniería y Geología SA de CV, Diciembre de 1990. Inédito.
9. Flores Berrones, Raúl. **Flujo de agua a través de los suelos**. IMTA, México, 1995.
10. G. Driscoll Fletcher. **Groundwater and Wells**. USA, 1995
11. Hungsberg Ulrich y Escalante Horacio. **Apuntes sobre tratamientos de cimentaciones para presas de materiales graduados**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, México, 2000. Inédito.
12. Juárez Badillo, Eulalio. **Mecánica de Suelos Tomo 1**. Edit. LIMUSA, México 1987.
13. Juárez Badillo, Eulalio. **Mecánica de Suelos Tomo 3**. Flujo de agua en suelos. Editorial LIMUSA, México 1989.
14. Karl Ewert Fiedrich. **Condiciones de cimentación, margen izquierda de la presa Chilatán**, Comisión Nacional del Agua, Mayo de 1990. Inédito.

15. Marsal Raul J. **Consultas sobre la presa Chilatán**, Comisión Nacional del Agua, Mayo de 1990. Inédito.
16. Marsal, Raúl J. **Presas de Tierra y Enrocamiento**. Edit LIMUSA, México 1979
17. Pernot Michael, **Consultas sobre la presa Chilatán**, Comisión Nacional del Agua, Noviembre de 1989. Inédito
18. R. Cedergren, Harry. **Seepage, Drainage, and Flow Nets**. Wiley Interscience Publication, 3ª edición, USA, 1989.
19. Ramírez Reynaga Martín. **Informe de Inspección de la presa El Batán, Querétaro**. Comisión Nacional del Agua, SGT, Consultivo Técnico, 1991. Inédito.
20. Ramírez Reynaga Martín. **Informe de Inspección del bordo Jesús María, Querétaro**. Comisión Nacional del Agua, SGT, Consultivo Técnico, 1998. Inédito.
21. Ramírez Reynaga Martín. **Informe de Inspección del bordo Sierra Pinta, Coahuila**. Comisión Nacional del Agua, SGT, Consultivo Técnico, 1994. Inédito.
22. Revista Internacional **Water and Power Dam**. R. Kuusiniemi. Erosión Interna en la Presa de Materiales Graduados Uljua, Finlandia. Marzo 1992.
23. Revista. **FRCOLD NEWS, Barrages and Reservoirs**, Número especial del congreso CIGB en Florencia, Mayo 1997
24. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, CNA. **Presas de México**, Vol XVIII y IX. México, 1994
25. Sherard J. L. **Earth and Earth Rock Dams**. Wiley Interscience Publication. USA 1967, capítulo 2.
26. Skepton A.W., Hutchinson J, **Effective Stress in Sils, Concrete and Rocks**, Proceedings, Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, London, Butterworth: 4-16
27. Sotelo Ávila Gilberto. **Hidráulica General**. Volumen 1. LIMUSA, México 1996
28. T. A. Middlebrooks, **Earth Dam Practice in the United States**. Transactions, American Society of Civil Engineers, Centennial Volume, 1953
29. Tamez González Enrique. **Principios de diseño y construcción de presas de tierra**. México 1972.
30. W. L. Chadwick. Publicación 162. **Report to U.S. Dept. of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam**. 31 de diciembre de 1976.

ANEXO FOTOGRAFICO

PRESA EL MOLINITO,

SONORA

PRESA EL MOLINITO, SON.

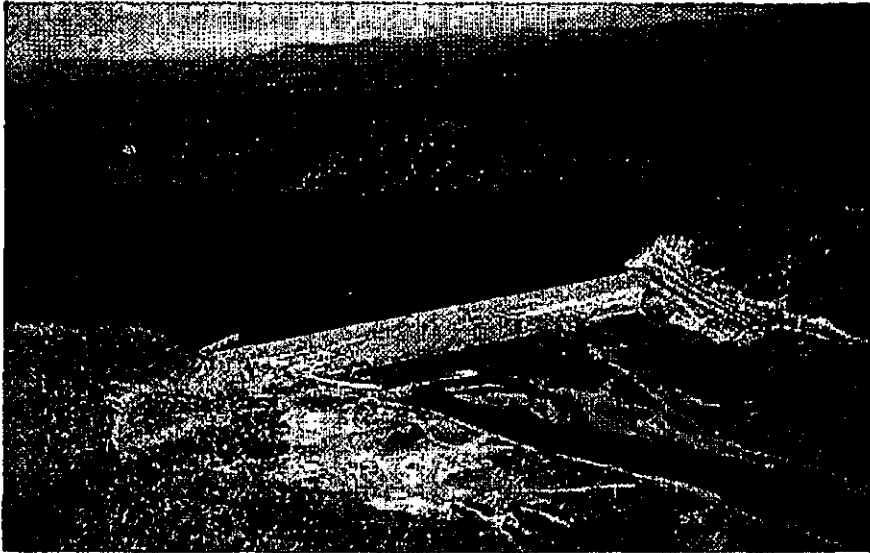


Foto 1. Vista general de la presa

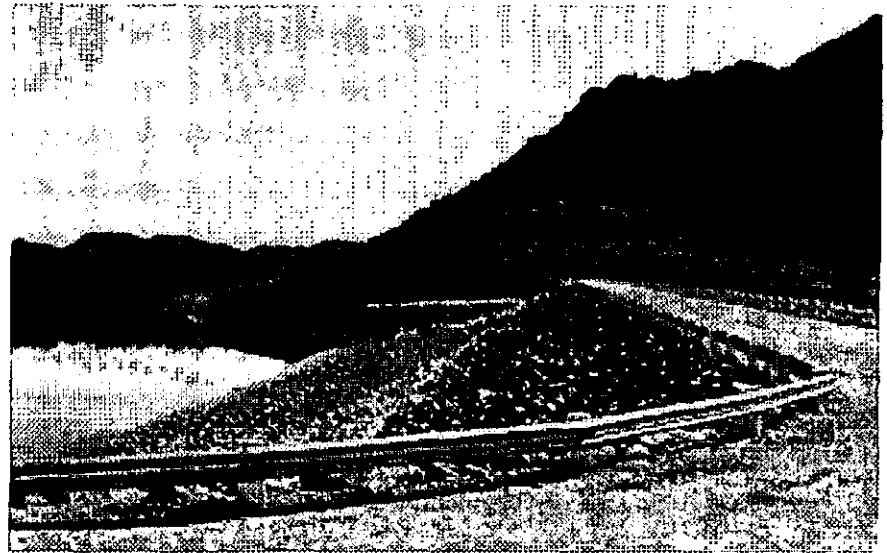


Foto 2. Talud de aguas arriba de la cortina

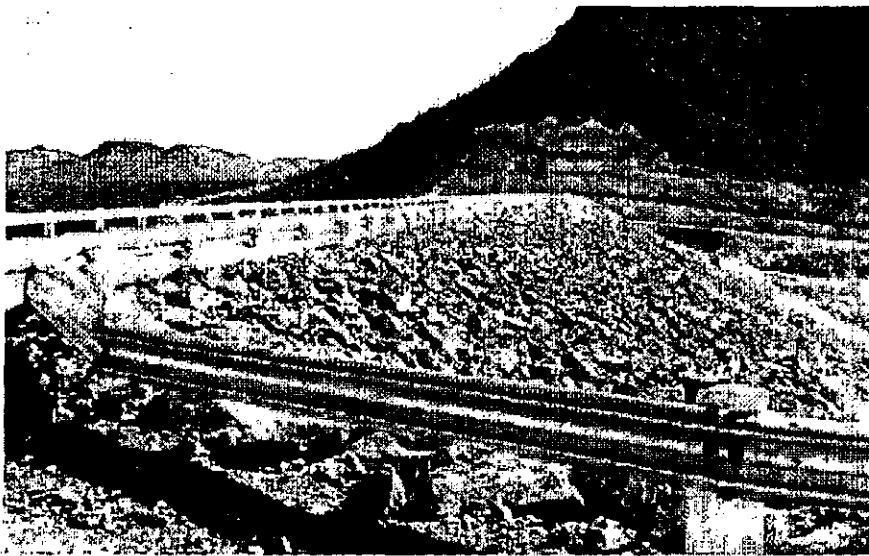


Foto 3. Talud de aguas abajo de la cortina



Foto 4. Colector de las filtraciones superficiales

PRESA EL MOLINITO, SON.

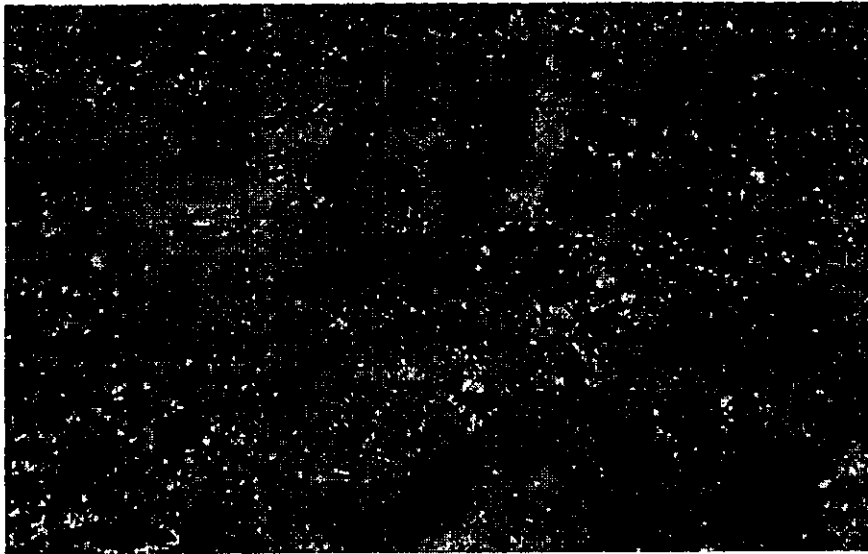


Foto 9. Pez vivo salido de una filtración vertical. (10 cm de longitud)

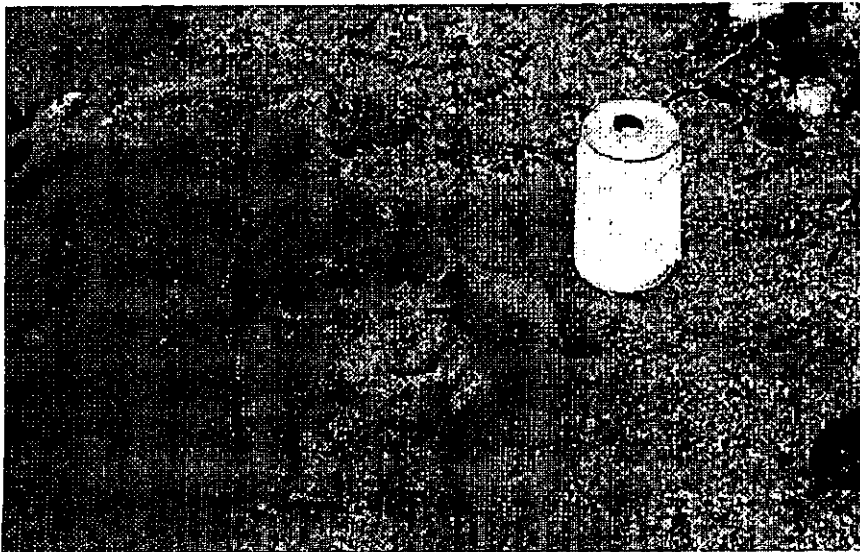


Foto 10. Filtración vertical ascendente

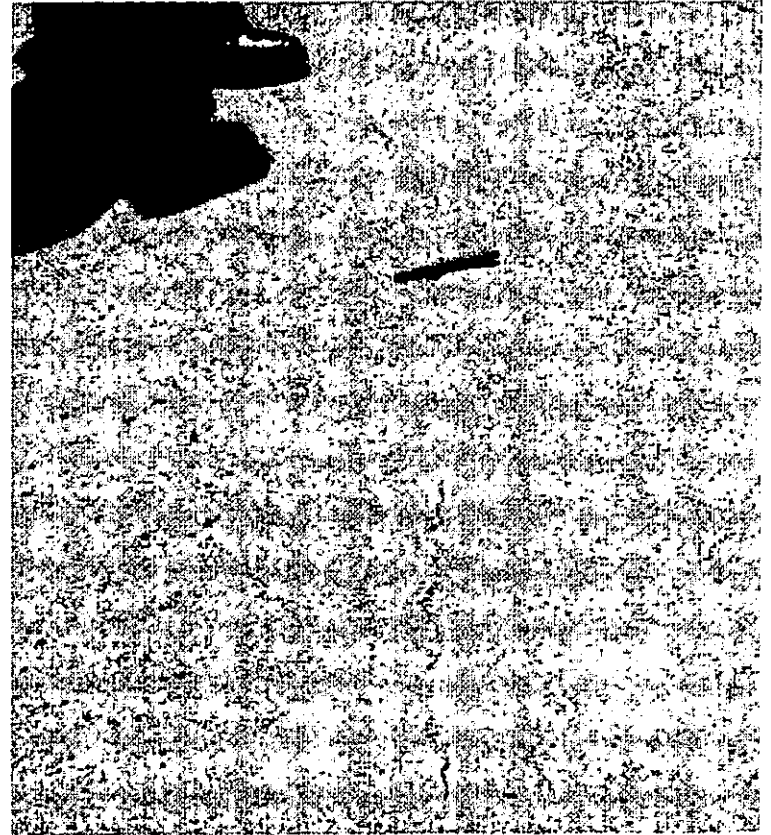


Foto 11. Grieta longitudinal en corona de la cortina

PRESA EL MOLINITO, SON.



**Foto 5. Filtración al pie de la cortina.
La mano indica un sitio de ebullición**



Foto 6. Filtraciones a través del enrocamiento aguas abajo.



Foto 7. Filtraciones en la rampa y pié de la ataguía



Foto 8. Filtraciones a 3 m aguas abajo del pié de la ataguía.

ANEXO FOTOGRAFICO

PRESA CHILATAN,

JALISCO - MICHOACAN

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.



Foto 12. Vista general de la presa



Foto 13. Talud aguas abajo de la cortina

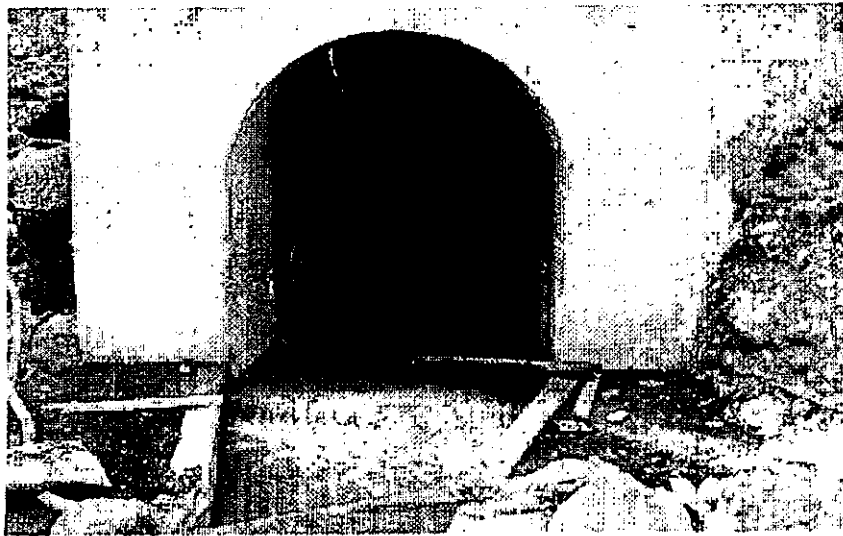


Foto 14. Descarga de filtraciones de la galería, mayo, 1990

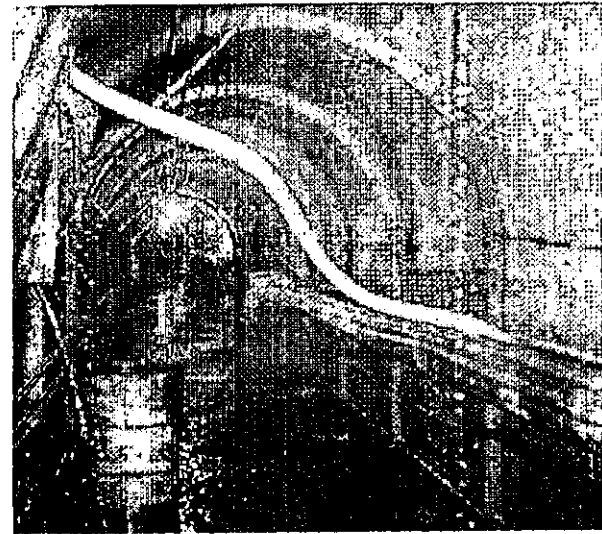


Foto 15. Interior de la galería, mayo, 1990

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

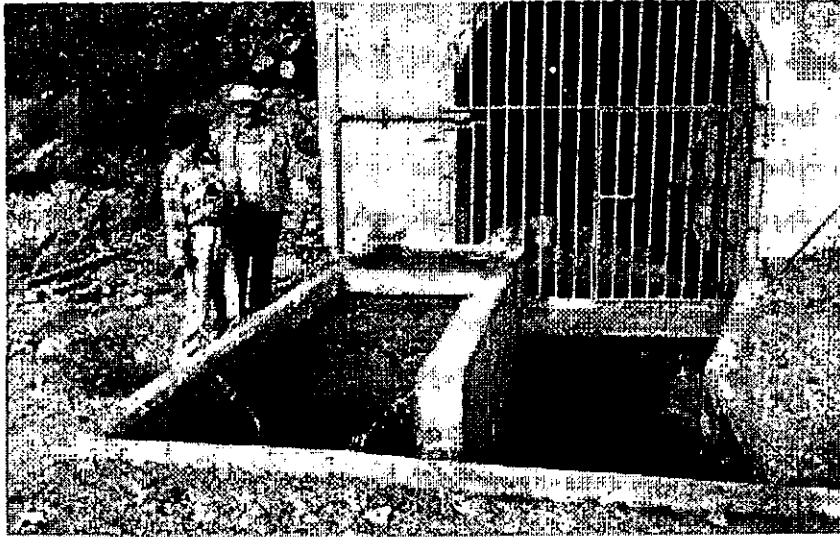


Foto 16. Aforadores de las filtraciones a la entrada de la galería



Foto17. Aspecto de la tubería colectora y de la conexión a los drenes

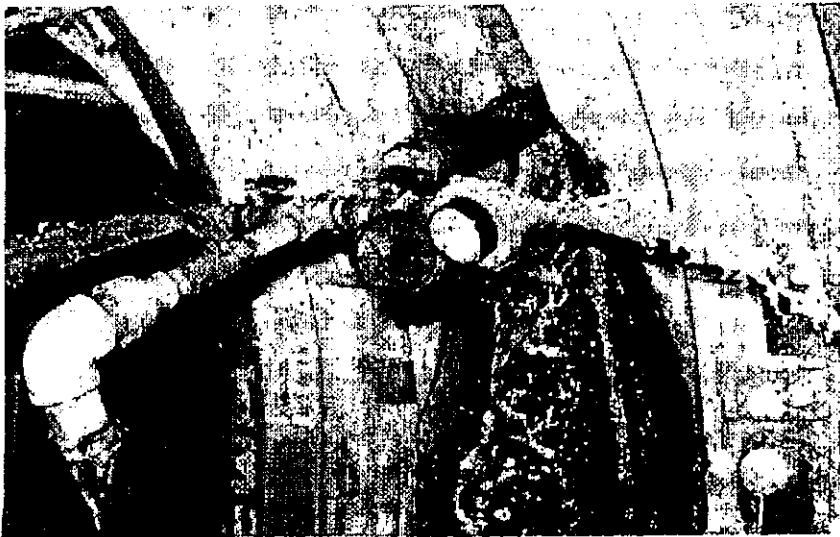


Foto 18. Detalle de l medidor de gasto y presión en los drenes



Foto 19. Filtración a través de la granodiorita. Cad. 0 +720

PRESA CHILATAN, JAL - MICH.

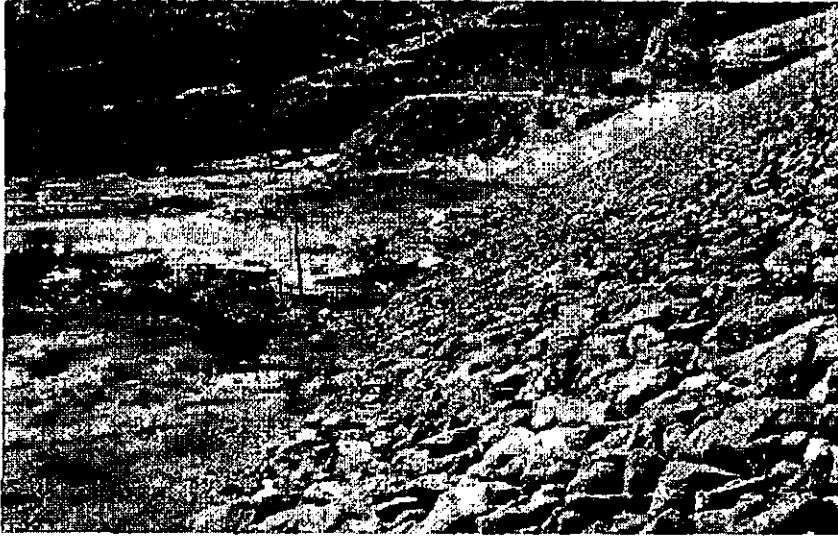


Foto 20. Filtración a través del conglomerado. Cad. 0 + 940

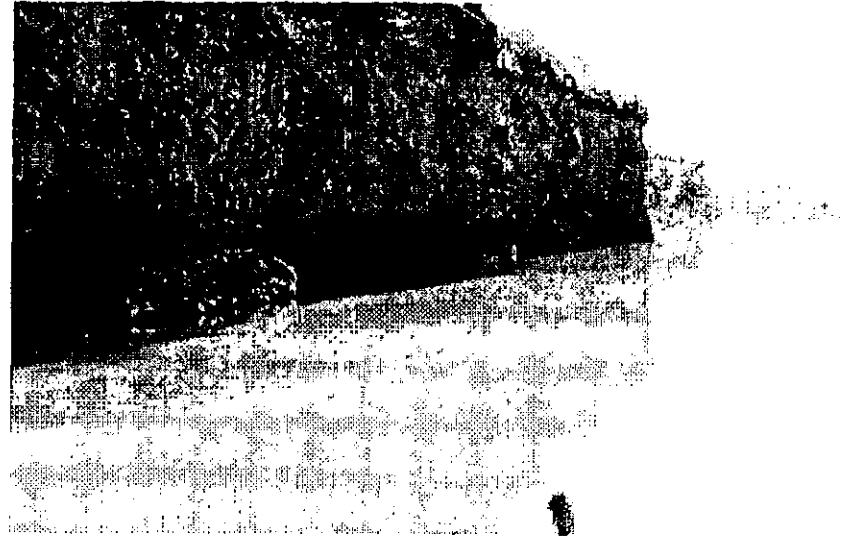


Foto 21. Vista general del cantil. Observe la LSC.



Foto 22. Aforador de las filtraciones en el cantil de la margen izquierda



Foto 23. Colector de las filtraciones instalado al pié del enrocamiento aguas abajo, en la margen izquierda.