

118



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS DE LAS DEFORMACIONES EN LA CORTINA DE LA PRESA EL GALLO UBICADA EN EL ESTADO DE GUERRERO, MEXICO.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
SALVADOR ELIAS ROMERO PEREZ



DIRECTOR DE TESIS: M.I. REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO

CIUDAD UNIVERSITARIA

FEBRERO 2002

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería.

***Análisis de las deformaciones en la cortina de la presa El Gallo
ubicada en el Estado de Guerrero, México***

Tesis para obtener el Título de Ingeniero Civil

P r e s e n t a :

Salvador Elías Romero Pérez.

Director de Tesis: M.I. Reginaldo José Hernández Romero.

Ciudad Universitaria, Enero de 2001.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/045/01

Señor
SALVADOR ROMERO PÉREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. REGINALDO JOSE HERNÁNDEZ ROMERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES EN LA CORTINA DE LA PRESA EL GALLO
UBICADA EN EL ESTADO DE GUERRERO, MÉXICO"**

- I. INTRODUCCION
- I. GENERALIDADES
- II. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA PRESA
- III. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA CORTINA
- IV. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LA CORTINA
- V. 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 6 de marzo de 2001
EL DIRECTOR

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

Agracecimientos:

A Samuel y María Luisa, sin ellos no hubiera hecho nada.

Al M.I. Reginaldo Hernández Romero, por todo su apoyo y asesoría en el desarrollo de la presente tesis.

Al Dr. José Antonio Nieto Ramírez, Gerente del Consultivo Técnico, Comisión Nacional del Agua, al Ing. Ulrich Hunsberg, Subgerente de Geología y Geohidrología y al Ing. Paúl Alfaro, Especialista en Geología Aplicada a la Ingeniería, por las facilidades otorgadas para la consulta de información.

A todos los profesores que participaron en mi desarrollo escolar desde primaria.

Al Ing. Rodolfo Gaona Saldaña, porque los maestros no sólo se encuentran en las aulas .

A todas las personas con las que, de alguna manera, conviví a lo largo de todos estos años, principalmente durante mi estancia en la Facultad, el mencionar a algunas es omitir a todas.

Gracias.

Dedicatoria:

A mis Padres: Samuel y María Luisa.

Índice.

Introducción. 5

I. Generalidades. 8

I.1 Descripción del proyecto Presa El Gallo. 9

- Localización y ubicación.
- Propósito de la Presa.
- Características y elementos que conforman la presa.
- Hidrología.
- Geología.
 - ❖ Geología regional.
 - ❖ Geología de la boquilla.

I.2 Instrumentación. 13

- Objetivo de la instrumentación.
- Ubicación de los equipos de instrumentales en la cortina
- Descripción de los instrumentos utilizados.
 - ❖ Inclínómetros.
 - ❖ Piezómetros.
 - ❖ Extensómetros.
 - ❖ Acelerogramas.
 - ❖ Referencias superficiales.
 - ❖ Vertedores de aforo.

II. Proceso constructivo. 35

II.1 Cronología. 36

II.2 Métodos constructivos empleados. 37

- Obra de desvío.
- Tratamiento de la cimentación.
- Cortina.

III. Análisis hidráulico de la cortina. 41

III.1 Registros y datos obtenidos a la fecha. 42

III.2 Red de flujo en la cortina. 42

III.3 Niveles piezométricos y de agua. 48

III.4 Problemas que presenta la presa durante su operación. 58

III.5 Afectaciones debidas al funcionamiento de la presa. 59

III.6 Drenaje de la cortina. 61

IV. Análisis de deformaciones en la cortina. 63

IV.1 Registros y datos obtenidos a la fecha. 64

IV.2 Asentamientos. 64

IV.3 Desplazamientos horizontales. 72

IV.4 Deformaciones unitarias. 81

IV.5 Afectaciones posibles debidas a sismos. 84

V. Conclusiones. 89

Lista de figuras. 93

Bibliografía. 95

Apéndice. 96

Introducción.

El desarrollo de este tema de tesis se ha basado en información de proyecto proporcionada por La Comisión Nacional del Agua y en reportes de mediciones e informes de comportamiento e inspección formulados por la Comisión Federal de Electricidad.

A su vez, el tratamiento de algunos temas tales como el proceso constructivo así como el de afectaciones posibles debidas a sismos en la cortina, se abarcan de manera muy somera con la finalidad de respaldar el tema central, sin pretender profundizar en ellos, debido a que por sí solos podrían convertirse en temas de desarrollo en sus respectivas áreas de la ingeniería civil.

En general, la descripción de este tema, así como las conclusiones del mismo se presenta a continuación:

La presa El Gallo, ubicada en el Río Cutzamala, en la parte noroccidental del estado de Guerrero, se construyó con el propósito de la ampliación del servicio de riego en los valles de Cutzamala y Ciudad Altamirano.

Desde el inicio de su construcción, en 1981, se vio afectada los diferentes problemas presupuestales, quedando suspendida por varios periodos hasta 1998, cuando se concluyó en su totalidad. De esta manera, la construcción de la cortina en su primera etapa, abarcó casi toda la década de los ochenta, mientras que la segunda etapa se realizó en 1998. Por esa razón, en 1996, la Comisión Nacional del Agua (CNA), propietaria de la presa, llegó a un acuerdo con la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para la implementación y seguimiento del proyecto de instrumentación de la cortina en su segunda etapa y la rehabilitación de la existente en la primera etapa.

El objetivo principal que se trazó para el proyecto de instrumentación, fue el contar con información útil para el conocimiento del estado de la estructura y la evaluación de su seguridad de la misma, durante la construcción y, posteriormente, durante su operación. El diseño del proyecto de instrumentación contempló la obtención de mediciones para la evaluación de la calidad de la construcción, de las condiciones de soporte y permeabilidad de la roca de cimentación y del terraplén que compone la cortina, teniendo en cuenta la posibilidad de la aparición de fracturas transversales del núcleo principalmente en la zona de transición de las etapas de construcción; así como del comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de sismos.

De esta manera, los resultados de las mediciones, han indicado que la roca de cimentación así como la cortina han presentado algunas anomalías en cuanto a su funcionamiento hidráulico, lo cual ha sido detectado por piezómetros instalados que indican la existencia de un abatimiento de la red de flujo hacia la roca de cimentación en la segunda etapa de construcción debido al deficiente tratamiento que se dio a la cimentación y el desplante del núcleo en esta etapa. Sin embargo, esto no ha representado un factor, hasta el momento, que ponga en riesgo la seguridad de la estructura, dado que no existe migración de material del núcleo de

la cortina además de que las filtraciones a través del cuerpo del terraplén han mantenido una estabilidad desde el primer llenado en 1998 y durante 1999.

Por lo que respecta a los asentamientos, su comportamiento ha sido como se esperaba, mayores en la segunda etapa de construcción al haber sido colocados los materiales de ésta recientemente, con respecto a los de la primera. Los desplazamientos horizontales han sido muy pequeños similares a las deformaciones unitarias por lo que, de igual forma, se considera que no son factor de riesgo de la seguridad de la estructura.

El comportamiento de la cortina, ante los sismos que se presentaron durante 1999, fue aceptable, los registros de los acelerógrafos indicaron que el terraplén obtuvo aceleraciones muy similares en los cuatro puntos de medición, por lo que éste se ha comportado como un solo cuerpo. Además de que no se han presentado problemas como la aparición de grietas, cambios en las tendencias de asentamientos, desplazamientos y deformaciones en la estructura.

Capítulo I

Generalidades.

Capítulo I. Generalidades

I.1 Descripción del proyecto.

Localización y ubicación.

La presa *El Gallo*, propiedad de la *Comisión Nacional del Agua (CNA)*, se localiza en la región noroccidental del estado de *Guerrero*, dentro del municipio de *Cutzamala de Pizán*, cerca de sus límites con los estados de *Michoacán* y de *México*. Sus coordenadas geográficas son $18^{\circ}46' N$ y $100^{\circ}40' W$ (fig. 1). Se ubica en el río *Cutzamala* a 20 km de la presa *Hermenegildo Galeana*.

El acceso desde la ciudad de *México* se hace por *Toluca*, siguiendo por la carretera a *Temascaltepec-Tejupilco-Bejuco* hasta la desviación a *Zacapuato*, transitando por ésta 2 km para, finalmente, continuar 10 km por una carretera de terracería .



Figura 1. Localización de la presa.

Propósito de la presa.

En 1954, la entonces *Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH)*, inició estudios geológicos en diversos estrechamientos del *Río Cutzamala*, con el objeto de construir obras para riego y aprovechamiento hidráulico, una de las cuales fue la presa *Hermenegildo Galeana*, que en la actualidad riega los valles de *Ixtapilla* y *Nuevo Galeana*, *Guerrero*.

En esa época se consideró, 20 km aguas arriba de éste, otro aprovechamiento susceptible a utilizarse como boquilla, llevándose a cabo así la construcción de la presa *El Gallo*, con el fin de ampliar el sistema de riego en los valles de *Cutzamala* y *Ciudad Altamirano*, *Guerrero*, estando supeditada a los avances del proyecto *Alto Cutzamala*, cuyo propósito es el abastecimiento de agua potable a la *Ciudad*

de México, y a las asignaciones presupuestales otorgada por la *Gerencia del Aguas del Valle de México*.

Por otra parte, la *Comisión Federal de Electricidad (CFE)* tiene contemplado la construcción de una planta hidroeléctrica para la generación de energía eléctrica en la que se instalará una unidad generadora con capacidad de 30 MW, cuya construcción y operación no afectará el servicio de riego.

Características y elementos que conforman la presa.

La cortina es de materiales graduados con una altura máxima de 67.50 m desde el nivel de desplante, longitud de la corona de 490 m y ancho de 10.20 m (figs. 2 y 3, ver apéndice). La sección transversal está formada por un corazón central de material impermeable compactado con taludes de 0.2:1 teniendo un ancho de 6.00 m a la elevación 368 m, los filtros de 6 m de espesor están constituidos de grava-arena seleccionada, los respaldos de están formados con grava-arena a granel hasta terminar en un talud 1.7:1 en ambos paramentos, los cuales están cubiertos a su vez por enrocamiento y rezaga hasta completar el talud exterior de la cortina con talud de 2:1. Debido al estrechamiento que sufre la cortina en la parte alta se reducen los taludes del material impermeable y filtros hasta quedar a la elevación 368.0 m con un ancho de 6 m.

Con estas dimensiones de la cortina se permite tener una capacidad de almacenamiento de 585 millones de m³, de los cuales 190 millones se utilizan para uso de riego.

En la margen derecha se ubica la obra de toma para riego (fig. 4, apéndice) con una capacidad de 35 m³/s. Esta estructura fue utilizada como túnel de desvío durante la construcción (fig. 5, apéndice).

La obra de excedencias que consta de un vertedor tipo abanico con cresta libre se localiza en la margen derecha a la elevación 362.8 m y tiene una capacidad de para el tránsito de avenidas de 4,700 m³/s (fig. 6, apéndice).

Hidrología.

La presa *El Gallo* se ubica en la región hidrológica No.18 correspondiente al *Balsas-Cutzamala*. La cuenca de aportación cubre un área de 10,783.7 km².

La avenida de diseño de 6,230 m³/s se definió para un periodo de retorno de 10,000 años. Según registros históricos el máximo gasto registrado ocurrió el 24 de septiembre de 1967 y fue de 2,793 m³/s. Para determinar la avenida de diseño se utilizaron los registros entre 1960 y 1994.

La precipitación pluvial se presenta principalmente entre los meses de mayo a octubre. Estos datos son obtenidos en el periodo de 1960 a 1994, en la estación climatológica instalada 200 m aguas abajo del eje de la cortina.

Se estima que el escurrimiento medio anual en toda la cuenca es de 3 millones de metros cúbicos. Así con los datos de escurrimiento y la capacidad de almacenamiento se obtiene un volumen de almacenamiento útil de 190 millones de m³ con lo que se definió la cota del nivel de aguas máximo de operación (NAMO) en la elevación 362.78 m. De igual manera el superalmacenamiento se estima en 175 millones de m³, con lo que se determina la cota del nivel de aguas máximo extraordinario (NAME) a la elevación 368 m. Por otra parte, el bordo libre de diseño es de 2.5 m.

Es importante mencionar que los niveles de agua del embalse podrían fluctuar cuando sea construida la planta de generación de energía eléctrica, cuya obra de toma se encuentra a la elevación 343.75 m.

Geología.

Geología regional

La geología regional se caracteriza por una serie de sierras y valles alargados con pendientes suaves y orientación N-S, constituidos por rocas sedimentarias de la *Formación Balsas*.

Al poniente de la presa afloran rocas del mesozoico que corresponden a una serie sedimentaria marina llamada *Formación San Lucas*, las rocas de esta formación se presentan en forma alargada con orientación N-S y están compuestas por lutitas, areniscas e intercalaciones de areniscas de origen vulcanosedimentario.

Toda la secuencia de rocas de la región está afectada por intrusiones de diques de composición andesítica con espesor de 1 a 8 m y longitudes máximas observadas hasta de 150 m que han afectado a las areniscas y limolitas de la *Formación Balsas*.

Aparecen también numerosas fallas y alineamientos principales que cortan a las rocas y estructuras anticlinales de la región, que por su orientación se pueden agrupar en los siguientes sistemas: NW-SE el principal y NE-SW el secundario.

A lo largo del cauce del río *Cutzamala* existe una serie de materiales heterogéneos constituidos por arena, gravas y bloques subredondeados de composición variable, que forman playones y terrazas aluviales en las riberas.

Geología de la boquilla.

Sobreyaciendo a la *Formación San Lucas*, se localiza una secuencia sedimentaria denominada *Formación Balsas*, constituida por conglomerados, brechas, areniscas y limolitas, todas de origen continental con variaciones litológicas, tanto laterales como verticales; le caracteriza su color rojo y violeta debido a su contenido alto de hematita. Los conglomerados y brechas están poco consolidados y son de composición volcánica y sedimentaria, empacados en una matriz limosa. Las areniscas son de grano fino a medio con una matriz limo-arcillosa; presentan estratificación laminar, agrupada en paquetes de 5 a 30 cm de espesor. Por último, las limolitas se encuentran interestratificadas con las areniscas y en ocasiones están mezcladas. Los estratos varían de 1 a 30 cm de espesor.

En pruebas de permeabilidad tipo Lugeon se determinó que los rangos de permeabilidad van de impermeables a poco permeables en algunos tramos con una presión crítica de 6 kg/cm^2 . En varios tramos resultaron permeables debido a que se ocasionó fracturamiento hidráulico del macizo rocoso. Aunque existen tramos poco permeables la *Formación Balsas* no es inyectable como lo demostró el tratamiento de impermeabilización y consolidación realizados.

Coronando a las formaciones antes mencionadas, se localizan rocas volcánicas intrusivas y extrusivas, tales como diques de composición andesítica, tobas y brechas de la misma composición.

La serie volcánica *Characharando* aflora ampliamente al NE y NW del sitio, está compuesta por derrames y brechas andesíticas; las andesitas son masivas y compactas. Las brechas están compuestas por fragmentos líticos de basalto y andesita.

Las rocas anteriormente descritas están afectadas por un intrusivo hipabisal de composición andesítica, emplazado en las rocas de la *Formación Balsas*; por su forma se le puede interpretar como lacolito. Se localiza en el área de la boquilla y en los cerros *El Gallo*, *La Cacamicua* (empotramiento izquierdo), *La Campana* y *El Mango*.

En la boquilla, aflora principalmente la *Formación Balsas*, la cual está afectada por el cuerpo ígneo hipabisal que penetró a través y a lo largo de los planos de estratificación de las areniscas y limolitas; se distribuye en ambos márgenes, encontrándose cubierta por rocas volcánicas de la serie *Characharando* compuesta por lavas, brechas y tobas de composición andesítica como ocurre en la zona del vertedor; estas rocas a su vez están emplazadas por diques de composición andesítica. En la figura 7 (ver apéndice) se muestran los perfiles geológicos de las secciones de la boquilla y demás elementos de la presa en los que se observan los diferentes tipos de rocas así como su distribución.

I.2 Instrumentación.

Por convenio entre la *Comisión Nacional de Agua (CNA)* y la *Comisión Federal de Electricidad (CFE)*, a partir de 1996 la *Subgerencia del Comportamiento de Estructuras (SCE-CFE)*, revisó, adaptó y llevó a cabo el proyecto de instrumentación de la segunda etapa de construcción de la cortina así como la rehabilitación de la instrumentación existente en el cuerpo de la primera etapa de construcción.

En 1999 la CNA y la SCE-CFE celebraron nuevamente un convenio para medir la instrumentación instalada y dar seguimiento al comportamiento de la presa. El convenio incluyó seis mediciones con sus respectivos reportes y un informe anual.

Objetivo de la instrumentación.

El objetivo general de la instrumentación es el obtener oportunamente información cuantitativa, adecuada y confiable, para conocer el comportamiento de la estructura y evaluar su seguridad.

Los factores que influyen directamente en el comportamiento de la cortina, y por ende, del diseño de la instrumentación son:

- Las condiciones de soporte y permeabilidad de la roca de cimentación, y la efectividad de su tratamiento.
- La calidad de la construcción, particularmente en la colocación de los materiales del núcleo, la construcción de los filtros adecuados para la protección del núcleo y el tratamiento de la junta entre la primera y segunda etapa.
- La ocurrencia de fuertes sismos cuyos epicentros se localizaran cerca de la obra.

Los objetivos particulares de la instrumentación son:

- Conocer los niveles piezométricos tanto en la roca de cimentación como en el terraplén, aguas abajo de la barrera impermeable.
- Detectar la posible ocurrencia de fracturas transversales del núcleo, particularmente en la junta entre la primera y la segunda etapa de construcción.
- Conocer los desplazamientos horizontales y verticales en los puntos característicos de la cortina, tanto en su superficie como en su interior.

- Determinar la magnitud de las aceleraciones impuestas por sismos fuertes y su relación con otros efectos observados en la presa.

Ubicación de los equipos instrumentales en la cortina.

Con el fin de cumplir con el planteamiento de los objetivos de la instrumentación, la SCE-CFE realizó la siguiente distribución de los diversos aparatos de medición:

Se seleccionaron cuatro ejes perpendiculares al eje de la cortina siendo su ubicación los cadenamientos: 0+060, 0+130, 0+205 y 0+258, uno paralelo al mismo y en ambos paramentos. En éstas secciones se instalaron inclinómetros para medir los asentamientos y desplazamientos del terraplén (figs. 8 a 13); piezómetros eléctricos para observar las presiones de poro en el núcleo y la cimentación; piezómetros abiertos para medir niveles de agua en el paramento aguas abajo y en las laderas (figs. 8 a 14); extensómetros para medir las deformaciones y detectar un posible fisuramiento dentro del núcleo en la frontera entre el terraplén construido en la primera y segunda etapa (fig. 9); referencias topográficas para conocer los desplazamientos superficiales del terraplén (figs. 8, 9, 11 y 13); y acelerógrafos digitales para el registro de la respuesta de la estructura ante sismos de magnitud considerable ubicados en cuatro puntos: dos en la corona en los cadenamientos 0+130 y 0+320 respectivamente, uno en la base aguas abajo de la cortina y otro en la ladera de la margen derecha (figs. 8, 9 y 12).

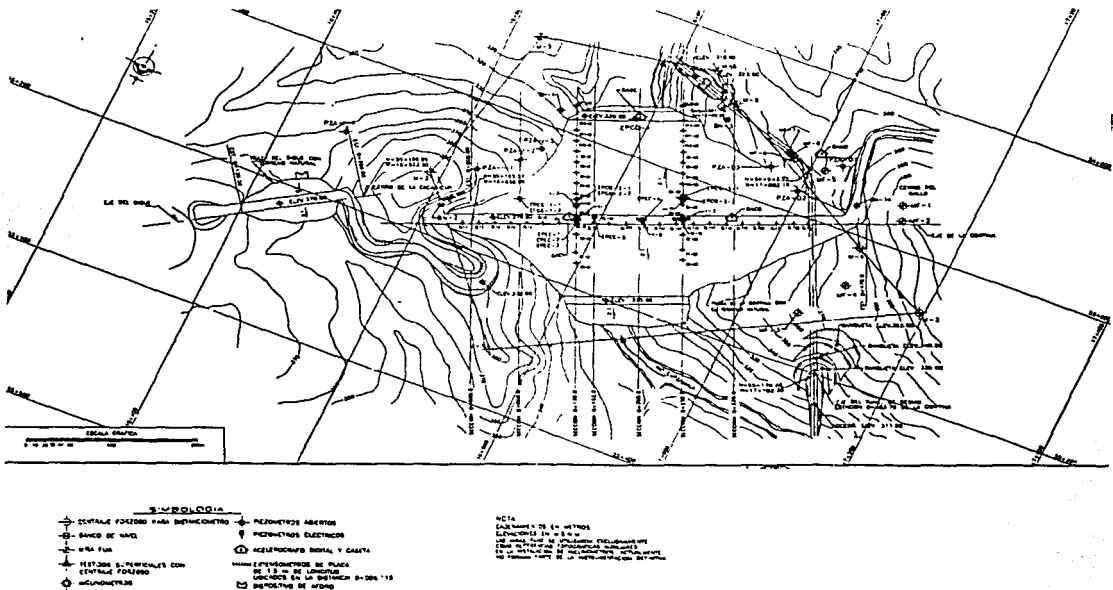


Figura 8. Instrumentación. Planta general.

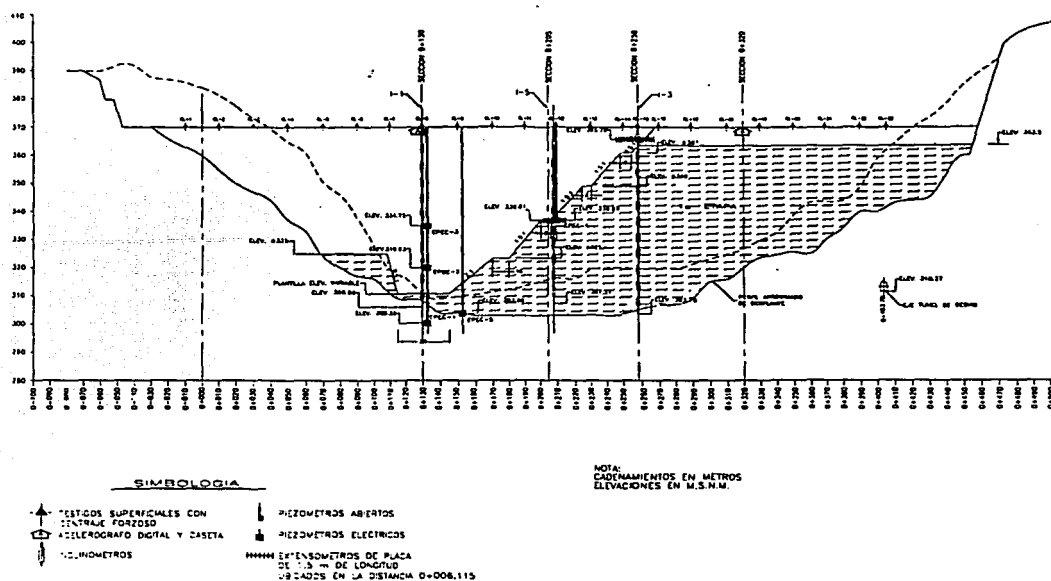


Figura 9. Instrumentación. Sección longitudinal máxima.

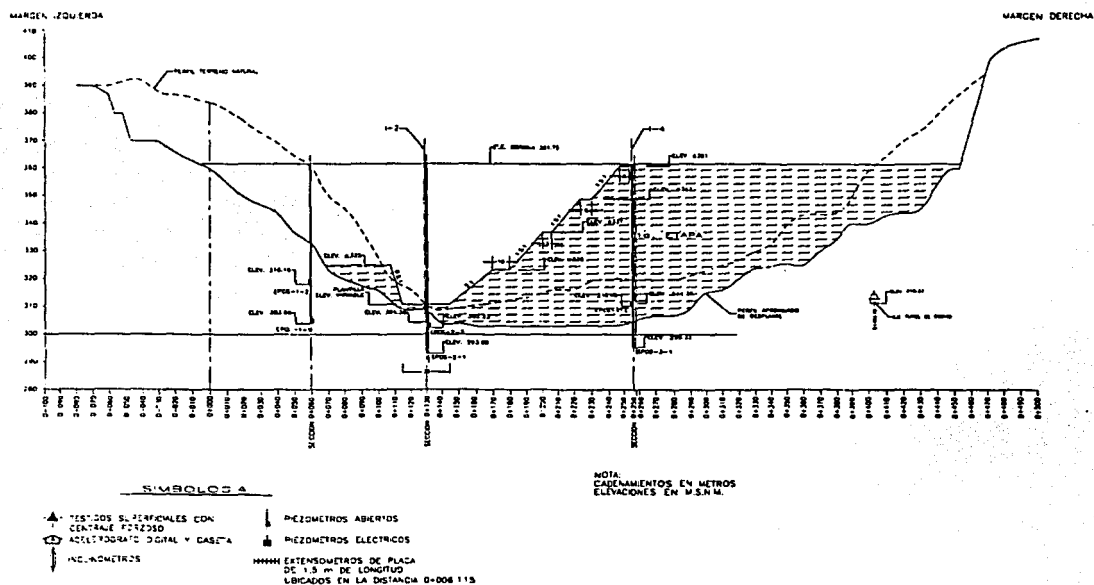


Figura 10. Instrumentación. Sección longitudinal 0-026.50

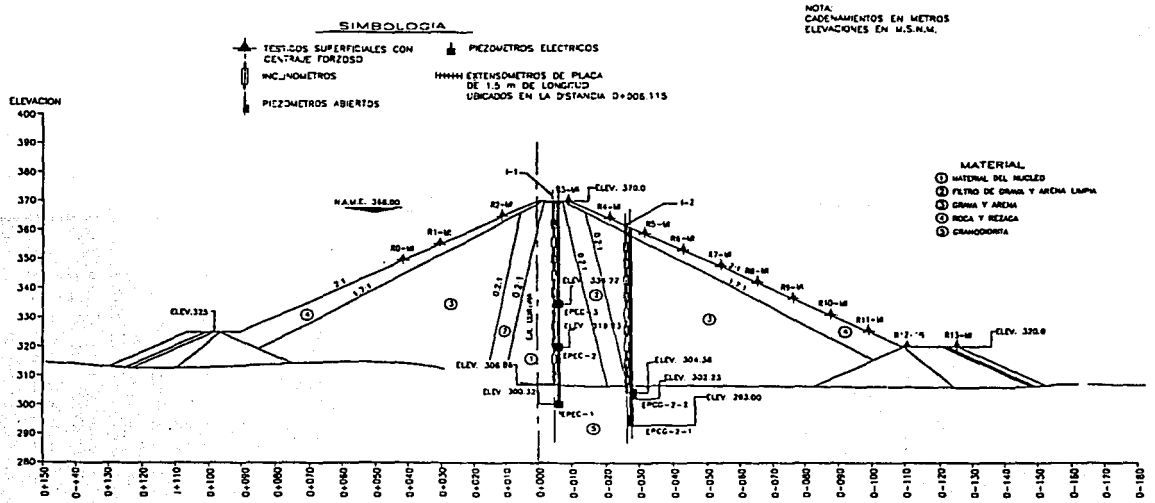


Figura 11. Instrumentación. Sección transversal cadenamiento 0+130.

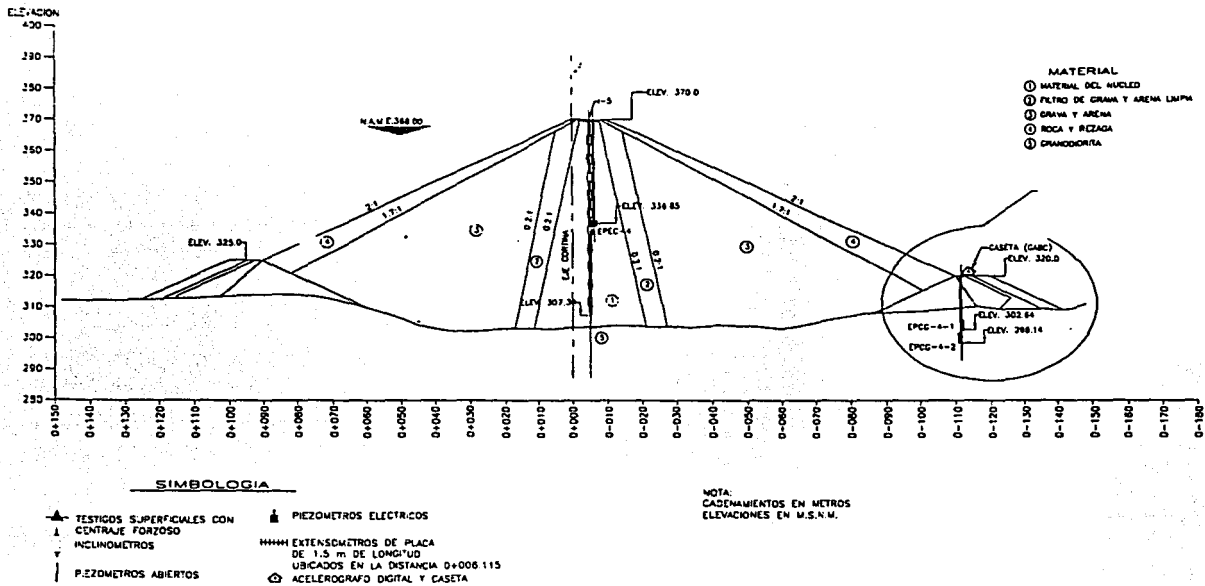


Figura 12. Instrumentación. Sección transversal cadenamiento 0+205.

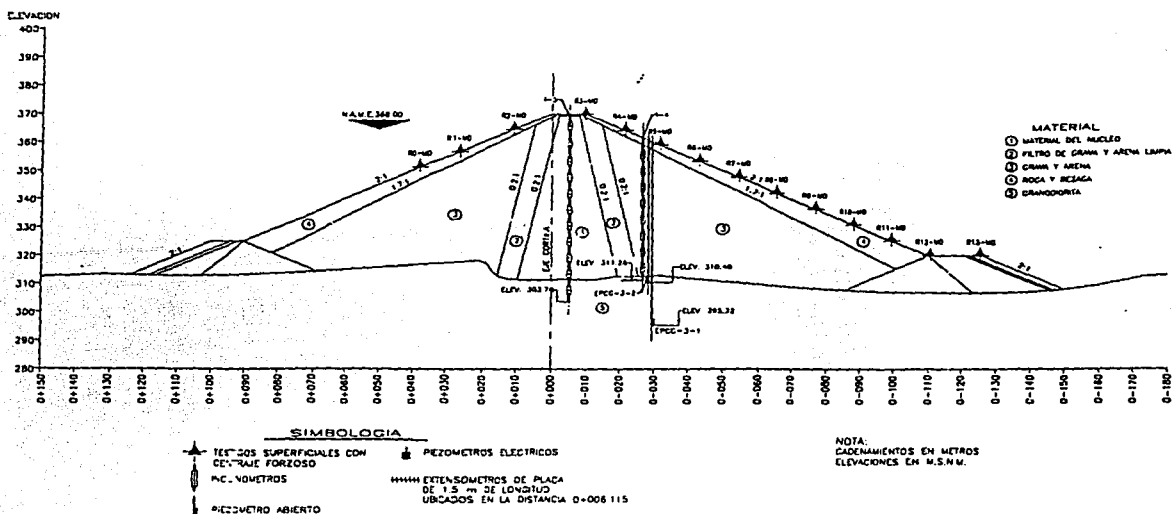


Figura 13. Instrumentación. Sección transversal cadenamiento 0+258.

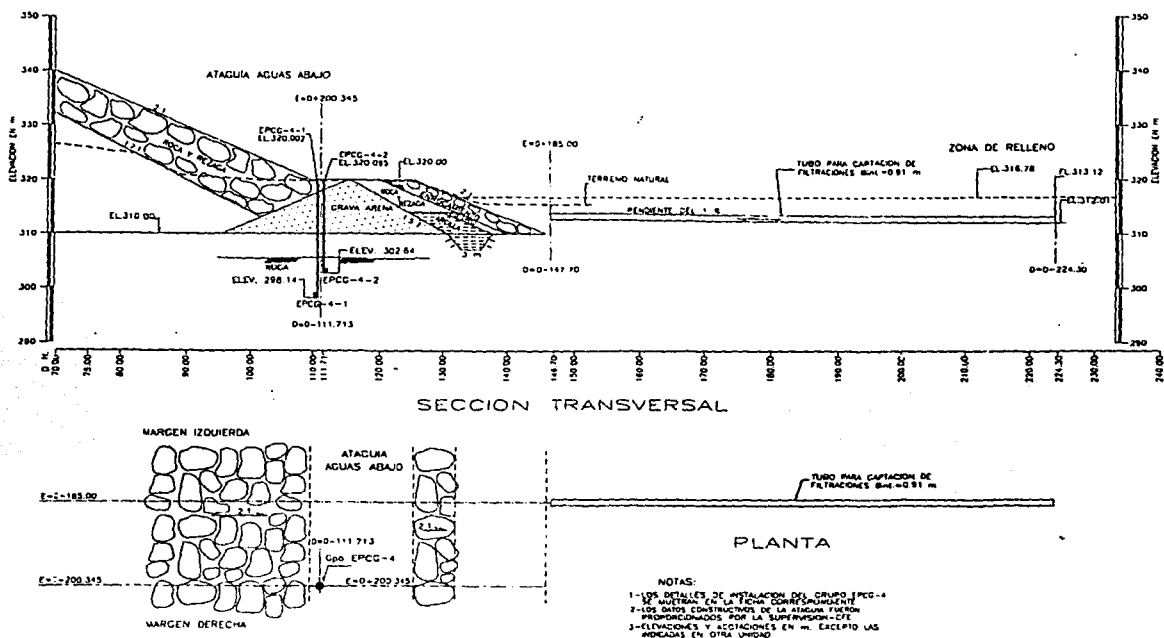


Figura 14. Instrumentación. Ubicación del grupo piezométrico EPCG-4 y tubo de captación de filtraciones ataguía aguas abajo.

Descripción de los instrumentos utilizados.

Cualquier instrumento por simple o complejo que sea está integrado por tres componentes básicos conectados en serie: sensor, transductor y registrador

El sensor capta el cambio de la variable medida y a través de un transductor se genera una señal que es conducida hasta un dispositivo que permite registrarla o leerla.

Un transductor es un dispositivo que convierte un cambio físico en la correspondiente señal de salida. Existen diversos tipos de transductores los cuales se clasifican en: ópticos, mecánicos, hidráulicos, neumáticos y eléctricos, de los cuales los eléctricos son los más confiables además de que permiten la transmisión de la señal a relativamente grandes distancias y su automatización.

Por otro lado, no todos los tipos de transductores son aplicables para medir todas las variables, esto es, en algunos casos podrá utilizarse un solo tipo de transductor y en otros, se podrá elegir de dos o más tipos.

- a) Transductores ópticos. Consisten en prismas que permiten amplificar o transformar una imagen o rayo luminoso. Son utilizados en instrumentos topográficos.
- b) Transductores mecánicos. Los más comúnmente usados son los indicadores de cuadrantes y los micrómetros, son utilizados en dispositivos para medir la apertura o cierre de juntas, convergencia, deformaciones mecánicas, celdas de carga mecánica, inclinómetros mecánicos, extensómetros de barreno fijos, etc.

Los indicadores de cuadrante se utilizan para convertir el movimiento lineal de un émbolo de resorte cargado en el movimiento más grande y visible de una manecilla que gira arriba de una carátula. Las partes mecánicas incluyen engranes, cremalleras y transmisión.

Los micrómetros generalmente están compuestos por un par de tornillos de cuerda muy fina que causa el desplazamiento de un émbolo dentro o fuera del instrumento. Este desplazamiento puede ser medido mediante una escala en el cuerpo que indica el número de vueltas del tornillo y las fracciones de vuelta determinan con un vernier y a otra escala.

- c) Transductores hidráulicos. Los más utilizados son los manómetros y los dispositivos de presión de tubo Bourdon o manómetro de tubo Bourdon.

El manómetro está formado por un tubo transparente en forma de U lleno de algún fluido, usualmente mercurio. La presión de un lado del tubo en U es balanceada por una presión igual en el otro lado, pudiendo medirla calculando la diferencia de alturas del fluido.

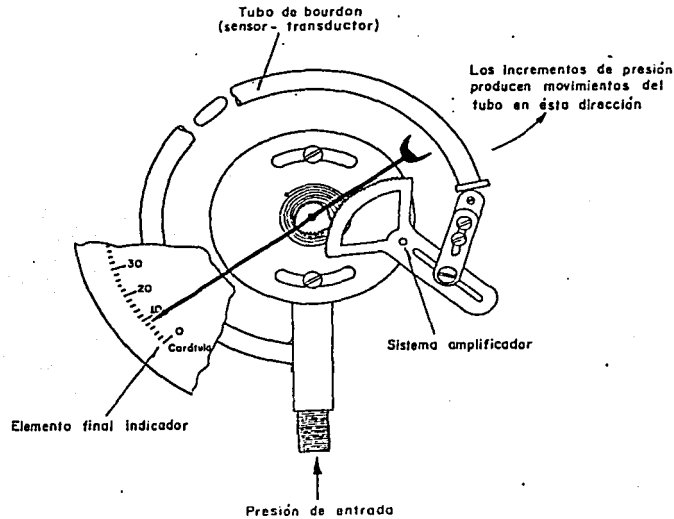
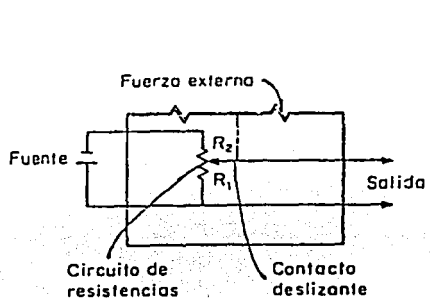


Figura 15. Tubo de Bourdon.

El manómetro de tubo de Bourdon (fig. 15) consiste en un tubo metálico (bronce o acero) ligeramente aplanado y con forma de C, que cuando es ejercida una presión internamente trata de enderezarse. El movimiento resultante del tubo se transmite por medio de un mecanismo a una manecilla, la cual gira sobre una carátula circular donde se toma la lectura.

- d) Transductores neumáticos. Se utilizan en instrumento para medir presiones y pueden ser de dos tipos: normalmente cerrado o normalmente abiertos. Los de tipo normalmente cerrados están compuestos de una membrana y dos o tres tubos. La presión de transmite inyectando un gas o fluido por una manguera hasta el cuerpo del transductor, para actuar sobre una membrana flexible. Al vencer la presión externa que actúa, el gas o fluido a presión circula por el cuerpo del transductor hasta otra manguera de retorno y se detecta su salida. Cuando sucede esto se deja de inyectar el gas o fluido y la membrana regresa a su posición inicial pudiendo leer la presión de apertura en un dispositivo de presión, ya sea manómetro, manómetro de tubo de Bourdon u otro transductor de tipo eléctrico. El transductor normalmente abierto o válvula "check" permanece abierto hasta que se excede la presión externa, en ese momento la válvula se cierra y el gas de presión es atrapado en el tubo de salida, pudiendo leer el valor de la presión de la misma manera que en otro tipo de transductor.

- e) Transductores eléctricos. Se utilizan actualmente en una gran variedad de instrumentos, pueden ser de: resistencia, *strain gages*, inductancia, cuerda vibrante, nivel electrolítico y magnético. Los transductores de resistencia se basan en la propiedad básica de que la resistencia eléctrica de un conductor cambia en razón directa a su longitud. Los tipos más comunes de transductores son los potenciómetros y los *strain gages*. Los potenciómetros (fig. 16) son dispositivos que cuentan con un cursor móvil que puede hacer contacto a lo largo de una resistencia fija, obteniendo una resistencia variable entre el contacto móvil y uno de los extremos de la resistencia fija. Los *strain gages* (fig. 17) son de cinco tipos: alambre pegado, alambre despegado, hoja metálica pegada, semiconductor y soldable.



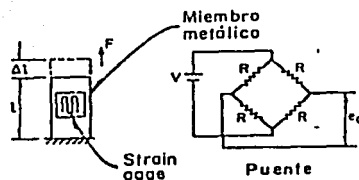
Fórmula básica

$$E_o = \frac{R_1}{R_1 + R_2} E_i$$

E_i y E_o voltajes de entrada y salida, en volts

R_1 y R_2 resistencias, en ohms

Figura 16. Potenciómetro.



Fórmula básica

$$\frac{e_o}{V} = \frac{N}{4} \frac{\Delta R}{R}; \quad GF = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L}$$

e_o y V voltajes de salida y entrada, en volts

N número de ramas activas

ΔR y R resistencias y cambio de resistencias, en ohms

ΔL y L cambio de longitud y longitud base, en m

Figura 17. Strain Gages.

Otro dispositivo muy utilizado es el Transformador Diferencial Lineal Variable (LVDT) (fig.18), consiste en un núcleo magnético móvil que pasa a través de dos bobinas, una primaria y otra secundaria. Un voltaje de entrada (semiconductor) se aplica a la bobina primaria induciendo un voltaje en la secundaria, con una magnitud que depende de la posición del núcleo. La

salida neta del LVDT es la diferencia entre el voltaje de entrada y el de salida. Para evitar los efectos de degradación de la señal de salida por la longitud en los cables de los LVDT, se colocan unos circuitos miniaturizados que acondicionan y amplifican la señal llamados Transformadores Diferenciales de Corriente Directa (DCDT).

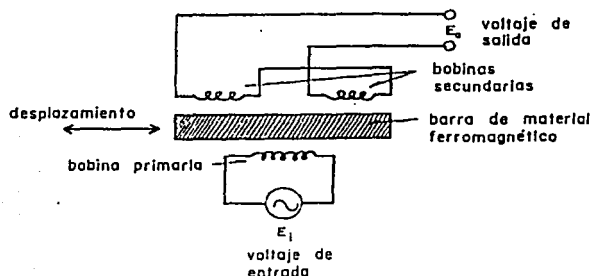


Figura 18. Transformador diferencial de respuesta lineal.

El transductor de cuerda vibrante es un dispositivo que consiste en un alambre de acero de longitud conocida, tensado y fijo en sus extremos a dos mordazas, teniendo la libertad de vibrar a su frecuencia natural. La frecuencia de vibración cambia con la tensión del alambre y con movimientos ligeros de las dos mordazas en sus extremos. El alambre es excitado por una bobina eléctrica fija cerca del punto medio del alambre y con la misma u otra bobina eléctrica se mide la frecuencia de vibración.

Por otro lado, los transductores de nivel electrolítico consisten en una ampollita de vidrio sellada similar a las ampollitas de las burbujas de los instrumentos topográficos, pero parcialmente llena de un líquido conductor (electrolito). Se mide la resistencia entre los puntos extremos y el centro de la ampollita y se comparan entre sí. La magnitud de la diferencia depende y es directamente proporcional a la inclinación de la ampollita.

Por último, el acelerómetro de balanza de fuerza consiste en una masa suspendida en el campo magnético de un detector de posición. Cuando la masa es sujeta a la fuerza de gravedad a lo largo de su eje sensible, trata de moverse causando un cambio de corriente en el detector. Este cambio es retroalimentado a una bobina por medio de un servo-amplificador produciendo una fuerza electromagnética a la masa de igual magnitud pero en sentido opuesto a la fuerza inicial de gravedad. El resultado de lo anterior es la inmovilización de la masa y la corriente aplicada a la bobina se mide mediante

el voltaje a través una resistencia de precisión. Este voltaje es directamente proporcional a la fuerza inicial.

- **Inclinómetros.**

La medición de movimientos del terreno, de cimentaciones y de estructuras térreas está dirigida a conocer con precisión los desplazamientos horizontales, cambios de posición o de dimensión y los giros que pudieran dar lugar a inestabilidad, formación de grietas, concentraciones de esfuerzos y otros comportamientos no deseables. En general, los desplazamientos pueden medirse superficialmente por medio de aparatos, referencias y procedimientos topográficos, péndulos y clinómetros e internamente mediante sondas que se introducen en tuberías especiales. Para ello, es necesario definir un sistema de referencia con el cual se puedan establecer los movimientos de forma absoluta.

Los inclinómetros son los aparatos más usados para medir los desplazamientos en una masa de suelo o roca, permiten conocer los desplazamientos o deformaciones normales al eje de una tubería al paso de una sonda por ella. La sonda contiene un transductor diseñado para medir la inclinación con respecto a la vertical y la tubería puede ser instalada en un barreno o en un relleno. También es posible hacer mediciones en tuberías horizontales o inclinadas, adaptando la posición de los transductores dentro de la sonda. La mayoría de estos sistemas tienen cuatro componentes principales:

- a) Una tubería de guía permanente instalada, hecha de aluminio, plástico, fibra de vidrio o acero, que tiene cuatro ranuras longitudinales alineadas en dos planos ortogonales que permiten guiar a la sonda. Cuando se miden desplazamientos horizontales, la tubería se instala lo más vertical posible.
- b) Una sonda portátil que contiene al transductor. El transductor más usado es el acelerómetro de balanza de fuerza pero también se encuentran de cuerda vibrante, de nivel electrolítico, de *strain gages* y de resistencia variable.
- c) Una unidad de lectura portátil para el suministro de energía y para realizar la medición.
- d) Un cable eléctrico graduado que liga la sonda con la unidad de lectura y permite bajar o subir la sonda dentro del ademe, controlando con precisión la posición de la sonda.

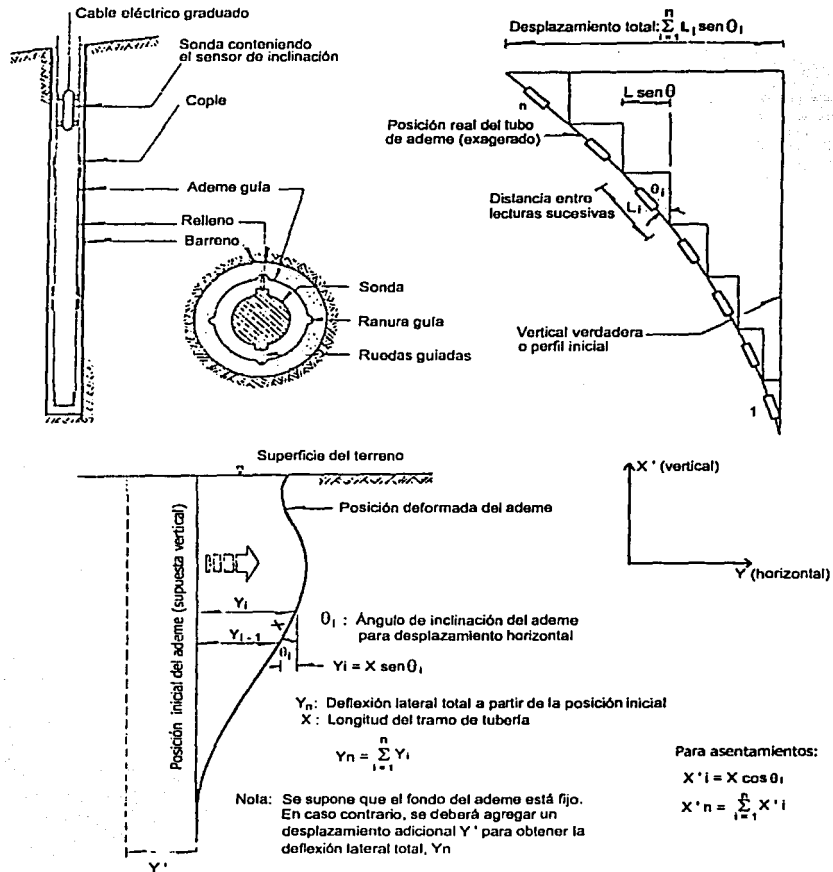


Figura 19. Principio de operación de un inclinómetro.

Después de que se instala la tubería, se baja la sonda hasta el fondo y se hace la lectura de la inclinación. Después se sube la sonda a intervalos fijos, usualmente iguales, y se miden las inclinaciones en cada punto hasta llegar a la superficie. La integración de las inclinaciones de todos los puntos define la geometría de la tubería, las diferencias entre un sondeo y inicial o base definen el cambio en la geometría de la tubería y, por consiguiente, los desplazamientos. En la figura 19 se muestra el principio de operación de un inclinómetro; las figuras 20a, 20b y 20c corresponden a la ficha de instalación del inclinómetro I-1 el cual se encuentra en la sección 0+130 (fig. 11).

Tabla 1. Relación de Instrumentos

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Inclinómetros		
Inclinómetro	I - 1	Núcleo de arcilla Est. 0+130
Inclinómetro	I - 2	Filtro aguas abajo Est. 0+130
Inclinómetro	I - 3	Núcleo de arcilla Est. 0+258
Inclinómetro	I - 4	Filtro aguas abajo Est. 0+258
Inclinómetro	I - 5	Núcleo de arcilla Est. 0+208

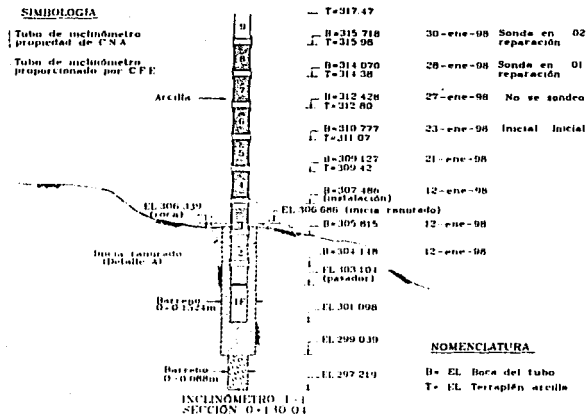
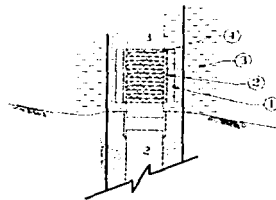


Figura 20a. Desplante del inclinómetro I-1.



DETALLE DE RANURADO DE TUBO

DESCRIPCIÓN

- ① Arena fina
- ② Geotextil
- ③ Arcilla
- 4 Ranurado

figura 20b. Detalle de ranurado de tubos.

DATOS DE PROLONGACIÓN
al: 15-Septiembre-98


Elevaciones	Fecha de Instalación	No Obsevación Asent.	Despl.
 B=371.1708 T A=Tubo a tope de 80 cm	15-sept-98	Los sondeos subsecuente se registrarán en el anexo 2	
B=370.4561 T=370.10	24-ago-98	45	46 Observación No. 40-47, 47-48, 48-49
B=368.9180 T=368.60	10-ago-98	42	43 Observación No. 43-44, 44-45
B=367.3798 T=367.03	28-jul-98	39	40 Observación No. 40-41, 41-42
B=365.7537 T=365.41	20-jul-98	37	38 Observación No. 38 39
B=364.1605 T=363.85	22-jun-98	34	35 Observación No. 35-36, 36-37
B=362.5715 T=362.22	10-jun-98	30	31 Observación No. 31-32, 32-33, 33-34
B=360.9548 T=360.65	5-jun-98	29	30

Figura 20c. Prolongación de tubos del inclinómetro I-1 a la elevación de la corona.

- Piezómetros.

La función de los piezómetros es la de obtener datos que nos permitan conocer los flujos de agua dentro de una masa de suelo o roca, en este caso hablaremos de la cortina de una presa, y para proporcionar un índice de la resistencia o la estabilidad de dicha estructura (esfuerzos efectivos, subpresiones, etc.).

Los piezómetros pueden clasificarse en dos grupos: los que tienen un diafragma entre el transductor y el agua y los que no lo tienen. Los instrumentos del primer grupo tienen transductores neumáticos o eléctricos, éstos generalmente del tipo de cuerda vibrante, de resistencia o de *strain gages*. Entre los aparatos del segundo grupo están los pozos de observación y los piezómetros abiertos.

Piezómetro abierto. Consiste en una sección de tubo ranurado llamado bulbo, unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados con un barreno que se rellena con mortero de cemento. El bulbo formado se sella hasta una altura de tal manera que se forme una cámara. El sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento sólo responda a la carga hidráulica en la zona donde se localiza la cámara piezométrica, el material usado es generalmente bentonita. En la figura 21 se presenta la ficha de instalación correspondiente al PZAD-1 instalado en la margen derecha de la cortina (fig. 8).

Piezómetro de resistencia eléctrica. Estos aparatos utilizan un transductor de resistencia eléctrica, pegada o no, *strain gages* o de cuerda vibrante, ligado a un diagrama flexible. Su utilización implica verificaciones del cero y calibraciones periódicas, pero este tipo de piezómetros es el único para medir las presiones de poro que varían con la alta frecuencia dinámica, tal como ocurre en sismos o en hincado de pilotes en la vecindad del aparato. Es recomendable su utilización

cuando se requiere de un sistema automatizado de medición. Su instalación se realiza en barrenos o dentro de una estructura térrea. En la figura 22 se muestra un piezómetro eléctrico de cuerda vibrante, donde se observan sus elementos básicos y en la figura 23 se tiene la ficha de instalación del piezómetro eléctrico de cuerda vibrante EPEC-1 ubicado también en la sección 0+130 (fig. 11).

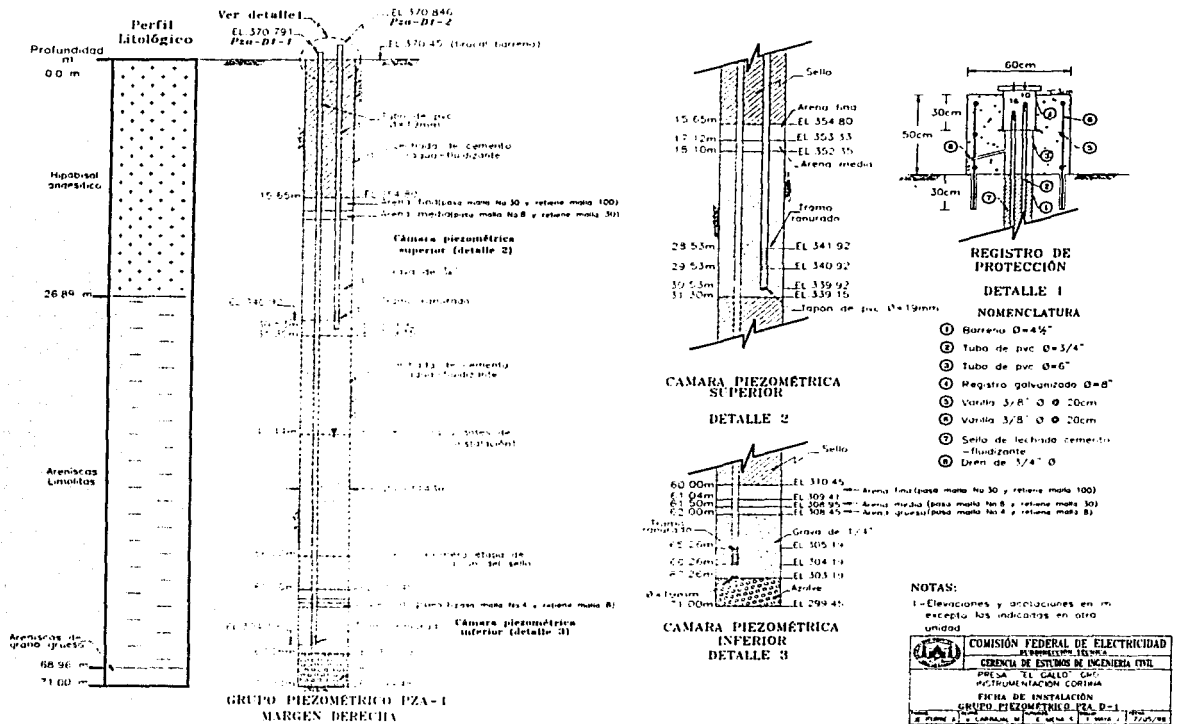


Figura 21. Ficha de instalación del piezómetro abierto PZAD-1 en margen derecha.

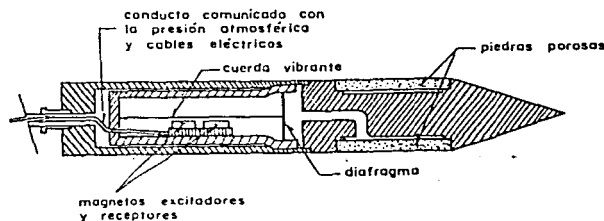


Figura 22. Piezómetro eléctrico de cuerda vibrante.

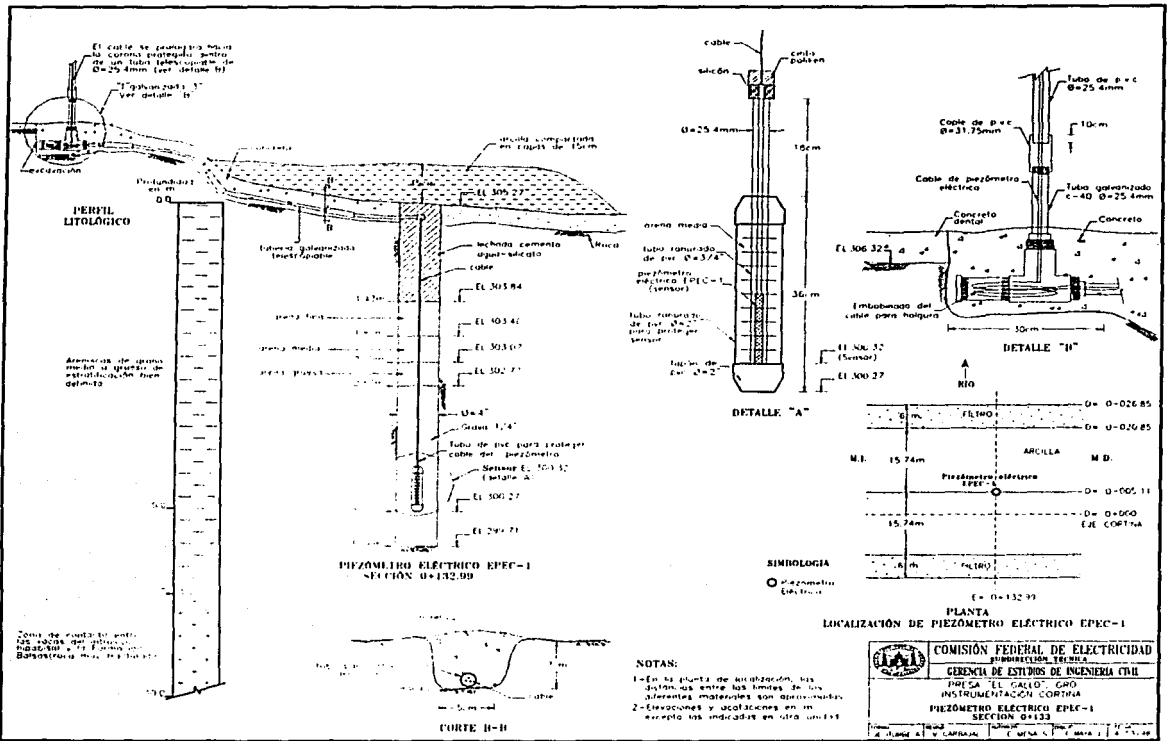


Figura 23. Ficha de instalación del piezómetro eléctrico EPEC-1.

Tabla 2. Relación de Instrumentos.

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Piezómetros abiertos en la cortina		
Piezómetro abierto	EPCG-1-1	Filtro aguas abajo Est. 0+060
Piezómetro abierto	EPCG-1-2	Filtro aguas abajo Est. 0+060
Piezómetro abierto	EPCG-2-1	Filtro aguas abajo Est. 0+130
Piezómetro abierto	EPCG-2-2	Filtro aguas abajo Est. 0+130
Piezómetro abierto	EPCG-3-1	Filtro aguas abajo Est. 0+258
Piezómetro abierto	EPCG-3-2	Filtro aguas abajo Est. 0+258
Piezómetro abierto	EPCG-4-1	Filtro aguas abajo Est. 0+200
Piezómetro abierto	EPCG-4-2	Filtro aguas abajo Est. 0+200
Piezómetros abiertos en las laderas		
Piezómetro abierto	PZAD-1-1	Ladera margen derecha Est. 0+448
Piezómetro abierto	PZAD-1-2	Ladera margen derecha Est. 0+448
Piezómetro abierto	PZAD-2-1	Ladera margen derecha Est. 0+394
Piezómetro abierto	PZAD-2-2	Ladera margen derecha Est. 0+394
Piezómetro abierto	PZAD-3-1	Ladera margen derecha Est. 0+363
Piezómetro abierto	PZAD-3-2	Ladera margen derecha Est. 0+363
Piezómetro abierto	PZAI-1-1	Ladera margen izquierda Est. 0-007
Piezómetro abierto	PZAI-1-2	Ladera margen izquierda Est. 0-007
Piezómetro abierto	PZAI-2-1	Ladera margen izquierda Est. 0+060
Piezómetro abierto	PZAI-2-2	Ladera margen izquierda Est. 0+060

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Piezómetro abierto	PZAI-3-1	Ladera margen izquierda Est. 0+087
Piezómetro abierto	PZAI-3-2	Ladera margen izquierda Est. 0+087
Piezómetro abierto	PZAI-4-1	Ladera margen izquierda Est. 0+150
Piezómetro abierto	PZAI-4-2	Ladera margen izquierda Est. 0+150
Piezómetros eléctricos		
Piezómetro eléctrico	EPEC-1	Roca de cimentación Est. 0+130
Piezómetro eléctrico	EPEC-2	Núcleo de arcilla Est. 0+130
Piezómetro eléctrico	EPEC-3	Núcleo de arcilla Est. 0+130
Piezómetro eléctrico	EPEC-4	Núcleo de arcilla Est. 0+205
Piezómetro eléctrico	EPEC-5	Contacto roca-arcilla etapas I y II Est. 152

- Extensómetros.

Su objetivo es detectar las deformaciones internas dentro de una estructura debidas a los cambios en los esfuerzos totales y las presiones de poro, así como a flujos plásticos o viscosos, o a otros efectos reológicos, que se pueden producir durante la construcción de ésta o cuando ya se ha terminado. La magnitud, velocidad y dirección del movimiento en un cierto punto dentro de la masa de suelo o roca, pueden variar durante las distintas etapas de construcción como respuesta a la variación de las cargas a que está sometida.

La medición de movimientos del terreno, de cimentaciones y de estructuras térreas está dirigida a conocer con precisión los asentamientos o hundimientos, desplazamientos laterales, cambios de posición y de dimensión. Las mediciones de deformación están relacionadas con tres aspectos: desarrollo de grietas, inestabilidad debida a esfuerzos cortantes y, en general, para la observación del comportamiento de las obras a fin de detectar oportunamente anomalías y para su evaluación.

Extensómetros de superficie. Son aparatos que permiten medir el cambio en la distancia entre dos puntos situados en la superficie del terreno, de una estructura o en una excavación. Estos aparatos pueden dividirse en dos categorías: medidores de juntas o grietas y medidores de convergencia. Los medidores de juntas o grietas se utilizan típicamente para seguir la evolución y comportamiento de las fracturas de tensión en estructuras de concreto y otras, así como en las partes traseras de los taludes, pavimentos o recubrimientos en mediciones en estructuras subterráneas y juntas en rocas. Las grietas se pueden medir con escala graduada, calibrador, vernier, cinta de topógrafo, micrómetro y con indicadores de cuadrante. También es posible utilizar extensómetros eléctricos de resistencia o de cuerda vibrante.

Los extensómetros portátiles se emplean por ejemplo para medir los cambios en las dimensiones de una excavación y las deformaciones y los desplazamientos en los túneles. Al usar extensómetros portátiles de barras telescópicas, de cinta o de alambre, se colocan puntos de referencia permanentes en los extremos opuestos del claro que se va a medir y el extensómetro se acopla a dichos pernos en el momento de la lectura.

Extensómetros de placa. Sirven para medir el cambio de la distancia entre dos o más puntos dentro de la masa de suelo, cuya separación inicial se conoce, y su aplicación más común es para medir deformaciones unitarias. La precisión y repetibilidad del aparato dependen de su carrera y del transductor.

Los extensómetros de placas están formados por un transductor acoplado a una barra fija entre dos placas de anclaje de los extremos, la barra está protegida por tubos telescópicos para evitar la fricción del suelo y el transductor más comúnmente utilizado es el potenciómetro eléctrico de movimiento lineal, con un circuito de puente de Weathstone (fig. 24) operado con baterías a distancia. La separación entre placas depende del tipo de suelo y de los movimientos esperados en cada material, a partir de los cuales se fija la carrera del potenciómetro. La precisión con la cual se puede medir el cambio de distancia entre placas es del orden de ± 0.3 mm y la sensibilidad esperada de los extensómetros es del orden de 0.1% de la carrera del potenciómetro, aunque la repetibilidad y la precisión tal vez no sean mayores de 0.5 mm, dependiendo también del tipo de anclaje y del elemento de conexión; sin embargo, estos valores son, en general, adecuados. En la figura 25 se puede apreciar el principio de medición de un extensómetro lineal y en las figura 26 se presenta la ficha de instalación del grupo de extensómetros a la elevación 337m en la sección 0+205 (fig. 9).

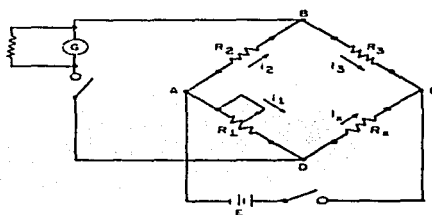


Figura 24. Puente de Wheastone.

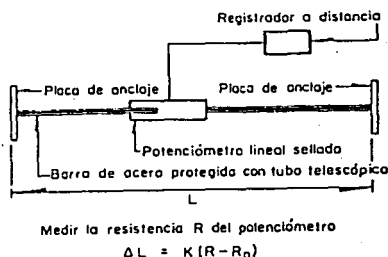


Figura 25. Principio de operación de un extensómetro lineal.

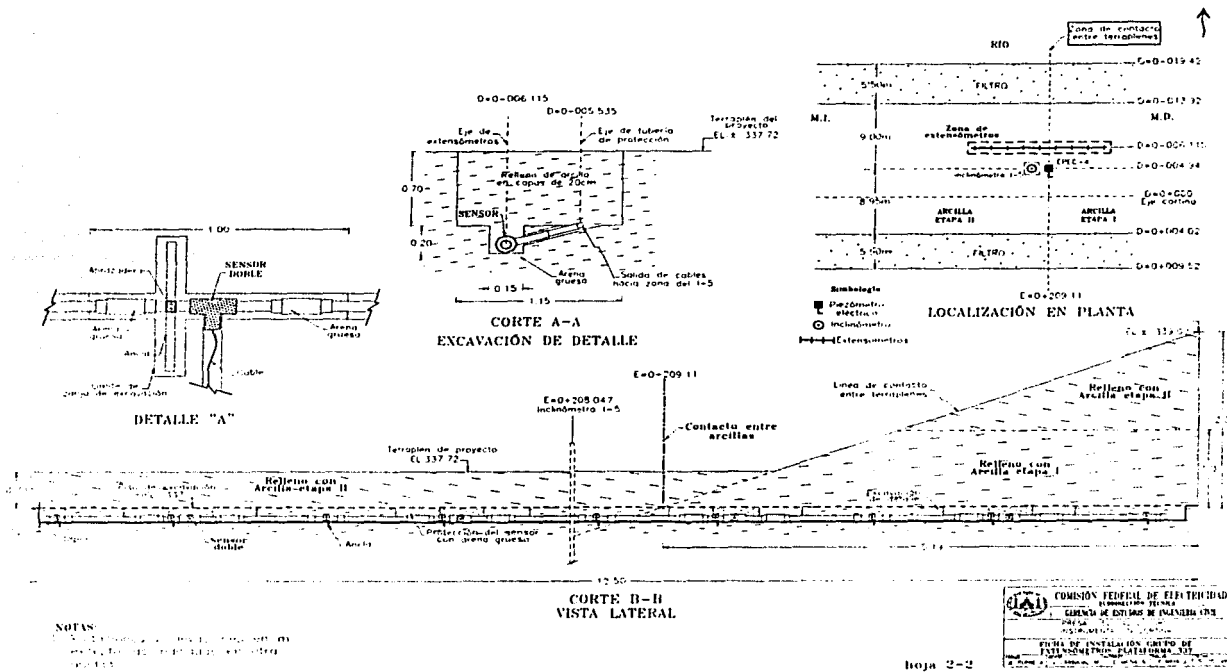


Figura 26. Ficha de instalación del grupo de extensómetros lineales Elev. 337.

Tabla 3. Relación de Instrumentos.

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Extensómetros Elev.337 m		
Extensómetro con doble sensor	EXT-337-1	Núcleo de arcilla 0+203.816
	EXT-337-2	
Extensómetro con doble sensor	EXT-337-3	Núcleo de arcilla 0+208.314
	EXT-337-4	
Extensómetro con doble sensor	EXT-337-5	Núcleo de arcilla 0+209.802
	EXT-337-6	
Extensómetro con doble sensor	EXT-337-7	Núcleo de arcilla 0+212.807
	EXT-337-8	
Extensómetros Elev.365 m		
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-1	Centro del núcleo 0+247.830
	EXT-365-2	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-3	Centro del núcleo 0+250.772
	EXT-365-4	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-5	Centro del núcleo 0+253.721
	EXT-365-6	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-7	Centro del núcleo 0+256.687
	EXT-365-8	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-9	Centro del núcleo 0+259.636
	EXT-365-10	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-11	Centro del núcleo 0+262.608
	EXT-365-12	
Extensómetro con doble sensor	EXT-365-13	Centro del núcleo 0+265.561
	EXT-365-14	

- Acelerógrafos.

Se utilizan para niveles altos de actividad sísmica (strong motion). Los sensores utilizados por estos aparatos son los del tipo balanza de fuerza y se utilizan tres colocados en arreglo ortogonal, donde uno es vertical. El sistema de registro puede ser en película fotográfica, cinta magnética o memoria de estado sólido. Los aparatos comunes permiten registrar los movimientos sísmicos de 1g y normalmente son activados a 0.1g. El sistema de control de tiempo puede ser un radiotransmisor acoplado y sintonizado con la señal del tiempo universal (WWVB), o a un reloj electrónico de precisión interno que se ajusta cada vez que se da mantenimiento al instrumento. La fuente de alimentación consiste en baterías recargables conectadas con celdas solares. Además el aparato debe contar con un sistema de disparo que activará el registro a un predeterminado nivel e movimiento de entrada, de tal manera que se tenga al instrumento activado y registrando datos en menos de 0.1 segundo. Aunque este tiempo es corto, se pierde el registro del inicio del sismo, por lo que en algunos aparatos modernos ya se incluye la opción de *memoria de preevento*, que permite registrar el acelerograma completo desde que inicia el movimiento. Usualmente los acelerógrafos permiten registrar tantos eventos como dure la película, cinta magnética o capacidad de memoria del aparato. La figura 27 muestra la instalación la caseta que se encuentra en el cadenamamiento donde se ubica la estación acelerográfica GL32.

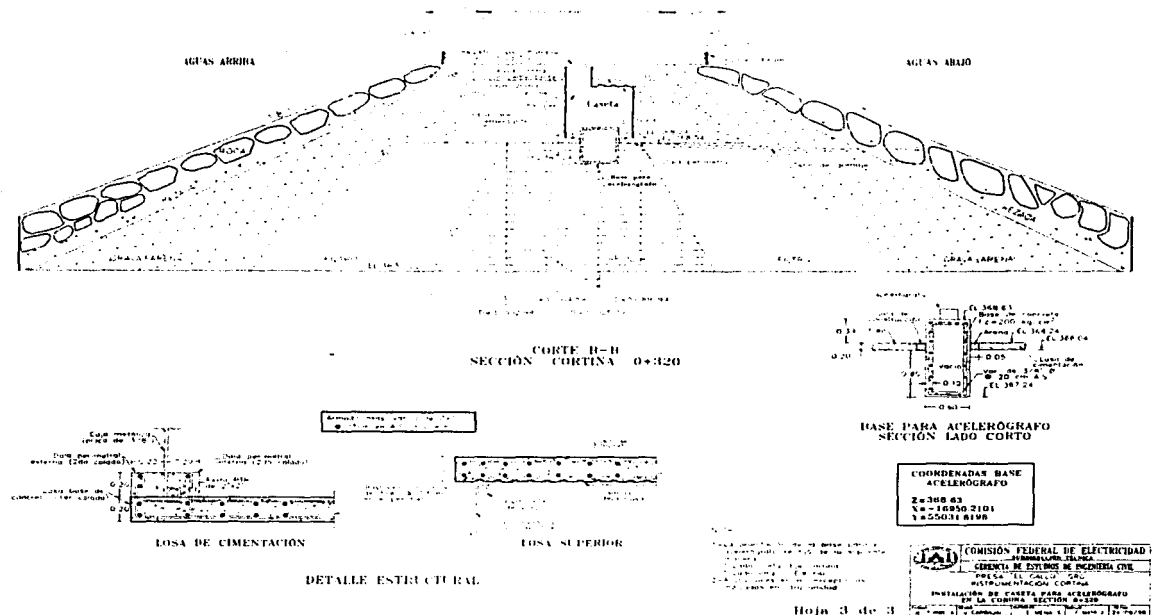


Figura 27. Ficha de instalación de la caseta acelerográfica GL32.

Tabla 4. Relación de Instrumentos.

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Acelerógrafos		
Acelerógrafo	GABC	Atagüa aguas abajo Est. 0+208
Acelerógrafo	GACI	Corona Est. 0+130
Acelerógrafo	GACD	Corona Est. 0+320
Acelerógrafo	GAMD	Margen derecha Est. 0+418

- Referencias superficiales.

Todas las mediciones de asentamientos o bufamientos deben referirse a un banco de nivel y todas las mediciones de movimientos horizontales, a una base de centraje fija. El banco de nivel puede ser un monumento o columna de concreto reforzado, una barra o un tubo de acero el cual debe ser desplantado sobre roca sana y lo suficientemente alejado de la zona de influencia de los movimientos del terreno. Con un tránsito se pueden verificar los desplazamientos que sufre un punto determinado de un terraplén o estructura similar, utilizando para ello, dos bancos de nivel y, mediante el método de triangulación, que consiste en formar un triángulo entre los dos bancos y el punto en cuestión, se puede determinar la distancia entre estos puntos a partir de la medición de los ángulos, las mediciones realizadas se comparan con las que se han hecho anteriormente pudiéndose así obtener el desplazamientos mediante la diferencia de las capturas. En el caso de una cortina, se colocan referencias topográficas o superficiales para determinar dichos movimientos. Estas referencias pueden ser bloque de concreto reforzado en donde se coloca en la parte superior un perno o varilla que sirve como punto fijo para la toma de lecturas. En la figura 28 se puede observar la ficha de instalación del banco de nivel BN-2.

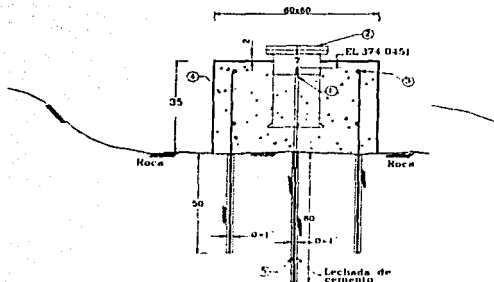
Tabla 5. Relación de Instrumentos.

Instrumento	Nomenclatura	Ubicación
Bancos de nivel		
Banco de nivel	BN-1A	Ladera margen derecha
Banco de nivel	BN-2	Ladera margen izquierda
Banco de nivel	BN-3	Atagüa aguas abajo margen derecha
Banco de nivel	BN-4	Atagüa aguas abajo margen izquierda
Miras fijas		
Paralela a 1 - 1	MF-1	Margen derecha
Paralela a 1 - 2	MF-2	Margen derecha
Eje cortina	MF-3	Margen derecha
Intersección 1 - 2	MF-12	Margen derecha
Intersección 1 - 3	MF-13	Margen derecha
Intersección 1 - 4	MF-14	Margen derecha
Intersección 1 - 5	MF-15 (0+205)	Margen derecha
Intersección 1 - 5	MF-15 (0+208)	Margen derecha
Bases de centraje para red de triangulación		
Base de centraje	M1	Margen izquierda
Base de centraje	M2	Margen derecha
Base de centraje	M3	Margen izquierda
Base de centraje	M4	Margen derecha
Base de centraje	M5	Margen izquierda
Base de centraje	M6	Margen derecha

Base de centraje	M6'	Margen derecha
	Referencias superficiales	
Transversales	MI-0 a MI-13	E=0+130
	MD-0 a MD-13	E=0+258
Longitudinales	RL-1 a RL-23	Hombro aguas abajo

FICHA DE INSTALACIÓN DEL BANCO DE NIVEL BN-2
ELABORADA PARA LA C.N.A.

Nomenclatura	Ubicación	Coordenadas	Elevación del banco	Fecha de instalación	Instaló	Nivel6
BN-2	Ladera de M.I.	X= -16615 1844 Y= 55153 7469	374 0451	11-mar-98	J.E.T.A. J.V.C.	J.L.C.C.H.



DESCRIPCIÓN

- ① Referencia de acero inoxidable de 0.1/2" con terminación en punta de bola longitud 60 cm
- ② Registro galvanizado de 0.8"
- ③ Varilla de 3/8" anclada a la roca
- ④ Bloque de concreto $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$
- ⑤ Tramo de varilla corrugada de 0.1/2" y longitud de 29.3 cm soldada a la referencia de acero inoxidable

NOTAS

- 1 Acolaciones en cm, excepto las indicadas en otra unidad

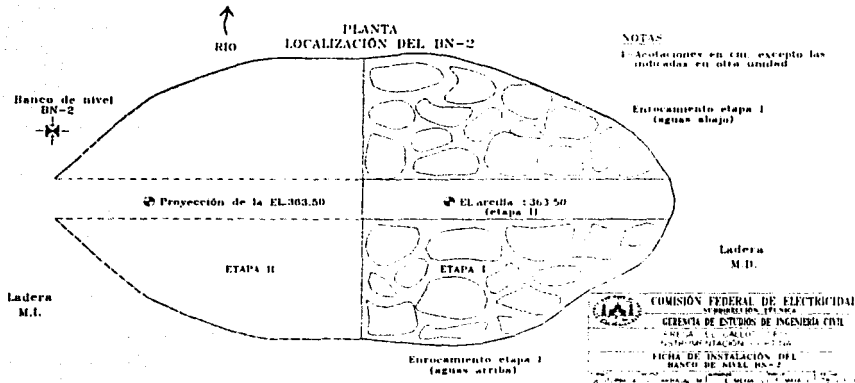


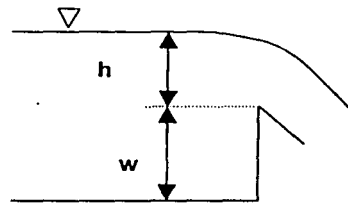
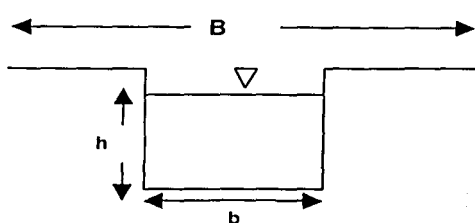
Figura 28. Ficha de instalación del banco de nivel BN-2.

- Vertedores de aforo

Los vertedores de aforo son placas de metal, generalmente, con una abertura que pueden tener geometría variada: rectangular, semicircular, triangular, trapezoidal, etc., las cuales se colocan en una determinada sección de un cauce para conocer el gasto que circula por éste.

A partir de las características geométricas del vertedor y el tirante de agua se puede determinar el gasto. Las ecuaciones para el cálculo varían de acuerdo a lo

mencionado anteriormente. Normalmente estos vertedores se utilizan para determinar el gasto de filtración que se produce a través de la cortina. Esquemáticamente, en la figura 29 se aprecia la forma de aforo del vertedor.



Vertedor rectangular:

$$Q = (2/3) \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot \mu \cdot b \cdot (h)^{1.5}$$

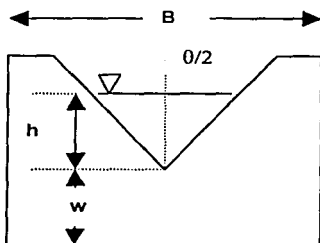
Donde:

Q, es el gasto expresado en m³/s

g, es la aceleración de la gravedad en el sitio de estudio

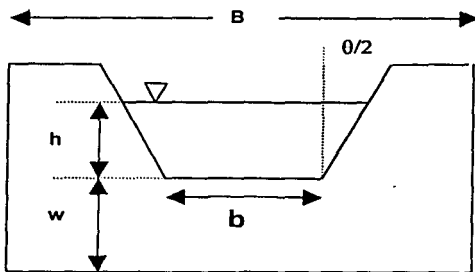
μ , es el coeficiente de gasto para vertedores con contracciones laterales o sin ellas (el cual depende de la geometría del vertedor y de las fórmulas empleadas para su obtención).

b, es el ancho del vertedor y h, el tirante en el vertedor



Vertedor triangular:

$$Q = (8/15) \cdot (2g)^{0.5} \cdot \tan(0/2) \cdot \mu \cdot h^{2.5}$$



Vertedor trapecial:

$$Q = (2/3) \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot \mu \cdot b \cdot (h)^{1.5} + (8/15) \cdot (2g)^{0.5} \cdot \tan(0/2) \cdot \mu \cdot h^{2.5}$$

Figura 29. Medición de gasto con vertedores.

Capítulo II

Proceso Constructivo.

Capítulo II. Proceso Constructivo.

II.1 Cronología.

En 1954 la entonces *Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH)*, inició los estudios geológicos en diversos estrechamientos del río *Cutzamala* para el aprovechamiento hidráulico de la zona, de los cuales se determinó la boquilla de la presa *El Gallo*, la cual fue localizada 20 km aguas arriba de la presa *Hermenegildo Galeana*. La CFE, por su parte, inició el estudio geológico y geotécnico del sitio para el proyecto de la planta de generación de energía eléctrica la cual estaría ubicada en la presa *El Gallo*.

Sin embargo, no fue sino hasta 1981 cuando se dio inicio a la construcción de la primera etapa de la cortina, estando supeditada a los avances del proyecto *Alto Cutzamala*.

Para 1985, la CNA inició el proyecto de instrumentación de la cortina, el cual quedó inconcluso debido a las diferentes restricciones presupuestales durante el periodo de 1985 a 1995.

En 1996 la CNA solicitó a la CFE la realización de trabajos concernientes a la revisión del proyecto de instrumentación instalada hasta entonces, la cual incluyó un dictamen del funcionamiento de la instrumentación, una propuesta de reparación o sustitución de la misma y la colocación de la instrumentación faltante.

Al siguiente año, la CNA solicitó a la CFE realizar un estudio del tratamiento de la cimentación de la cortina y del dique. La Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) y la Gerencia de Ingeniería experimental y Control (GIEC) de la CFE propuso a la CNA un programa de estudios tendiente a determinar las características geotécnicas del desplante del núcleo. A finales de este año inició la segunda etapa de construcción de la cortina.

Los trabajos de instalación de la instrumentación iniciaron el 2 de enero de 1998 y finalizaron el 18 de diciembre del mismo año. Durante este año concluyó la segunda etapa de construcción.

Por último, en 1999 la CNA y la CFE firmaron un convenio para vigilar el comportamiento de la presa, como parte de éste, se realizaron tres informes de comportamiento, seis reportes de medición y cuatro visitas de inspección a la presa.

II.2 Métodos constructivos empleados.

Se presentará de manera muy resumida algunos procesos y actividades que se llevaron a cabo para la construcción de la presa, incluye solamente lo referente a la obra de desvío, el tratamiento de la cimentación y la construcción de la cortina.

- **Obra de desvío.**

El desvío del río para aislar la zona del cauce se efectuó en dos etapas, primero mediante la construcción de un tajo, en planta curva, con una longitud 320.0 m, parcialmente excavado en la ladera izquierda y en el fondo de la boquilla, el cual se diseñó para un gasto de 2,700.0 m³/s; simultáneamente se construyó un sistema de tres ataguías, una paralela al cauce limitando el lado derecho del tajo mediante enrocamiento y dos transversales de materiales graduados que formarían parte del cuerpo de la cortina, la de aguas arriba a la elevación 325.0 m y ancho de corona 10.0 m y la de aguas abajo con el mismo ancho de corona a la elevación 320.0 m. Además, se excavó en el macizo a la derecha de la boquilla un túnel de sección portal, con dimensiones internas: ancho en la base 4.00 m, altura 3.58 m, revestido de concreto reforzado, mínimo 0.35 m de espesor, longitud 394.0 m, pendiente 0.0025 coincidiendo su eje con la estación 0+403.70 de la cortina. Esta obra permitió primero el desvío de la corriente en un estiaje para iniciar la segunda etapa de la construcción de la cortina mediante una ataguía localizada aguas arriba; finalmente, se hizo el cierre de la presa mediante una estructura de acero con secciones laminadas para manejar obturadores en la estación 0+111 en el acceso al túnel y un tapón de concreto en su parte central en la estación 0+300, longitud 8.00 m, coincidiendo con la traza del eje de la corona. También se construyeron dos plataformas para acceso de la maquinaria de instalación y operación de los obturadores: la baja sobre un tramo de túnel falso antes de la estación 0+111 y a la elevación 316.80 m y la alta mediante un corte en la ladera a la elevación 325.00 m con acceso a la parte superior de la estructura de obturadores y espacio para el manejo del equipo.

La capacidad máxima de diseño fue de 90.0 m³/s con el agua en el embalse a la elevación 323.80 m.

- **Tratamiento de la cimentación.**

Para el desplante de la cortina se llevó a cabo una limpieza general en la superficie del terreno dentro de las trazas exteriores removiendo todo el material suelto o alterado y los aluviones del cauce. A fin de alcanzar una formación geológica sana se excavó una trinchera de profundidad variable hasta la formación Balsas, en la que el ancho de la plantilla se fijó en razón de la traza del material impermeable y filtro, los taludes de esta trinchera se excavaron de acuerdo a la estabilidad del terreno.

Al centro y dentro de las trazas que forman el corazón impermeable y los filtros esta trinchera llegó hasta alcanzar una formación geológica más compacta, en la primera etapa de construcción sólo se cumplió con el requisito de rellenar oquedades con concreto en la plantilla y en la segunda etapa se colocó una capa de concreto regularizando el fondo de la trinchera. Solamente se hizo la remoción de rocas ígneas intrusivas fracturadas hasta descubrir la formación Balsas.

En 1984 en una inspección que se realizó a la obra para verificar si la trinchera en la ladera del lado izquierdo, segunda etapa, había alcanzado la formación Balsas, se detectó que la andesita que cubría esa formación por efecto de los cortes en la trinchera se había desestabilizado presentando una serie de grietas paralelas al cauce, este hecho motivó que se ordenara la estabilización de esta ladera removiendo el intrusivo hasta descubrir una formación geológica más estable.

Por la necesidad de desviar el río de acuerdo a lo indicado en el párrafo correspondiente, para poder realizar el desvío y construir la ataguía paralela al cauce, los trabajos de consolidación e impermeabilización, según se detalla en los párrafos siguientes, se realizó entre las estaciones 0+110 y 0+220.

El proceso de consolidación e impermeabilización de la roca de cimentación se realizó desde el cauce hacia la derecha y a partir de la estación 0+220 con un tratamiento de consolidación abarcando el ancho de la plantilla de la trinchera, perforando barrenos hasta una profundidad de 10.0 m y en cuadrícula de 10.0 por 10.0 m, los que fueron inyectados con lechada de agua-cemento en dos progresiones, cerrando la cuadrícula en varias etapas de acuerdo al consumo de cemento especificado.

Para el tratamiento de impermeabilización se procedió a la perforación de barrenos en el fondo de la plantilla en una línea coincidiendo con la traza del eje de la corona, espaciados cada 10.0 m a profundidades variables hasta de 50.0 m, llevándose a cabo otras dos líneas a ambos lados aguas arriba y aguas abajo de la estación 0+110 a la 0+220 y de la estación 0+125 a la 0+215 respectivamente, desde la estación 0+220 hasta el extremo derecho de la cortina y desde la estación 0+110 hasta el extremo izquierdo se realizó la consolidación de la misma forma y la impermeabilización en una sola línea central; de acuerdo a los consumos de cemento fue necesario que en casi todas estas líneas se perforaran barrenos adicionales en 2ª y 3ª etapa. En las figuras 30 a 33 (ver apéndice) se presentan las etapas de perforación en el tratamiento de la cimentación en las que se pueden ver la planta y el corte longitudinal de la boquilla.

Para el caso del dique se excavó una trinchera semejante hasta la formación Balsas y, en el fondo de ella, únicamente se hizo tratamiento de consolidación igual al de la trinchera de la cortina y no fue necesario el tratamiento en pantalla, el cual se suprimió debido a los buenos resultados del tratamiento de consolidación.

Además de estos trabajos de impermeabilización se construyeron dos pantallas, una entre la cortina y el dique a partir de la elevación 373.00 m, dándole vuelta aguas arriba a la formación geológica que separa a ambas estructuras, lo que se realizó mediante 17 perforaciones, formando una coraza, de profundidad 40.0 m, las que se inyectaron en progresiones ascendentes cada 5.00 m con buenos resultados a excepción de los barrenos de la estación 0+140 y 0+160 que requirieron dos etapas adicionales intermedias, profundidad 36.0 y 38.0 m respectivamente. La segunda pantalla fue construida en prolongación del dentellón del cimacio del vertedor, se realizó mediante barrenos espaciados cada 10.0 m y profundidades máximas de 40.0 m; sin embargo en la parte central del cimacio requirió etapas intermedias a 5.00 m, así como dos adicionales inclinadas en el extremo derecho con la misma profundidad, todas ellas se inyectaron en progresiones ascendentes cada 5.00 m.

Al hacerse cargo la Gerencia de Construcción de Agua Potable del Proyecto Temascaltepec de la etapa final de la cortina, solicitó los servicios de la CFE para determinar si el tratamiento de cimentación realizado en la zona del cauce fue suficiente entre las estaciones 0+110 a 192.50 m. Para eso perforó dos líneas complementarias entre estas estaciones a ambos lados del eje central original, con profundidades en la roca de 10.0 a 15.0 m en una de las líneas y en la otra con profundidades de 10.0, 40.0 y hasta 50.0 m y espaciamientos a 10.0, 5.00 y 2.50 m, con resultados de consumo moderado de 33 kg/ml de barrenación. Como cuatro de las perforaciones en ambas líneas se realizaron a través del material impermeable ya colocado, para no alterarlo se perforó en seco este material con broca helicoidal y se además con tubería de PVC de 8".

- Cortina.

La construcción de la presa se vio interrumpida en varios periodos por diferentes motivos. Debido a ello, la construcción del terraplén se realizó en dos etapas, de las cuales la primera, en la margen derecha, llegó a la elevación 365.5 m, mientras que la construcción de la segunda etapa se inició a principios de 1998 y concluyó en el mes de septiembre del mismo año.

El desplante de la arcilla se realizó compactando, mediante rodillos pata de cabra, capas de 40 cm con el fin de evitar el daño del concreto colocado en la cimentación, las capas subsecuentes tuvieron un espesor de 25 cm, obteniéndose grados de compactación superiores a 95 % de acuerdo con las especificaciones señaladas.

En cuanto al material que conforma a los filtros, se compactó en capas de 40 cm utilizando rodillos lisos vibratorios.

Por su parte, los respaldos constituidos de grava-arena se compactaron en capas de 50 cm de espesor, mientras que el enrocamiento conformado por rezaga se acomodó con tractores.

Con el objeto de prevenir asentamientos diferenciales en la corona debido a la consolidación del cuerpo de la cortina, el acabado de la corona no quedó a nivel sino se le dio una contraflecha con un máximo de 1.20 m en la parte más alta y se ajustaron los taludes exteriores en la parte superior a 1.8:1 y 1.5:1. Se formó una calzada central de 6.00 m petrolizada y limitada por guardacaminos de acero de 0.32 m de ancho, fijados mediante pernos y tuercas en postes formados por viguetas de acero estructural de sección "Y" de 0.15 m, el espaciamiento de éstos fue de 3.80 m.

Fue necesario construir un dique para cerrar el embalse, el que se localiza en un puerto topográfico a la izquierda de la cortina, el cual es de materiales graduados y sección igual al de la cortina, altura máxima 28.0 m, longitud por la corona en planta recta 184.0 m, ancho de ésta 10.0 m a la elevación 370.50 m; para el desplante del corazón impermeable y filtros fue necesaria la excavación de una trinchera más profunda en cuyo fondo se desplantó el corazón impermeable. Al igual que en la cortina el acabado de la corona fue igual dando elevaciones adicionales como contraflecha para futuros asentamientos del cuerpo del dique, además se protegió con una carpeta petrolizada de 6.00 m y los guardacaminos en igual forma.

Capítulo III

Análisis Hidráulico en la Cortina.

Capítulo III. Análisis hidráulico de la cortina.

III.1 Registros y datos obtenidos a la fecha.

Los registros y datos que se han obtenido a partir de los informes y reportes de mediciones de los instrumentos instalados por la CFE se han recopilado desde el primer llenado, 5 de junio de 1998, hasta enero de 2000. Anteriores a éstos, se realizaron varios informes de mediciones previos al primer llenado durante la segunda etapa de construcción. Es importante señalar que la CNA tenía instrumentada la primera etapa de construcción, la cual fue completada por la CFE, siendo ésta la encargada de medir y emitir los informes de mediciones. El proceso de medición fue iniciado desde antes del principio de construcción de la segunda etapa, en el cual se efectuó una medición diagnóstica. Sin embargo, las mediciones de agua en piezómetros e inclinómetros son factibles una vez que se cierra el túnel de desvío e inicia el llenado del embalse.

III.2 Red de flujo en la cortina.

Al determinar el flujo de agua a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa de tierra se puede conocer: el gasto de infiltración, la influencia de dicho flujo sobre la estabilidad de la estructura de tierra y la posibilidad de infiltración del agua de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificación, entre los efectos más importantes.

En cuanto al gasto de infiltración es importante determinarlo para cuantificar la pérdida de agua a través de este medio.

La estabilidad de la estructura de tierra en función del flujo que a través de ella se desarrolla es de mayor importancia dado que cuando el agua fluye, la presión a la que está sujeta es, por definición, hidrodinámica lo que implica repercusiones importantes. En primer lugar, dependiendo de la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo. En segundo lugar, teniendo consideración de la ecuación de *Coulomb*:

$$s = c + (\sigma - u)\tan \phi$$

El aumento en la presión del agua produce una disminución de los esfuerzos efectivos del suelo y por lo tanto de su resistencia al esfuerzo cortante.

El arrastre de material es de suma importancia debido a que si el agua que se infiltra produce en ciertas zonas arrastres de material sólido, puede llegar a ocasionar problemas de estabilidad si no se da debida atención, y como

consecuencia se pueden formar túneles y galerías a través de la estructura térrea (tubificación).

El flujo de agua que se establece a través de una estructura térrea, en este caso una cortina de materiales graduados, se debe al efecto de la gravedad, teniendo como único obstáculo la viscosidad del mismo fluido.

En adelante y de manera resumida se plantean las ecuaciones de flujo en una masa de suelo:

Considérese una región de flujo de la que se forma parte un paralelepípedo de dimensiones dx , dy y dz como se muestra en la figura 34.

Supóngase que la velocidad v con que el agua pasa por el elemento posee tres componentes v_x , v_y y v_z , y que éstas son sólo función de x , y e z respectivamente, pero no del tiempo, al suponer que se trata de un régimen establecido. Se supone también que estas funciones son continuas y, por lo tanto, derivables.

Si en las caras I (fig. 34) las componentes de la velocidad del agua son v_x , v_y y v_z , en las caras II estas mismas componentes serán, respectivamente:

$$\begin{aligned} &v_x + (\delta v_x / \delta x) dx; \\ &v_y + (\delta v_y / \delta y) dy; \\ &v_z + (\delta v_z / \delta z) dz. \end{aligned}$$

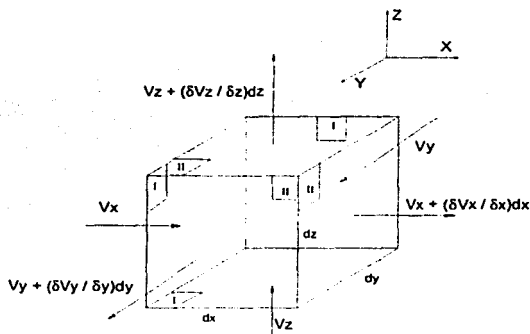


Figura 34.

Se admitirá que la masa de suelo se encuentra saturada y además que el agua y las partículas sólidas de dicha masa son incompresibles en sí mismas, por lo que el paso del agua no afecta la estructura de la masa, se tiene entonces que la cantidad de agua que entra al elemento será igual a la que sale. Así, expresando el gasto como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo:

$$v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = [v_x + (\delta v_x / \delta x) dx] dy dz + [v_y + (\delta v_y / \delta y) dy] dx dz + [v_z + (\delta v_z / \delta z) dz] dx dy$$

Reduciendo términos semejantes:

$$(\delta v_x / \delta x) dx dy dz + (\delta v_y / \delta y) dx dy dz + (\delta v_z / \delta z) dx dy dz = 0$$

de donde se obtiene la ecuación de continuidad:

$$(\delta v_x / \delta x) + (\delta v_y / \delta y) + (\delta v_z / \delta z) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Si ahora se supone la *Ley de Darcy* podrá escribirse para la velocidad de descarga a través del elemento:

$$v = -k (\delta h / \delta l)$$

Expresando el gradiente hidráulico a través de sus tres componentes:

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x (\delta h / \delta x) \\ v_y &= -k_y (\delta h / \delta y) \\ v_z &= -k_z (\delta h / \delta z) \end{aligned} \quad (2)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2) en la ecuación de continuidad (1):

$$k_x (\delta^2 h / \delta x^2) + k_y (\delta^2 h / \delta y^2) + k_z (\delta^2 h / \delta z^2) = 0 \quad (3)$$

La ecuación (3) representa al flujo en la región considerada la cual cumple las hipótesis mencionadas y la *Ley de Darcy*.

Una simplificación para la resolución de problemas prácticos, es considerar que el flujo que pasa en una sección de la región considerada, transversal a su eje longitudinal, sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección, como es el caso de una cortina de tierra. En esa condición se puede establecer un flujo bidimensional, tal que:

$$k_x (\delta^2 h / \delta x^2) + k_y (\delta^2 h / \delta y^2) = 0 \quad (4)$$

Si consideramos ahora que la permeabilidad del suelo es isotrópica, entonces $k_x = k_y = k$, por lo que la ecuación (4) se simplifica a:

$$(\delta^2 h / \delta x^2) + (\delta^2 h / \delta y^2) = 0 \quad (5)$$

La expresión (5) se conoce como ecuación de *Laplace*.

La solución de la ecuación de *Laplace* está constituida por dos grupos de funciones que son, a su vez, susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual ambos grupos de funciones pueden representarse dentro de una

zona de flujo en estudio como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una región de flujo específica constituirá la solución particular de la ecuación de *Laplace* para esa región específica.

Por otra parte, la expresión que proporciona el gasto que pasa por el elemento de la figura 34 en un tiempo dt , partiendo del producto del área de la sección por la velocidad del flujo, se tiene:

$$dq = k_x (\delta h / \delta x) dydz + k_y (\delta h / \delta y) dx dz + k_z (\delta h / \delta z) dx dy \quad (6)$$

Si el suelo es isotrópico en cuanto a su permeabilidad:

$$dq = k[(\delta h / \delta x) dydz + (\delta h / \delta y) dx dz + (\delta h / \delta z) dx dy] \quad (7)$$

y en el flujo bidimensional:

$$dq = k((\delta h / \delta x) dydz + (\delta h / \delta y) dx dz) \quad (8)$$

Volviendo a la ecuación de flujo, para su solución se define una función potencial de velocidades:

$$\phi = -kh + c$$

la cual satisface la ecuación de *Laplace*, por lo tanto se cumple:

$$(\delta^2 \phi / \delta x^2) + (\delta^2 \phi / \delta y^2) = 0 \quad (9)$$

Así la función $\phi(x,y) = cte.$ es una solución a la ecuación de *Laplace*. Esta solución representa a una familia de curvas que se desarrollan en una región plana en la que ocurre el flujo, obteniéndose una curva específica de la familia para cada valor de constante que se tome.

Considérese ahora una función $\psi(x,y) = cte.$ llamada función de flujo y definida de modo que:

$$v_x = (\delta \psi / \delta y); \quad v_y = -(\delta \psi / \delta x) \quad (10)$$

y que también satisface la ecuación de la *Laplace* cumpliéndose:

$$(\delta^2 \psi / \delta x^2) + (\delta^2 \psi / \delta y^2) = 0 \quad (11)$$

La función $\psi(x,y) = cte$ también representa una familia de curvas en la región del flujo las cuales son ortogonales a la familia $\phi = cte$ de manera que cada intersección entre cada dos curvas de distinta familia ocurre a noventa grados. En un problema donde se presentan condiciones de frontera fijas la solución de *Laplace* de las dos familias de curvas mencionadas, más la exigencia de

satisfacción de las condiciones de frontera constituye una solución única del problema.

La función $\phi = -kh + c$, implica que si $\phi = cte$ entonces h será de igual forma constante, por lo que todos los puntos contenidos en la curva ϕ la misma carga hidráulica h . Por esa razón la familia de curvas $\phi = cte$ se denominan líneas equipotenciales.

Por otra parte, las curvas $\psi = cte$ se interpreta como la trayectoria que sigue el agua a través de la región, por lo cual estas curvas se denominan líneas de flujo o líneas de corriente. La primera propiedad de las líneas de flujo es que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome. La segunda, que incluye también a las líneas equipotenciales, es que estas líneas no se intersectan entre sí en ningún punto de la región donde se desarrolla el flujo.

Para el caso específico de la cortina de la presa *El Gallo*, se establecieron dos condiciones de frontera que pudieran modelar el comportamiento del agua a través del núcleo de la cortina. Uno es el considerar el núcleo de arcilla como material homogéneo e isotrópico el cual está desplantado sobre roca totalmente impermeable, con un nivel de embalse de 364 m y un nivel aguas abajo de la cortina de 320 m.

Tomando en cuenta que el proceso de saturación depende del tipo de material, en el suelo granular, tal como lo es el que conforma a los respaldos de arena y grava, el agua ocupa más rápidamente los vacíos, saturándose, por ende, más rápido, y teniendo además, una pérdida de carga piezométrica casi nula; no así en un suelo fino, tal como el que forma al núcleo, en el que el proceso de saturación es demasiado lento con respecto al de un suelo granular, presentándose también una pérdida de carga piezométrica considerable al haber mayor dificultad del agua por ocupar los vacíos del suelo. Por esta razón, la red de flujo se considera que se desarrolla dentro de la cortina sólo en el núcleo de arcilla.

La segunda condición establece, además de las condiciones en el proceso de saturación de los suelos, que tanto el núcleo de la cortina así como la roca de cimentación son, en conjunto, un material homogéneo e isotrópico y no se considera el tratamiento de la cimentación mediante la pantalla impermeable.

La figura 35 muestra la representación esquemática de la condición de frontera mencionada en primera estancia; por su parte, la figura 36 indica lo referente a la segunda. Las redes de flujo presentan la distribución de las líneas de flujo así como las líneas equipotenciales en la sección transversal máxima de la cortina.

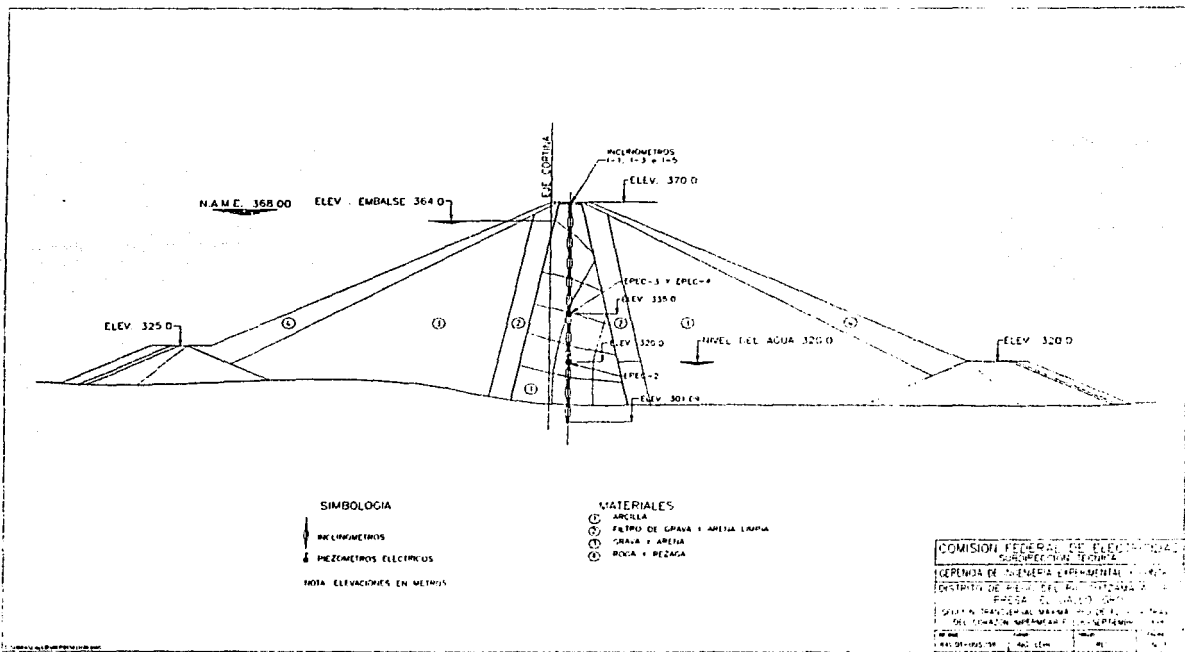


Figura 35. Red de flujo desarrollada en el núcleo de arcilla.

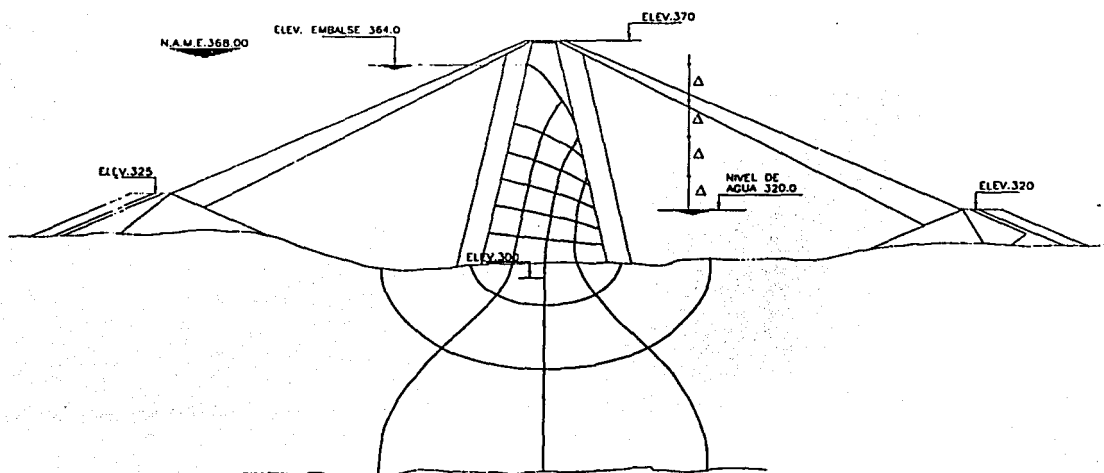


Figura 36. Red de flujo núcleo-cimentación.

Cualquier línea de corriente que intersecte a una misma línea equipotencial tendrá la misma pérdida de carga hidráulica. Los piezómetros eléctricos EPEC-3 y 4 así como los inclinómetros I-1 a I-5 intersectan la línea equipotencial 349.3 m de la red de flujo núcleo, mientras que el piezómetro eléctrico EPEC-1 y, a su vez, los inclinómetros I-1, I-3 e I-5 se encuentran en la equipotencial 342 m considerando la red de flujo núcleo-cimentación, aunque el I-1 e I-5 no tienen influencia en el flujo. Por su parte, los inclinómetros I-2 e I-4 además de los grupos piezométricos EPGC-2 y 3, localizados en la cimentación debajo del respaldo aguas abajo se encuentran en una posición intermedia entre la equipotencial 331 m y el nivel de salida aguas debajo en la red de flujo ya destacada.

III.3 Niveles piezométricos y de agua.

Como era de esperarse, los niveles piezométricos durante la segunda etapa de construcción, en el periodo enero-junio de 1998, en el interior de la cortina se rigieron por los niveles que presentaba el río a la entrada y salida del túnel de desvío, principalmente en el núcleo sin que se presentaran indicios de anomalías que afectaran aún el comportamiento de la estructura.

El primer llenado abarcó el periodo del 5 de junio al 27 de agosto de 1998, teniendo una duración de 78 días cuando empezó a funcionar la obra de excedencias. En los primeros días de llenado la altura del embalse aumentaba considerablemente debido a forma del vaso, el cual es estrecho en la parte inferior; pero a medida que aumentaba la altura del embalse se presentaba una mayor área que ampliaba la capacidad del vaso por lo que dicho aumento del nivel de embalse era más lento en cuanto se iba alcanzando el NAMO. En general, se tuvo una velocidad promedio de llenado de 50 cm/día durante el periodo mencionado.

Los niveles piezométricos que se presentaron durante el periodo de llenado dentro de la cortina así como en la cimentación fueron menores o iguales, en su caso, de los estimados mediante el cálculo teórico de la red de flujo con la consideración de núcleo y cimentación isotrópicos y homogéneos sin pantalla impermeable.

Los niveles piezométricos y de agua en los piezómetros e inclinómetros durante el periodo del primer llenado en 1998 a junio de 1999 presentaron las siguientes variaciones:

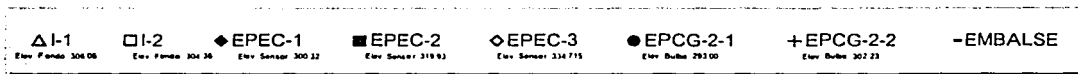
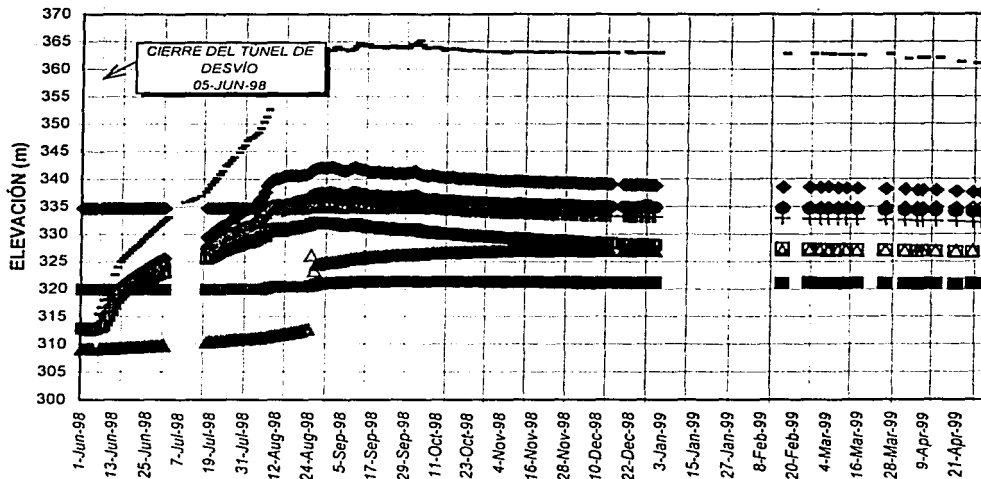


Figura 37. Niveles de piezométricos y de agua en la sección 0+130.

Los registros obtenidos de los piezómetros instalados en la sección 0+130, mostraron algunas anomalías puesto que el piezómetro eléctrico EPEC-1 instalado en la roca de cimentación así como los piezómetros abiertos EPCG-2-1 y EPCG-2-2 colocados en el filtro aguas abajo reaccionaron conforme la variación del embalse, mientras que los piezómetros eléctricos EPEC-2 Y EPEC-3, también instalados en el núcleo, permanecieron prácticamente secos (fig. 37).

El nivel de agua dentro del inclinómetro I-1, en el núcleo, localizado en el eje de la cortina en la misma sección 0+130, reaccionó lentamente con el llenado; en agosto de 1998 registró un cambio brusco en la tendencia que hasta entonces se había observado, incrementando su nivel de agua de 13 m asociado a una fuerte precipitación, después de este evento su nivel no descendió como se esperaba sino que aumentó ligeramente hasta estabilizarse en la elevación 327 m. En cuanto al inclinómetro I-2 ubicado en el filtro aguas abajo reaccionó con el llenado alcanzando al final del mismo llegando a la elevación 332 m, posteriormente su nivel descendió de manera paulatina estabilizándose a la misma elevación del inclinómetro I-1.

Es necesario mencionar que los inclinómetros I-1 e I-5 fueron sellados en el empotramiento en la roca de cimentación, por lo que los niveles de agua que se registraron no tienen influencia en el flujo de agua a través de la cimentación.

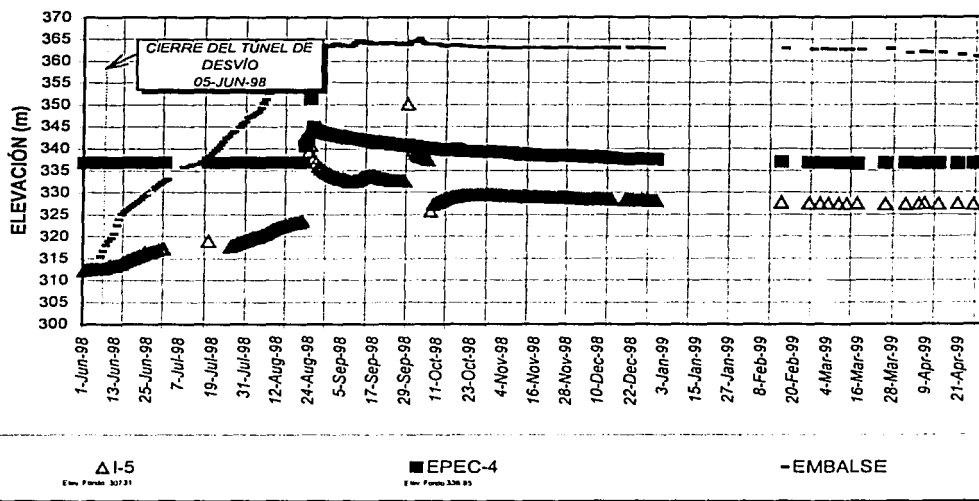


Figura 38. Niveles piezométricos y de agua en la sección 0+205.

En la cimentación de núcleo aguas arriba, la pérdida de carga entre el embalse y el eje del núcleo que corresponde al piezómetro EPEC-1 fue de 23.5 m, y la pérdida de carga entre el eje del núcleo y el recinto, la cual se determina con diferencia de cargas entre el piezómetro EPEC-1 y el grupo piezométrico EPCG-2, fue de solamente 4 m, al final del periodo. Eso haría suponer que el tratamiento que se dio a la roca de cimentación funciona aguas arriba; sin embargo, al obtener las cargas hidráulicas de la red de flujo con un material isotrópico y sin pantalla (fig. 37), la caída de carga en la sección media de la cimentación resulta del 50%, por lo que los piezómetros EPEC-2-1 y EPEC-2-2 deberían registrar prácticamente el otro 50% de pérdida de la carga total, lo cual no ha sucedido. Lo anterior representa una heterogeneidad del coeficiente de permeabilidad de la roca de cimentación.

En lo que respecta a la sección 0+205, que es la transición entre la primera y segunda etapa de construcción, fue similar al correspondiente de la sección 0+130:

El nivel de agua registrado por el piezómetro EPEC-4, en el núcleo, indicó también que se encontraba prácticamente seco, observándose un cambio súbito en la carga a causa de la precipitación de agosto de 1998, además de encontrarse éste cercano al inclinómetro I-5. El nivel de este inclinómetro fue de 327 m al igual que el I-1 (fig. 38).

Con base nuevamente en las figuras 36 y 37, los piezómetros EPEC-1 y EPEC-5, éste último ubicado en la sección intermedia 0+152 indicaron una carga máxima en este periodo similar a la teórica de la red de flujo núcleo-cimentación (elevación 342 m), figura 36, estabilizándose posteriormente a la elevación 337 m; mientras que los piezómetros EPCG-2-1 y 2, localizados aguas abajo, indicaron valores de 332 y 334 m, respectivamente, al final de este periodo.

Por otra parte, la sección 0+258 (fig. 39) presentó el siguiente comportamiento:

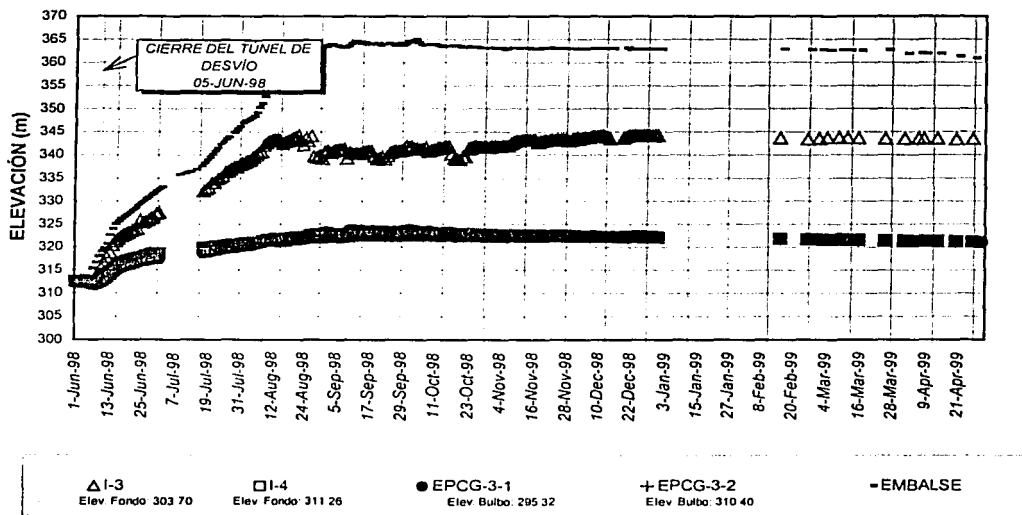


Figura 39. Niveles piezométricos y de agua en la sección 0+258.

El nivel de agua en el inclinómetro I-3 fue mayor que el de los I-1 e I-5 estabilizándose a la elevación 344 m, 7 m por encima de éstos, siendo este nivel muy similar al que alcanzaría un piezómetro instalado en la cimentación en la sección media del núcleo de la cortina con respecto a la red de flujo núcleo-cimentación homogéneos (fig. 36) cuya equipotencial representa una pérdida de carga piezométrica de la mitad de la carga total con una elevación de 342 m.

El nivel de agua registrado por los piezómetros EPCG-3-1 y EPCG-3-2, corresponde al nivel del agua atrapada entre el núcleo de la presa y la ataguía de aguas abajo, 13 m menos que sus correspondientes en la sección 0+130.

Al comparar los valores de los niveles de agua con los de la sección 0+130, se observó que esta última presentó niveles de agua elevados en la cimentación aguas abajo además de la no-existencia de pérdida de carga debida posiblemente

al tratamiento de impermeabilización de la cimentación en la segunda etapa de cimentación.

De acuerdo con el seguimiento de los niveles de agua dentro de la cortina a diciembre de 1999, dichos niveles y cargas de agua en los diferentes instrumentos no representaron cambios significativos con los reportados durante 1998 y parte de 1999:

En la figura 40, se presenta la evolución de los niveles de agua en los inclinómetros, en la cual se muestra que el inclinómetro I-3 es que siempre ha tenido los mayores niveles, llegando a 340 m. En este mismo periodo se realizó una prueba al inclinómetro mencionado en el mes de mayo de 1999 que consistió en la extracción de agua y la medición frecuente de los niveles dentro de él, de ahí que en la misma figura exista una variación considerable en la gráfica de mediciones de este inclinómetro.

En lo que respecta a la segunda etapa de construcción, sección 0+130 inclinómetro I-1, los niveles de agua no sufrieron modificaciones importantes, siendo la elevación general de 326.5 m. Mientras que en la sección 0+205 se pasó de la elevación 327.65 a la 329.5 m en el periodo febrero-noviembre de ese año.

En el respaldo aguas abajo el nivel de agua fue mayor en la sección 0+130, inclinómetro I-2 que en la sección 0+258 que corresponde al inclinómetro I-4. La historia de niveles en ese lugar presentó variaciones de poca magnitud; en el primer caso el nivel se encontraba a la elevación 326.5 m, mientras que en el segundo a la elevación promedio de 320 m, lo cual concuerda con las cargas detectadas con los grupos piezométricos EPGC-2 y EPEGC-3, cuyos valores fueron similares. La diferencia entre estas dos secciones se ha debido al abatimiento del nivel del agua en la sección 0+258 por la presencia del túnel de desvío y a las diferencias de la calidad de la roca de cimentación y su fracturamiento.

Por lo que respecta a la evolución de las cargas piezométricas en el interior del núcleo impermeable se tuvo que los piezómetros ubicados en la cimentación respondieron rápidamente al llenado del vaso manteniendo niveles similares a los de 1998.

Los piezómetros eléctricos EPEC-3 a la elevación 334.72 m y EPEC-4 a la elevación 336.85 m no registraron carga, no así el piezómetro EPEC-2, cuya elevación del sensor es de 319.9 m, presentó una pequeña carga en 1999 de 1.27 m, ligeramente menor al máximo de 1998 el cual fue de 1.41 m (fig. 41).

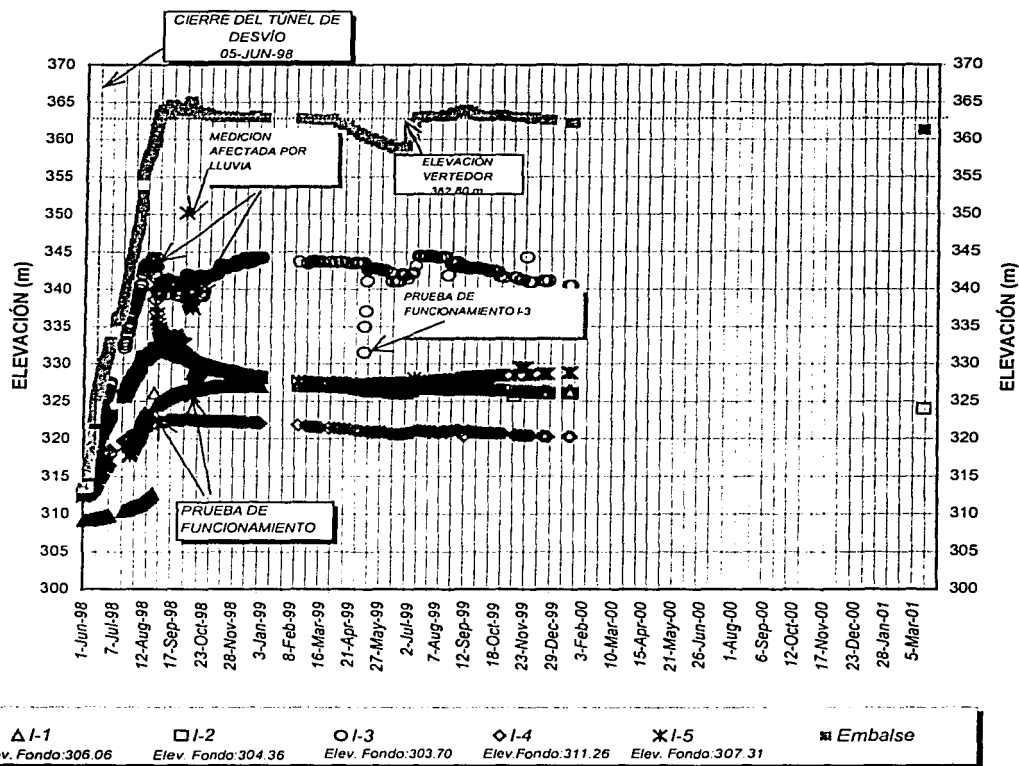


Figura 40. Niveles de agua en inclinómetros durante 1999.

Los instrumentos localizados hacia la ladera izquierda, en el cadenamiento 0+060, que corresponden a los piezómetros abiertos, tienen los niveles piezométricos mayores, disminuyendo hacia la margen derecha, en el cadenamiento 0+258. Lo anterior indicó mayores aportaciones a través de la roca de margen izquierda hacia el centro del cauce, lo que coincidió con reportes geológicos de que ésta se encuentra más fisurada, además de la verificación en campo durante la instalación de los instrumentos ya que se tuvieron problemas de artesianismo, evidenciando mayor permeabilidad de la roca. Al igual que en 1998, durante 1999 el grupo EPCG-1, en la sección 0+060, presentó los mayores valores, 345 m y 341 m para los bulbos superior e inferior, respectivamente; a partir de julio de 1999 los piezómetros abiertos instalados en la cortina presentaron pocas variaciones. En tanto que las cargas detectadas por los grupos de piezómetros abiertos 3 y 4, corresponden al nivel del agua atrapada entre el núcleo impermeable y ataguía de aguas abajo (fig. 42).

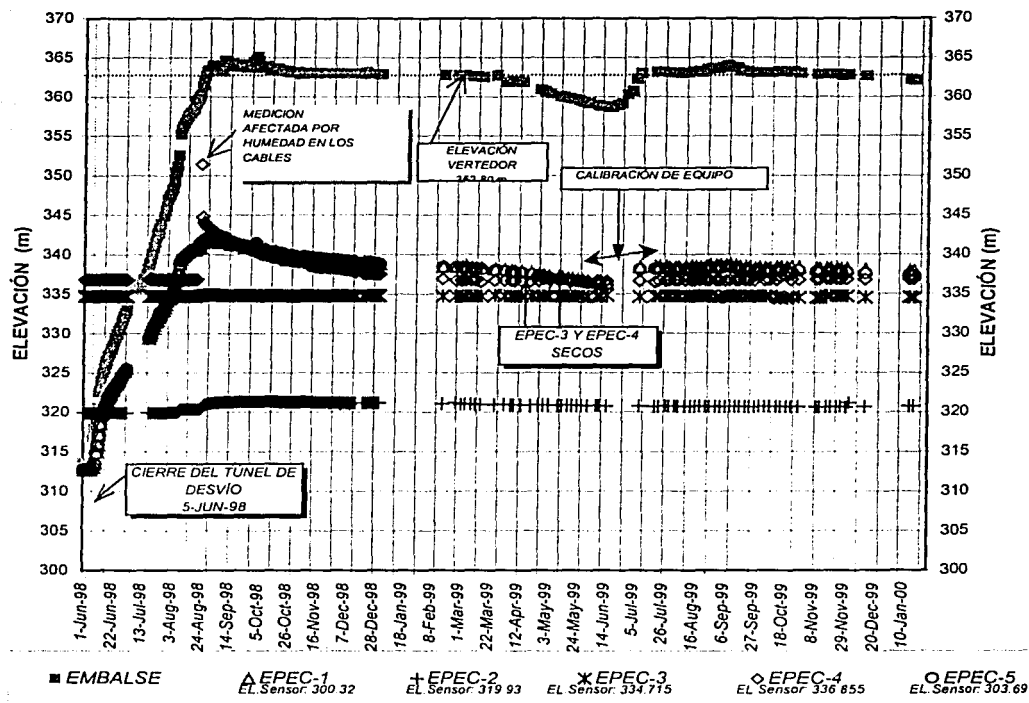


Figura 41. Carga hidráulica en piezómetros eléctricos en 1999.

La figura 43 indica que los niveles piezométricos de la ladera derecha, en la mayoría de los casos, disminuyeron debido a la presencia de del túnel de desvío, principalmente los piezómetros que se localizan por debajo de la elevación de la plantilla del dicho túnel a la elevación 310 m, piezómetros PZAD-1-1 y PZAD-3-1, o cercano a su clave, PZAD-2-1 y PZAD-3-2. Los niveles piezométricos de dichos instrumentos quedan comprendidos entre las elevaciones 328.5 y 332.5 m.

Desde el llenado de la presa los niveles piezométricos máximos de la ladera derecha han sido registrados en los piezómetros PZAD-1-2 y PZAD-2-2, específicamente en los bulbos la elevación 340 m; durante el segundo ciclo de llenado los valores máximos fueron: 358.4 y 344.33 m, respectivamente, similares a los del primer ciclo (fig. 43).

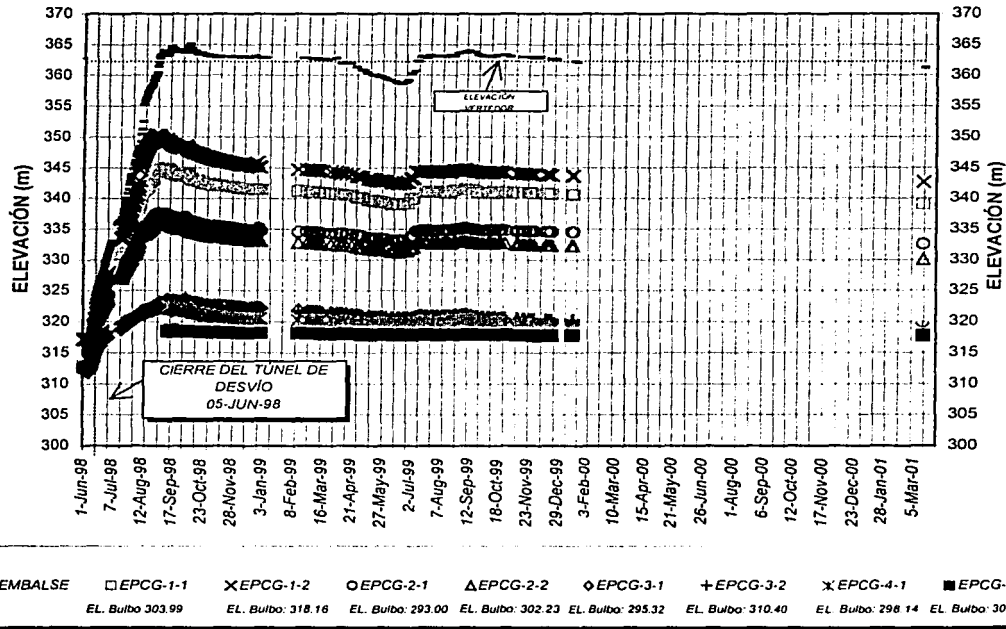


Figura 42. Niveles piezométricos en piezómetros abiertos.

En la ladera izquierda, a diferencia de la derecha, las pérdidas de carga son graduales a medida que los piezómetros se alejan de la cortina (fig. 44). En general los niveles piezométricos de esta ladera son mayores. El piezómetro abierto PZAI-1-1 presentó los mayores niveles registrando en 1999 una carga máxima de 342.61 m.

Los niveles piezométricos en la cortina y las laderas fueron iguales o menores que los reportados en 1998. Las figuras 45 y 46 muestran las isopiezas para niveles de embalse similares para cada ciclo de llenado durante 1998 y 1999, respectivamente; se observa que las curvas son muy similares y no presentan cambios importantes en los valores, con mayor área de influencia de los niveles en la margen izquierda y el abatimiento en la margen derecha por la presencia del túnel de desvío.

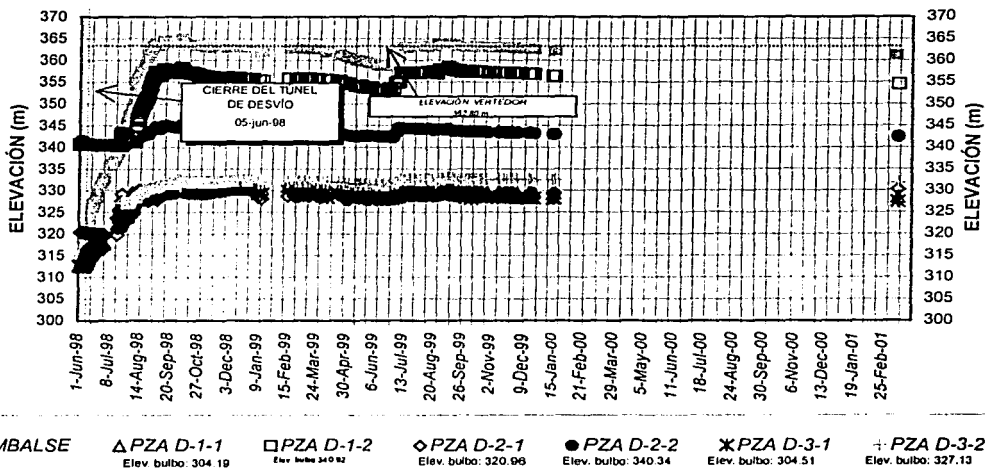


Figura 43. Niveles piezométricos en margen derecha.

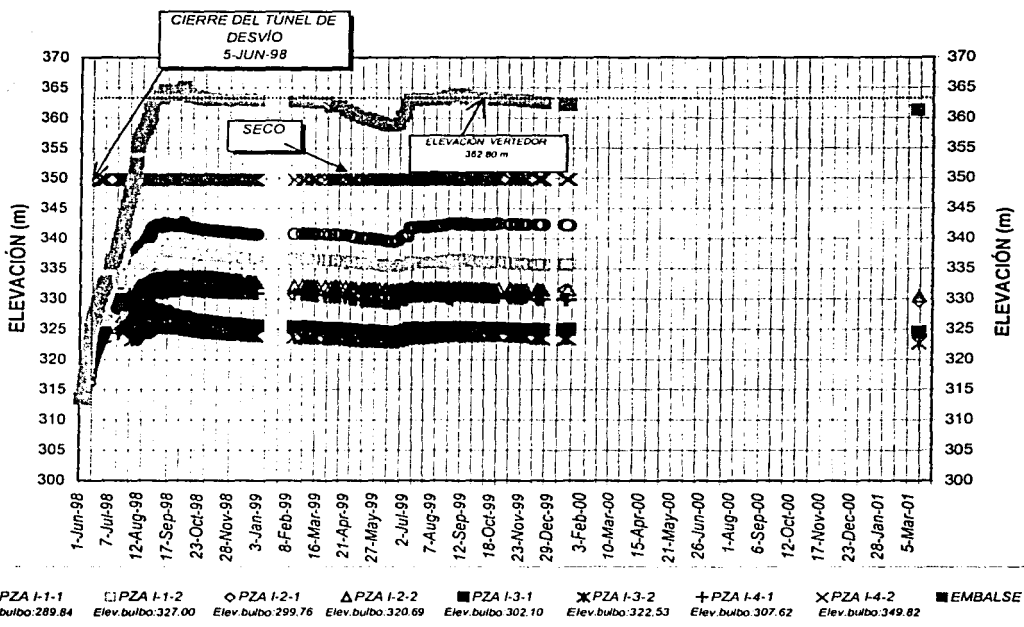


Figura 44. Niveles piezométricos en margen izquierda.

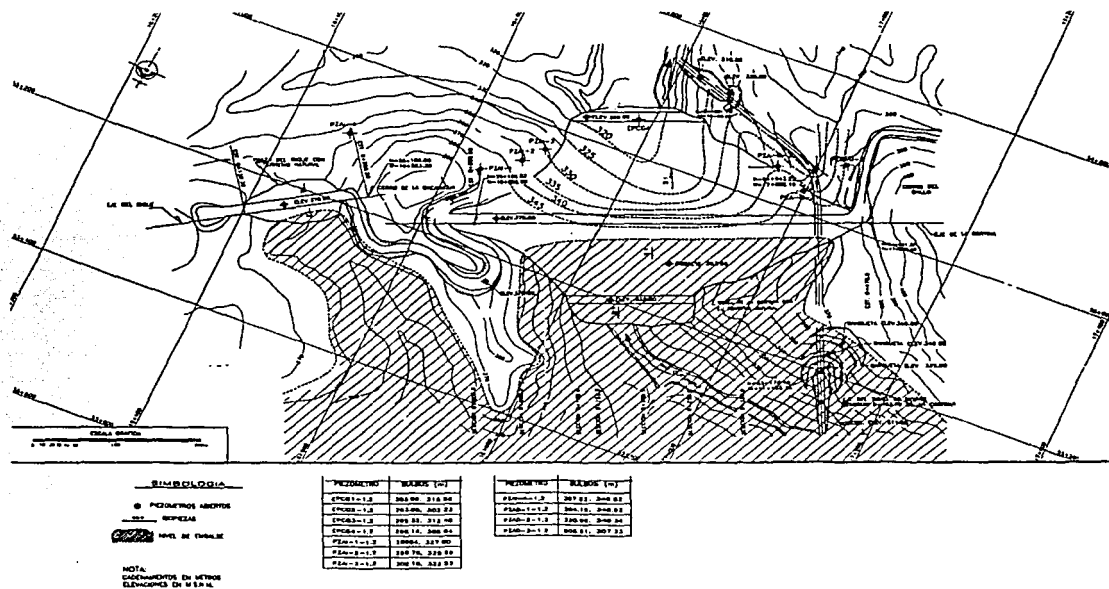


Figura 45. Isopiezas de embalse en 1998.

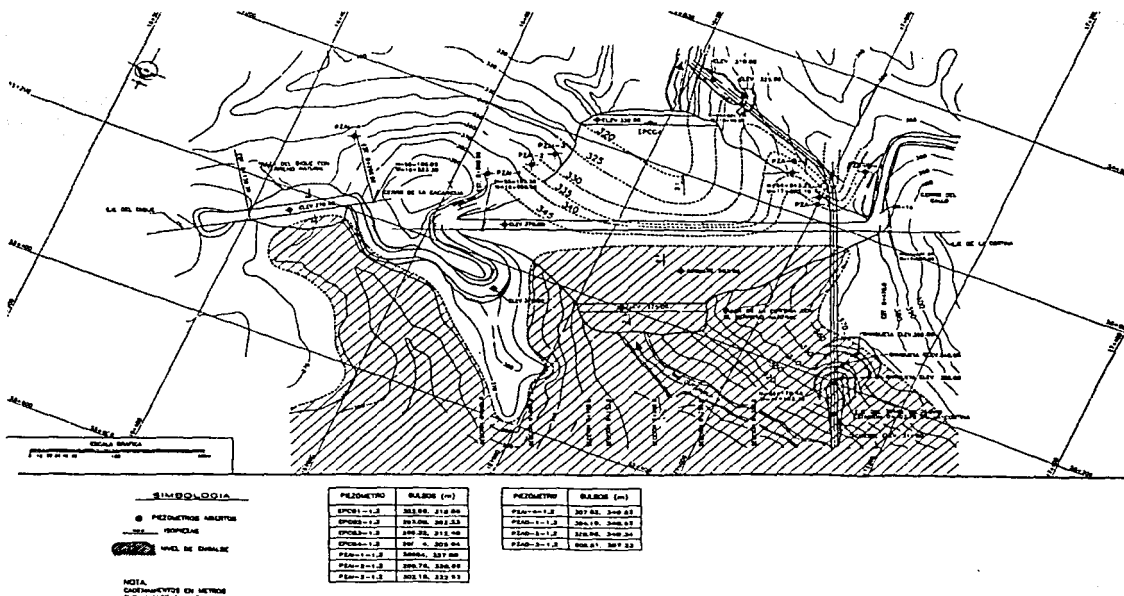


Figura 46. Isopiezas de embalse en 1999.

Como ya se ha mencionado, las diferencias que se han tenido entre los valores de niveles de agua y carga piezométrica en inclinómetros y piezómetros, respectivamente, y las cargas piezométricas determinadas por las redes de flujo núcleo y núcleo-cimentación se deben en gran medida a la variación del coeficiente de permeabilidad que existe en la roca de cimentación principalmente en la segunda etapa de construcción, aunque no existen elementos que demuestren esta afirmación. Otra posible razón, en la primera etapa de construcción, es la presencia del túnel de desvío, al contar éste con una serie de barrenos que favorecen el drenaje del núcleo, provocando un abatimiento de la carga de presión en la margen derecha.

En los piezómetros EPEC-2, EPEC-3 (segunda etapa) y EPEC-4 (transición), cuya carga teórica debiera ser de 342 m (red de flujo núcleo-cimentación), no han detectado carga hidráulica, mientras que en los grupos piezométricos EPGC-2 (segunda etapa) con una carga por encima de los 333 m y el EPGC-3 (primera etapa) con carga casi nula, los cuales se encuentran en la cimentación debajo del respaldo aguas abajo, que al compararlos con las redes de flujo, que indican que en esa zona la carga debe ser cercana a la elevación 320 m, hacen suponer la existencia de problemas en el tratamiento de la cimentación, como se discutirá más adelante.

III.4 Problemas que presenta la presa durante su operación.

Desde el llenado de la presa (5 de junio de 1998) se ha observado un comportamiento en los niveles de agua no del todo satisfactorio, esto es debido a que algunos de los piezómetros instalados en el núcleo no han detectado la presencia de agua.

De acuerdo con los reportes de mediciones que se han realizado, se han establecido dos hipótesis sobre este comportamiento en el núcleo y en la cimentación; la primera se basa en la idea que la red de flujo aún no se ha desarrollado a través del núcleo de la cortina y; la segunda, que supone ya existencia de dicha red, establece que la línea superior de corriente se abate hacia la cimentación. Existen algunos incidentes que ocurrieron durante la construcción de la segunda etapa en la cual hubo ciertas anomalías en el tratamiento de la cimentación y el desplante del núcleo impermeable, que sustentan la segunda hipótesis. Además, la presencia de horizontes arenosos o con bajo contenido de agua del material del núcleo impermeable se suman a los elementos que podrían influir en el comportamiento de la cortina. En el siguiente subcapítulo se detalla lo anterior.

III.5 Afectaciones debidas al funcionamiento de la presa.

Los niveles piezométricos y de agua en los piezómetros e inclinómetros instalados en la cortina, respectivamente, han indicado que en la sección 0+130, correspondiente a la segunda etapa de construcción, algunos piezómetros no han detectado carga hidráulica lo que hace suponer que existen anomalías en el funcionamiento de la cortina.

Se han considerado dos hipótesis para explicar el comportamiento de los niveles de agua:

- a) Hasta la fecha no se ha establecido el flujo en el núcleo, de ahí que los piezómetros instalados en el núcleo no indiquen carga hidráulica y que el flujo que se ha desarrollado ha sido sólo a través de la cimentación, con una permeabilidad muy alta en la margen izquierda que corresponde a las secciones: 0+130, segunda etapa de construcción y, 0+205, que es la transición entre las dos etapas. Es posible que el coeficiente de permeabilidad de la arcilla del núcleo tenga un valor muy bajo, estimado en 10^{-5} cm/s, lo que implicaría que el tiempo requerido para establecerse el flujo a través del núcleo sería de ocho años, aproximadamente.
- b) La roca de cimentación en el desplante del núcleo del eje de la cortina hacia aguas abajo presenta una permeabilidad muy alta, tal que altera el flujo de agua abatiendo la línea superior de corriente como lo cual se ejemplifica en la figura 47 donde se presenta una red de flujo para una sección homogénea con un dren incorporado a su cimentación.

Ambas hipótesis satisfacen el comportamiento de los niveles de agua registrados por los instrumentos pero difieren en el flujo de agua a través del núcleo.

El planteamiento de la primera hipótesis no implica ningún riesgo en la seguridad de la estructura; por el contrario, la segunda sí, y sus consecuencias serían la exposición a grandes gradientes hidráulicos del núcleo en la vecindad de la cimentación provocando la migración de la arcilla a través de ésta.

Algunos aspectos constructivos que favorecen la segunda hipótesis son los siguientes:

El procedimiento constructivo para el desplante del núcleo contra la roca de cimentación en la segunda etapa, contempló únicamente el retiro de los fragmentos de roca sueltos y regularización de la superficie mediante la colocación de un firme de concreto de espesor variable, con el mínimo de 15 cm. Posteriormente se procedió al tendido y compactación de la arcilla del núcleo. No se realizó tratamiento dental de las estructuras detectadas en la superficie de la roca.

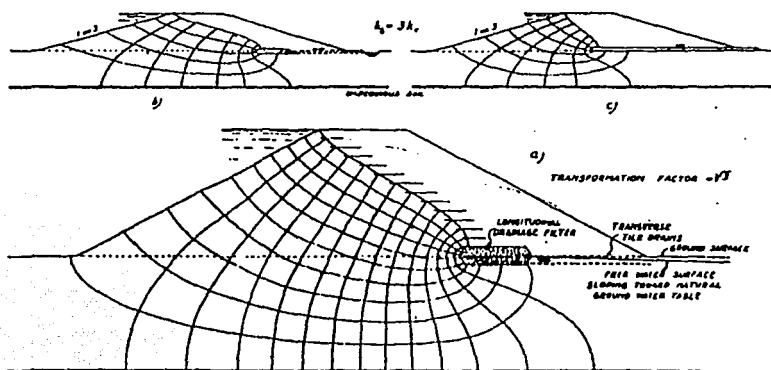


FIG. 13.— EFFECT OF INTERNAL DRAINAGE ON FLOW NET.

Figura 47. Red de flujo para una sección homogénea con un dren incorporado.

En la zona del cauce se tuvieron problemas al tender el firme de concreto, dado que en la mayoría de las discontinuidades de la roca brotaba agua, presentándose el fenómeno de artesianismo, dificultando la colocación del firme. Para controlar dicho flujo se instalaron tuberías de PVC de 3 a 4" de diámetro, que conducían el agua de la sección del eje de la presa hacia aguas abajo. Posteriormente estas tuberías fueron ahogadas en el concreto de regularización.

Durante el desplante del inclinómetro I-2 y los piezómetros abiertos EPCG-2-1 y EPCG-2-2 también se tuvieron problemas de artesianismo en los barrenos.

Las evidencias anteriores sugieren la alta permeabilidad de la roca cerca de la superficie de cimentación.

En estudios realizados por CFE previos a la construcción de la segunda etapa, se detectó una alta permeabilidad de la roca de cimentación, donde se obtuvieron valores de hasta 25 U.L. en la zona de consolidación de la roca y de inyección de la pantalla impermeable.

Otro aspecto fue el de la calidad del material colocado en la primera etapa construida de la cortina, en donde se detectó varias zonas con bajo contenido de agua y con material no homogéneo en las elevaciones 320 y 327 m.

III.6 Drenaje de la cortina.

En la figura 48 se aprecia la evolución de las filtraciones que han podido ser medidas aguas abajo de la cortina, se observa que los caudales de filtración siguen las variaciones del embalse. Durante 1999 los gastos máximos fueron: 168 l/s en el tubo dren, 75 l/s en la zona de la ladera izquierda y de 23 l/s en el túnel de desvío.

Por otra parte, en la figura 49 se presenta la relación de las filtraciones con respecto al nivel del embalse para los dos ciclos de llenado de la presa, en esta gráfica se observa que las filtraciones en 1999 fueron iguales o ligeramente mayores a las de 1998 para mismos niveles de embalse.

Existen diversos factores que impiden el correcto aforo de los gastos de filtraciones, como es el remanso de la descarga del vertedor de demasías, principalmente en la zona de la ataguía de aguas abajo, en donde está instalado el tubo dren, lo implica una pérdida información importante para niveles de embalse altos, además de la geometría, los materiales y el sistema constructivo de la ataguía de aguas abajo que propicia que el agua se infiltre y siga diferentes trayectorias a lo largo de la berma que se construyó aguas abajo de la cortina. Debido a lo anterior, los caudales aforados son sólo una aproximación de los valores reales.

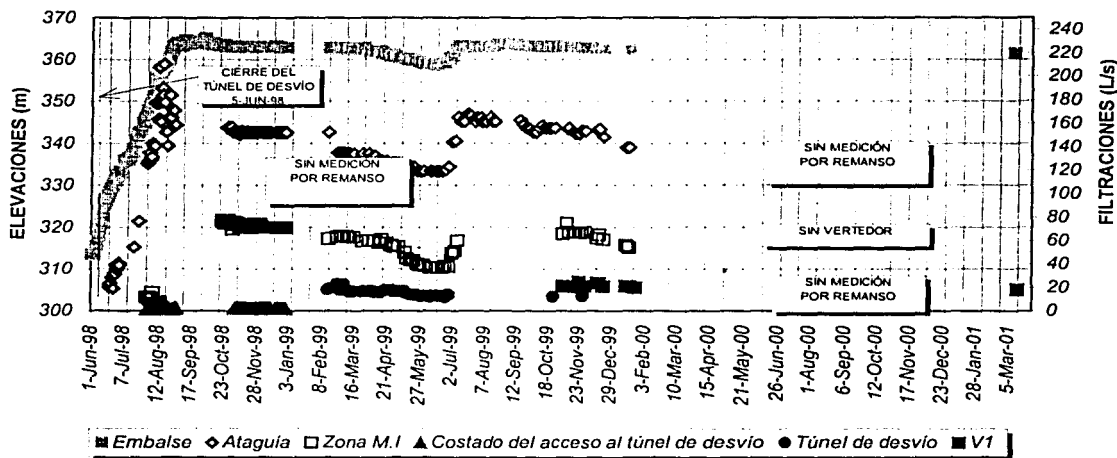


Figura 48. Gastos de filtraciones.

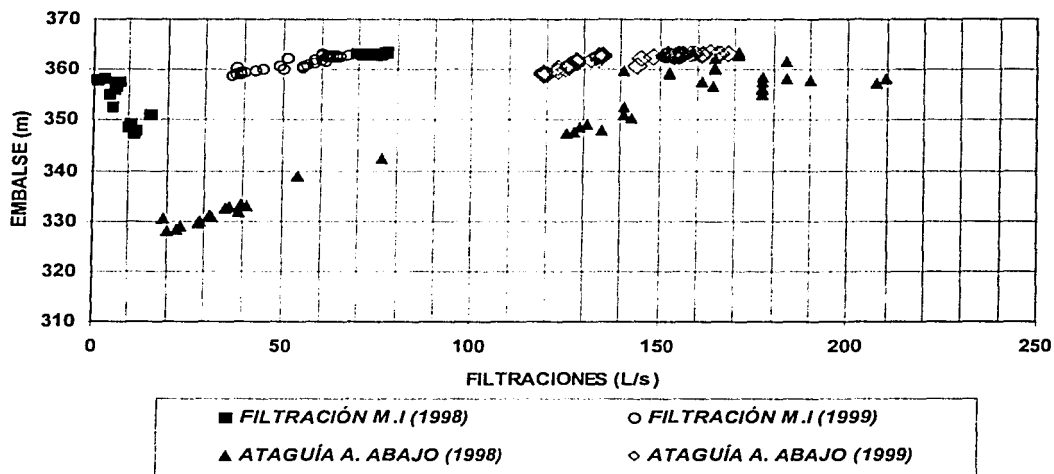


Figura 49. Relación Filtraciones –Embalse.

Capítulo IV

Análisis de Deformaciones en la Cortina.

Capítulo IV. Análisis de deformaciones en la cortina.

IV.1 Registros y datos obtenidos a la fecha.

Al igual que para el análisis hidráulico de la cortina los datos y registros que se presentan son recopilados de reportes de mediciones y de informes de comportamiento de la presa así como de informes de inspección a la presa durante la segunda etapa de construcción en principios de 1998, el primer llenado y la etapa de operación a enero de 2000.

IV.2 Asentamientos.

El control de asentamientos y desplazamientos horizontales se desarrolló mediante topografía, determinando la elevación del terraplén y la boca de los inclinómetros en cada avance, así como de los sondeos de los mismos inclinómetros.

Durante la construcción de la segunda etapa de la cortina el control de asentamientos se desarrollo en los inclinómetros conforme avanzaba la colocación de los materiales, así mismo, se nivelaba el terraplén colocado.

Con las mediciones realizadas durante el periodo que comprendió el inicio de construcción de la segunda etapa de la cortina hasta antes del primer llenado se midió un asentamiento máximo de 55.8 cm en el inclinómetro I-5 ubicado en la sección 0+205, que representaba en ese entonces el 1% de la altura del terraplén que para esta etapa alcanzaba la altura de 55 m.

Los asentamientos totales máximos desarrollados en el periodo del primer llenado que abarcó del 5 de junio al 27 de agosto de 1998 fueron de 36 y 82 cm en la primera y la segunda etapa de la cortina, respectivamente.

Entre los meses de septiembre y noviembre de 1998, que correspondió a un periodo de mediciones posterior al primer llenado, se registraron asentamientos de 3.6 cm en la cortina construida durante la primer etapa y 5 cm en la construida durante la segunda etapa.

La evolución del comportamiento de los asentamientos al mes de junio de 1999 indicó que los asentamientos no tenían cambios sustanciales en su tendencia con respecto a las mediciones anteriores hasta esa fecha:

Los asentamientos registrados en los inclinómetros ubicados en la segunda etapa de construcción continuaron siendo mayores que los de los de la primera, como era de esperarse. Así lo demostraron las mediciones en los inclinómetros I-1 e I-2 (figs. 50 y 51) con 9.23 y 2.1 cm, correspondientes al núcleo y respaldo aguas

abajo, respectivamente, por encima de los de la primera etapa, que presentaron asentamientos de 6.65 y 1.37 cm en los inclinómetros I-3 e I-4, respectivamente (figs. 52 y 53). Por otra parte, en los inclinómetros I-2, I-3 e I-4 se observó bufamientos en la parte inferior de la cortina causados por la presencia de azolve el cual fue detectado durante los sondeos realizados.

En cuanto a los asentamientos del núcleo en la transición de la primera y la segunda etapa de construcción, el inclinómetro I-5 (fig. 54) indicó un valor de asentamiento de 7.86 cm.

Por otra parte, los asentamientos máximos en las líneas transversales de las referencias topográficas de las secciones 0+130 y 0+258, correspondientes al 9 de junio de 1999, se presentaron en el respaldo aguas arriba en la sección 0+130 siendo de 39 mm y un bufamiento en las mojoneras de la ataguía aguas abajo de 2 mm. En la primera etapa, sección 0+258, el asentamiento máximo fue de 20.2 mm. Por lo respecta a la línea longitudinal de la corona, los asentamientos se produjeron en forma proporcional a la altura del terraplén llegando a 52 mm.

Para diciembre de 1999, los asentamientos en la cortina no presentaron cambios significativos con referencia a mediciones anteriores. Nuevamente con base en las figuras 50 a 54 se muestran gráficamente desarrollo de los asentamientos en los cinco inclinómetros instalados, en las aparecen las gráficas de cada una de las mediciones realizadas durante 1998 y 1999.

Los asentamientos mayores continuaron presentándose en la segunda etapa de construcción; en el núcleo, el asentamiento acumulado fue de 11 cm a la elevación 366 m, lo cual representó un incremento de 6 cm en 1999 con respecto a las mediciones de noviembre de 1998 en el inclinómetro I-1 (fig. 50); mientras que en el respaldo (I-2) el incremento fue de 1.5 cm, con un acumulado de 2.4 cm (fig. 51).

Los bufamientos que se observaron en el fondo de los inclinómetros I-2 e I-4 (figs. 51 y 53) fueron producto del azolve del fondo, por lo que estos valores no son representativos del comportamiento de la cortina.

En la primera etapa de construcción, sección 0+258, los incrementos en los asentamientos fueron de 4.4 cm en el núcleo, medidos por el inclinómetro I-3, figura 52, llegando a un acumulado de 8 cm; en el respaldo aguas abajo se tuvo un incremento de 1.3 cm medido con el I-4 llegando a su vez a un acumulado de 1.9 cm, todos con respecto a la última medición de 1998.

Los asentamientos en la zona de transición del núcleo de la primera y la segunda etapas, sección 0+205 (fig.54), pasaron de 3.7 cm en 1998 a 9.9 cm en 1999, es decir, se incrementaron 6.2 cm en un año.

Los asentamientos acumulados en las líneas transversales de las referencias superficiales, de noviembre de 1998 a noviembre de 1999 en la sección 0+130

fueron de 70.1 mm (fig. 55); en cuanto a la sección 0+258, los movimientos máximos acumulados alcanzaron los 52.9 mm (fig. 56), para el mismo periodo. En ambas secciones los asentamientos máximos ocurrieron en las referencias ubicadas en el hombro de aguas arriba.

Los asentamientos del hombro aguas arriba en la corona donde se colocaron las referencias longitudinales superficiales se muestran en la figura 57, los mayores se presentaron al centro del valle y fueron registrados en la referencia RL-9 llegando a un valor de 72.7 mm.

La diferencia de asentamientos entre la primera y la segunda etapa de construcción es normal debido al tiempo transcurrido entre la construcción de ambas, el cual ha permitido la consolidación de los materiales de la primera etapa antes que los de la segunda.

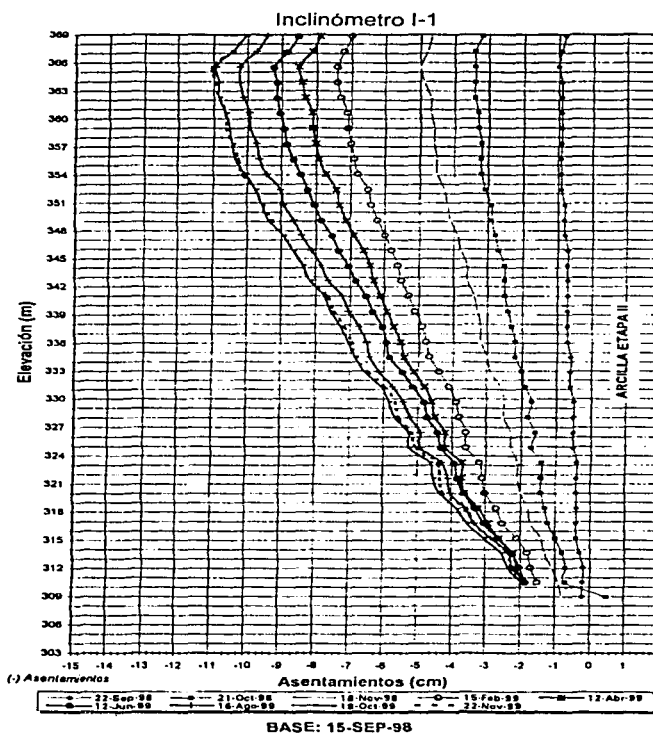


Figura 50. Asentamientos en el inclinómetro I-1 (sección 0+130, núcleo).

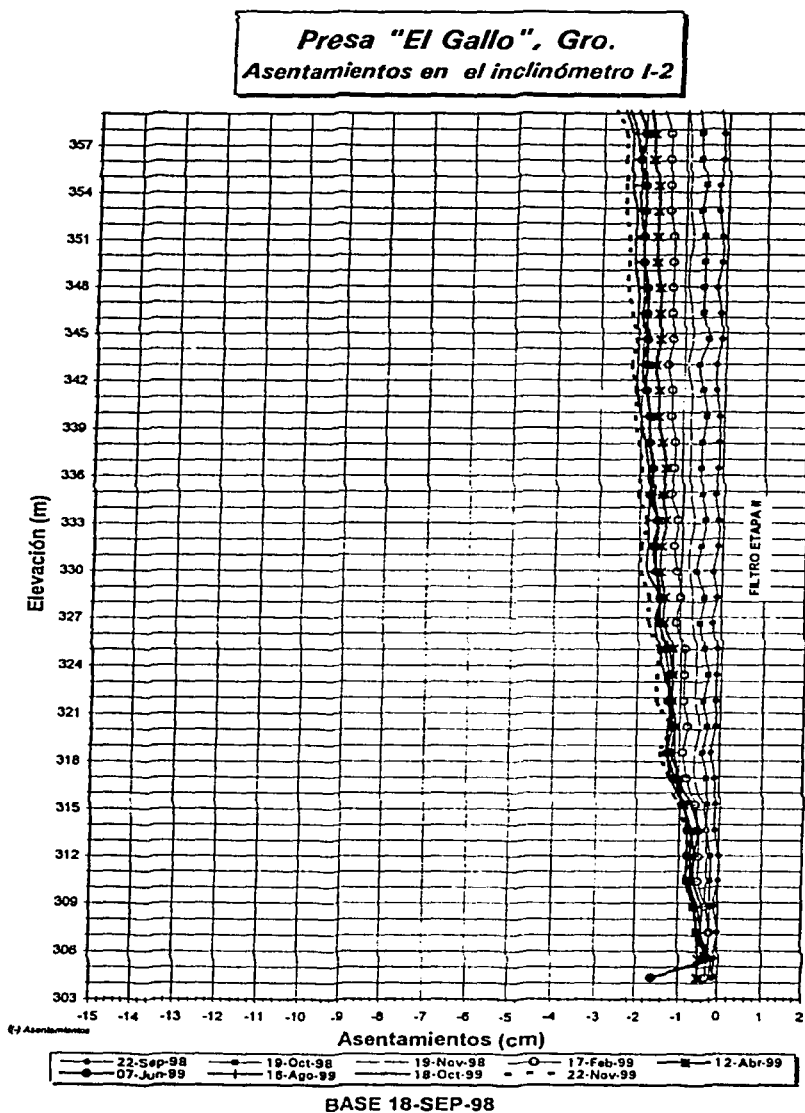


Figura 51. Asentamientos en el inclinómetro I-2 (sección 0+130, respaldo aguas abajo).

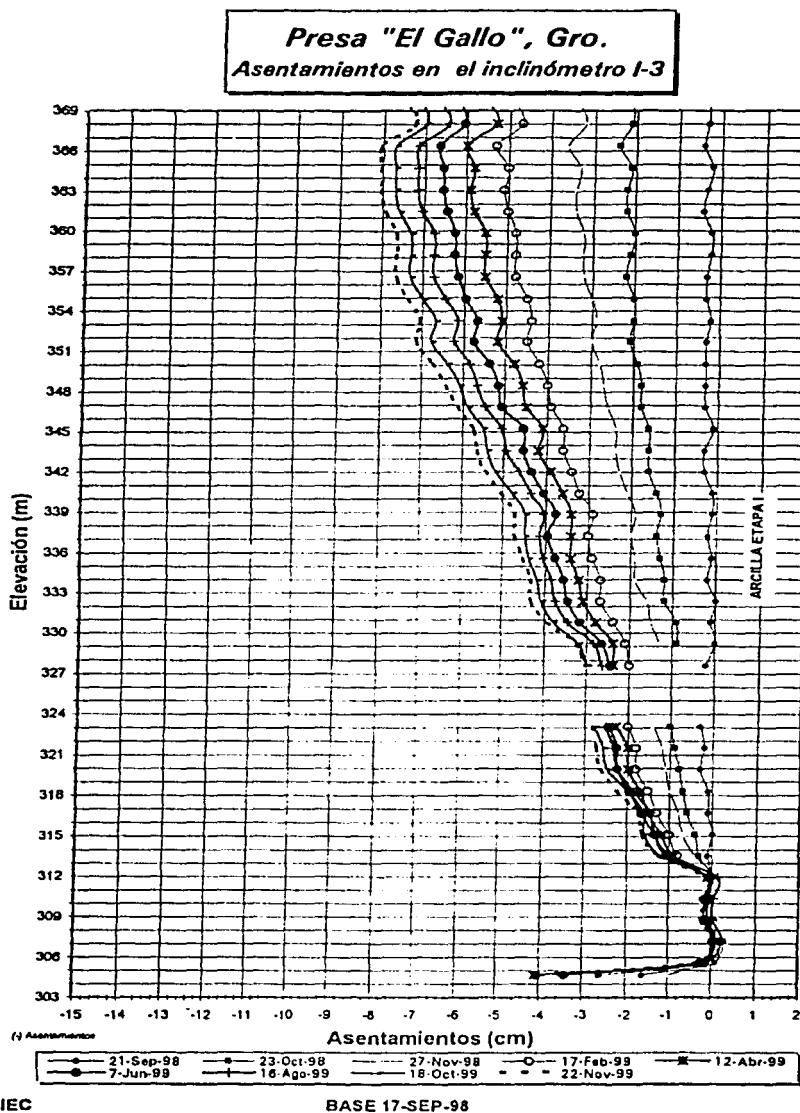


Figura 52. Asentamientos en el inclinómetro I-4 (sección 0+258, núcleo).

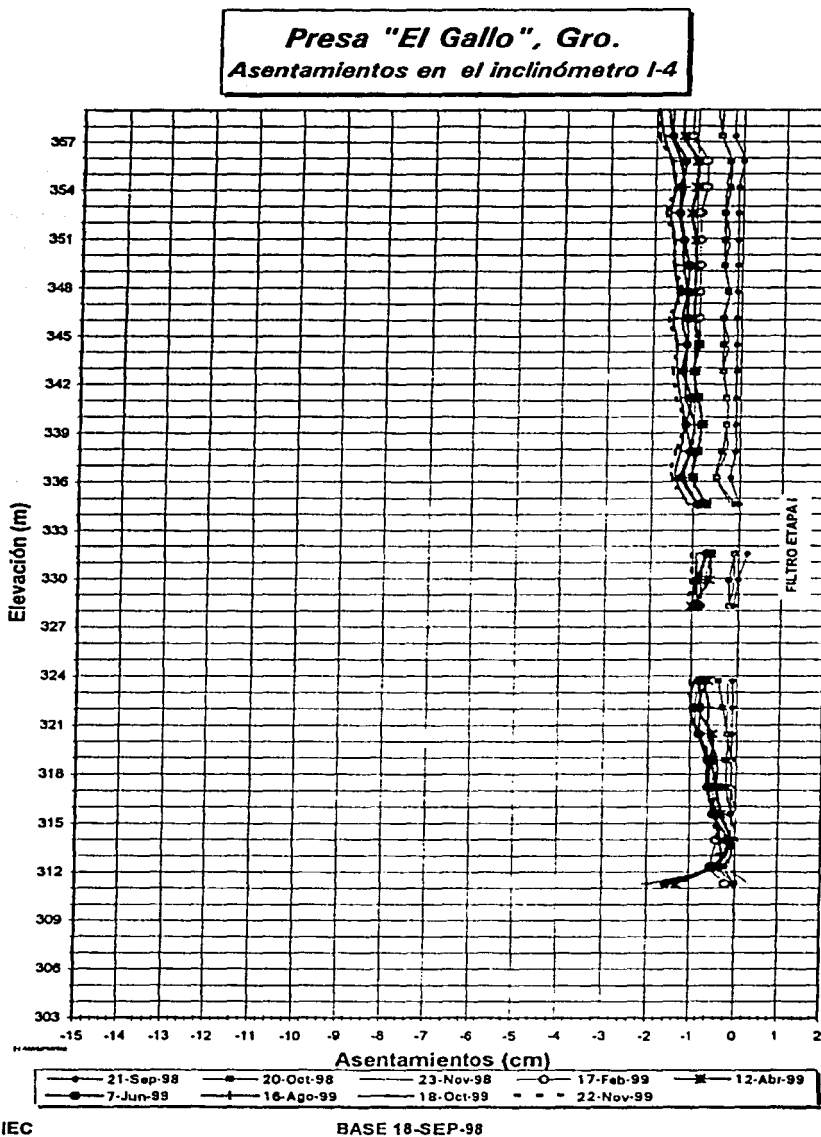
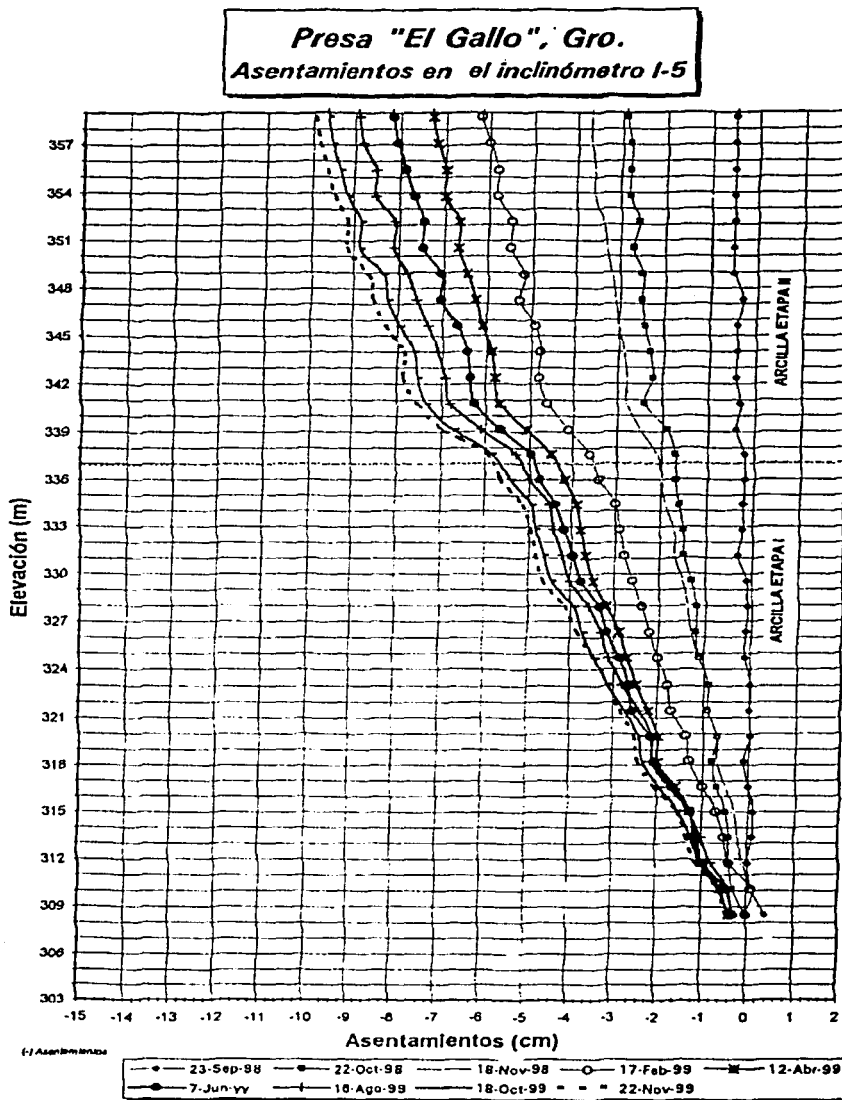


Figura 53. Asentamientos en el inclinómetro I-4 (sección 0+130, respaldo aguas abajo).



CFE-GIEC

BASE 17-SEP-98

Figura 54. Asentamientos en el inclinómetro I-5 (sección 0+205).

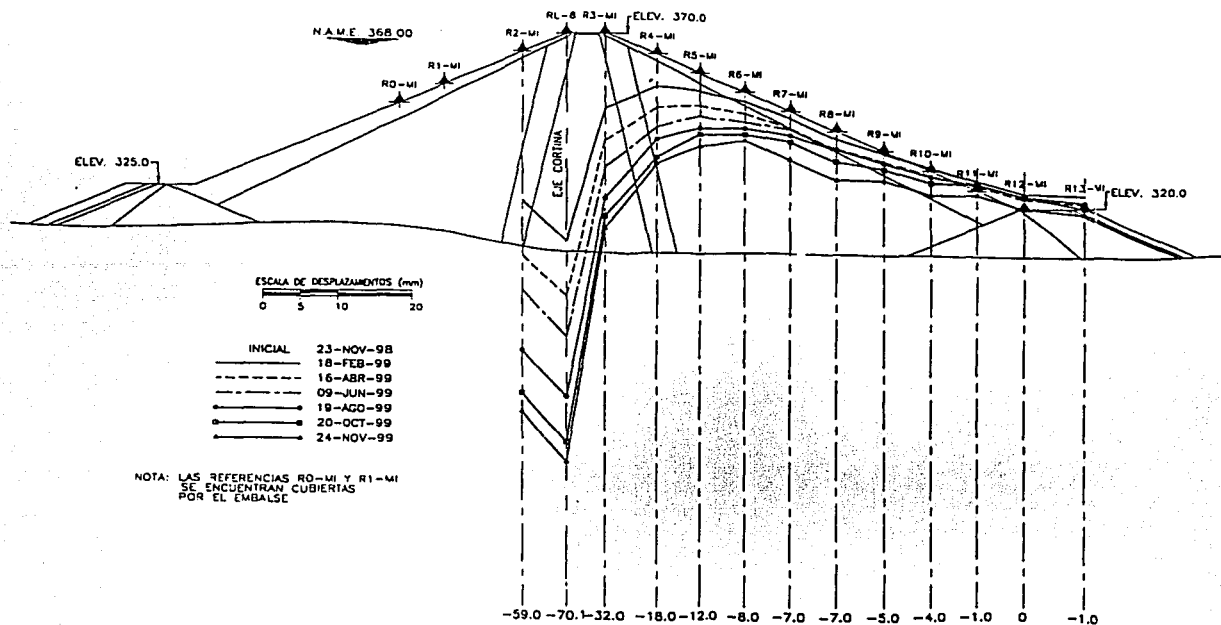


Figura 55. Asentamientos acumulados en la sección transversal 0+130.

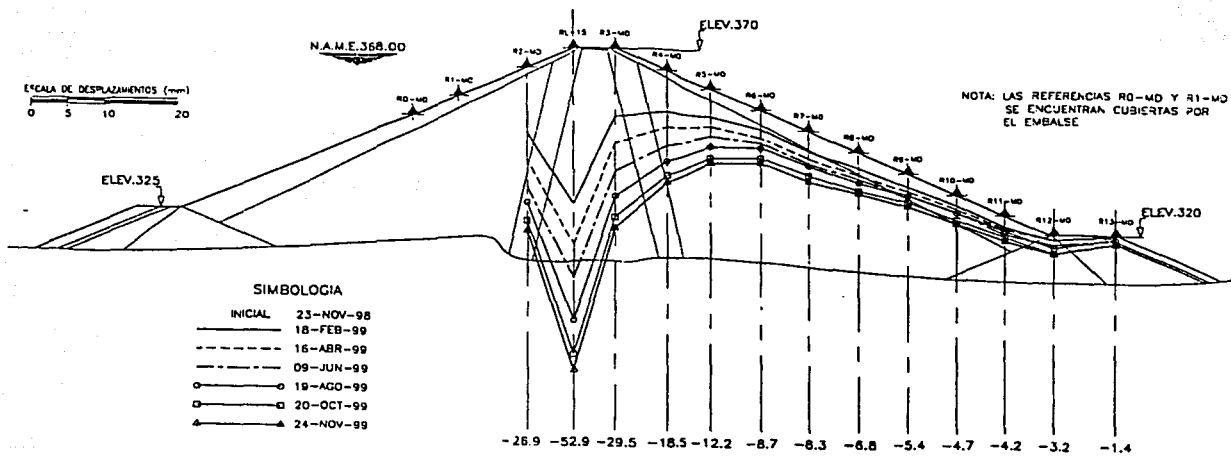


Figura 56. Asentamientos acumulados en la sección transversal 0+258.

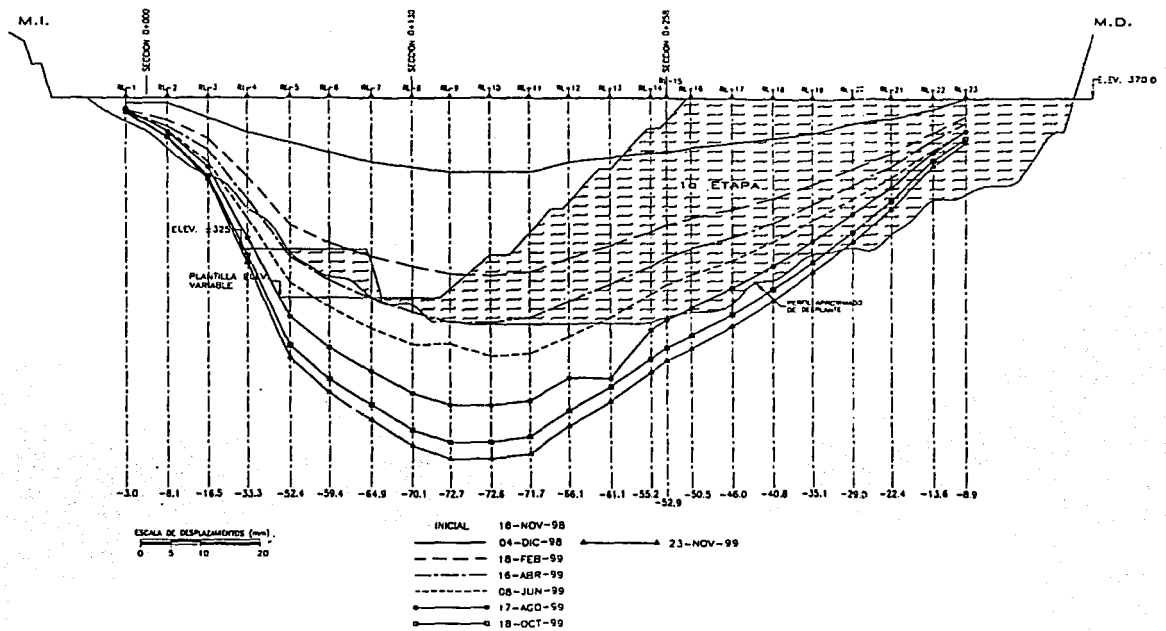


Figura 57. Asentamientos acumulados en la sección longitudinal.

IV.3 Desplazamientos horizontales.

Los reportes de los desplazamientos durante la construcción de segunda etapa de la cortina indicaron que éstos ocurrieron de manera relevante en el inclinómetro I-3 en la sección 0+258 por efecto del retiro de la capa seca detectada en el terraplén de la primera etapa, próxima al instrumento.

Ya en el periodo del primer llenado, los desplazamientos horizontales se produjeron en mayor medida hacia la margen derecha en la dirección del eje de la cortina, siguiendo la misma tendencia hasta finales de 1998.

Los desplazamientos a junio de 1999 fueron los siguientes:

Los desplazamientos horizontales en el interior de la cortina, en general, se desarrollaron en magnitudes mínimas y geometrías regulares, los movimientos mayores se presentaron en la segunda etapa de construcción sección. Los máximos desplazamientos en el núcleo fueron de 3.02 y 1.08 cm, en el inclinómetro I-1 (fig. 58), y en el respaldo aguas abajo de 1.09 y 0.59 cm medidos en el I-2 (fig. 59) para las direcciones del río y eje cortina, respectivamente.

En la zona de la primera etapa los máximos desplazamientos se tuvieron en el núcleo con el inclinómetro I-3 (fig. 60), 2 cm en dirección río y 1.7 cm en dirección cortina, mientras que el respaldo fueron de 1.10 y 0.23 cm registradas en el I-4 para las direcciones del eje río y del eje cortina (fig. 61), respectivamente.

En la transición del núcleo entre la primera y la segunda etapa de construcción los desplazamientos en las direcciones eje río y eje cortina fueron de 1.8 y 0.8 cm, respectivamente, determinadas con el inclinómetro I-5 (fig. 62).

En general, la configuración de los desplazamientos en los inclinómetros dentro del núcleo de la cortina en dirección eje río fueron en el sentido hacia aguas abajo en la parte inferior y hacia aguas arriba en la parte superior, lo cual se puede explicar por la diferencia de asentamientos entre el respaldo seco y el respaldo húmedo.

Al finalizar el año de 1999, los desplazamientos horizontales al interior de la cortina presentaban una tendencia similar al comportamiento de los asentamientos, esto es, los mayores movimientos se presentaron en la zona de la segunda etapa de construcción, teniendo en el núcleo de ésta movimientos que llegaron a 3.20 cm en el eje río; mientras que en el eje cortina se obtuvo un acumulado máximo de 1.12 cm (fig. 58). En el respaldo el desplazamiento acumulado en la dirección del eje río fue de 0.80 cm; en la dirección del eje cortina pasó a un valor de 0.59 cm (fig. 59).

En la primera etapa de construcción los máximos se presentaron en el núcleo y fueron de 2.30 cm, es decir, se incrementaron en 0.80 cm en la dirección del eje río para el periodo analizado, mientras que en la dirección del eje cortina el incremento fue de 1.6 cm, acumulando 2.7 cm (fig. 60), con respecto a 1998. En el respaldo aguas abajo los movimientos acumulados en el eje río fueron de 0.85 cm en 1998 y de 1.21 cm en 1999; en el eje cortina se incrementó 0.31 cm llegando a un acumulado de 0.43 cm (fig. 61).

En la transición del núcleo entre la primera y la segunda etapa de construcción, el inclinómetro I-5, presentó incrementos de 1.7 cm llegando a 2.5 cm y 1 cm acumulado 1.1 cm en las direcciones del eje río y cortina, respectivamente (fig. 62).

De lo anterior se puede determinar que las configuraciones han sido consistentes durante los ciclos de llenado de 1998 y 1999, debido a que no se han observado incrementos en las velocidades de los movimientos, y tampoco se han detectado zonas potenciales de deslizamiento. En general los valores de los desplazamientos horizontales han sido muy pequeños y su configuración en el interior del núcleo para la dirección del eje río, han indicado movimientos de la estructura hacia aguas abajo en la parte inferior y hacia aguas arriba en la parte superior, lo que se explica por la diferencia de asentamientos entre el respaldo seco y el respaldo húmedo. Además, los movimientos horizontales en el interior de la cortina en la dirección eje río hacia aguas abajo se han presentado

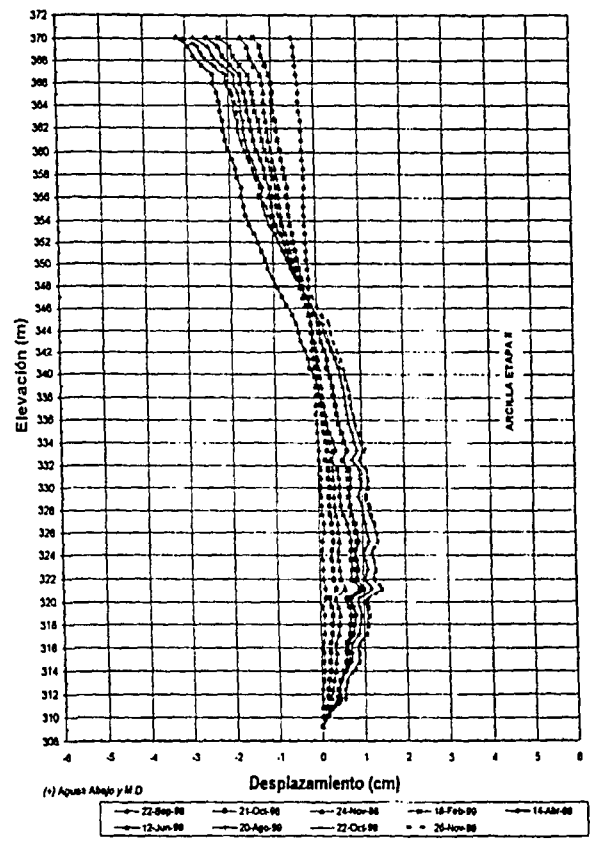
aproximadamente a un tercio de la altura del terraplén, lo que coincide con el punto de aplicación de la resultante del empuje del embalse en condiciones hidrostáticas.

Por otra parte, los desplazamientos horizontales en la superficie de la cortina, se presentan en la figura 63, en la cual se observan los vectores de los desplazamientos en las líneas transversales de referencias superficiales, siendo el mayor desplazamiento acumulado de 10 mm. Los movimientos se presentan hacia el centro del cauce y hacia aguas abajo en las referencias localizadas en el respaldo de aguas abajo, mientras que las ubicadas cerca de la corona y en el respaldo de aguas arriba se desplazan en sentido contrario al cauce.

Los vectores de los desplazamientos en las referencias superficiales del eje longitudinal de la cortina, indican movimientos superficiales de la cortina hacia aguas arriba y hacia el centro del cauce, con valores máximos de 18.4 mm (fig. 64).

La dirección de los movimientos medidos en las referencias superficiales ubicadas en la corona, concuerda con los movimientos de las bocas de los inclinómetros, es decir, hacia aguas arriba.

Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-1 (eje río)



Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-1 (eje cortina)

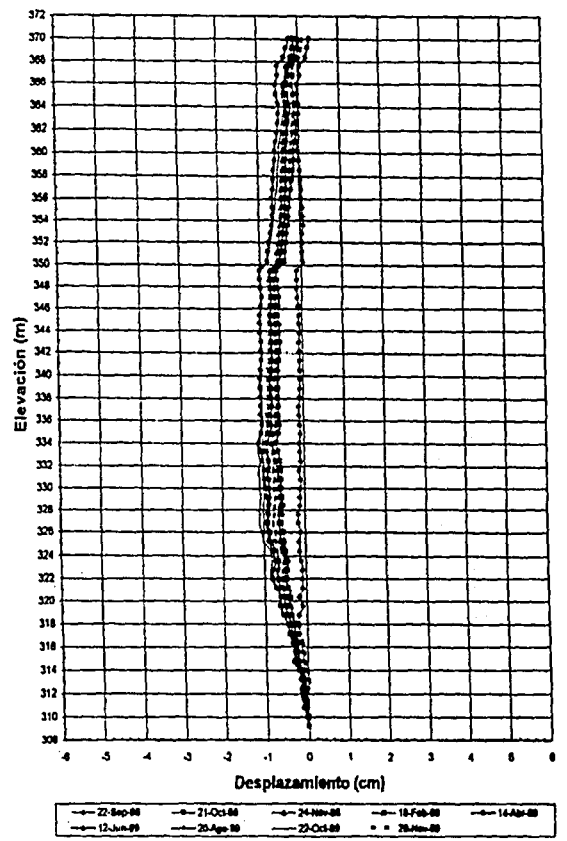


Figura 58. Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-1.

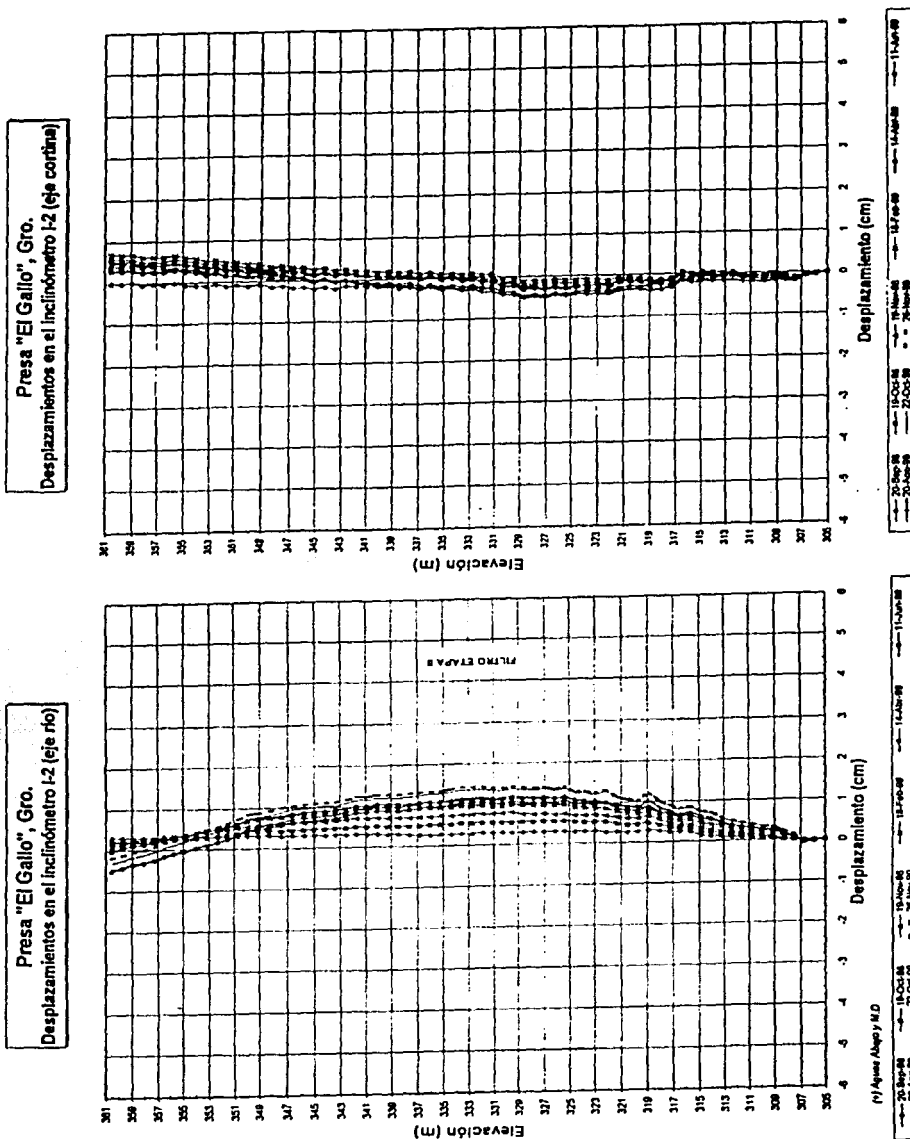


Figura 59. Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-2.

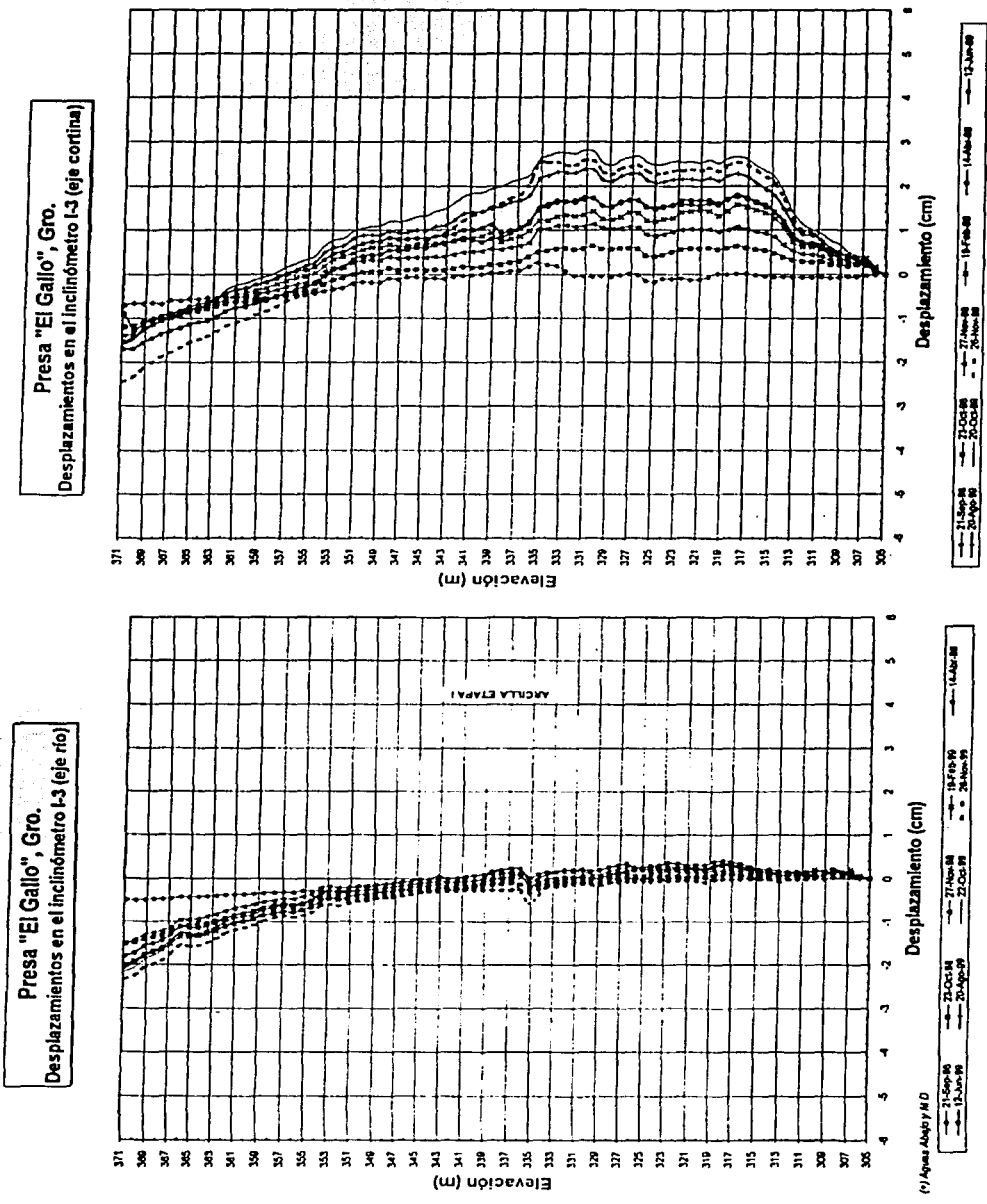
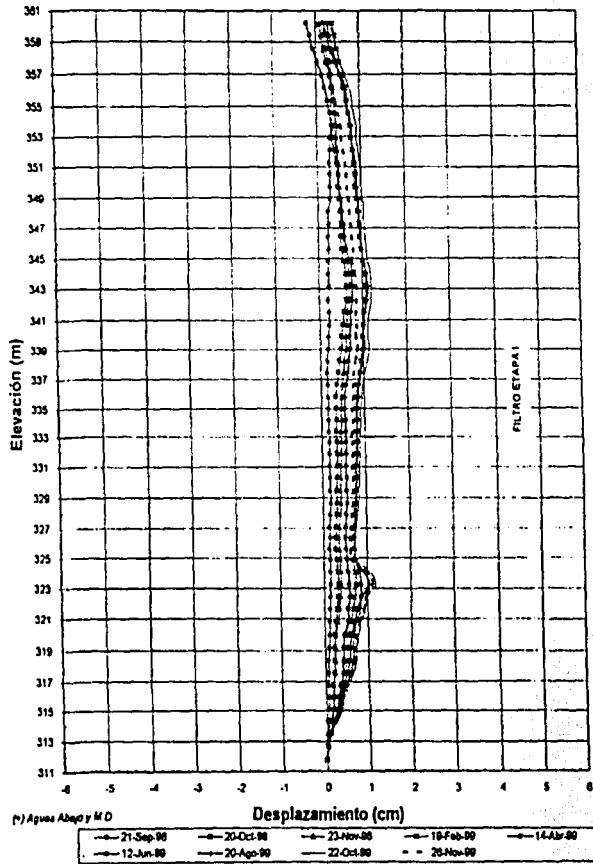


Figura 60. Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-3.

Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-4 (eje río)



Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-4 (eje cortina)

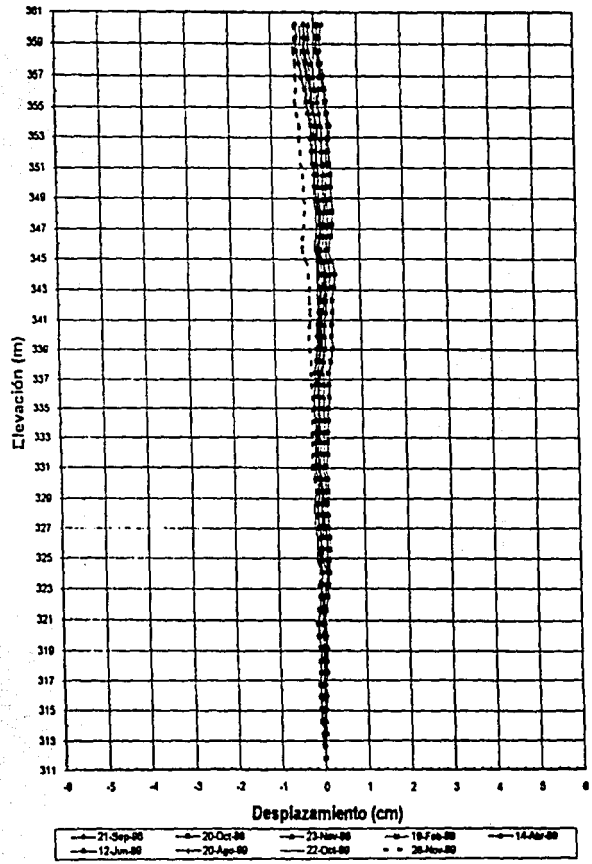
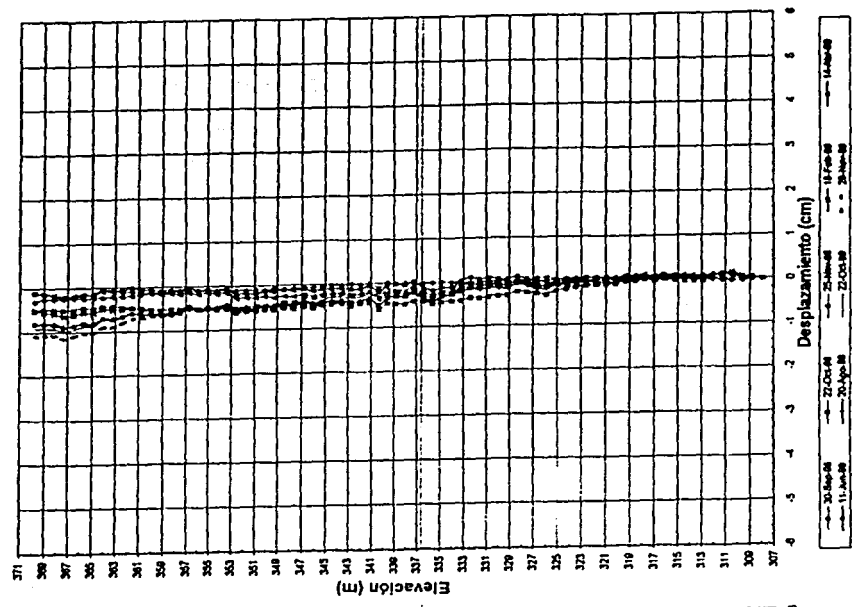


Figura 61. Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-4.

Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-5 (eje cortina)



Presa "El Gallo", Gro.
Desplazamientos en el inclinómetro I-5 (eje río)

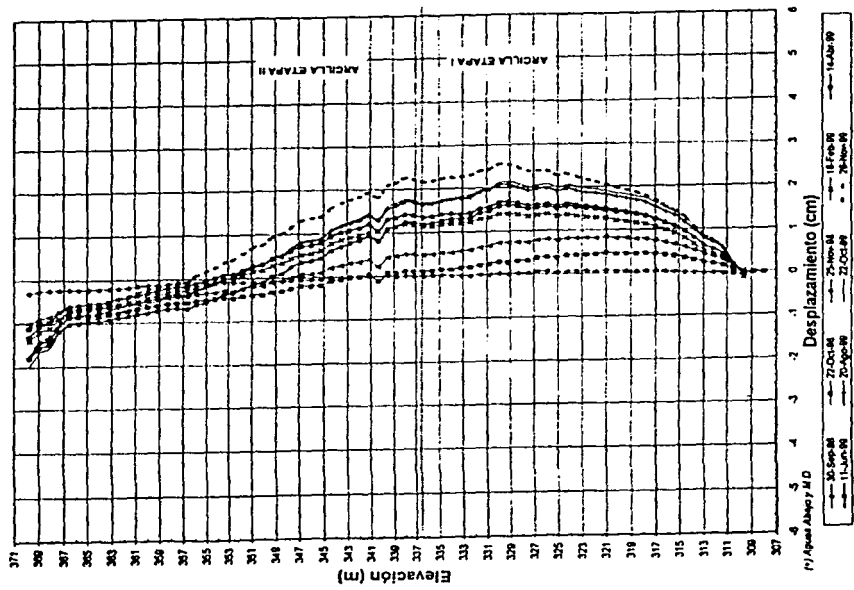


Figura 62. Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-5.

DE LA BIBLIOTECA
DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUERRERO

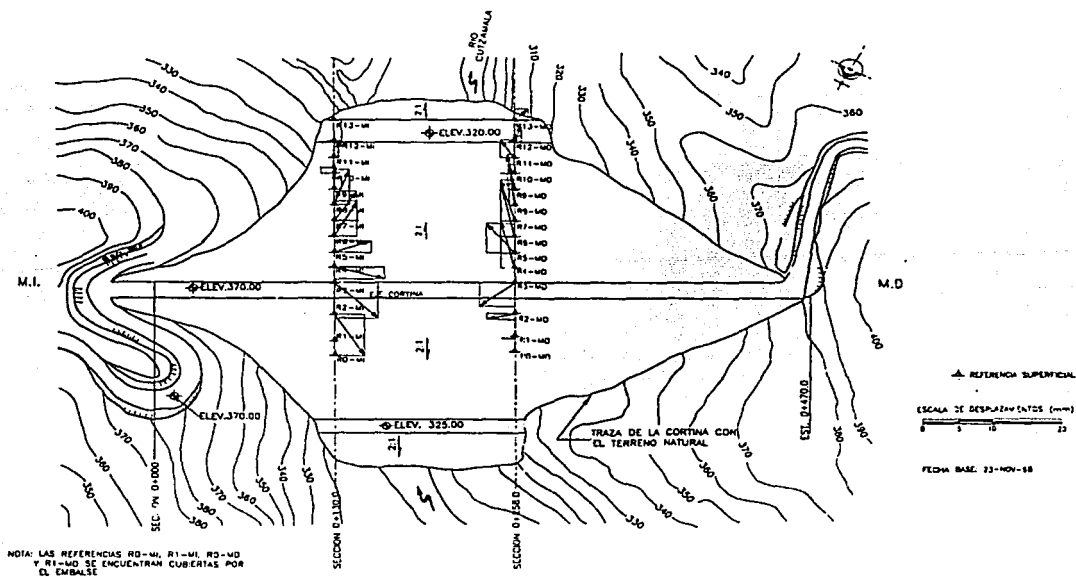


Figura 63. Vectores de desplazamientos de referencias superficiales de las secciones transversales de la cortina.

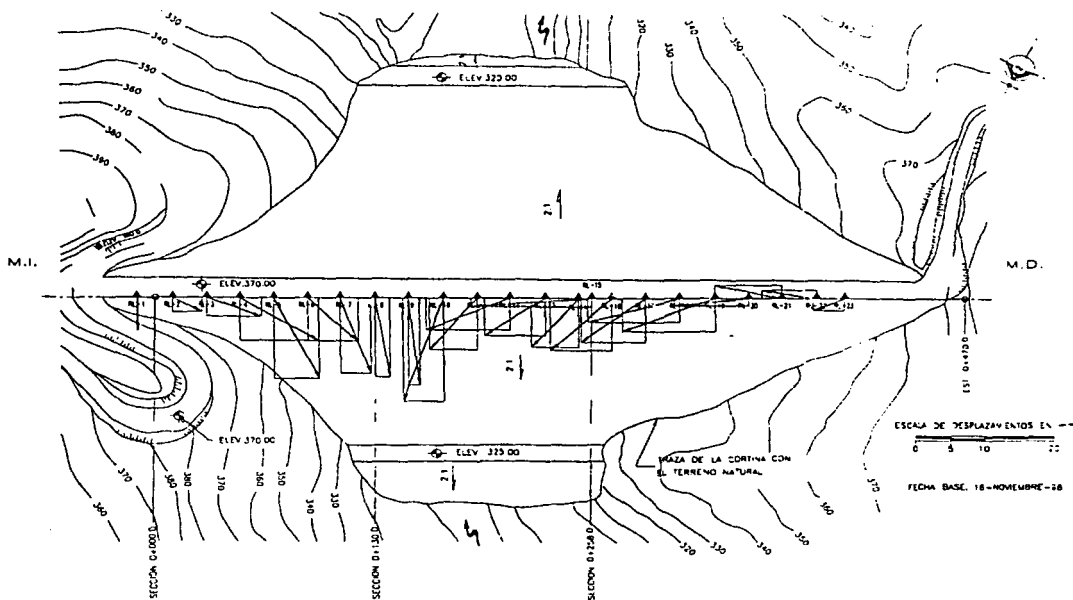


Figura 64. Vectores de desplazamientos de referencias superficiales del eje longitudinal de la cortina.

IV.4 Deformaciones unitarias.

Durante la construcción de la segunda etapa las deformaciones unitarias en la frontera del núcleo entre la primera y la segunda etapa a la elevación 337 m fueron del orden del 0.2% en el terraplén de la segunda etapa y del 0.1% en la primera.

La evolución de las deformaciones unitarias a junio de 1999 indicó que en los extensómetros ubicados a la elevación 337 m fueron menores de 0.25%, siendo el máximo valor de 0.24% en el extensómetro EX337-07. En el grupo de extensómetros a la elevación 365 m se registraron deformaciones unitarias de 0.113% en compresión y 0.030% en extensión.

En diciembre de 1999, los reportes de mediciones indicaron que las deformaciones unitarias de tensión que se presentaron desde la construcción de la segunda etapa en el grupo de extensómetros en la elevación 337 m no sobrepasaban el valor de 0.25%, teniendo en 1999 un incremento de 0.03% con respecto a 1998. El campo de tensiones predominantes se considera normal debido a que la plataforma de los extensómetros se localiza muy próxima a la elevación del punto de aplicación de la resultante debida al empuje hidrostático del embalse. Los extensómetros EXT337-1 a EXT337-4 se ubican en el núcleo de la segunda etapa, mientras que los extensómetros EXT.337-6 al EXT.337-8 están en el núcleo de la primera etapa. En la transición entre ambos núcleos se instaló el extensómetro EXT.337-5 (figs. 65 y 66).

Por otro lado, las deformaciones en la plataforma de extensómetros de la elevación 365 m han sido en su mayoría de compresión, aunque existen algunos aparatos que registran tensiones pequeñas las cuales fueron menores de 0.05%, en cambio, las compresiones alcanzaron un valor máximo de 0.12% registrado en el extensómetro EXT.365-9. Los incrementos máximos de las deformaciones a esta elevación fueron del orden de 0.02% (figs. 67, 68 y 69). Estos extensómetros se localizan en el núcleo de arcilla de la segunda etapa de construcción, 15 m por arriba del nivel del núcleo construido durante de la primera etapa.

Las deformaciones máximas que hasta ese momento se midieron fueron pequeñas y no indican anomalías en el comportamiento de la cortina.

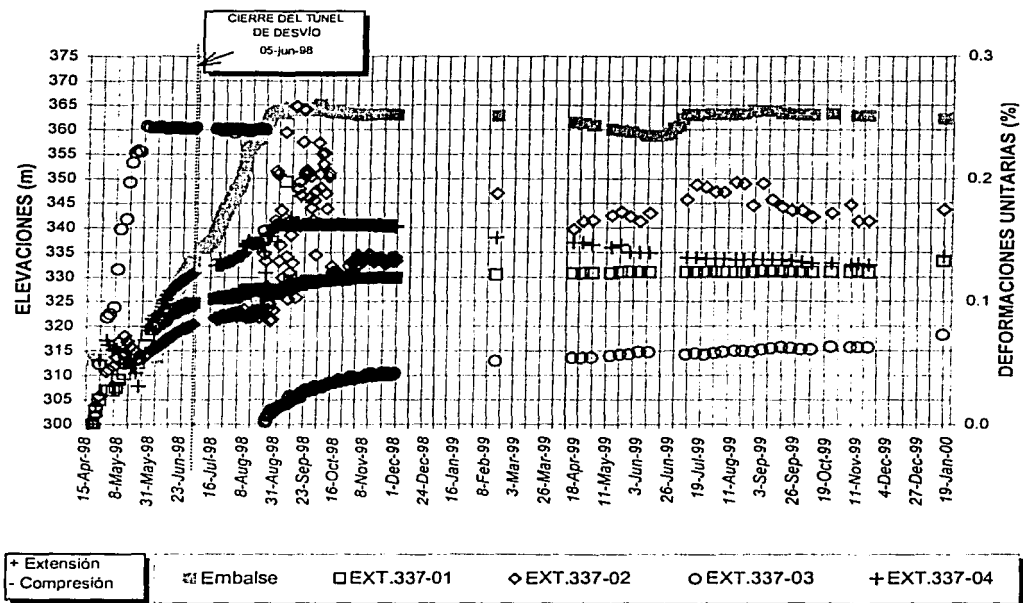


Figura 65. Deformaciones unitarias en extensómetros Elev. 337m, 01-04.

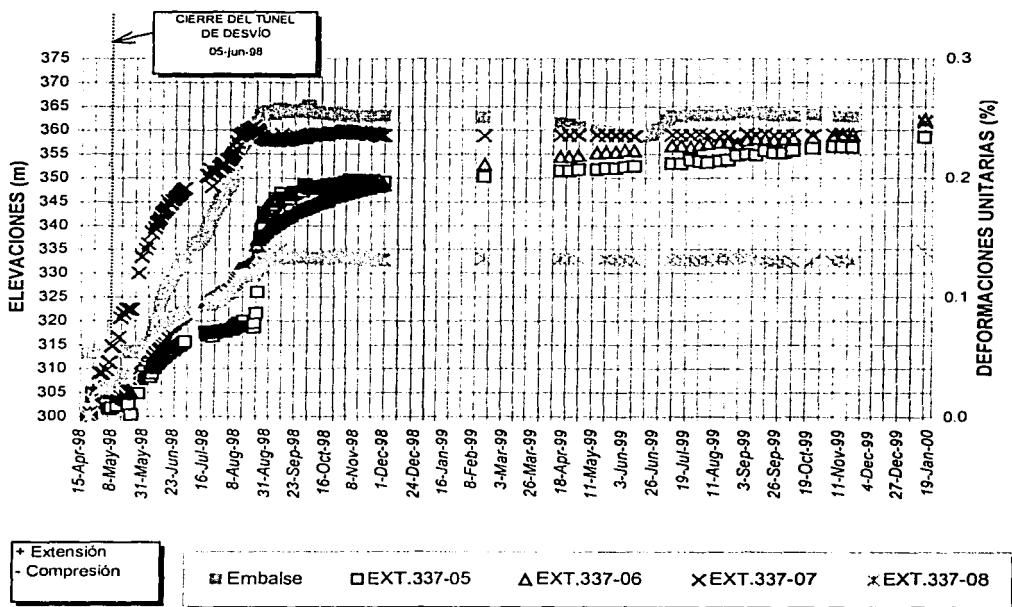


Figura 66. Deformaciones unitarias en extensómetros Elev. 337m, 05-08.

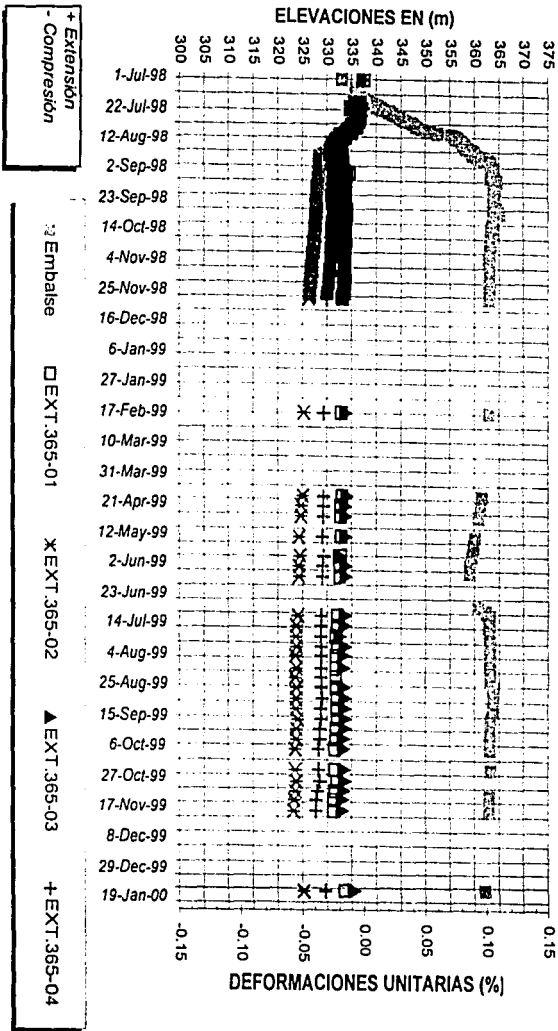


Figura 67. Deformaciones unitarias en extensómetros Elev. 365m, 01-04

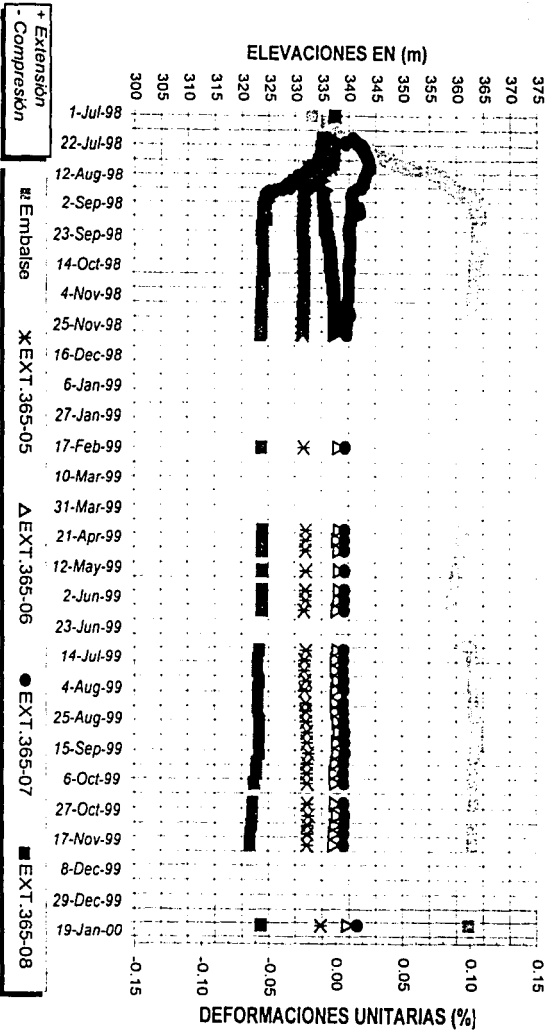


Figura 68. Deformaciones unitarias en extensómetros Elev. 365m, 05-08.

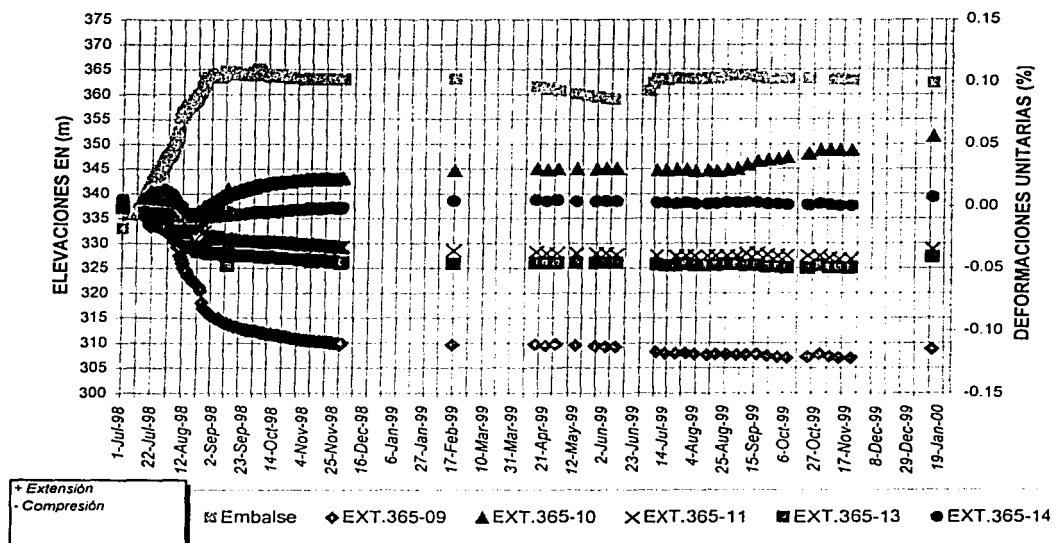


Figura 69. Deformaciones unitarias en extensómetros Elev. 365m, 09-14.

IV.5 Afectaciones posibles debidas a sismos.

Lo que se presentará aquí es un resumen de los registros obtenidos por la red acelerográfica de la presa así como de los resultados de los análisis realizados por CFE, en específico de los sismos ocurridos en 1999, sin abarcar en su totalidad el tema de análisis sísmico.

Además de la instrumentación geotécnica, la CFE-SCE instaló cuatro acelerógrafos digitales GSR-333 de registro en memoria, distribuidos de la siguiente manera: dos ubicados en la corona de la cortina, uno en el cadenamiento 0+130 y el otro en el 0+320, un equipo emplazado en la base, y otro más en la ladera de margen derecha (fig. 4).

Los equipos realizan el registro de la aceleración en tres canales: dos horizontales ortogonales entre sí y uno vertical. Uno de los canales horizontales fue orientado al eje de presa (longitudinal N60° E) y el otro en la dirección del eje del río (transversal N30° W).

Las claves asignadas a las estaciones acelerográficas se consignan en la tabla 6.

Tabla 6. Estaciones acelerográficas.

<i>Clave</i>	<i>Estación</i>
GL13	Cadenamiento 0+130
GL32	Cadenamiento 0+320
GLBC	Base de la cortina (aguas abajo)
GLMD	Margen de la cortina (en la ladera)

Registros obtenidos.

Durante 1999 se registraron seis sismos en la red acelerográfica instalada en la presa; sin embargo, el epicentro del ocurrido el 7 de diciembre de 1999 no fue localizado por el Servicio Meteorológico Nacional. La fecha y hora de ocurrencia, magnitud y otros datos epicentrales de los sismos localizados se presentan en la tabla 7.

Tabla 7. Registro de sismos durante 1999.

Núm.	Fecha	Hora*	Magnitud (Mc)	Coordenadas epicentrales		Profundidad [km]	Distancia epicentral [km]
				Latitud N.	Longitud O.		
1	15-02-99	13:40	4.3	18.91	100.92	66	60
2	15-06-99	15:42	Mb=6.7	18.21	97.47	92	315
3	21-06-99	12:43	5.8	18.09	101.78	42	152
4	05-07-99	18:31	5.0	17.81	101.55	35	137
5	29-12-99	05:20	5.9	18.10	101.68	20	126

* Hora con relación al tiempo universal.

La localización epicentral se presenta en la figura 70, en donde puede observar que con excepción del sismo del 15 de junio de 1999 cuyo epicentro se localizó al sur del estado de Puebla en los límites con el estado de Oaxaca, los epicentros de los otros tres eventos se ubicaron en el estado de Guerrero, cerca de los límites con Michoacán.

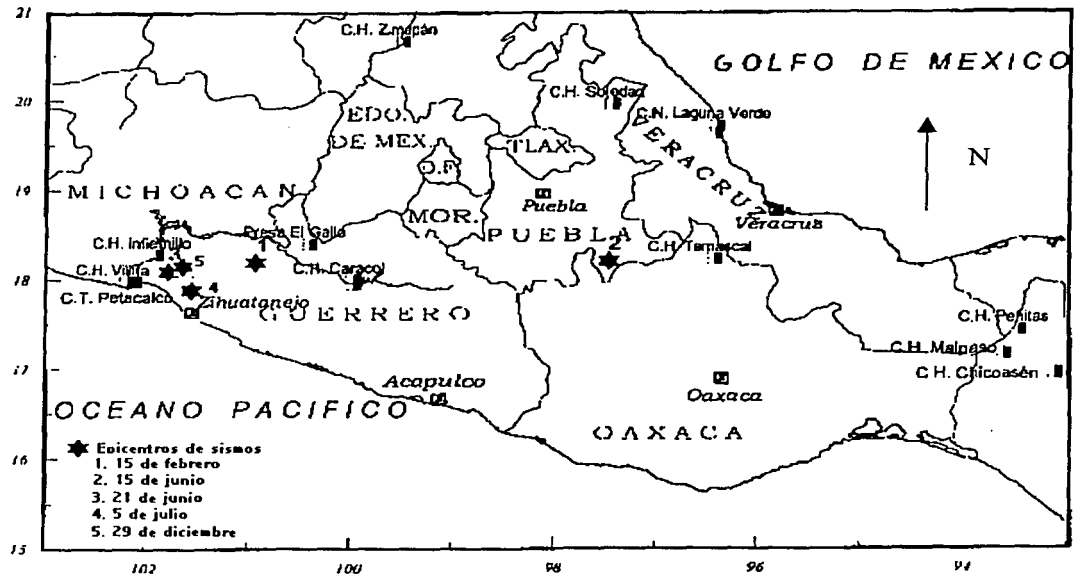


Figura 70. Localización epicentral de los sismos ocurridos durante 1999.

Aunque el sismo del 15 de junio de 1999 tuvo una magnitud considerable ($M_b=6,7$), su epicentro fue localizado a más de 300 km de El Gallo, y los niveles de aceleración registrados fueron menores de 60 cm/s^2 . En contraste, el evento del 21 de junio de 1999 con epicentro a 152 km y de magnitud $M_c=5,8$ generó las mayores aceleraciones reportadas en la historia de la presa, con 78 cm/s^2 en la componente transversal de la estación GL13.

Por su parte, el sismo del 29 de diciembre de 1999 tuvo su epicentro prácticamente en el mismo punto del ocurrido el 21 de junio de 1999 sólo que a una profundidad menor. Este movimiento que tuvo una magnitud $M_c=5,9$ fue registrado en el acelerógrafo ubicado en la estación GL13, cadenamamiento 0+130, con una aceleración máxima de 41 cm/s^2 en la componente transversal (eje río) con una fase de intensa del acelerógrafo de 10 segundos y una duración de 60.

Los eventos del 15 de febrero y del 5 de julio de 1999, de magnitudes sensiblemente menores a los mencionados en el párrafo anterior, originaron aceleraciones inferiores a 20 cm/s^2 y fueron registrados sólo en los equipos de la corona.

En la tabla 8 se presentan los valores máximos de aceleración por componente registrados en cada estación acelerográfica para cada uno de los sismos reportados.

Tabla 8. Valores máximos de aceleración por componente.

Sismo	Estación	Aceleraciones máximas por componentes [cm/s ²]		
		V	L (N60°E)	T (N30°W)
15-02-99	GL13	13	13	12
	GL13	12	11	16
15-06-99	GL13	40	60	50
	GL32	21	56	58
	GLBC	8	20	13
	GLMD	8	12	13
21-06-99	GL13	29	66	78
	GL32	35	53	54
	GLBC	12	24	25
	GLMD	12	17	15
5-07-99	GL13	7	13	16
	GL32	8	5	14
29-12-99	GL13			41

Considerando que el sismo del 21 de junio de 1999 fue el más importante en cuanto a niveles de aceleración se refiere y habiéndose registrado en las cuatro estaciones acelerográficas emplazadas en la cortina, se realizó el proceso estándar donde se obtuvieron las aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos del sismo en las cuatro estaciones y sus tres componentes.

El proceso estándar consiste en la corrección de la línea base del acelerograma, filtrar la señal de para minimizar el efecto del equipo y el ruido de fondo, se realiza una integración para obtener la velocidad y una más para los desplazamientos, y finalmente, se calculan los espectros de Fourier y de respuesta con el acelerograma corregido; adicionalmente se generan gráficas con los resultados correspondientes.

La tabla 9 muestra los valores máximos corregidos de las series tiempo-aceleración-velocidad-desplazamiento del sismo del 21 de junio de 1999.

Tabla 9. Valores máximos corregidos series tiempo-aceleración-velocidad-desplazamiento.

Estación	Registro	Aceleración [cm/s ²]	Velocidad [cm/s]	Desplazamiento [cm]
GL13	GL130621VER	28	1.20	0.04
	GL130621LON	66	4.53	0.37
	GL130621TRA	78	5.47	0.48
GL32	GL320621VER	34	1.45	0.09
	GL320621LON	53	3.70	0.29
	GL320621TRA	54	3.53	0.27
GLBC	GLBC0621VER	12	0.51	0.07
	GLBC0621LON	24	0.83	0.08
	GLBC0621TRA	26	0.90	0.09
GLMD	GLMD0621VER	11	0.63	0.07
	GLMD0621LON	16	0.91	0.10
	GLMD0621TRA	15	0.94	0.09

Los valores de aceleraciones que ha presentado la cortina no han representado hasta la fecha afectaciones o alguna anomalía en cuanto a la seguridad de la estructura, esto ha sido confirmado con los resultados de las mediciones durante 1998 y 1999.

La aceleración máxima medida durante este periodo se presentó en la componente transversal de la estación GL13 y fue de 78 cm/s^2 generada por el sismo ocurrido el 21 de junio de 199, con una magnitud $M_c=5.8$.

Capítulo V

Conclusiones.

Capítulo V. Conclusiones.

El proyecto de instalación de instrumentación de la presa El Gallo, así como el su medición, han cumplido su propósito de manera satisfactoria, al haber permitido la cuantificación y el seguimiento de las variables que son de primordial importancia para la seguridad estructural de la cortina, desde el inicio de la construcción de la segunda etapa, el primer llenado del embalse y el periodo de operación. Al conocer los registros de mediciones de los niveles de agua, niveles de carga piezométrica, asentamientos, desplazamientos horizontales, las deformaciones unitarias, así como los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento del cuerpo de la cortina durante la ocurrencia de sismos, se ha podido establecer una tendencia que defina el comportamiento de dichas variables y así llegar a una evaluación y un dictamen de éste hasta el término de los periodos fijados. Así se tiene que:

La construcción de la presa El Gallo que se vio interrumpida en varios periodos desde su inicio en 1981 hasta su terminación en 1998, ha repercutido en el comportamiento hidráulico de la cortina, como lo han indicado los análisis de los registros de mediciones de los instrumentos instalados en ella y sus márgenes.

Existe un factor muy importante que incide de manera determinante en el funcionamiento hidráulico de la cortina, el cual tiene relación con la diferencia en los procesos de construcción de la primera y segunda etapa. Así pues, el desplante del núcleo de arcilla en la segunda etapa, que consistió en la colocación de un firme de concreto sin tratamiento dental en la superficie de la roca en cual se desplantó, ha permitido que exista un abatimiento del flujo de agua a través de la cortina como lo han indicado los piezómetros EPEC-3, ubicado en la sección 0+130, y EPEC-4, instalado en la sección 0+205, cuyas elevaciones de bulbo se encuentran por encima de los 334 m y los cuales no han registrado prácticamente carga piezométrica desde su instalación. Por otra parte, la poca pérdida de carga entre el piezómetro eléctrico EPEC-1 y los grupos piezométricos EPCG-2 y 3, en la misma etapa de construcción, suponiendo que se desarrolla la red de flujo núcleo-cimentación que debería corresponder a la mitad de la carga total, implica la existencia de una heterogeneidad del coeficiente de permeabilidad de la roca de cimentación, que tuviera que ver con el tratamiento que se dio a ésta.

Aunado a esto, existe un abatimiento de las cargas piezométricas en la primera etapa de construcción y en la margen derecha de la boquilla por la presencia del túnel de desvío, el cual cuenta con barrenos para disminución de las presiones de poro que se desarrollan dentro del núcleo de arcilla.

Sin embargo, no se ha presentado hasta el momento la migración de arcilla, por lo que se entiende que el funcionamiento de la presa es satisfactorio a pesar de las anomalías citadas, las cuales no han representado un factor que ponga en riesgo la seguridad de estructura.

Por lo que respecta a los gastos de infiltración en la cortina, éstos han mantenido una tendencia estable desde el primer llenado hasta por lo que, de igual forma, no representa factor de riesgo para la estructura.

Por otra parte, los asentamientos registrados desde el inicio de construcción de la segunda etapa se han presentado en mayor magnitud en ésta que en la primera debido al periodo de diferencia entre una etapa y otra de más de 10 años, lo que ha dado lugar a que el material colocado en la primera etapa haya estado sometido por más tiempo al proceso de consolidación, no así el de la segunda etapa de reciente colocación.

En las referencias longitudinales, los asentamientos acumulados se presentan en la zona de la segunda etapa por las razones ya expuestas. Los asentamientos acumulados que se han desarrollado en las referencias superficiales transversales también han mostrados una magnitud mayor en la sección 0+130 que corresponde a la segunda etapa que los de la 0+258 en la primera etapa, presentándose en ambas, los mayores valores de asentamientos en las referencias ubicadas aguas arriba de eje de la cortina debido a la componente vertical de empuje hidrostático.

En lo que corresponde a las configuraciones de los desplazamientos horizontales, se puede afirmar que éstos han sido consistentes durante los ciclos de llenado de 1998 y 1999, debido a que no se han observado incrementos en las velocidades de los movimientos, y tampoco se han detectado zonas potenciales de deslizamiento. En general, los valores de los desplazamientos horizontales han sido muy pequeños y su configuración en el interior del núcleo para la dirección del eje río, han indicado movimientos de la estructura hacia aguas abajo en la parte inferior y hacia aguas arriba en la parte superior, lo que se explica por la diferencia de asentamientos entre el respaldo seco y el respaldo húmedo. Además, los movimientos horizontales en el interior de la cortina en la dirección eje río hacia aguas abajo se han presentado aproximadamente a un tercio de la altura del terraplén, lo que coincide con el punto de aplicación de la resultante del empuje del embalse en condiciones hidrostáticas.

Por su parte, las deformaciones unitarias, en los extensómetros colocados a la elevación 337 m se han presentado deformaciones unitarias en tensión lo cual se debe la proximidad de los instrumentos con la ubicación de la resultante del empuje hidrostático del embalse, mientras que los instalados en la elevación 365 m han registrado deformaciones a compresión en su mayoría, aunque también de tensión. Las deformaciones unitarias en compresión no han sobrepasado el valor de 0.12%, mientras que las deformaciones unitarias en tensión el valor de 0.25%. Estos valores se consideran pequeños y no representan anomalías en cuanto a este tema.

Por último, los sismos que se presentaron durante 1999 no afectaron la estructura ni el funcionamiento de la presa. El comportamiento de la estructura ha sido satisfactorio durante la ocurrencia de los sismos al vibrar ésta como una sola masa, es decir, ambas etapas de construcción han tenido valores de aceleración,

velocidad y desplazamiento muy parecidos. La aceleración máxima medida durante este periodo se presentó en la componente transversal de la estación GL13 y fue de 78 cm/s^2 generada por el sismo ocurrido el 21 de junio de 1999, con una magnitud $M_c=5.8$.

Lista de figuras.

Capítulo I

- Figura 1. Localización de la presa El Gallo.
- Figura 2. Presa El Gallo. Cortina.
- Figura 3. Presa El Gallo. Planta general.
- Figura 4. Presa El Gallo. Obra de desvío.
- Figura 5. Presa El Gallo. Obra de toma.
- Figura 6. Presa El Gallo. Obra de excedencias.
- Figura 7. Presa El Gallo. Perfiles geológicos.
- Figura 8. Instrumentación. Planta general.
- Figura 9. Instrumentación. Sección longitudinal máxima.
- Figura 10. Instrumentación. Sección longitudinal.
- Figura 11. Instrumentación. Sección transversal.
- Figura 12. Instrumentación. Sección transversal.
- Figura 13. Instrumentación. Sección transversal.
- Figura 14. Instrumentación. Ubicación grupo piezométrico EPCG-4 tubo de captación de filtraciones en ataguía aguas abajo.
- Figura 15. Tubo de Bourdon.
- Figura 16. Potenciómetro.
- Figura 17. Dispositivo de *strain gages*.
- Figura 18. Transformador diferencial variable de respuesta lineal.
- Figura 19. Principio de operación de un inclinómetro.
- Figuras 20a, 20b y 20 c. Ficha de instalación inclinómetro I - 1.
- Figura 21. Ficha de instalación. Grupo piezométrico PZA D-1 (margen derecha)
- Figura 22. Piezómetro eléctrico de cuerda vibrante.
- Figura 23. Ficha de instalación. Piezómetro eléctrico EPEC-1 (sección 0+130)
- Figura 24. Puente de Weathstone.
- Figura 25. Principio de medición de un extensómetro.
- Figura 26. Ficha de instalación. Grupo de extensómetros plataforma 337.
- Figura 27. Ficha de instalación de caseta acelerográfica GL32.
- Figura 28. Ficha de instalación banco de nivel BN-2.
- Figura 29. Vertedor de aforo.

Capítulo II.

- Figura 30. Tratamiento de la cimentación. Planta, ladera der.
- Figura 31. Tratamiento de la cimentación. Planta, ladera izq.
- Figura 32. Tratamiento de la cimentación. Corte longitudinal.
- Figura 33. Tratamiento de la cimentación. Corte longitudinal.

Capítulo III.

- Figura 34. Paralelepípedo $dx dy dz$.
- Figura 35. Red de flujo en el núcleo de la cortina.
- Figura 36. Red de flujo en el núcleo y cimentación considerando material homogéneo e isotrópico.
- Figura 37. Niveles piezométricos y de agua en la sección 0+130.
- Figura 38. Niveles piezométricos y de agua en la sección 0+205.
- Figura 39. Niveles piezométricos y de agua en la sección 0+285.
- Figura 40. Niveles de agua en inclinómetros.

- Figura 41. Niveles piezométricos en la cortina. Piezómetros eléctricos.
- Figura 42. Niveles piezométricos en la cortina. Piezómetros abiertos.
- Figura 43. Niveles piezométricos en la margen derecha. Piezómetros abiertos.
- Figura 44. Niveles piezométricos en la margen izquierda. Piezómetros abiertos.
- Figura 45. Isopiezas. Embalse 363.96 m, 15 sep 98.
- Figura 46. Isopiezas. Embalse 363.98 Isopiezas. Embalse 363.96 m, 06 sep 99.
- Figura 47. Efecto de un dren interno sobre una red de flujo.
- Figura 48. Gastos de filtraciones en la ataguía aguas abajo.
- Figura 49. Relación embalse- filtraciones.

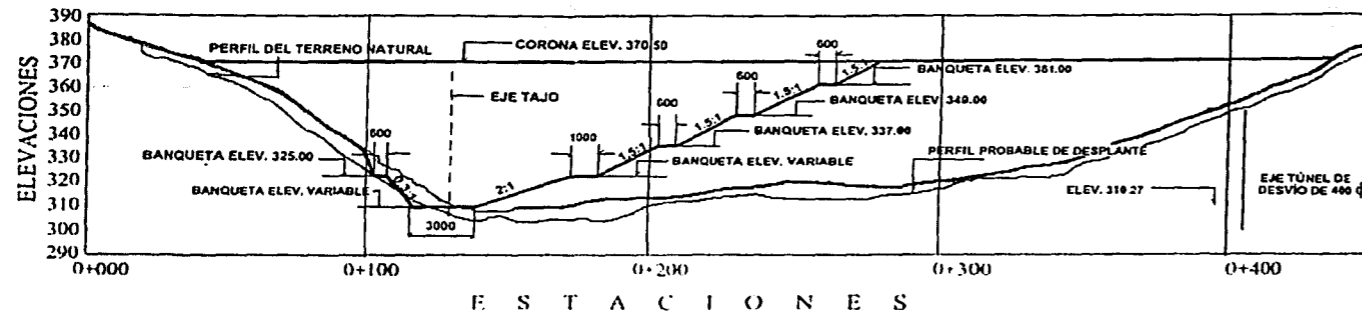
Capítulo IV.

- Figura 50. Asentamientos en el inclinómetro I – 1.
- Figura 51. Asentamientos en el inclinómetro I – 2.
- Figura 52. Asentamientos en el inclinómetro I – 3.
- Figura 53. Asentamientos en el inclinómetro I – 4.
- Figura 54. Asentamientos en el inclinómetro I – 5.
- Figura 55. Asentamientos en línea de mojoneras sección 0+130.
- Figura 56. Asentamientos en línea de mojoneras sección 0+258.
- Figura 57. Asentamientos en línea longitudinal sección longitudinal.
- Figura 58. Desplazamientos horizontales en inclinómetro I – 1.
- Figura 59. Desplazamientos horizontales en inclinómetro I – 2.
- Figura 60. Desplazamientos horizontales en inclinómetro I – 3.
- Figura 61. Desplazamientos horizontales en inclinómetro I – 4.
- Figura 62. Desplazamientos horizontales en inclinómetro I – 5.
- Figura 63. Desplazamientos en líneas transversales planta.
- Figura 64. Desplazamientos en línea longitudinal planta.
- Figura 65. Deformaciones unitarias en extensómetros.
- Figura 66. Deformaciones unitarias en extensómetros.
- Figura 67. Deformaciones unitarias en extensómetros.
- Figura 68. Deformaciones unitarias en extensómetros.
- Figura 69. Deformaciones unitarias en extensómetros.
- Figura 70. Localización epicentral de los sismos de 1999.

Bibliografía.

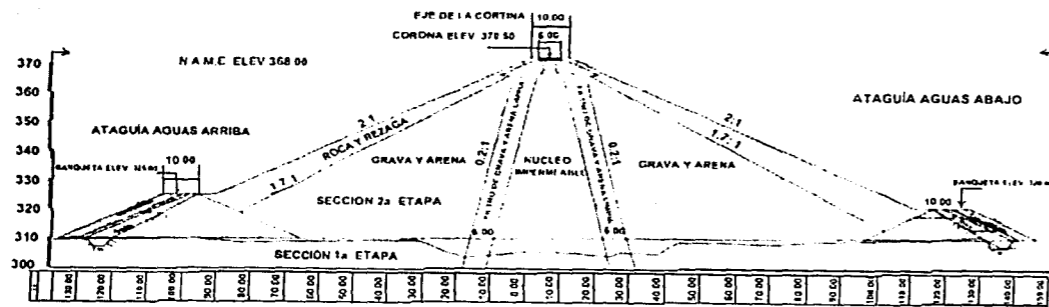
1. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de suelos. Tomo III: Flujo de agua en suelos. 1972. Editorial Limusa. Quinta reimpresión 1980. México.
2. Sotelo Ávila, Gilberto. Hidráulica General, volumen I, Fundamentos. Noriega Editores. México. 561 pp.
3. Holmes, Arthur. Geología Física. 1980 Ediciones Omega. Barcelona. 812 pp.
4. Aparicio Mijares, Francisco. Fundamentos de Hidrología de superficie. 1989. Noriega-Limusa. México. 303 pp.
5. Macedo Gómez, Gabriel. Presa El Gallo, Gro. Análisis de los niveles de agua. Junio de 1999. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-036/99.
6. Hernández, Luis Enrique y Barrios, María Guadalupe. Presa El Gallo, Gro. Reporte de mediciones 03/99. Junio de 1999. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-057/99.
7. Roldán, Jorge Alberto. Presa El Gallo, Gro. Acelerogramas registrados en 1999. Noviembre de 1999. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-003/99.
8. Hernández, Luis Enrique y Roldán, Jorge Alberto. Presa El Gallo, Gro. Informe de comportamiento a diciembre de 1999. Diciembre de 1999. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-115/99.
9. Hernández, Luis Enrique , et. al. Presa El Gallo, Gro. Reporte de mediciones 01/2000. Enero de 2000. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-003/2000.
10. Hernández, Luis Enrique y Barrios, María Guadalupe. Presa El Gallo, Gro. Estado actual de la presa. Febrero de 2000. Comisión Federal de Electricidad. Informe 841.01-008/2000.

Apéndice

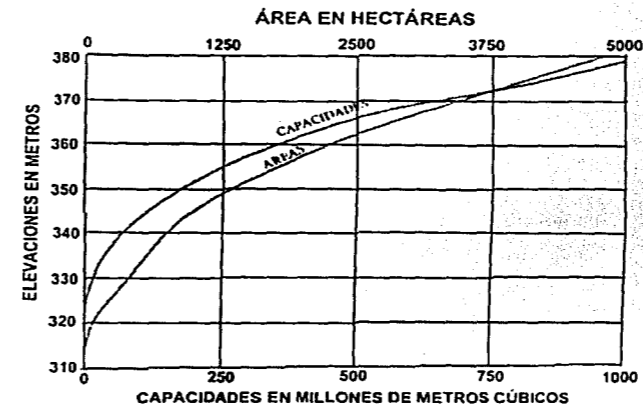


DATOS DEL PROYECTO	
CAPACIDAD TOTAL DEL VASO	585 X 10 ⁶ m ³
CAPACIDAD PARA RIEGO	190.5 X 10 ⁶ m ³
CAPACIDAD PARA SUPERALMACENAMIENTO	174.5 X 10 ⁶ m ³
CAPACIDAD AZOLVES	220 X 10 ⁶ m ³
ELEVACIÓN EN LA CORONA DE LA CORTINA	370.50 m
ELEVACIÓN DEL NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS	368.00 m
ELEVACIÓN DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	362.78 m
LONGITUD DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	200.00 m
GASTO DE DISEÑO DEL VERTEDOR	4700 m ³ /s
GASTO DE DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA	35 m ³ /s
MARGEN DERECHA	

PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA EST. 0+150



CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

Figura 2. Presa El Gallo. Cortina

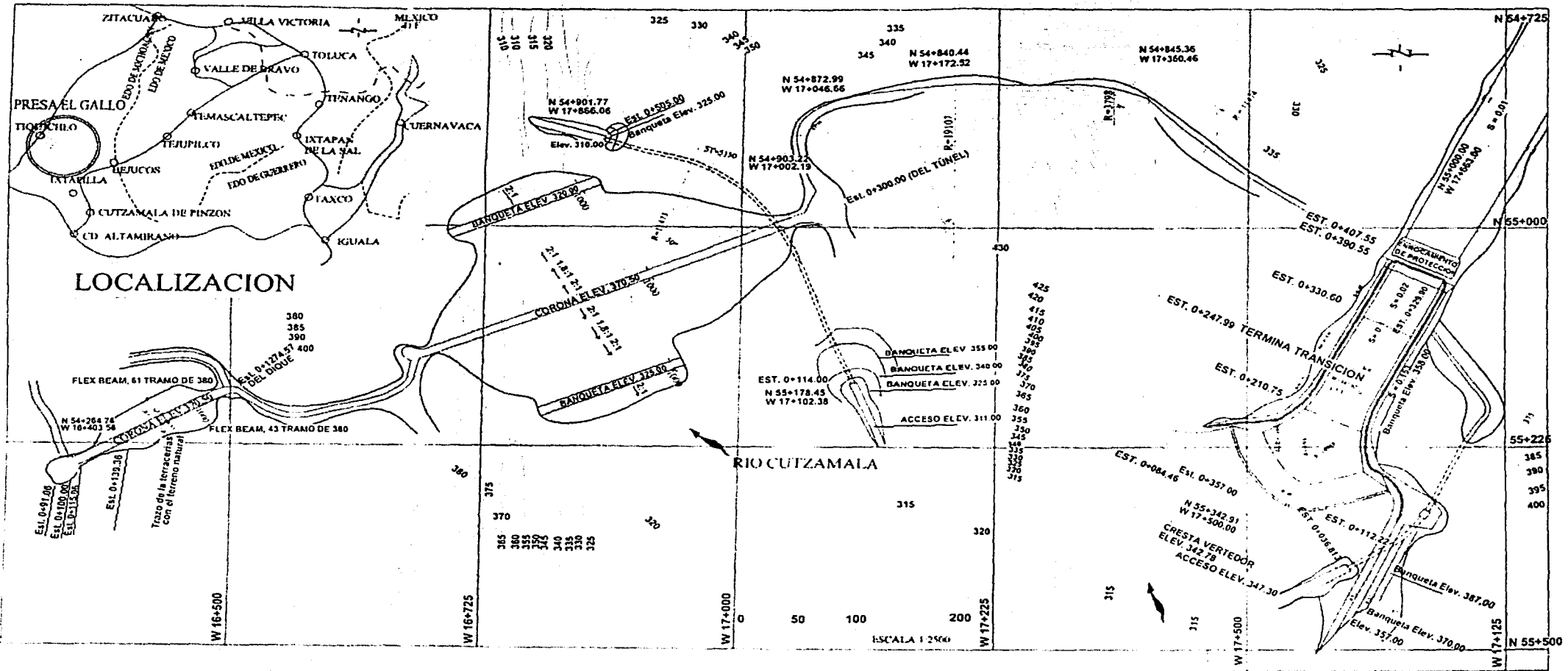
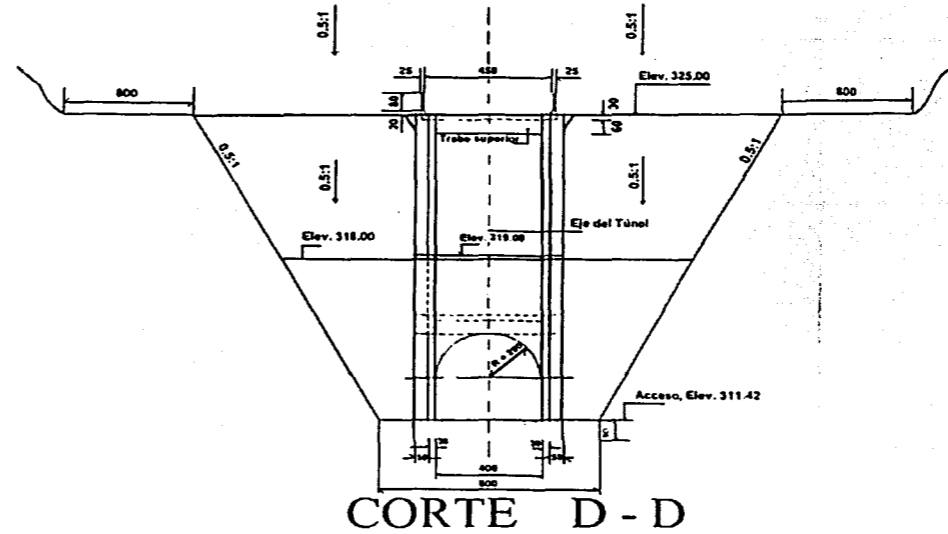
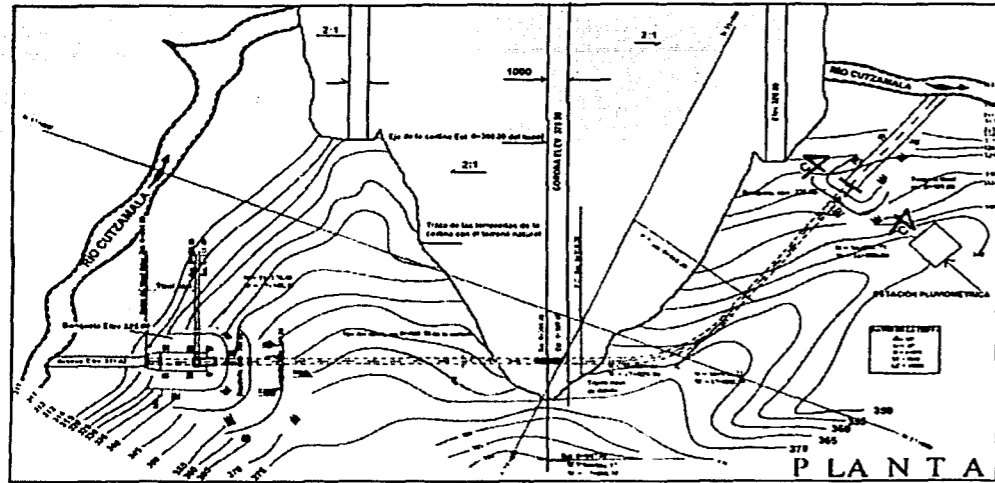


Figura 3. Presa El Gallo. Planta general



OBRA DE DESVIO

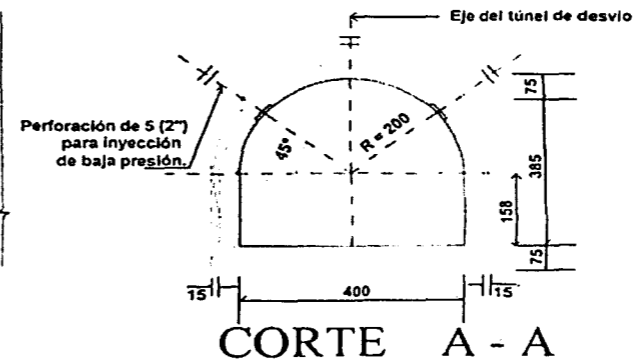
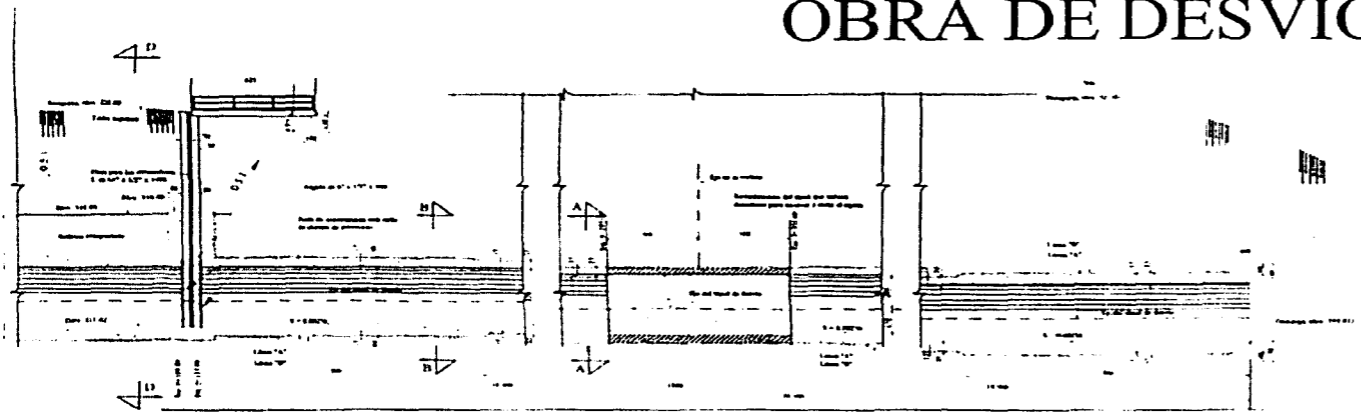
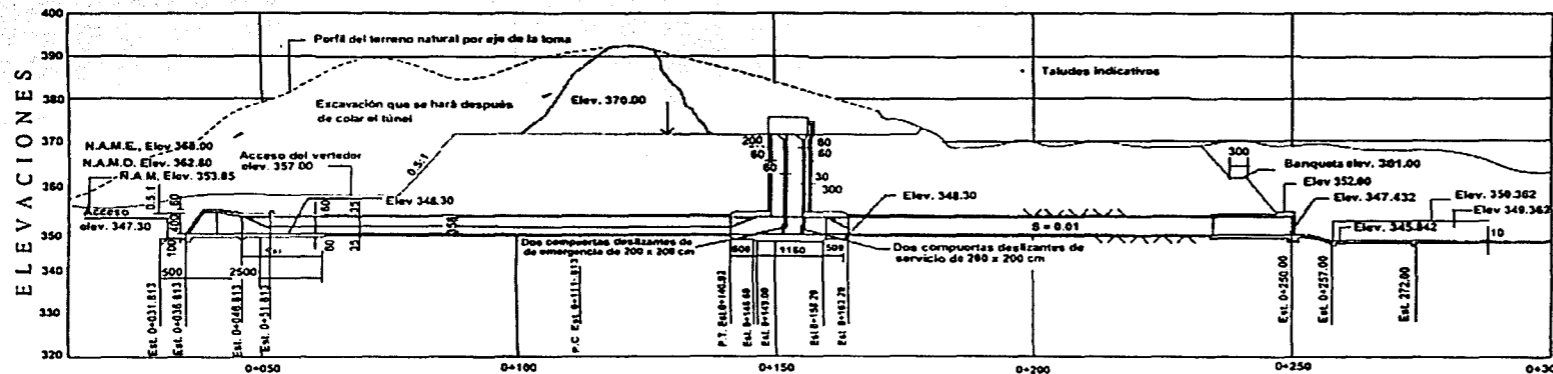
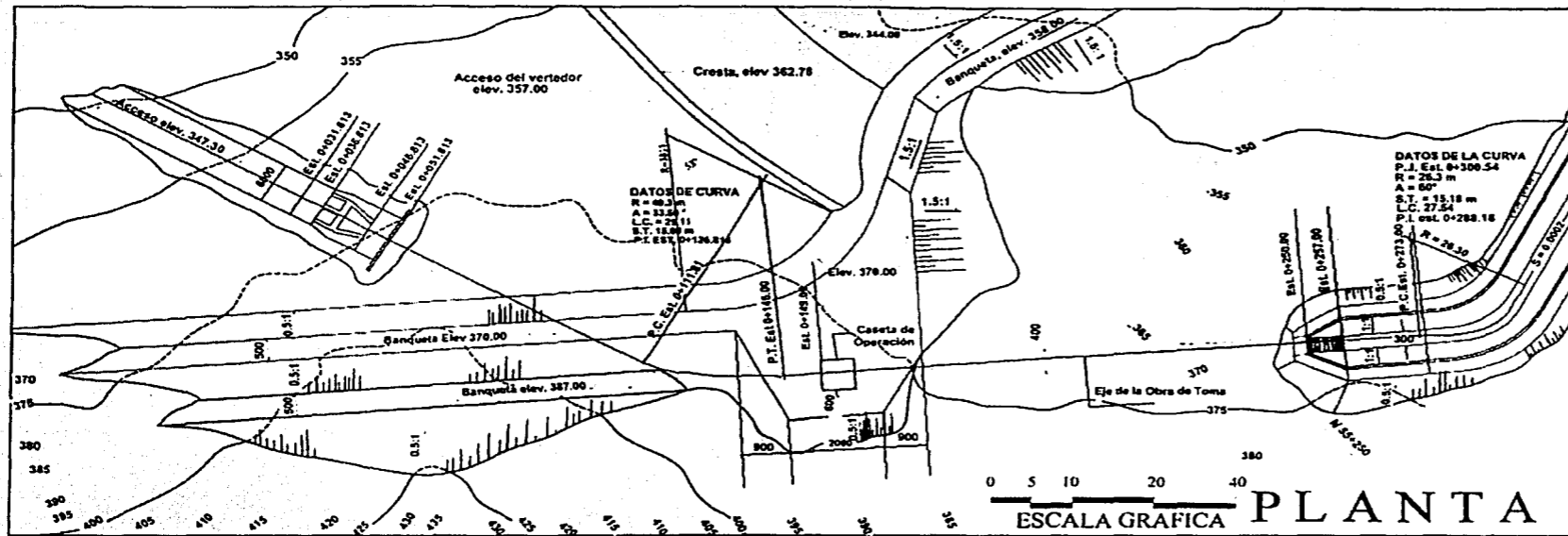
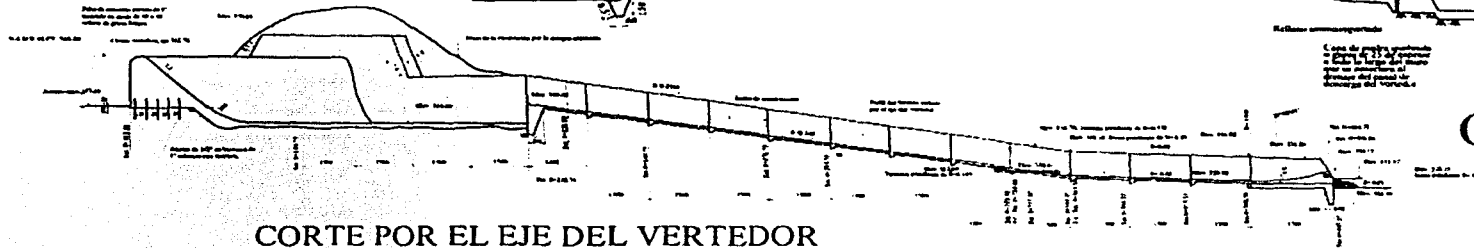
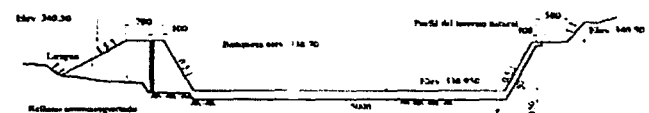
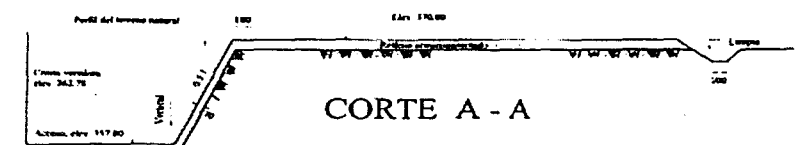
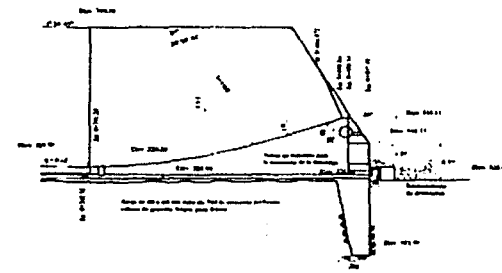
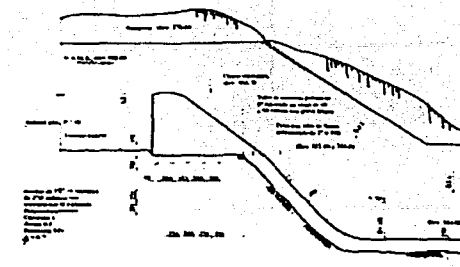
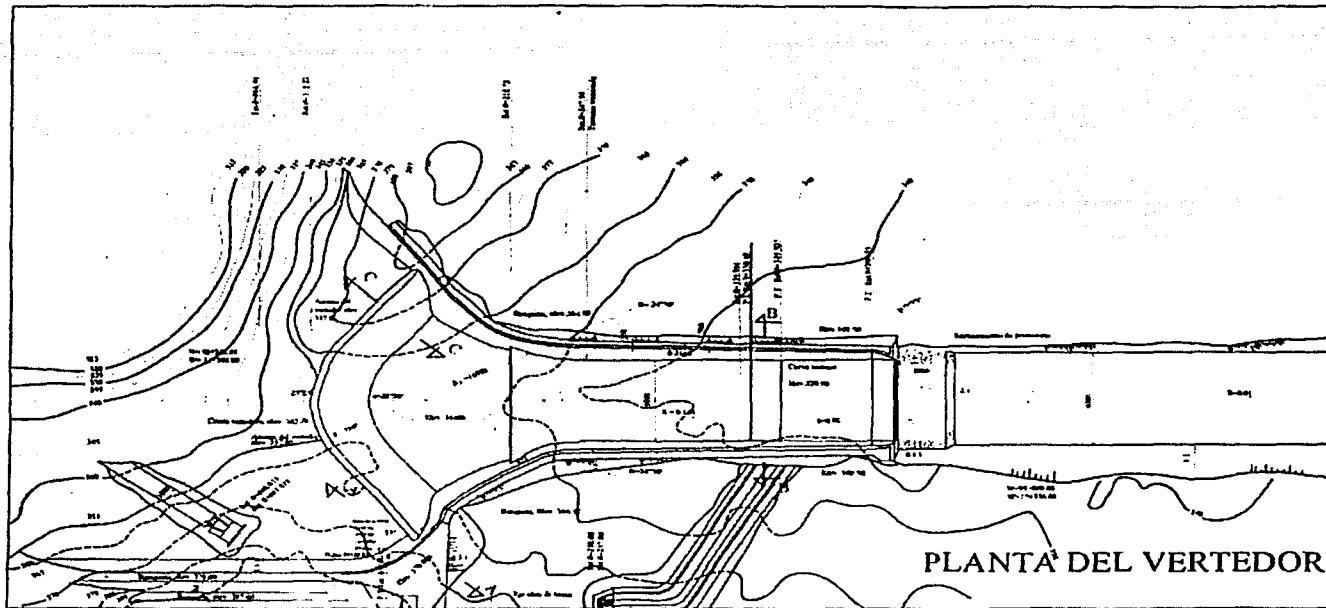


Figura 4. Presa El Gallo. Obra de desvío



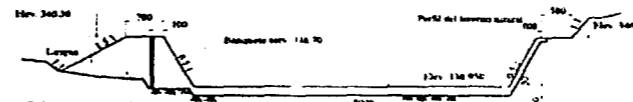
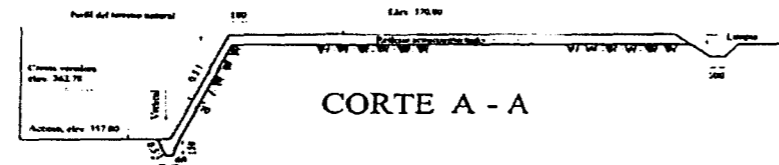
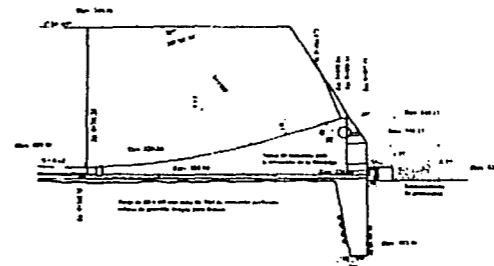
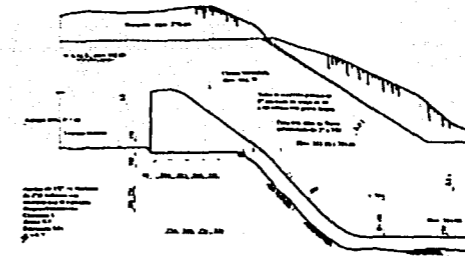
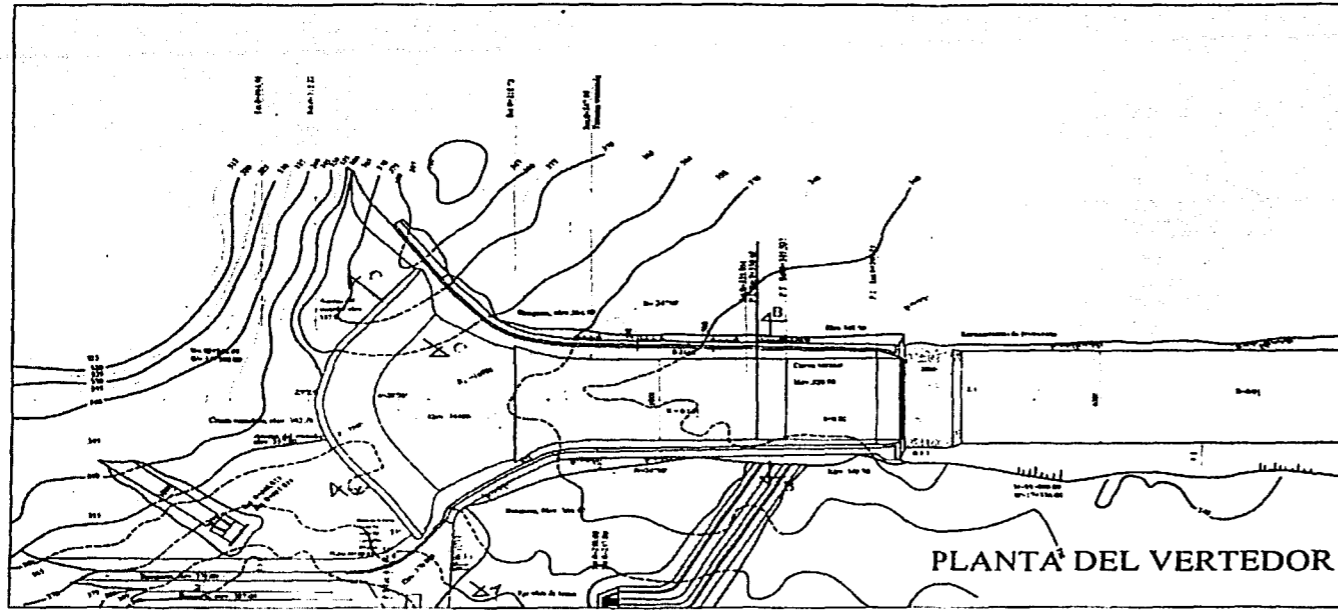
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

Figura 5. Presa El Gallo. Obra de toma



OBRA DE EXEDENCIAS

Figura 6. Obra de excedencias



CORTE B - B
(EST. 0 + 337.80)
OBRA DE EXEDENCIAS

Figura 6. Obra de excedencias

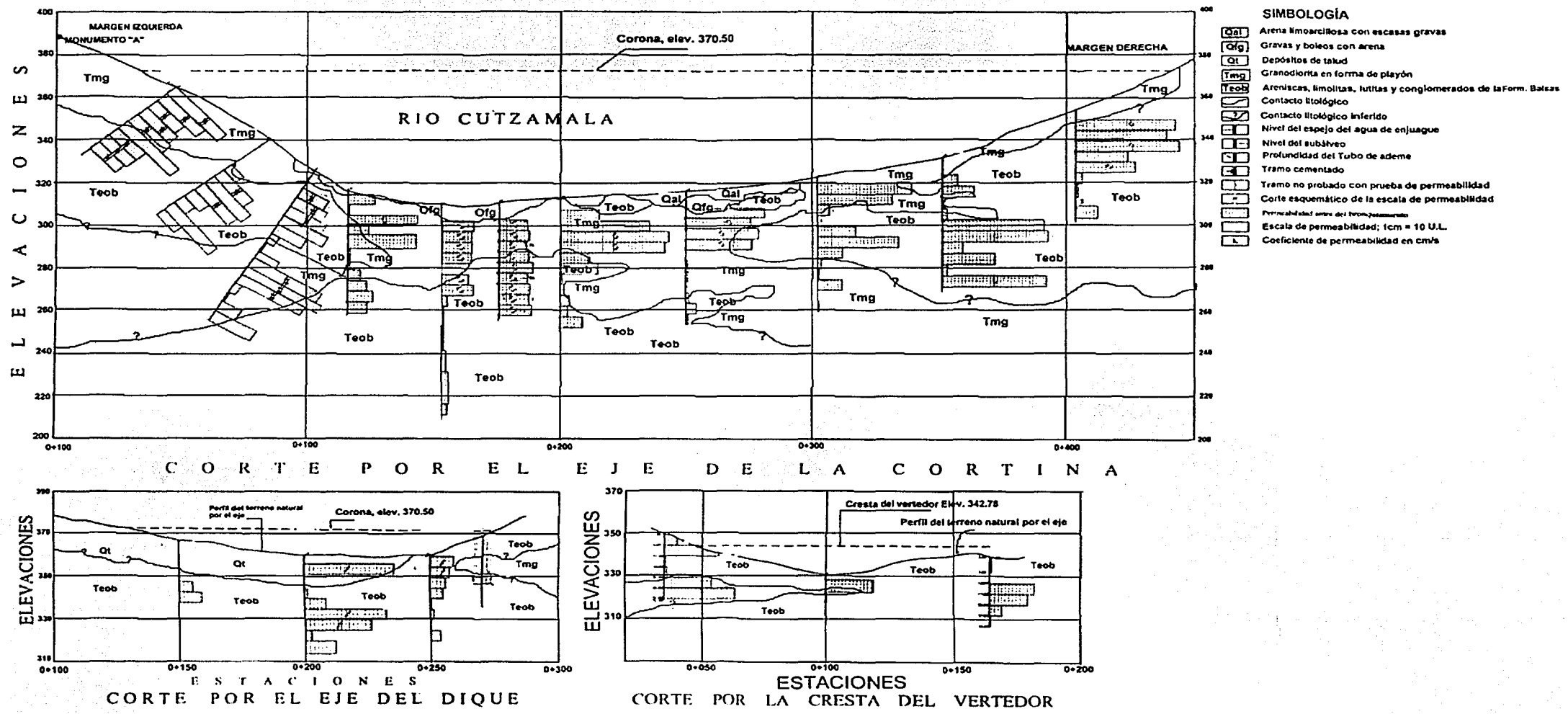


Figura 7. Presa El Gallo. Perfiles Geológicos

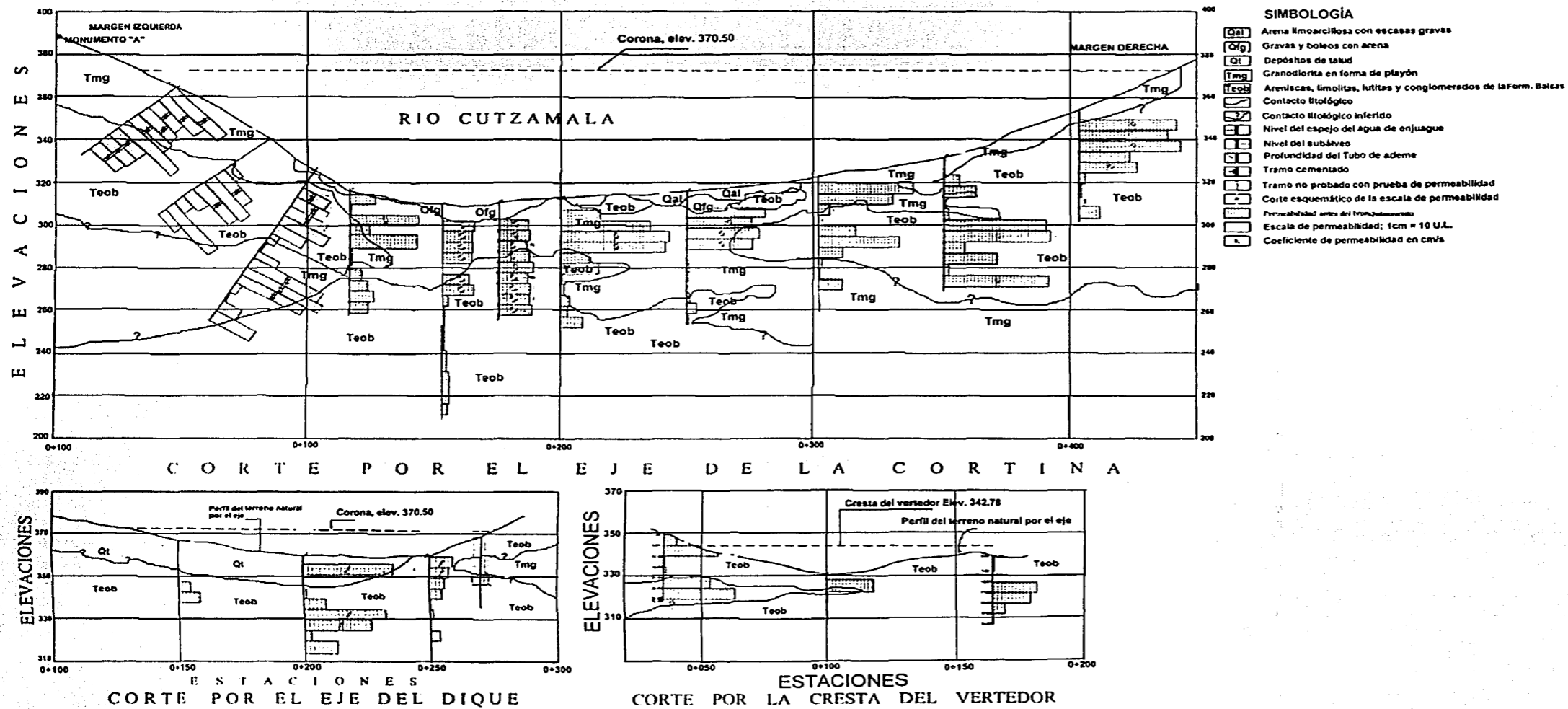
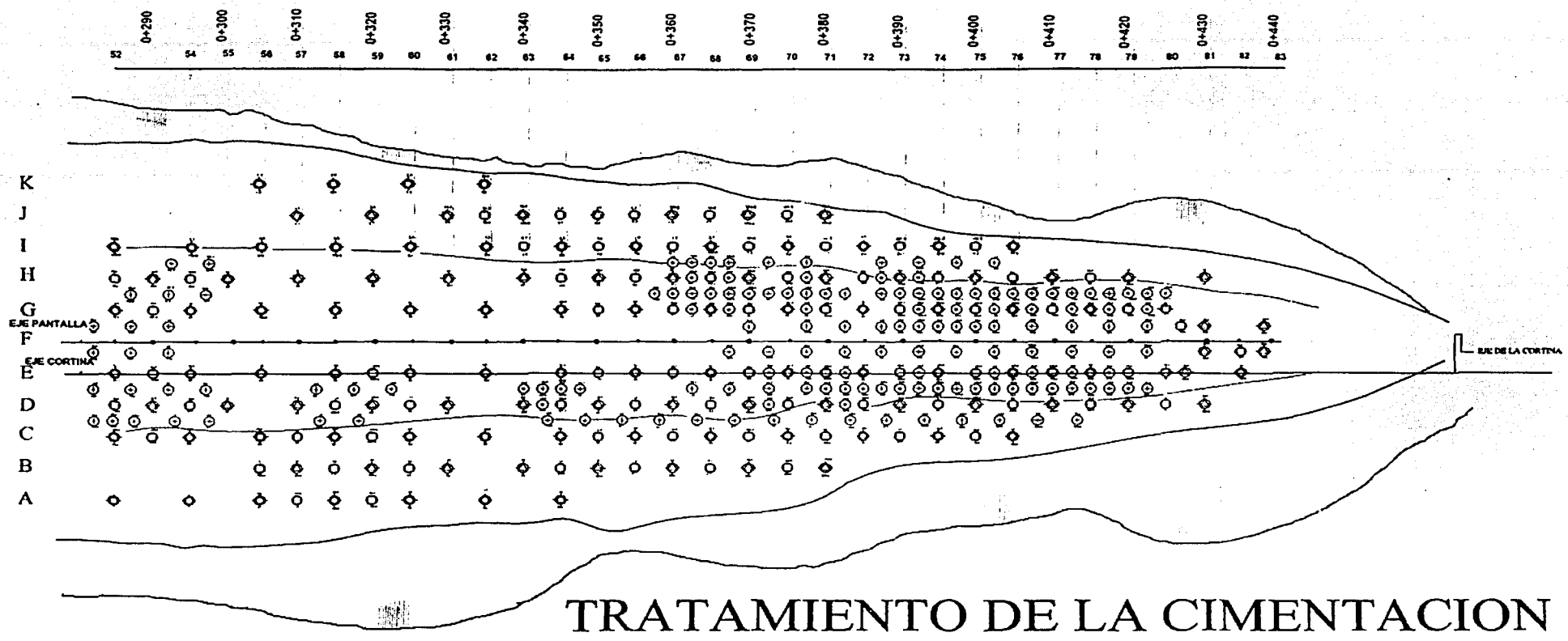


Figura 7. Presa El Gallo. Perfiles Geológicos



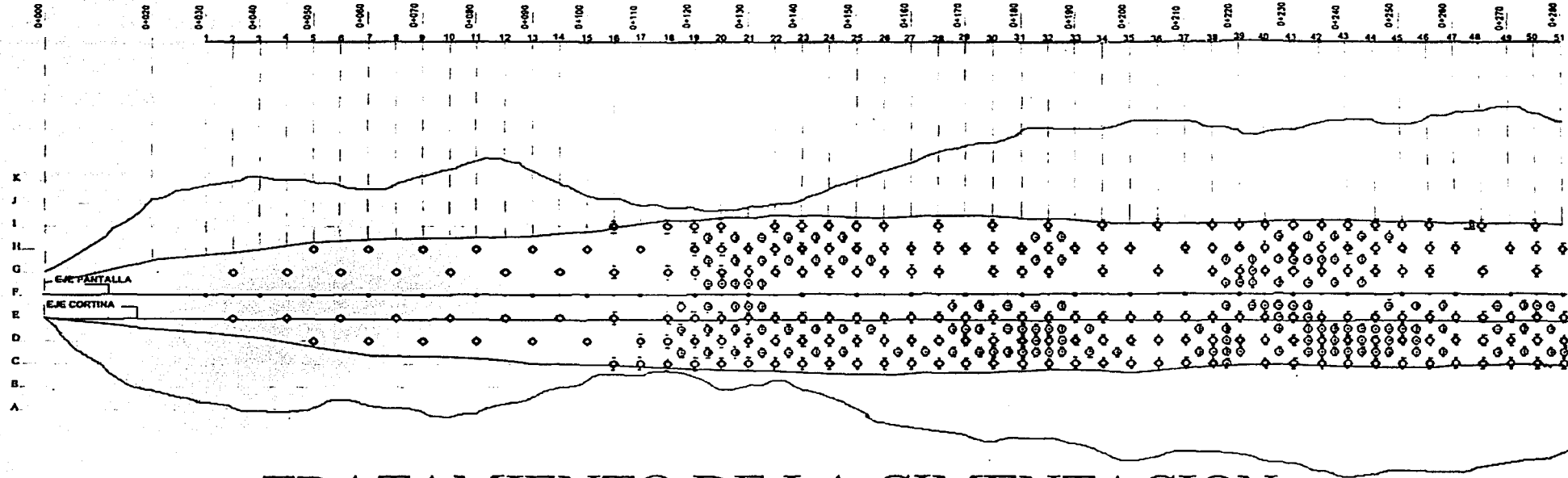
TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

INYECCION DE
CONSOLIDACION CORTINA
LADERA DERECHA

S I M B O L O G I A

- I ETAPA
- II ETAPA
- III ETAPA
- IV ETAPA
- V ETAPA
- PROGRESIONES

Figura 30. Tratamiento de cimentación. Planta lad. der



TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

INYECTADO DE
 CONSOLIDACION CORTINA
 LADERA IZQUIERDA

S I M B O L O G I A







- I ETAPA 
- II ETAPA 
- III ETAPA 
- IV ETAPA 
- V ETAPA 
- PROGRESIONES 

Figura 31. Tratamiento de cimentación . Planta, Lad. i

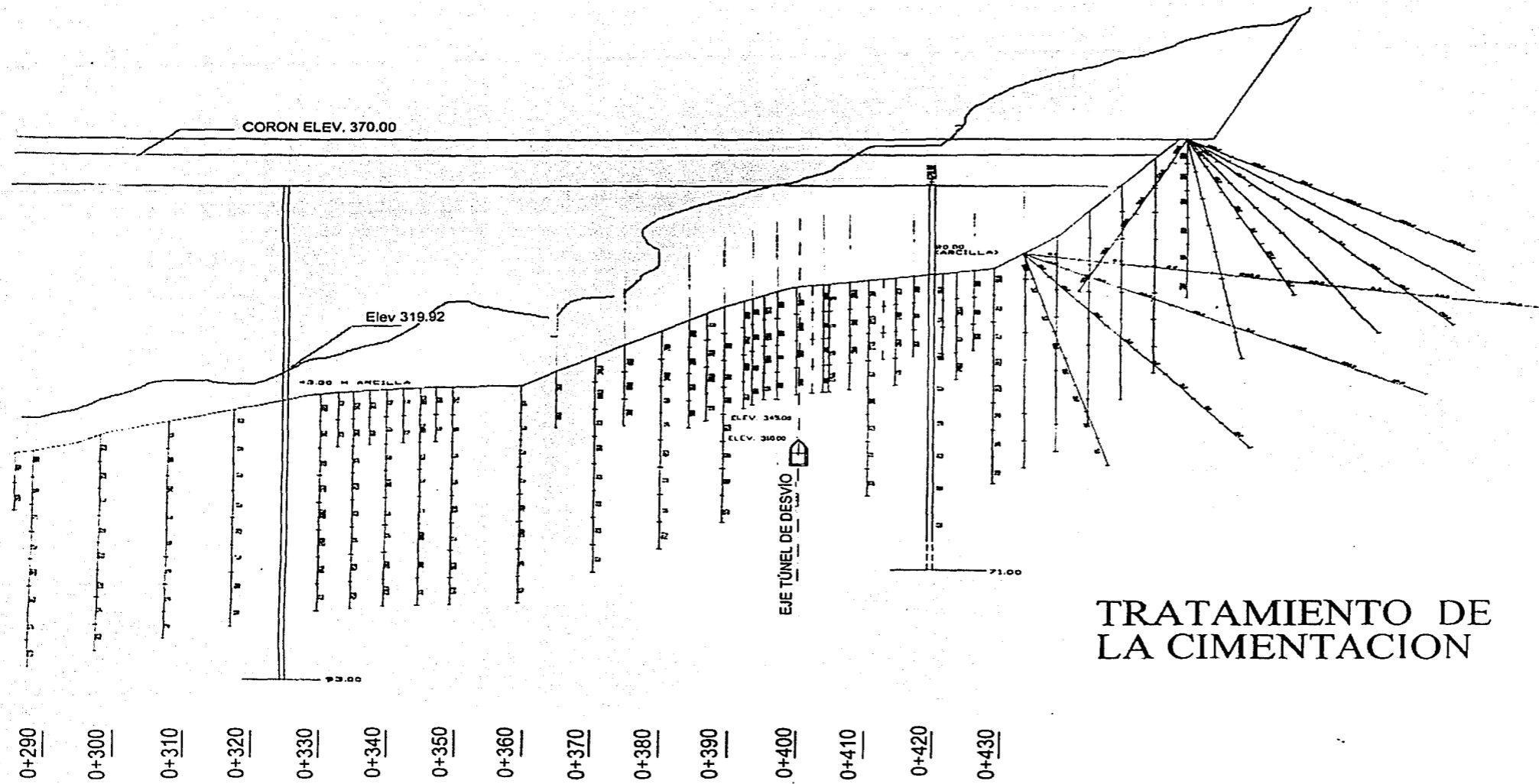


Figura 32. Tratamiento de cimentación. Corte. Longitudinal Ladera Derecha

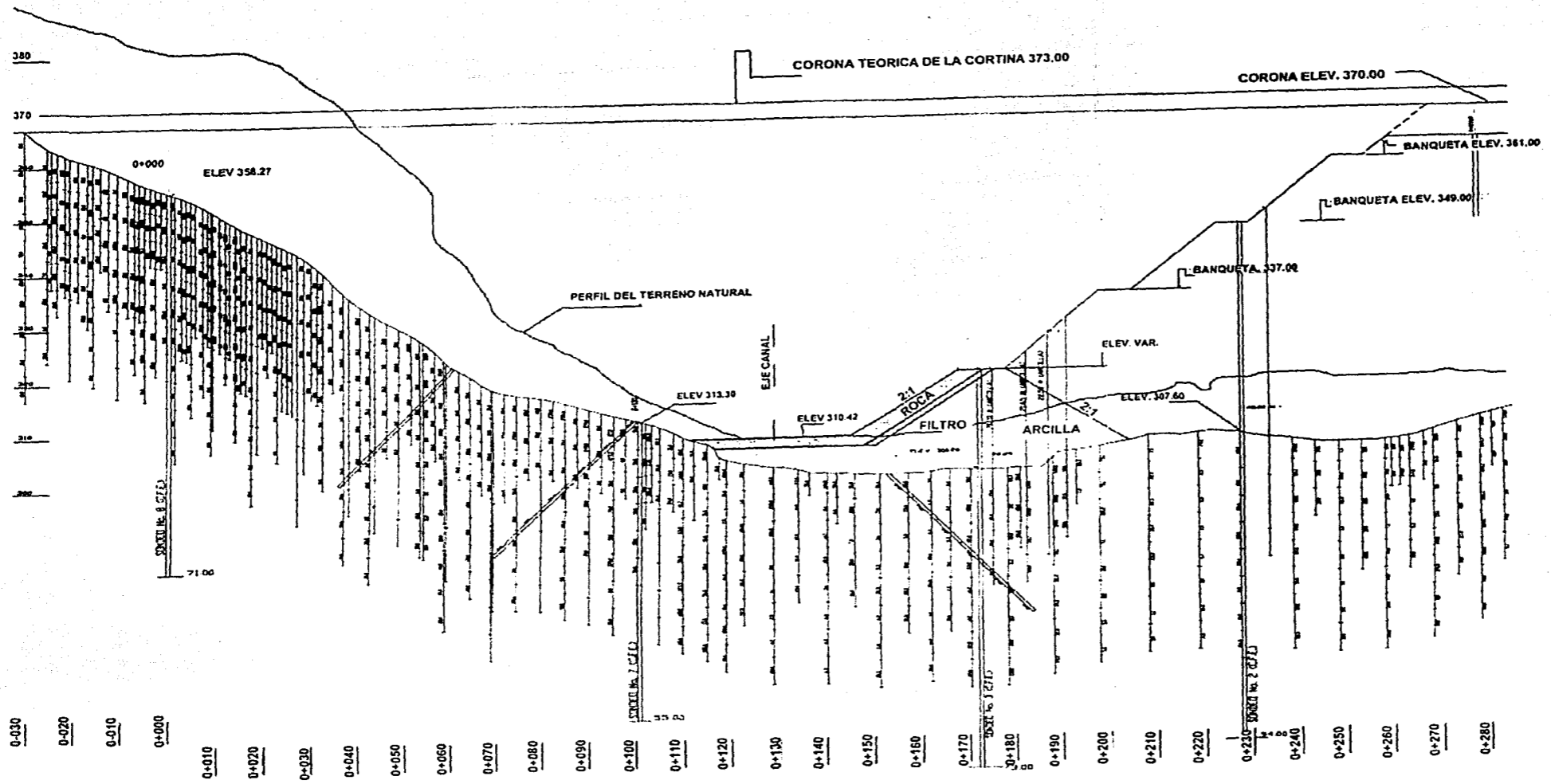


Figura 33. Tratamiento de cimentación. Corte Longitudinal ladera derecha