

27
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ACATLAN

"CIMENTACION DE PRESAS SOBRE
SUELOS ALUVIALES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JOSE ALFONSO REAL PREDIADO

MEXICO, D. F.



1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

C O N T E N I D O

OBJETIVO GENERAL

INTRODUCCION.

CAP. I.- GENERALIDADES.

- I.1.- Características de los Suelos Aluviales.
 - I.1.1.- Definición de suelo.
 - I.1.2.- Agentes generadores del suelo.
 - I.1.3.- Tipos de suelo.
 - I.1.4.- Definición de suelo aluvial.
- I.2.- Requisitos de la Cimentación de una Presa.
 - I.2.1.- Factores que afectan al diseño de una presa.
 - I.2.2.- Requisitos de la cimentación de una presa.
- I.3.- Causas Potenciales de Falla.

CAP. II.- BUSQUEDA DE LA COMPATIBILIDAD ENTRE LA ESTRUCTURA DE LA PRESA Y SU CIMENTACION.

- II.1.- Investigaciones.
 - II.1.1.- Introducción.
 - II.1.2.- Investigaciones de campo.
 - II.1.3.- Investigaciones de laboratorio.
 - II.1.4.- Investigaciones de gabinete.
- II.2.- Alternativas de solución.
 - II.2.1.- Evaluación del problema.
 - II.2.2.- Tipos de pantalla.
 - II.2.3.- Selección de alternativas.
 - II.2.4.- Instrumentación.

CAP. III.- METODOLOGIA DE REVISION PROPUESTA Y ANALISIS DE CASOS REALES.

- III.1.- Presa: "Jose Ma. Morelos" (La Villita), Guerrero.
 - III.1.1.- Generalidades.
 - III.1.2.- Geología.
 - III.1.3.- Determinación de la permeabilidad y alternativas de solución.

- III.1.4.- Construcción.
- III.1.5.- Instrumentación.
- III.1.6.- Observaciones después del primer llenado.
- III.1.7.- Observaciones y proposición.
- III.2.- Presa: "Abelardo L. Rodríguez", Sonora.
- III.2.1.- Generalidades.
- III.2.2.- Datos geológicos.
- III.2.3.- Permeabilidad y eficiencia hidráulica.
- III.2.4.- Comportamiento.
- III.2.5.- Observaciones y sugerencias.
- III.3.- Presa: "Francisco Zarco" (Las Tórtolas), Durango.
- III.3.1.- Generalidades.
- III.3.2.- Geología.
- III.3.3.- Determinación de la permeabilidad.
- III.3.4.- Cortina.
- III.3.5.- Cimentación.
- III.3.5.1.- Pantalla Impermeable.
- III.3.5.2.- Limpia superficial y excavación en los estribos.
- III.3.5.3.- Inyectado de los empotramientos.
- III.3.5.4.- Galerías de drenaje.
- III.3.6.- Comportamiento.
- III.3.7.- Observaciones.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

OBJETIVO GENERAL.

" Analizar la problemática que enfrentan las presas desplantadas sobre suelos aluviales y las teorías aplicables para su solución, así como presentar casos de soluciones al respecto tenidos, para revisar las condiciones y características del problema en cada uno. las soluciones adoptadas y los resultados obtenidos, con el propósito de poder proponer una metodología general de revisión para estos casos ".

INTRODUCCION

Esta tesis se desarrolló tratando de ver objetivamente los problemas que se tienen que afrontar durante el proyecto, diseño, construcción y funcionamiento de las presas desplantadas sobre aluviones, no se profundizó demasiado en un sólo problema o en métodos matemáticos de solución o supervisión del comportamiento de una presa, sin embargo se presentan los criterios básicos o necesarios para fundamentar o explicar lo expuestos en esta tesis, esto debido principalmente a que la tesis está enfocada a dar una idea general y objetiva de las condiciones y características del problema que enfrentan las presas desplantadas en aluviones.

El primer capítulo de la tesis titulado "Generalidades" trata de dar una idea clara de los términos y conceptos fundamentales, los cuales se van a utilizar en el desarrollo de los otros capítulos, parte de la explicación más general y va particularizando hasta explicar conceptos específicos, al mismo tiempo se exponen las condiciones o solicitudes que una obra de este tipo debe satisfacer. Este capítulo termina exponiendo una tabla que presenta las más frecuentes causas por las que falla una presa de este tipo, todo esto como antecedente para el segundo capítulo.

El segundo capítulo, "Busqueda de la Compatibilidad Entre la Estructura de la Presa y su Cimentación", comienza con una introducción en la cual se trata de explicar el objetivo específico de este capítulo, el cual trata del control de flujo de agua en presas cimentadas en aluviones, en él se exponen y explican los estudios e investigaciones que sirven como base para el proyecto y diseño de una presa; de acuerdo con la información arrojada por estas investigaciones se presentan las alternativas posibles para la solución de los diferentes problemas que suelen presentarse, como son los tipos de pantallas que se pueden utilizar, en esta parte se describen someramente los distintos tipos de pantalla que se usan para interceptar o reducir el flujo de filtraciones a través de la cimentación y los empotramientos de una presa, para destacar sus características principales, limitaciones constructivas, defectos típicos y dar al final una idea de los costos con base en la experiencia mexicana. También se da una idea de los criterios en que basa la elección de una o varias alternativas de solución. Al final de este capítulo se explica en que consiste y para que sirve cada tipo de instrumentación que se utiliza en presas, así como la interpretación de los datos obtenidos de ella.

En el tercer capítulo, titulado "Metodología de revisión propuesta y análisis de casos reales", se presentan tres casos típicos de presas cimentadas sobre aluviones, en los cuales las soluciones adoptadas fueron distintas, para ello en cada caso se dan los antecedentes necesarios para explicar la solución adoptada, el proceso constructivo, comportamiento de la presa y las observaciones y propuestas para cada caso, en la exposición de cada uno de los casos presentados se incluye su conclusión particular, por lo que en las conclusiones generales de la tesis casi no se mencionan las de este capítulo.

CAPITULO I.- GENERALIDADES

I.1.- CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS ALUVIALES.

I.1.1.- Definición de Suelo.

El suelo es un conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de las rocas preexistentes, que tiene una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal.

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: La sólida (partículas minerales); la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire).

La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

I.1.2.- Agentes Generadores del Suelo.

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa

diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de la eras geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy.

I.1.3.- Tipos de Suelo.

Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados residuales. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina transportados.

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo combinándose.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura.

En general, un suelo transportado queda descrito por un "perfil estratigráfico", que resalte la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

I.1.4.- Definición de Suelo Aluvial.

Los suelos aluviales o aluviones son materiales transportados y redepositados por el agua. Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente, sobreyaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río. Su granulometría típica presenta un canal que va de arcilla lagüestre o arenas muy finas a grava muy gruesa, cantos rodados y bolos en abanico aluvial o depósitos de terraza.

En México es frecuente encontrar potentes depósitos aluviales principalmente constituidos por arenas y gravas, en los sitios escogidos para construir presas; el espesor varía de 10 a 100 metros.

1.2.- REQUISITOS DE LA CIMENTACION DE UNA PRESA.

1.2.1.- Factores Que Afectan al Diseño de Una Presa.

Los factores que afectan al diseño de una presa son diversos, pero en general son los siguientes:

1.2.1.1.- Función de la Obra.

- Regulación de avenidas.
- De almacenamiento.
- Derivadoras.

Es evidente que la función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de la cortina y de las obras de excendencias, pero también afecta las condiciones de diseño o tratamiento de la cimentación y de los empotramientos y las del talud de aguas arriba, principalmente. En efecto, las pérdidas de agua por flujo a través de la cimentación y de los empotramientos, que son aceptables en un caso, pueden ser excesivas en otro, dependiendo de la finalidad de la presa (almacenamiento o derivación).

1.2.1.2.- Tipo, Cantidad y Localización de los Materiales Utilizables en la Construcción de la Presa.

En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales terrosos no solubles y con propiedades estables puede servir para la construcción de una presa de tierra y enrocamiento. Sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) gobernarán la geometría de la cortina. Además la cantidad y localización de los materiales disponibles afectarán la distribución y dimensiones de las diferentes zonas del dique.

En general, la selección y distribución de los materiales que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando por una parte las distancias de acarreo, y por otra las operaciones de extracción y proceso de los materiales, con objeto de obtener el mínimo costo de remplén.

1.2.1.3.- Características de la Boquilla, Cimentación y Vaso.

- | Geometría.
- |
- Boquilla: < Topografía de detalle.
- |
- | Geología superficial.
- |
- | Impermeabilidad.
- Cimentación: < Resistencia.
- |
- Vaso: < Impermeabilidad.

Las características topográficas y mecánicas de la cimentación pueden ejercer una gran influencia en diversos aspectos del diseño de una presa. En cualquier caso la cortina debe diseñarse de modo que se adapte en todos sus detalles a dichas características.

La primera condición será elegir la localización y orientación del eje de la cortina, de modo que el volumen y las operaciones para el tratamiento de la cimentación sean mínimos, en lo que influyen otros factores además de los topográficos. En efecto, cuando las propiedades mecánicas de la cimentación o el espesor de sus mantos con características desfavorables varían mucho en el sitio elegido, la economía resultante de la óptima localización del eje del dique generalmente justifica estudios más detallados y el análisis de mayor número de alternativas.

En cuanto a las características de la cimentación, su compresibilidad y resistencia pueden obligar a aumentar las dimensiones de la base de la cortina, más allá de lo que en otras condiciones se requeriría, para evitar asentamientos diferenciales o fallas por cortante. En una cimentación constituida por suelos granulares susceptibles de compactación o de pérdida de resistencia bajo efectos dinámicos, una parte crucial del proyecto será el mejoramiento de las condiciones de tales depósitos bajo la cortina y en sus cercanías, particularmente en regiones de alta sismicidad.

Cuando el problema más importante de la cimentación está ligado al flujo de agua a través de ella, su influencia en el proyecto puede ser también apreciable. Por ejemplo, la

posibilidad de que una pantalla impermeable de cualquier tipo pueda no ser eficiente implica la necesidad de proporcionar un sistema de drenaje de la cimentación y del terraplén cerca del talud aguas abajo (filtros, pozos de alivio, galerías de drenaje, etc.).

Normalmente, "detalles geológicos menores" de la cimentación son determinantes de las condiciones de seguridad de toda la cortina, o de la efectividad de ciertos componentes del proyecto, principalmente en lo que se refiere al control de flujo de agua a través de la cimentación.

Por control de flujo de agua a través de la cimentación de una presa no debe entenderse su completa eliminación ni su reducción a cantidades pequeñas, sino su manejo por medio de pantallas impermeables o drenaje, de modo que no ponga en peligro ni la estabilidad ni el funcionamiento satisfactorio de la obra.

I.2.1.4.- Clima y Tiempo Disponible Para la Ejecución de la Obra.

Generalmente los factores clima y tiempo disponible para la construcción están ligados entre sí, y pueden influir en una cortina de tierra y enrocamiento mucho más que en otro tipo de presas. En México, las mayores limitaciones por estos conceptos frecuentemente son impuestas por la lluvia, pero en otras regiones los inviernos muy severos o las sequías extremas pueden resultar de mayor importancia.

Cuando la construcción se lleva a cabo en un periodo corto, el aspecto clave consiste en programar la ejecución de modo que las diversas operaciones no interfieran entre sí. Si el clima es lluvioso y el tiempo para la construcción es muy reducido, la posibilidad de una cortina de altura media o grande, de sección homogénea, quedará prácticamente descartada por las dificultades del control del contenido de humedad de compactación y por la magnitud de la presión de poro que desarrollarán en el terraplén durante la construcción.

I.2.1.5.- Características Geológicas y Sismológicas Regionales.

Así como las características geológicas del sitio y de la región influyen en la elección del tipo de presa más adecuado, también afecta la localización detallada y los criterios de diseño de los diversos componentes de la presa una vez arrojado el tipo de esta.

En primer lugar, las condiciones geológicas (además de las

topográficas) determinan la localización de vertedor, túneles de desviación, obra de toma y casa de máquinas.

La naturaleza de las formaciones superficiales y su resistencia a la erosión en toda la cuenca tributaria, así como los tipos y la intensidad de los agentes erosivos, influyen en el diseño y en su vida útil porque determinan el volumen de azolves que llegará a la presa.

Por otra parte, son frecuentes los casos en que el lecho del río está labrado a lo largo de una falla, y la presencia de esta debe considerarse en la localización y en los detalles de diseño de la presa. Por ejemplo, si hay indicios de actividad reciente y no existe otra alternativa que construir la presa a través de la falla, deben tomarse medidas especiales de las consecuencias de este en las peores condiciones posibles, antes de aceptar el riesgo implícito en tal proyecto.

Por lo que se refiere a las características de sismicidad de la región, debido a que las posibilidades de análisis del comportamiento de una presa de tierra sometida a una excitación dinámica son muy limitadas, generalmente el criterio de diseño en una zona sísmica es muy conservador; pero las medidas necesarias para reducir los riesgos hasta niveles aceptables, son difíciles de cuantificar. En general se deberá tener en cuenta, al adoptar dichas medidas especiales, el tamaño y función de la presa, ubicación del vaso, capacidad del embalse y aún la rapidez con que puede vaciarse en caso de emergencia.

1.2.1.6.- Importancia de la Obra de Acuerdo a su Función y su Localización (en lugares despoblados o no aguas abajo).

Finalmente, ya que lo importante no es evitar las fallas o defectos en sí, sino consecuencias negativas, todos los aspectos del diseño de una presa serán afectados, principalmente en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad, por factores como la capacidad del vaso y su localización con respecto a centros de población y zonas de gran valor económico, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la presa será también un elemento de consideración, pues una cortina de dimensiones sin precedentes involucrará mayores incertidumbres que otras cuyas características puedan compararse con casos de comportamiento conocido.

Estos constituyen los que podrían llamarse factores objetivos del diseño. Sin embargo, fijos todos ellos, pueden existir varias alternativas igualmente satisfactorias, al menos aparentemente, para muchos de los componentes del proyecto. Más aún, ante la necesidad de asignar probabilidades a

diversos tipos de daño, en ningún caso la solución adoptada será independiente de factores subjetivos como la experiencia y preferencias del proyectista. Todo esto se debe en gran medida a que el número de variables involucradas es tan grande y las relaciones entre una y otras pueden ser tan sutiles, que es imposible hacer la evaluación formal de los efectos de todas ellas al proyectar una obra de esta naturaleza.

Es difícil determinar "a priori" la relativa importancia de los factores mencionados. De hecho, en cualquiera de ellos puede estar contenido el detalle de mayor importancia de un proyecto y, dado el gran número de aspectos que el ingeniero debe atender, siempre existe la posibilidad de que ese detalle no sea estimado adecuadamente y aun de que pase inadvertido. De aquí la importancia de un análisis cuidadoso de todas las partes del proyecto y de una evaluación apropiada, durante la construcción, de las condiciones que puedan sugerir modificaciones benéficas al proyecto original.

Algunas veces, principalmente en obras que se ejecutan por etapas, es conveniente basar las modificaciones al proyecto original en el estudio del comportamiento previo.

De acuerdo con lo anterior, se pueda decir que son tres los principales factores que rigen el diseño de una presa: los asentamientos, la acción del agua y la estabilidad; es decir que en estos tres factores se basan todos los mencionados anteriormente.

1.2.2.- Requisitos de la Cimentación de una Presa.

En las cimentaciones de las presas se ejercen tres tipos de esfuerzos importantes: de compresión, de corte y los debidos a la presencia y al flujo del agua.

Se dice que una cortina es tan segura como la cimentación que la sustenta, y esto es cierto cuando dicha cimentación se ha diseñado correctamente. Por lo general los problemas más importantes que se tienen en este tipo de obras, siempre están relacionados con el comportamiento de la cimentación o los empotramientos. No obstante el progreso de la mecánica de rocas y de suelos, las formaciones naturales sobre las que el ingeniero apoya la presa son, en general, difíciles de estudiar. Dichos problemas se refieren a:

- 1) La estabilidad de las formaciones geológicas.
- 2) La compresibilidad de la cimentación o
- 3) La permeabilidad (en la mayoría de los casos).

El objetivo del diseño es mantener los esfuerzos y las deformaciones de la cimentación y las estructuras en niveles aceptables, así como también el flujo de agua a través de ellos. La presa y los macisos rocosos sobre los que se apoya deben analizarse integralmente. La pérdida de agua a través de la roca puede o no ser un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

En el diseño, un factor muy importante es, como ya se dijo, la acción del agua y, al mismo tiempo, el controlar la filtración de esta a través de la cimentación y las estructuras para mantenerla en niveles aceptables, es por esto que es muy importante (durante el diseño, construcción y funcionamiento de una presa) tomar en cuenta el tipo de material sobre el que se va a cimentar, así como también el estado en que se encuentra.

1) **Estabilidad.** Comprende los problemas en que está involucrada la resistencia al corte de los materiales de la cimentación o los empotramientos. Algunos de ellos afectan directamente a la presa y otros al equilibrio de las laderas en el embalse o aguas abajo de la cortina.

A partir del estudio geológico de la boquilla se conocen las rocas existentes, la disposición de las grietas y la presencia de materiales que pueden ser causa de algún problema especial. Con esta información, obtenida mediante las exploraciones (trincheras, socavones y sondeos), es posible prever ciertos fenómenos que ocurrirán al crear el embalse y tener una idea aproximada de sus consecuencias sobre las obras que se proyectan.

Pero estos datos no son suficientes. Es necesario determinar la resistencia al corte de los materiales en cuestión, para evaluar si la estructura o la ladera está en peligro de fallar. Depende del tipo de formación y, a veces, de pequeños detalles descubiertos en ella, que deba recurrirse a métodos de laboratorio o pruebas de campo, para encontrarse la propiedades que puedan interesar en dichos cálculos.

Como materiales granulares se clasifican a las gravas y arenas que se encuentran en la naturaleza formando depósitos aluviales, volcánicos, glaciares o eólicos. Se caracterizan por su composición granulométrica. Es de primordial importancia conocer la relación de vacíos "in situ", ya que tanto la resistencia como la permeabilidad y compresibilidad de estos materiales dependen de parámetro, fundamentalmente. Mediante pruebas adecuadas se determinan las relaciones de vacíos y correspondientes a los estados suelto y denso, a fin de estimar la compacidad relativa del suelo.

La obtención de muestras inalteradas es muy difícil en materiales granulares, para lograr esto con un mínimo de alteración se necesitan procedimientos un poco complicados, ya que se requiere inyectar productos químicos o por saturación y congelación subsecuente. En general se extraen especímenes alterados, de manera que solo se puede conocer su granulometría, pero no es posible reconstruir la estructura que tienen los sólidos a diferentes profundidades. La presencia de boleos (diámetro mayor de 15 cm) implica la destrucción de material para avanzar en la perforación y es causa de fallas serias en los estudios de flujo de agua. Los especímenes para pruebas de laboratorio se obtienen descantando la suspensión que surge de la perforación y, en general, la fracción más fina se pierde. Además no se sabe si a ella pertenece una capa de limo o arcilla intercalada en el depósito o forma parte integrante de los restantes elementos arrastrados por el agua, lo cual es fuente de errores tanto del punto de vista estratigráfico como en la determinación de propiedades mecánicas.

La pérdida de agua a través de la roca puede o no ser un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

2) Compresibilidad. Las deformaciones que la presa induce en la cimentación y empotramientos tienen interés para el ingeniero, ya que son la principal causa de agrietamientos en la estructura.

Los asentamientos que ocurren en depósitos de aluvión, el comportamiento de limos, arenas limosas (terrazas) y suelos expansivos bajo saturación y la consolidación de arcillas, son motivo de estudios cuidadosos aún en presas construidas con materiales plásticos y de sección amplia.

La determinación de la compresibilidad, si bien es sencilla en arcillas y limos, es muy problemática para el caso de materiales no cohesivos en estado suelto, por la dificultad de obtener muestras representativas, los cálculos de deformaciones y asentamientos tienen las mismas incertidumbres que la estimación de esfuerzos producidos en la cimentación por las cargas actuantes. Estos esfuerzos se determinan en forma aproximada aplicando soluciones de la teoría de la elasticidad.

En el país, por lo menos dos presas sufrieron daños de consideración imputables a asentamientos bruscos de mantos areno-limosos, no plásticos, presentes en la cimentación. Estos materiales se encontraban en estado suelto y parcialmente saturados. Los depósitos de grava y arena en el cauce del río pueden ser causa de grietas al ocurrir asentamientos diferenciales en la presa.

3) Permeabilidad. Esta es una de las características que más preocupan al ingeniero cuando diseña una presa, pues toda fuga de agua es, en principio, una pérdida indeseable. Dicho punto de vista ha ido evolucionando con el tiempo; no siempre es posible crear un vaso estanco, o puede ser antieconómico intentarlo; en otros casos se concluye que el tratamiento de la cimentación es perjudicial y que deben admitirse filtraciones controladas mediante drenes o pozos de alivio, para reducir presiones hidrostáticas en ciertas zonas de los empotramientos o la cimentación, peligrosas para la estabilidad de la presa.

El flujo de agua a través de materiales granulares plantea dos cuestiones importantes: a) la estimación del gasto de agua, y b) la posibilidad de tubificación o erosión interna del suelo. La primera se resuelve con pruebas de permeabilidad, preferiblemente de campo. Es posible estudiar la segunda en el laboratorio, con muestras inalteradas, las que se someten al la acción de gradientes hidráulicos crecientes, observando el acarreo de partículas. Esta prueba tiene particular aplicación en casos de limos no plásticos y arenas finas.

La permeabilidad en los depósitos de acarreo es generalmente elevado y demanda el uso de ciertos dispositivos o tratamientos especiales para evitar fugas importantes de agua y prevenir la tubificación. Tales elementos protectores de la presa pueden ser trincheras, delantales impermeables, pantallas de concreto o cortinas de inyecciones (en el capítulo II se describe cada uno de los mencionados).

Al decidir sobre el medio más adecuado para resolver este problema de las cimentaciones permeables, debe tenerse en cuenta la compresibilidad de las partes que integran la sección de la cortina, la probabilidad de sismos en la región, el costo del agua, la eventual falla del dispositivo adoptado y los remedios posibles.

I.3.- CAUSAS POTENCIALES DE FALLA.

Dado que el diseño y la construcción de presas de tierra están basados aún en gran medida en conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, antes de discutir con detalle las condiciones de un buen diseño.

En las tablas I.3.1, I.3.2 y I.3.3 se presenta en resumen parte de la información que existe sobre el comportamiento insatisfactorio en la revisión de la experiencia de más de un siglo en la construcción de presas de tierra y enrocamiento, principalmente en Estados Unidos de Norteamérica (Ref. 1).

La tabla I.3.1 indica que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de tierra, es el desbordamiento. Esto puede explicarse por la combinación de dos factores independientes:

a) La vulnerabilidad de las estructuras térreas a la erosión por corrientes de agua.

b) El auge que la construcción de este tipo de presas experimentó a fines del siglo pasado y principios del presente y que dió lugar al diseño de muchas de ellas con severas limitaciones de información hidrológica (obsérvense en la tabla I.3.3 los altos porcentajes de fallas por desbordamiento entre 1890 y 1930).

La segunda causa importante de fallas en presas de tierra es la acción perjudicial del flujo de agua a través de la cortina o la cimentación. Según la tabla I.3.1 se le atribuye un 25% de las fallas de este tipo de presas. Si se conviene en que los daños por fugas en conductos enterrados son, de hecho, atribuibles a la misma causa, se concluye que casi 40% de las fallas se deben a lo que podría llamarse flujo incontrolado de agua a través de la cortina o la cimentación.

Por lo que se refiere a los deslizamientos, responsables también a un alto porcentaje de fallas conocidas, pueden ocurrir tanto en los taludes de la cortina, como en la cimentación o el vaso. Los deslizamientos que más frecuentemente causan fallas en las presas de tierra son los que afectan a la cimentación y, entre éstos, en orden de importancia, los que ocurren en suelos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, en materiales arcillosos fisurados o fuertemente preconsolidados y en arenas o materiales finos no plásticos con relación de vacíos alta.

Tabla 1.3.1.- Resumen de las causas más importantes de falla.

Causa de la Falla Parcial o Total	% del Total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

Tabla 1.3.2.- Relación entre el porcentaje de fallas y la edad de las presas.

Edad de la presa en años	Causas de la falla parcial o total			
	Desbordamientos	Fugas en Conductos	Flujo de Agua	Deslizamientos
0 - 1	9	23	16	29
1 - 5	17	50	34	24
5 - 10	9	9	13	12
10 - 20	30	9	13	12
20 - 30	13	5	12	12
30 - 40	10	4	6	11
40 - 50	9	0	6	0
50 -100	3	0	0	0

Finalmente, otra causa frecuente de daño es la erosión de taludes cuando estos no están adecuadamente protegidos contra la acción mecánica del agua. En el talud de aguas abajo, la más importante de dichas acciones es la de la lluvia y en el talud de aguas arriba la del oleaje, que suele ser más intensa que la primera.

Tabla I.3.3.- Porcentaje de fallas en diferentes épocas.

Años	Causas de la falla parcial o total				Total (+)
	Desbordamientos	Flujo de Agua	Fugas en Conductos	Deslizamientos	
1850 - 60	0	0	0	0	0
1860 - 70	0	0	7	0	1
1870 - 80	0	6	7	0	3
1880 - 90	6	4	11	3	5
1890 - 1900	12	11	21	3	13
1900 - 10	23	19	18	16	17
1910 - 20	22	15	18	23	21
1920 - 30	14	13	13	25	16
1930 - 40	11	8	0	23	10
1940 - 50	9	6	0	3	8
1950 - 60	3	8	0	3	4

(*) Incluye todos los casos de comportamiento inadecuado, aún aquellos en que la causa de falla no es conocida. Se respetan los valores de esta columna dados en la publicación original (Ref. 1) a pesar de que su suma es 98 (debe ser 100).

CAPITULO II.- BUSQUEDA DE LA COMPATIBILIDAD
ENTRE LA ESTRUCTURA DE LA PRESA Y
SU CIMENTACION

II.1.- INVESTIGACIONES.

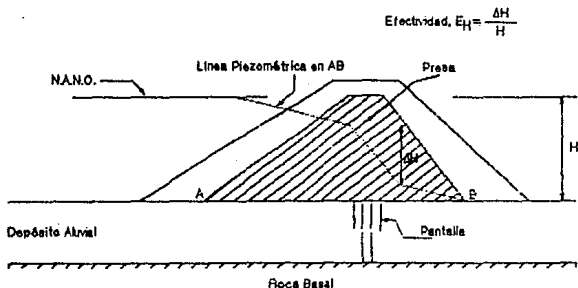
II.1.1.-Introducción.

Este capítulo trata del control de flujo de agua en presas cimentadas en aluviones, aunque se incluyen también derrumbes de laderas y derrames de lava en bloques que, por las propiedades mecánicas de la matriz fina que empaca fragmentos de gran tamaño, pueden crear condiciones semejantes a las de un suelo.

Se emplea el término "pantalla" para designar a cualquier tipo de estructura cuyo fin principal es la reducción del flujo de agua a través de la cimentación, sea metálica, de concreto, de tierra o formada por inyecciones. Así diafragmas, dentellones, trincheras o delantales de suelo compactado son casos particulares de pantallas.

De acuerdo con la definición de Terzaghi y Peck (Ref. 2), se llama efectividad o eficiencia de una pantalla (E_H) la relación entre la pérdida de carga ocasionada por ella (ΔH) y la carga hidráulica total de la presa (H) (fig. II.1). Para su evaluación se requiere contar con mediciones piezométricas a uno y otro lado de la pantalla y muy cerca de ella. Como se verá, es necesario instalar varias secciones de medición para conocer en forma confiable la efectividad y su evolución en el tiempo.

Fig. II.1.- Efectividad de Pantallas.



Algunos autores han adoptado como medida de efectividad el valor que resulta de la ecuación $Eq=1-(Q/Q_0)$, en la que Q es el gasto de filtración a través de la pantalla y Q_0 el caudal estimado suponiendo que no existe esa barrera en la cimentación o empotramientos y la presa está llena.

En general es más sencillo medir presiones piezométricas que aforar gastos de filtración; las primeras pueden tener más interés por sus relaciones con la erosión interna de los materiales en la cimentación o los empotramientos.

II.1.2.- Investigaciones de Campo.

La información básica que debe obtenerse en el campo se puede agrupar como sigue:

- a) Topografía y características de la roca en la que se apoya el depósito terreo.
- b) Estratigrafía y clasificación de los suelos en la cimentación y empotramientos.
- c) Permeabilidad por estratos y global del depósito terreo y, en algunos casos particulares, de la roca.

II.1.2.1.- Roca Basal. La determinación del relieve de la roca se realiza mediante sondeos, complementados por exploraciones sísmicas cuando este método es aplicable. La información preliminar, requerida para establecer el programa de trabajos, puede obtenerse mediante perforaciones con máquina rotatoria y recuperación de muestras lavadas. El número de perforaciones para ese fin suele ser limitado, y en general se localiza a lo largo del eje escogido para la presa. Así, no sólo se tiene una idea de la forma y profundidad de la frontera rocosa, sino también de los materiales sobrepuestos. Con los perfiles respectivos es posible definir el número de sondeos en toda el área que ocupará la presa, el tipo de muestreo y de prueba para estimar la permeabilidad y, en su caso, la exploración sísmica necesaria.

Además de configurar la topografía de la roca se debe conocer su calidad y, en particular, su alteración y fracturamiento. Esto se logra sacando corazones tanto en los sondeos preliminares como en los de exploración detallada. La localización de derrumbes sepultados en el lecho del río, así como de cauces antiguos en los empotramientos, merecen atención especial en esta fase de los estudios.

Se requiere un marcado contraste entre los depósitos terreaos y la roca basal para que la prospección sísmica sea confiable.

Cuando la roca es una toba volcánica (con peso volumétrico de 2.2Ton/m² aprox.), la frontera con depósitos de grava y arena relativamente compactos no se define con precisión. En casos como "El Tunal", Dgo., que tiene debajo de un aluvión permeable otro antiguo bien cementado sobre tobas riolíticas alteradas, la exploración sísmica es poco útil.

Las condiciones que pueden presentarse en laderas de volcanes, en que derrames de lava relativamente recientes se presentan divididos en bloques, y estos a su vez empacados en arenas, cenizas y rellenos de erosión superficial, generalmente en estado suelto, constituyen un reto para el encargado de la exploración; no solo pueden generarse a través de dichos mantos filtraciones de gran magnitud, sino que la cimentación o la ladera están expuestas a tubificación.

La presencia de fallas geológicas puede dar lugar a situaciones muy complejas, resultantes de la conjugación del relleno de la falla, la alteración total de la roca adyacente y un fracturamiento en bloque hundido.

En cañones estrechos no es raro encontrar, debajo de los depósitos recientes de arena y grava, capas de arcilla plástica tapizando una formación permeable de grava o boleas, sobrepuesta a la roca.

Los casos brevemente descritos sugieren que no es posible establecer reglas precisas sobre la exploración del sitio de una presa, y que los detalles geológicos locales juegan un papel importante en las decisiones que se tomen al respecto.

II.1.2.2.- Estratigrafía. Definidas las fronteras de la roca basal, es importante identificar los estratos o lentes que forman el depósito terreo. Esto requiere del auxilio de perforaciones con muestreo y el uso de técnicas especializadas, generalmente costosas. En casos de formaciones constituidas por arenas o materiales más finos, se puede ahorrar en esta fase de la investigación recurriendo a las pruebas de penetración estándar; sin embargo, será necesario contar con los datos de las perforaciones del primer tipo para evaluar debidamente los resultados y observaciones hechos en las pruebas de penetración.

Los depósitos de arenas y gravas ofrecen serias dificultades para recuperar muestras inalteradas, o sea, correlaciones que no solo contengan todos los componentes de la formación, sino que conserven su estructura natural. Para lograr muestras realmente inalteradas, es necesario aplicar la congelación, cuando el estrato está sumergido, o la inyección de productos bituminosos u otros cementantes. En la presa "Tarbela", Pakistán, se congeló un bloque de 3.5m de diámetro y de 45m de profundidad para realizar una perforación de 1.8m y 30m de longitud, a fin de inspeccionar directamente los depósitos aluviales de río "Indus", en particular los estratos de grava con estructura abierta; el objetivo era estimar la cantidad y tipo de productos a inyectar para el tratamiento de tales formaciones.

Este aspecto de los estudios de depósitos terrosos es costoso y lento, pero constituye una base para decisiones atinadas sobre el tipo de pantalla que conviene construir.

Tabla II.1.- Determinación de la permeabilidad de campo en presas mexicanas (Ref. 3).

Presa y Estado	Material	Espesor (m)	Tipo de Prueba	Coeff. de Permeabilidad (cm/seg)
A. Rodríguez, Sonora.	Arenas, gravas y boleol terrát.col.	50	Thies	1.5×10^{-5}
José M. Morelos, Guerrero.	Arenas y gravas, capas de grava abiertas.	90	Thies	1.5
Peñitas, Chiapas. (Estudio)	Arenas mediana a fina con lentes de grava.	50	Lefranc	5×10^{-4} a 1.2×10^{-3}
Las Tortolas, Durango.	Arenas y gravas.	140	Lefranc Thies	10^{-3} a 10^{-2} 2.7×10^{-2}

II.1.2.3.- Permeabilidad. Si se obtienen muestras inalteradas de los depósitos térreos durante la etapa de investigación de campo, es posible determinar la permeabilidad en las direcciones normal y paralela a la estratificación, mediante pruebas de laboratorio.

En general no se dispone de estas muestras, o bien la complejidad del perfil estratigráfico obliga a recurrir a ensayos in situ. Es frecuente tomar decisiones con base en la naturaleza, propiedades índice, disposición y espesor de los estratos. La determinación del número de golpes mediante la prueba de penetración da idea de la compacidad relativa de los suelos encontrados y, con el auxilio del laboratorio, permite estimar el intervalo de valores para el coeficiente de permeabilidad. Cualquiera de esos procedimientos puede ser satisfactorio siempre que esté basado en el conocimiento preciso del perfil estratigráfico y las condiciones geológicas locales, que con los factores más importantes en el comportamiento de un depósito térreo desde el punto de vista del flujo de agua.

Los ensayos que se realizan en campo dependen de la estratigrafía y geometría de la roca basal. Si el depósito térreo está compuesto de capas de baja permeabilidad (arenas finas o bien graduadas, limos), la prueba Lefranc es recomendable. Tiene el defecto de que es puntual y sólo permite estimar la permeabilidad en dirección horizontal; por otra parte, es sencilla y puede realizarse en las mismas perforaciones de exploración y muestreo. Cuando el depósito de aluvión es potente y contiene capas de grava uniforme o boleas, o es errático y se espera alta permeabilidad, suele recurrirse al procedimiento de Thiem, o sea, al bombeo de un pozo central, observando en direcciones radiales los niveles piezométricos alterados por la extracción del agua. El coeficiente de permeabilidad así determinado depende de las trayectorias de flujo provocado por la prueba, y puede no ser representativo de las condiciones de escurrimiento bajo la presa. Sin embargo, teniendo en cuenta las limitaciones anteriores, es factible calcular en forma confiable la permeabilidad. La distorsión de las curvas de igual elevación piezométrica, permite anticipar la presencia de corrientes subálveas, y la distribución de la presión neutral en las diferentes estaciones de observación proporciona datos para localizar aproximadamente capas más permeables dentro de la formación. La tabla II.1 presenta información de sitios en que se han realizado las pruebas antes citadas, incluyendo la descripción de los depósitos térreos. En empotramientos constituidos por suelos residuales, se emplea con preferencia la prueba Lefranc.

II.1.3.- Investigaciones de Laboratorio.

Es usual realizar determinaciones de la granulometría con las muestras extraídas en las exploraciones si son representativas. Los especímenes de suelos plásticos se caracterizan mediante las consiguientes pruebas de Atterberg.

II.1.3.1.- Permeabilidad y Compresibilidad. Solo cuando se han obtenido muestras inalteradas, es conveniente efectuar ensayos de permeabilidad en el laboratorio. Para el análisis de interacción mecánica terraplén-cimentación-pantalla, se requiere contar con información de los tres elementos antes citados. En suelos la prueba de compresión triaxial es, generalmente, la que se usa con ese fin y, como en el caso de la permeabilidad, se necesitan muestras inalteradas de las formaciones naturales y especímenes representativos del terraplén y de la pantalla.

II.1.3.2.- Modelos de Filtración. Si las condiciones de frontera son complicadas, pero el medio permeable puede suponerse homogéneo e isotrópico, se usan modelos eléctricos en sustitución o para verificar redes de flujo. Se han estudiado unos problemas de verificación tridimensional, en formaciones homogéneas e isotrópicas, con modelos de arena en los que se reproduce la topografía de la roca basal y el depósito de suelo; la permeabilidad puede no estar a escala, pues lo que interesa es la distribución de presiones neutrales. La influencia de la capilaridad distorsiona estas mediciones.

II.1.4.- Investigaciones de Gabinete.

Para definir con mayor precisión el problema de una cimentación o empotramiento permeables, deben realizarse una serie de estimaciones con base en redes de flujo, modelos de filtración, o bien, métodos aproximados como los que se proponen más adelante; además es necesario estudiar la interacción entre la pantalla y los otros dos elementos concurrentes, la cimentación y el terraplén.

II.1.4.1.- Redes de Flujo. Es bien conocido el procedimiento propuesto por Forchheimer para encontrar la solución gráfica de la ecuación de Laplace que gobierna al flujo de agua en un medio poroso, homogéneo e isotrópico. Este método fue incorporado a la mecánica de suelos por A. Casagrande y ampliado notablemente por él para su aplicación al diseño de presas. Sólo se resuelven casos de flujo bidimensional, lo que no es una limitación grave, excepto con problemas especiales. El método permite estudiar gastos de filtración y gradientes críticos, y proporciona la distribución de presiones neutrales, necesaria para el análisis de estabilidad de la estructura. Su principal ventaja es el poco esfuerzo que un ingeniero entrenado en el trazo de redes requiere para analizar varias soluciones o los efectos de modificaciones importantes en las condiciones de frontera (drenes y pozos de alivio). También es posible trazar redes de flujo con auxilio de computadoras, lo cual facilita de manera apreciable las labores de esta fase de la investigación cuando se dispone de programas o programadores competentes.

II.1.4.2.- Gasto de Filtración. La cantidad de agua que fluye por una cimentación permeable puede cuantificarse con los procedimientos citados, pero además es factible disponer de gráficas que faciliten el trabajo, como las que se describen a continuación. Dichas no solo se aplican a los ejemplos de delantales y pantallas parciales, sino además comprenden los casos de cortinas de inyecciones y diafragmas de concreto o metálicas con desperfectos, todos sin dren aguas abajo (Ref. 4).

Para el caso de una presa con delantal de arcilla, Dachler obtuvo la siguiente ecuación para el gasto de filtración, que concuerda con los resultados de modelos eléctricos:

$$Q = \frac{2b}{H} \frac{K}{L} \left(\frac{H}{L} \right)^2 \dots \dots \dots (II.1)$$

en la que:

Q_0 = gasto de filtración (m³/seg)

K_0 = permeabilidad del terreno de cimentación (m/seg)

H = carga del agua en el embalse (m)

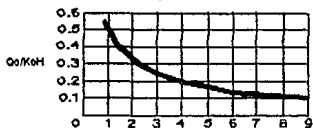
B = ancho de la presa (m)

B' = longitud del delantal (m)

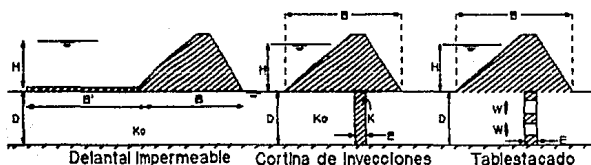
D = espesor del depósito permeable de la cimentación (m)

La representación gráfica de la fórmula II.1 aparece en la gráfica de la figura II.2.

Fig. II.2. Gastos de filtración para Delantales, Cortinas de Inyección y Tablestacados.



$$\left[\frac{B+B'}{D} \right] : \left[\frac{B}{D} + \left[\frac{K_0}{K} - 1 \right] \frac{E}{D} \right] : \left[\frac{B}{D} + \left[\frac{D}{W} - 1 \right] \frac{E}{D} \right]$$



Cuando la cimentación permeable es interceptada en todo su espesor por una trinchera o una pantalla de inyecciones, es posible aplicar la solución desarrollada por Ambraseys:

$$\frac{Q_0}{K_0 H} = \frac{1}{0.88 + (B/D) + [(K_0/K) - 1](E/D)} \dots \dots \dots (II.2)$$

en la que los símbolos comunes con la ecuación II.1 tienen el mismo significado, además K es la permeabilidad del terreno inyectado o del material de relleno de la trinchera (m/seg), y E es el espesor de la trinchera o pantalla (m).

Finalmente, para la alternativa de una pantalla de concreto o un tablistacado de permeabilidad intrínseca despreciable, pero con defectos, la expresión del gasto de filtración es:

$$\frac{Q_0}{K_0 H} = \frac{1}{0.88 + (B/D) + [(D/W) - 1](E/D)} \dots \dots \dots (II.3)$$

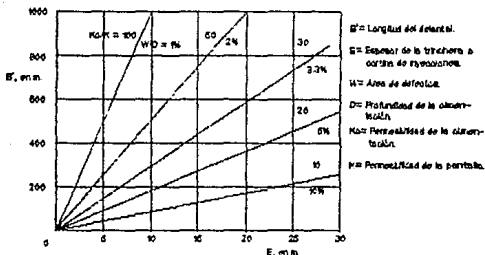
en la que los símbolos empleados significan lo mismo que en las ecuaciones II.1 y II.2, y W es el área total de los desperfectos por unidad de longitud de la pantalla o tablistacado; por tanto la magnitud de W está en m. Las ecuaciones II.2 y II.3 definen una curva idéntica a la proporcionada por la ecuación II.1, si se hacen los cambios de variable independiente (abscisas) indicados en la figura II.2.

La fig. II.2, sugiere la siguiente conclusión de interés práctico. El gasto de filtración es el mismo en un delantal de arcilla que en una cortina de inyecciones con tal que: $B' = [(K_0/K) - 1]E$. Suponiendo que $K_0/K = 50$, lo cual es fácil lograr cuando K_0 es relativamente alto, resulta $B' = 49E$. Con base en datos de espesores aceptables de E y de costos, es posible determinar en que casos es conveniente construir una pantalla de inyecciones que un delantal.

En la fig. II.2 se muestra la relación entre el espesor de la cortina de inyecciones, la longitud del delantal y el área de defectos de un diafragma para un mismo gasto de filtración. De esta figura se infiere que un delantal de arcilla es preferible a una cortina de inyecciones cuando la permeabilidad K_0 de la cimentación es pequeña; esta relativa ventaja resulta acentuada por el hecho de que el costo de la inyección aumenta notablemente para valores bajos de K_0 .

Si la relación B/D es baja, para reducir en forma notoria el flujo de filtración se necesita construir un delantal de gran longitud o una cortina de inyecciones gruesa y de K_0/K alto, o bien, un diafragma de inyecciones de concreto o metálico con área de defectos, W, pequeña.

Fig. II.3 Relación entre espesor de la cortina de inyecciones o trinchera, longitud del dintel y área de los defectos de un tablestacado, para el mismo gasto de filtración.



La fig. II.3 también justifica por que se ha abandonado prácticamente el uso de tablestacado. Los defectos que puedan producirse por el hincado, así como los que ocurren por interacción con materiales adyacentes y por asentamientos diferenciales, son causa de que el parámetro W crezca en forma notoria. Sin embargo, recientemente se han utilizado inyecciones de cemento y bentonita, para reducir esos defectos, aguas arriba de la tablestaca, lo que promete incrementar apreciablemente la efectividad de los tablestacados.

II.1.4.3.- Gradiente de Salida. Los procedimientos gráficos y los modelos eléctricos tienen la precisión necesaria para calcular los gradientes de salida aguas abajo de la presa. Aunque tediosos por los ensayos que deben ejecutarse, los métodos numéricos son sencillos y útiles. Por medio de las computadoras es posible obtener los valores de la presión neutral con buena aproximación en un punto prefijado dentro del depósito tórrico. Permiten, además, tomar en cuenta la posible anisotropía de las formaciones, condiciones de frontera complejas y la estratigrafía, sin mayores dificultades.

Cuando el gradiente (i) así estimado es excesivo (o sea, la subpresión en la base de un prisma de suelo, aguas abajo de la pantalla, es aproximadamente igual al peso efectivo del prisma), existe peligro de tubificación. Para reducir i es necesario disminuir K o W , o bien aumentar E o L , ya que los valores H , K_0 y D no son susceptibles de cambio. Si lo

anterior no es factible, deberá protegerse el arrastre de material superficial mediante la instalación de drenes invertidos o pozos de alivio con filtros adecuados, aguas abajo de la pantalla.

II.1.4.4.- Análisis Estructural de la Pantalla. La efectividad y permanencia de una pantalla está ligada a su capacidad para resistir sin daño apreciable la interacción mecánica del terreno circundante por efecto de la construcción y operación de la presa, incluyendo en esta última fase la posible acción de un sismo. Como se hizo notar al describir las investigaciones de laboratorio, el análisis de dicha interacción requiere que se conozcan las características de esfuerzo-deformación de los materiales componentes de los tres elementos asociados: pantalla, presa y cimentación. La interacción estática de la cimentación y la presa con la pantalla pueden investigarse mediante el método de los elementos finitos, y otro tanto puede hacerse para el análisis dinámico, una vez definido el sismo de diseño. En cualquier caso, la precisión de los cálculos dependerá sobre todo de la fidelidad con que los resultados de laboratorio representen el comportamiento de los materiales en el prototipo, aspecto que no está suficientemente estudiado en la actualidad.

A fin de investigar cualitativamente la interacción mecánica pantalla-terraplén-cimentación, se hicieron análisis de esfuerzo por el método de elementos finitos en los casos mostrados en la figura II.4. Con objeto de que los resultados fueran comparables, se mantuvieron constantes en todos los casos analizados la geometría y las propiedades del terraplén y la cimentación. Se usaron relaciones de esfuerzo deformación lineales en vista de que solo se pretendió información cualitativa. En esas condiciones, el resultado de mayor interés es la localización y extensión de la zonas de tensión que se muestran en la fig. II.4, u otras concentraciones indeseables de esfuerzos. En esos sentidos, se observa lo siguiente:

a) La pantalla rígida, colocada bajo el eje del terraplén hace aparecer una amplia zona de tensión en el tercio superior de ambos taludes, y otra más pequeña en la cimentación, adyacente a la cabeza de la pantalla. Al ser cambiada la localización de la misma pantalla rígida hasta cerca del pie aguas arriba del terraplén, el Área de las zonas de tensión se reduce considerablemente.

b) En los dos casos de pantalla rígida, pero sobre todo cuando esta se encuentra bajo el eje del terraplén, ocurre una gran concentración de esfuerzos en la parte superior de la pantalla y en la porción del terraplén alrededor del contacto.

Dada la naturaleza plástica de los suelos arcillosos compactos, es posible, que esas concentraciones de esfuerzos en el terraplén no tengan mayores implicaciones prácticas, sin embargo sus posibles consecuencias en la integridad de la pantalla misma, cuya falla en general es frágil, ameritan estudio detallado, para el que no bastarán estimaciones cualitativas, y será aconsejable un análisis de esfuerzo deformación no-lineal.

c) En el caso de la figura II.5c, se quiso simular una pantalla muy flexible del tipo slurry trench. Se observa que esta da lugar a la aparición de zonas de tensión de localización y extensión muy similares a las que resultan cuando la pantalla es una trinchera amplia rellena de material compactado.

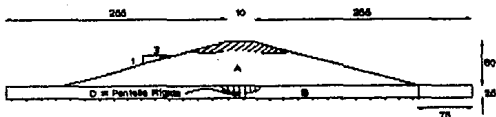
d) La distribución de esfuerzos más favorable se presenta en un terraplén con delantal impermeable aguas arriba. En este caso no aparecen zonas de tensión ni concentraciones de esfuerzos.

e) El área de las zonas de tensión y la magnitud de los esfuerzos en ellos deben ser, en realidad, mucho menores que en los casos estudiados, ya que los análisis se hicieron suponiendo que el terraplén se construía instantáneamente, en una sola etapa. Un análisis más cuidadoso debe reproducir el programa de construcción del terraplén por capas.

Los análisis antes descritos fueron realizados por S. W. Cobarrubias, del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

Fig. II.4. Interacción terraplén-pantalla; propiedades de los materiales y efecto del tipo de pantalla en la aparición de tensiones.

Número	Zona	Área de Zona en Kg/cm ²	Porcentaje de Perten.	Peso volumétrico en Kg/m ³
A	Terraplén y otras zonas compactadas	600	0.45	1600
B	Delante terr.	1000	0.35	2000
C	Pantalla flexible	100	0.30	1600
D	Pantalla rígida	0	-	-



a) Pantalla rígida delgada al centro de la presa.



b) Pantalla rígida delgada aguas arriba de la presa.



c) Pantalla flexible.



d) Trinchera rellena con material compactado.



e) Delantal de suelo compactado.

 Zona de tensión

II.2.- ALTERNATIVAS DE SOLUCION.

II.2.1.- Evaluación del Problema.

En la etapa de estudios se definen las características generales del proyecto, como escurrimiento medio del río, altura y localización del la presa, capacidad del embalse y destino del agua.

Con dicha información el ingeniero puede estimar el valor del agua para el proyecto. Si se tratara de una presa de regulación de avenidas por flujo a través de la cimentación y empotramientos no tiene significación económica. El caso opuesto es el de una planta de rebombéo en que una filtración de varios litros por segundo puede resultar inaceptable cuando el agua no abunda en el sitio escogido, esa instalación hidroeléctrica. Las fugas en presas de grande irrigación o de embalses voluminosos destinados a la generación de energía tienen relativamente poco valor. La situación es intermedia y menos fácil de evaluar en presas de usos múltiples y en embalses medianos; pero en cada caso el valor del agua podrá calcularse en relación a los propósitos de la obra y la potencialidad hidrológica del lugar, de modo que el proyectista pueda tomarlo en cuenta al diseñar la presa.

Además del valor que tiene el agua en determinado proyecto, el planteamiento completo del problema exige considerar la influencia del flujo a través de la cimentación o los empotramientos en la de la estabilidad de la presa y la de los taludes vecinos, y en la posible erosión interna de los materiales sujetos a la percolación del agua.

La estabilidad de la presa o de los empotramientos puede analizarse con relativa facilidad, en problemas bidimensionales, una vez conocida la distribución de presiones neutrales a partir de redes de flujo o modelos eléctricos. En cambio, cuando en la cimentación o en las laderas hay estratos susceptibles de erosión interna, la protección contra tubificación se resuelve en forma conservadora mediante filtros de granulometría apropiada, pues los detalles geológicos menores tienen tal influencia en la distribución local del flujo, que la estimación de gradientes por cualquiera de los métodos disponibles en secciones necesariamente simplificadas, puede resultar errada hasta en el orden de magnitud. El tiempo es un factor importante en el fenómeno de erosión interna, y sólo haciendo mediciones en forma sistemática durante la vida de la obra es posible diagnosticar el desarrollo de este tipo de erosión; por ejemplo, en México han fallado dos presas debido a tubificación.

La presa Santa Ana, Hgo., falló en dos ocasiones con intervalos de 23 y 25 años; el dique Laguna, Pue., construido a principios de siglo, se destruyó parcialmente en Septiembre de 1969. Los materiales de la cimentación en los dos casos eran limos de mediana o alta plasticidad, con lentes de ceniza volcánica y suelos residuales derivados de complejos de lava basáltica.

Conocido el valor del agua y analizado el peligro de tubificación, es posible estudiar la solución que mejor permita satisfacer los requisitos del proyecto y de seguridad de la obra.

II.2.2.- Tipos de Pantalla.

En esta parte se describen someramente los distintos tipos de pantalla que se usan para interceptar o reducir el flujo de filtración a través de la cimentación y los empotramientos de una presa, para destacar sus características principales, limitaciones constructivas, defectos típicos y dar, al final, una idea de los costos con base en la experiencia mexicana.

II.2.2.1.- Tablestacados. El tipo más usual es el construido con tablestacas de acero (fig. II.5). Son recomendables cuando el depósito terreo está integrado por suelos que no contienen boleos o fragmentos de gran tamaño (derrumbes), pues a estos últimos se atribuyen dislocamientos o roturas de las uniones durante el hincado. Esto se ha convertido en una operación menos aleatoria con el desarrollo de martinetes vibratorios y el empleo de agua a presión para atravesar estratos de arcilla. Además se ha ensayado con aparente éxito, el inyectado de bentonita aguas arriba del diafragma o de otros cementantes más resistentes en la unión de las tablestacas.

Los tablestacados, si bien se siguen empleando con profusión en obras temporales (ataquías), son menos frecuentes en las obras hidráulicas modernas, debido a la baja efectividad observada en varias presas importantes.

Ultimamente se han construido diafragmas de arcilla-cemento inyectada en el hueco producido por la hincado previa de una tablestaca metálica, que se extrae al mismo tiempo que se introduce a presión la mezcla de arcilla y cemento. El procedimiento puede ser de bajo costo y se ha ensayado en las presas Feistritz, Austria, y Razzaca, Iraq, hasta profundidades de 10 m, aproximadamente.

En algunas obras antiguas se han usado tablestacas de madera, lo cual es aceptable siempre que estas permanezcan constantemente bajo agua.

II.2.2.2.- Dentellones. Pueden formarse: a) Mediante inyecciones de productos impermeabilizantes; b) Colando in-situ paneles o pilotes secantes de concreto, y c) Colocando bajo agua, en la trinchera excavada previamente, una mezcla apropiada de suelo.

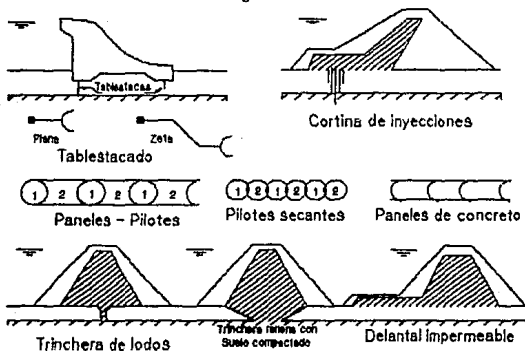
a) Las cortinas de inyecciones requieren barrenos dispuestos en varias filas, a distancias que varían de 2 a 3 m, con céntrica para prevenir derrumbes. Se usa con preferencia el tubo de manguitos, que permite realizar la inyección a diferentes profundidades sin importar el orden de acuerdo con las necesidades. Las presiones que se aplican son relativamente altas para provocar grietas en la formación y facilitar su tratamiento por aumento de la superficie expuesta a la lechada. Se inyecta la cantidad prevista con base en la porosidad del material a cada elevación y la distancia a recorrer en el tiempo de fraguado inicial, que depende de las características del producto inyectado. Este es, generalmente, una mezcla estabilizada de arcilla, cemento, bentonita y aditivos (polvo de aluminio, silicato de sodio); en caso de encontrarse huecos grandes, se emplea además arena fina.

Es usual realizar el inyectado de confinamiento de las perforaciones exteriores, emplear mezclas menos viscosas en las intermedias, y reservar la línea central para las lechadas más penetrantes de agua-cemento, o de geles. La fig. II.5 muestra un esquema de cortina de inyecciones.

Las cortinas de inyecciones se usan generalmente para impermeabilizar depósitos de aluvión hasta profundidades de 100m, pero también se han aplicado a derrumbes de ladera y a ciertas formaciones volcánicas. Con este método no se pretende construir una valla que obture el paso del agua, sino reducir la permeabilidad sustancialmente (de 50 a 100 veces) en la zona de la cortina de inyecciones. El procedimiento se ha usado con éxito en un gran número de problemas. Tal vez la cuestión más debatida sea su permanencia, por el corto tiempo de las observaciones (menos de 20 años) y la carencia de mediciones piezométricas durante un lapso suficientemente largo para juzgar este aspecto.

El método se torna costoso cuando la permeabilidad del aluvión es baja (K menor de $10E-3$ cm/seg). Se requiere equipo adecuado de perforación e inyección, así como experiencia en el trabajo; el control se lleva por consumo de lechadas, presión aplicada, observaciones piezométricas y extracción de corazones.

Fig. II.5



b) La pantalla formada por pilotes secantes de concreto (fig. II.5) se construye excavando agujeros de 60 cm de diámetro; las paredes se estabilizan mediante el uso de lodo bentonítico, y el colado de concreto, de abajo hacia arriba, se realiza con tremi o trompas de elefante, según sea la profundidad. Los agujeros se inician con ayuda de una guía en la superficie; la cuchara trabaja con percusión y en ocasiones se emplea un trépano para cortar boleos; en presencia de derrumbes o bloques de roca se recurre al explosivo. Los pilotes son colados en dos etapas (series 1 y 2, fig. II.5). De este modo se han alcanzado profundidades hasta de 100 m. Con equipo adecuado y personal experimentado, las fallas en las uniones son menores. Una variante del sistema anterior es la de los paneles de concreto, de 2 a 5 m de longitud y 60 a 90 cm de ancho, con juntas inyectadas; se usa un tubo de acero para formar una buena superficie de liga entre los paneles y facilitar la excavación del terreno en los extremos. La extracción del material se realiza con cuchara de almeja y las paredes se estabilizan con lodo bentonítico. La combinación de panel y pilote es otra posibilidad que se recomienda para grandes profundidades, pues resulta más fácil controlar la verticalidad de los pilotes (desviación de 15 cm en 100 m); después excavar con una cuchara especial guiada por ellos, y finalmente colar los tramos faltantes.

c) Cuando el espesor del depósito térreo es de 25 m o menos, existe la posibilidad de construir una trinchera de lodos o slurry trench. El espesor de esta pantalla varía de 1 a 3 m y la excavación se efectúa con una draga mecánica, su limitación en profundidad está condicionada por el peso de la cuchara, la compacidad del material a excavar y la presencia de grandes bloques, los cuales pueden ser destruidos con explosivos; su empleo está condicionado por derrumbes en la trinchera. La estabilidad de las paredes se logra con lodo bentonítico. El relleno está formado por una mezcla bien graduada de arena, grava y arcilla o bentonita (1.1. 5 cm), que se coloca con la draga desplazando el lodo. No se emplean suelos más finos por razones de compresibilidad. La preocupación principal de esta modalidad de pantalla es la segregación del material de relleno.

II.2.2.3.- Muros Sólidos o Celulares. En proyectos de la primera mitad de este siglo se construyeron muros sólidos o celulares en excavaciones adernadas hasta de 40 m de profundidad. Excepto por razones de costo y de programa, esta alternativa es aplicable siempre que resulten manejables las filtraciones hacia la trinchera durante la construcción.

II.2.2.4.- Trincheras de Material Compactado. Se han empleado en profundidades del mismo orden que el caso anterior. En general se requiere de una excavación de grandes proporciones, en la que el bombeo de las filtraciones y la estabilidad de los taludes interiores son los factores determinantes del costo (fig. II.5).

Tiene la ventaja de que la construcción se realiza con equipo convencional, la roca basal se inspecciona visualmente y es susceptible de tratamiento con inyecciones, colados parciales de cemento, empujados de lechada, etc. El material de relleno y su colocación deben cumplir con especificaciones similares a los del corazón impermeable. Por razones de espacio en el sitio y de tiempo, este tipo de pantalla puede resultar inadecuado, a pesar de las ventajas del comportamiento y buena ejecución que ofrece.

II.2.2.5.- Delantales Impermeables. En cimentaciones o empotramientos térrcos de gran profundidad, pero de permeabilidad relativamente baja, la solución más sencilla y confiable es el delantal de arcilla construido sobre el terreno natural como prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba (fig. II.5), previa limpia del material vegetal y nivelación para regularizar la superficie. La longitud del delantal depende de la carga en el embalse y la permeabilidad de la cimentación; se han construido pantallas de este tipo hasta de 1 km de longitud y el proyecto de la presa Tarbela, Pakistán, incluye un delantal de 1,700 m. En ríos que tienen un tirante de agua de consideración, como el

Nilo, se ha recurrido a la colocación de enrocamiento en capas, rellenando los vacíos con suspensiones de suelo areno limoso inyectadas a presión debajo del agua. Para controlar gradientes de salida en esta solución, casi sin excepción se instalan drenes o pozos de alivio al pié de la presa, aguas abajo.

II.2.2.6.- Combinación de Alternativas. Con frecuencia se presenta el caso de cimentaciones o empotramientos permeables dispuestos sobre roca fuertemente fracturada, alterada o cárstica. Si se trata de dentellones de concreto o lodo, se dejan en ellos preparativos (tuberías) para tratar con inyecciones la base, en la medida que se estime necesario para evitar filtraciones entre la roca y la pantalla. Cuando la alternativa es una cortina de inyecciones, el tratamiento se prolonga a la roca subyacente. Esta forma de tratamiento es normal en trincheras de material compactado, el cual se realiza al terminar la excavación y descubrir la roca. Al principio de esta sección se mencionó que, mediante la inyección de lechadas elaboradas con bentonita y cemento, es posible subsanar los defectos que ocurren en tablestacados a raíz de la rotura de uniones y la subsecuente desviación de las tablestacas.

En proyectos importantes se han adoptado soluciones combinando el delantal de arcilla con tablestacado metálico, o bien una cortina de inyecciones; además, varios de ellos cuentan con drenes aguas abajo. La adopción de dichas soluciones suele ser dictada por alguno de los problemas siguientes: gasto de filtración, estabilidad de la presa o peligro de tubificación.

A veces se utiliza el inyectado de aluviones para reducir la compresibilidad de estos junto a una pantalla de concreto. En el capítulo III se describe una solución de este tipo construida en la presa José Ma. Morelos, Gro., por razones de compatibilidad a deformaciones y de protección sísmica.

II.2.2.7.- Pantallas Totales y Parciales. Con excepción del delantal de arcilla, que casi siempre constituye una pantalla parcial, las otras soluciones se proyectan de modo que intercepten la totalidad del manto permeable bajo la presa. Sin embargo se han construido pantallas parciales atendiendo a condiciones particulares del proyecto. En efecto, en ciertos casos como el de la presa Las Tórtolas, Dgo., debajo de un depósito de grava y arena, se encuentra otro del mismo tipo, pero infiltrado por suelos finos (limos y arcillas) que tiene una permeabilidad apreciablemente más baja que la superior. Entonces puede ser aceptable optar por una pantalla parcial para reducir el gasto de filtración y, sobre todo, para proteger la cimentación de la erosión interna.

Análisis basados en las figuras II.2 y II.3 permiten concluir que las pantallas parciales son poco eficientes para interceptar las filtraciones en depósitos terrosos homogéneos; pero ciertas condiciones geológicas en la cimentación, razones de estabilidad de la presa o el riesgo de tubificación, pueden hacer atractiva esta alternativa desde los puntos de vista de seguridad y economía.

La tabla II.2 presenta algunos ejemplos de pantallas recientemente construidas en México.

II.2.2.8.- Costos Aproximados. La construcción de pantallas, con excepción de trincheras de material compactado y delantales impermeables, se contrata con empresas especializadas. Los precios no sólo varían de un país a otro, sino que dentro de una región ocurren cambios apreciables, debido a los materiales presentes en la cimentación y a otros factores como salarios, costo del equipo, etc. Por tanto, es difícil dar una información confiable sobre esta materia. La tabla II.3 presenta valores de costo aproximado en construcción de los diferentes tipos de pantalla en México, cuando el depósito es de origen aluvial.

II.2.3.- Selección de Alternativas.

Las opciones que se presentan al ingeniero en cada caso son múltiples, pues incluyen los diversos tipos de pantalla que se han discutido y, para cada uno de ellos, la posibilidad de interceptar total o parcialmente las formaciones permeables.

Para hacer una selección rigurosa entre las diversas soluciones posibles se requiere conocer el valor del agua para el proyecto en cuestión, el costo inicial de cada alternativa, el costo actualizado de las posibles fallas o defectos de funcionamiento de la obra atribuibles a la pantalla, y la posibilidad de ocurrencia de cada una de estas. Con cada uno de estos datos se podría obtener la mejor solución, es decir, la que se logra con el mínimo costo, C_t , cuya expresión es:

$$C_t = C_o + C_q + C_{fi} P_{fi} - - - (II.4)$$

donde:

C_o = costo inicial de la pantalla y de otras obras para el control del flujo.

C_q = costo actualizado del agua perdida por filtraciones.

C_{fi} = costo actualizado del modo i -ésimo de falla.

P_{fi} = probabilidad del modo i -ésimo de falla.

En la práctica el problema puede simplificarse haciendo un estudio previo de la interacción mecánica pantalla-cimentación-cortina y de las medidas para controlar la erosión interna, a fin de eliminar las alternativas cuyo riesgo de falla parezca excesivo de acuerdo con la información disponible, de modo que, para la decisión final, sólo quede por considerar soluciones que ofrezcan una remota posibilidad de falla mecánica o por tubificación. En esas condiciones el término C_f P_f puede eliminarse del análisis por ser igual para todas las alternativas, y la decisión óptima es la que minimiza la ecuación:

$$C_t = C_o + C_q \text{ ----- (II.5)}$$

en que el costo actualizado C_q puede estimarse en función del costo del agua por m^3 /seg, C_a ; el caudal de filtraciones esperado, Q ; la tasa de interés, r ; y la vida útil de la obra T , como sigue:

$$T C_q = \int_0^T \{C_a Q [e^{-(r t)}]\} dt \text{ - - - - (II.6)}$$

Si t es muy grande, como generalmente sucede, resulta $C_q = (C_a Q)/r$ y el costo a minimizar es, simplemente $C_t = C_o + (C_a Q)/r$

Tabla 11.2.- Características de las pantallas construidas en México (Ref. 3).

Presa y Estado	Río	Deax (m)	H (m)	B (m)	Tipo de pantalla	B'º E (m)	Q (lit/seg)	Observaciones
RA. Rodríguez, Sonora.	Sonora	>50	17	1465	Delantal iap.	300	300	Filtros invertidos aguas abajo
El Palote, Gto.	Los Gómez	>25	12	50	"	20	70	Gal. filtrantes; delantal natural, dep. lanoso 3m. esp.
Alvaro Obregón, Son.	Yaqui	35	47	1125	Trinchera con mat. cosp.	-0-	No hay medición	Máximo caudal bombeado du- rante la excav. 1m3/seg.
El Tunal, Dgo.	Tunal	22	47	60	"	-0-	"	Máximo caudal bombeado du- rante la excav. 200lt/seg.
El Bosque, Mich.	Zitacuaro	100	64	1110	Cortina de inyecciones	6	4000	Cimentación formada x lava bloques aparcados en finos
Las Tortolas, Durango.	Nazas	140	29	40	Dentellón de lodos	3	450 Estimado	Profundidad del dentellón 20m.
Jose M. Morelos, Mich. y Gro.	Balsas	90	50	28	Faneles de concreto	0.6	Despre- ciable	Area de la pantalla Ap= 15,160 M2
El Infiernillo, Mich.	"	22*	20	1100	"	0.6	6	Ap= 1,180 M2
El Novillo, Son.	Yaqui	32*	30	140	Pilotes	0.6	0.6	Ap= 1,760 M2
"	"	28**	20	120	secantes	"	"	Ap= 1,340 M2
"	"	30*	30	140	"	"	"	Ap= 1,120 M2
Ista. Rosa, Jal.	Santiago	18**	25	120	"	0.6	40	Ap= 750 M2

* Atagua de Aguas Arriba.

** Atagua de Aguas Abajo.

Tabla II.3.- Precios aproximados para estimar costos de pantallas en México
(en dólares y con tecnología de 1974).

Tipo	Ites	Unidad	Precio Unitario
Delantal	Llempa y nivelación.	M2	0.15 - 0.25
	Suelo compactado en capas.	M3	1.50 - 2.50
Trincheras	Excavación bajo agua.	M3	1.00 - 2.00
	Suelo compactado en capas.	M3	1.50 - 2.50
Dentellón de Lodos	Excavación estabilizada con lodo bentonítico y relleno con suelo bajo el lodo.	M2	70 - 80
Cortina de Inyecciones	Perforación en inyección en depósitos de aluvión derruches, incluyendo materiales.	M2	100 - 120
Pilotes Secantes	Perforación y colado de concreto, incluye mats.	M2	80 - 90
	Trabajos adicionales (perforación y explosivos).	M2	10 - 20
Paneles de Concreto	Excavación y colado de concreto, incluye mats.	M2	70 - 80

II.2.4.- Instrumentación.

A pesar de que en las dos últimas décadas se ha prestado más atención al tratamiento de cimentaciones permeables bajo presas, son muy pocos los ejemplos que tienen instrumentación suficiente para evaluar la efectividad de las pantallas.

II.2.4.1.- Niveles Piezométricos. La medición de los niveles piezométricos aguas arriba, aguas abajo y en los empotramientos de la presa es quizá el medio más adecuado para evaluar la efectividad de la pantalla. Las observaciones deben hacerse durante la construcción, el primer llenado y la operación subsiguiente, con frecuencia apropiada para seguir la evolución del proceso y determinar oportunamente las implicaciones que los datos obtenidos tengan en la seguridad de la presa. Por tanto entre las características más importantes de los dispositivos para medición piezométrica, deben destacarse la robustez y la confiabilidad a largo plazo.

Cuando se esperan diferencias relativamente pequeñas en los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo de la pantalla, es necesario que los piezómetros midan con una precisión de 0.01kg/cm², lo cual se logra con la mayoría de los instrumentos actualmente en uso. El lapso de respuesta del piezómetro también es un factor importante y puede variar en el tiempo por cambios en la permeabilidad de las piedras porosas, la presencia de gases o corrosión (cuando el aparato está fabricado con elementos metálicos). La vida de los piezómetros está íntimamente ligada a la posibilidad de daños en los cables eléctricos o tubos de medición por efecto de las deformaciones de la presa y la cimentación; en consecuencia, no basta diseñar un dispositivo medidor preciso, sino asegurarse que las líneas a la estación desde el lugar donde se efectúa la observación, estén protegidas con tuberías que soporten las deformaciones diferenciales y los esfuerzos actuantes en el medio que atraviesan. Experiencias recientes demuestran que, por falta de esta protección, se pierden observaciones valiosas en las zonas de la presa más expuestas a deslazamientos. Otro aspecto importante es la localización y número de piezómetros a instalar. Por razones de interferencia con la construcción y por los costos de colocación, observación y procesamiento de datos, existe la tendencia a minimizar el número de aparatos, a tal grado que la correlación e interpretación se torna poco confiable. No se pueden establecer reglas en esta materia, pues la geometría de la roca basal, la estratigrafía del depósito terreo y las características de la obra (tipo de presa y calor del agua) influyen en el programa de instrumentación. Teóricamente para estimar la efectividad sería suficiente instalar dos piezómetros, en el caso I de la fig. II.5, y ninguno cuando la pantalla es un diantal de

arcilla (caso 2). Sin embargo, pequeñas variantes en la estratigrafía no detectadas por la investigación de campo, pueden invalidar la información proporcionada por una instrumentación inadecuada.

II.2.4.2.- Aforo de Filtraciones. En general, es difícil aforar correctamente el gasto de filtración por que, salvo casos particulares, el agua no sale en su totalidad a la superficie aguas abajo de la presa. Por otra parte, resulta prácticamente imposible separar el flujo a través de la pantalla del que proviene de los empotramientos. No obstante, siempre será útil medir las filtraciones que afloran aguas abajo de la presa y disponer de tanques de decantación en el medidor de gastos, para determinar si existe arrastre de materiales. Estas observaciones se complementan con análisis químicos comparativos del agua de filtración y la del embalse, a fin de conocer si el flujo de agua produce disolución u otra reacción química.

II.2.4.3.- Deformaciones y Esfuerzos. Para conocer el comportamiento de la pantalla desde un punto de vista estructural, particularmente cuando se trata de un dentellón rígido (pilotes secantes, paneles de concreto, tablestacas, etc.) o de uno formado por material compresible (dentellón de lodos), es indispensable medir deformaciones y esfuerzos en ella y zonas adyacentes de la cimentación y la presa. De no realizarse estas mediciones, por lo menos en los casos más complejos, cuyo comportamiento difícilmente puede preverse con los métodos de análisis disponibles, se corre el riesgo de pasar por alto factores determinantes de la efectividad hidráulica y de la propia seguridad de la presa.

CAPITULO III.- METODOLOGIA DE REVISION PROPUESTA
Y ANALISIS DE CASOS REALES

III.1.- JOSE Ma. MORELOS (LA VILLITA), Michoacán (Comisión del Río Balsas, SRH-CFE).

III.1.1.- Generalidades.

La boquilla de la presa La Villita se encuentra a 13 km. de la desembocadura del Río Balsas, a 40 km. abajo de la presa El Infiernillo. Al norte destacan los macisos montañosos con alturas medias de 400 m.s.n.m., que constituyen la Sierra Madre del Sur.

Los fines con que se construyó esta presa son la generación de energía eléctrica (304,000 Kw.) y de riego (25,000 Ha.). Por la solución adoptada para interceptar el flujo en la cimentación, y dado que la región es de alta sismicidad, se han instalado aparatos de medición de diferentes tipos para observar su comportamiento durante la construcción y operación.

La altura máxima de la cortina, de tierra y enrocamiento, es de 60m. En la base el ancho de la boquilla es de 300m. y en la corona de 429m.

III.1.2.- Geología.

La exploración preliminar del sitio, y en particular del depósito aluvial del cauce, se realizó con perforaciones que se complementaron con prospección sísmica en tres secciones, dos transversales y una longitudinal al río. El depósito de aluvión formado por arenas, gravas y boleos, alcanza profundidades de 80 m. La roca en el contacto y las laderas se encuentra alterada y fuertemente fracturada, en espesores que varían de 10 a 50 m. Al construirse la pantalla se comprobó que el perfil de la roca, determinado con sondeos sísmicos, adolecía de errores significativos.

Las formaciones del subsuelo en el área de la presa son del terciario; consisten principalmente en rocas extrusivas, tobas y sedimentos aluviales continentales. En la boquilla, las formaciones del terciario son capas estratificadas de andesita y brechas andesíticas con rumbo NE-SW y de fuerte hechado al SE.

Los estratos, de pocos centímetros hasta varios metros de espesor, están afectados por un fracturamiento intenso con dirección general NE-SW y buzamientos hacia el NW. El área general ha estado sometida a intensos esfuerzos tectónicos.

III.1.3.- Determinación de la permeabilidad y alternativas de solución.

Las dificultades para realizar las perforaciones exploratorias indicaron que la formación aluvial era extraordinariamente permeable, y que podían encontrarse estratos de grava uniforme. Se decidió determinar la permeabilidad global del depósito por medio del método de Thiem y realizar pruebas con explosivos para estudiar la posibilidad de compactar la formación. Estas últimas demostraron que la acción del explosivo era poco efectiva y por tanto, de ser necesario aumentar la compacidad relativa del manto granular, debía recurrirse a otros métodos aplicables en presencia de agua, por ejemplo inyección de lechadas.

La prueba de permeabilidad se efectuó mediante la perforación de un pozo central de bombeo, de 60 cms. de diámetro y 40 metros de profundidad, provisto de una camisa ranurada en toda su longitud. Se instalaron 18 estaciones piezométricas (2 a 4 medidores) a 25, 50 y 100 metros del pozo central, distribuidas radialmente (Fig. III.1). Durante el bombeo se extrajeron hasta 269 Lt/seg. y el abatimiento del agua en el pozo fue de 1.20 metros, la recuperación después de bombeo era casi instantánea. Los piezómetros instalados en una misma estación acusaron desviaciones erráticas, revelando la presencia de estratos de muy diferente permeabilidad.

Se estimó el coeficiente de permeabilidad aplicando la fórmula de Dupuit y, por otra parte, suponiendo el flujo radial horizontal, mediante la ley de Darcy. Los resultados aparecen en la tabla III.1 (Ref. 3). En promedio, el coeficiente K_0 es de 1.5 cm/seg., valor extraordinario en depósitos de origen aluvial. Durante la construcción de la ataguía para cimentar la casa de máquinas, se tuvo oportunidad de comprobar que K_0 era mayor de 1 cm/seg., a partir de observaciones durante el bombeo en el interior del recinto formado por la citada ataguía y la ladera derecha.

En resumen, la cimentación de la presa José M. Morelos, constituye un caso excepcional por el espesor del depósito aluvial, su heterogeneidad y el alto coeficiente de permeabilidad. Se estudiaron tres alternativas para controlar el flujo por debajo de la estructura:

- 1) Delantal con pozos de alivio al pie de la presa;
- 2) Cortina de inyecciones en cuatro líneas hasta 20 m. de profundidad y en dos filas de perforaciones centrales penetrando en la roca fracturada, y

Fig. III.1 Presa José M. Morelos, Gro. Pozo Central de Bombeo y disposición de piezómetros.

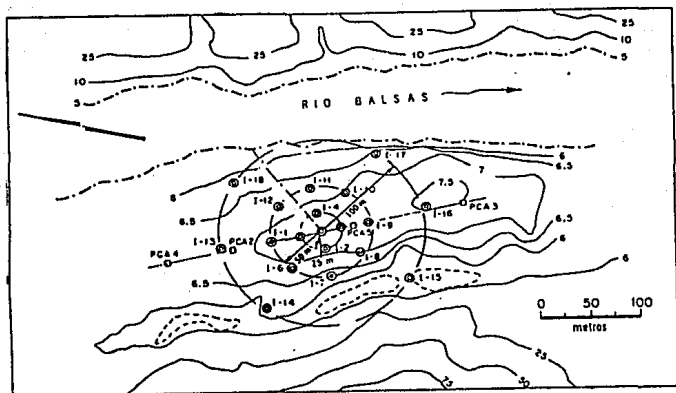


Tabla III.1. Cálculo del coeficiente de permeabilidad.

Gasto, Q , en m ³ /seg al pozo	Distancia en m	Darcy, $k = Q/IA$				Dupuit, $k = 10 \ln r_1/r_2 / \pi (Z_1^2 - Z_2^2)$			
		en cm	Gradiente $10E^{-4}$	Area A, en a ²	K, en cm/seg	r, en m	$\ln r_1/r_2$	$Z_1^2 - Z_2^2$	K, en cm/seg
0.225	12.5	17.0				20			
	25.0	13.3	12.4	11,400	1.59	50	0.918	4.43	1.48
	50.0	10.1	5.4	25,400	1.41	100	0.693	3.84	1.29
0.256	12.5	18.8				20			
	25.0	15.0	12.7	11,400	1.77	50	0.918	4.56	1.64
	50.0	12.4	9.1	25,000	1.13	100	0.693	5.51	1.02
0.269	12.5	19.3				20			
	25.0	15.2	13.7	11,400	1.72	50	0.918	4.72	1.60
	50.0	10.6	9.2	25,000	1.17	100	0.693	5.61	1.07
Promedios		$k = 1.47$ cm/seg				$k = 1.35$ cm/seg			

3) Dentellón formado por pilotes y paneles de concreto, empotrado de 1 a 2 m. en la roca basal, con juntas inyectadas.

Para esta última solución se previó el inyectado de un bloque de 14 m. de ancho y 28 m. de profundidad, a fin de reducir la compresibilidad de la masa granular en cuestión. La alternativa 3 resultó menos costosa.

III.1.4.- Construcción.

Debido al gran espesor del depósito aluvial se ha construido, con el fin de eliminar las filtraciones en el cauce, una pantalla de concreto tipo ICOS de 60 cm. de espesor, cuyo extremo inferior queda empotrado en la roca subyacente. Esta pantalla se localiza sobre el eje de la presa, la cual está constituida por un corazón central delgado de arcilla, respaldado aguas arriba y abajo por una zona de filtros, de transiciones y enrocamientos. La pendiente de los taludes es de 2.5:1. El corazón descansa sobre una zona de acarreo que se trató aplicando, en ambos lados de la pantalla, inyecciones de cemento en un espesor de 26 m., con objeto de reducir los asentamientos del corazón.

Los problemas de diseño más delicados fueron, en este caso, los planteados por la presencia de 80 m. de acarreo en la cimentación. Por tratarse de una zona sísmica se temía una licuación parcial de estos materiales, por lo que se realizó una prueba a gran escala para verificar su comportamiento bajo efectos sísmicos, simulados mediante detonaciones de explosivos. El resultado de la prueba descartó la posibilidad de licuación de dichos materiales.

Resulta difícil prever adecuadamente el comportamiento estructural de la pantalla de concreto tipo ICOS, necesaria para el flujo de filtración en la cimentación. Dicha pantalla queda sometida a esfuerzos de compresión elevados por efecto de la fricción negativa ocasionada por el asentamiento del material de acarreo durante la construcción de la cortina. Además, durante el llenado del vaso, la pantalla se flexiona a raíz del movimiento hacia aguas abajo de la cortina y de la cimentación. Con el fin de verificar el adecuado comportamiento de la pantalla, se colocaron en ella inclinómetros.

III.1.5.- Instrumentación.

Durante la construcción se instalaron en la cortina de la presa los siguientes dispositivos de medición:

- 21 Inclinómetros.
- 3 Líneas horizontales de niveles hidráulicos.
- 45 Piezómetros.
- 7 Grupos de celdas de presión.
- 21 Extensómetros.

En la fig. III.2 (Ref. 5) se presenta, en planta, la localización de los aparatos de medición.

Los inclinómetros I-6, I-7, I-8, I-13, I-17, I-19, I-20 e I-21 quedan localizados sobre el eje de la cortina, prolongándose los I-8 e I-13, a través de la pantalla de concreto, hasta el contacto con la roca subyacente. Los inclinómetros I-9 e I-10 son inclinados y se localizan en ambos lados del corazón impermeable en la est. 0+270 y en la zona de filtro. La perforación de los barrenos se efectuó con equipo de percusión de 530 mm., y el espacio entre las paredes del barreno y del instrumento se rellena con arena uniforme. Al retirar el ademe de perforación, el inclinómetro I-11 sufrió un giro de 30 grados, por lo que los resultados de las lecturas en este son erróneas. Las cotas de los extremos de cada aparato y la fecha de su instalación se presenta en la tabla III.2 (Ref. 5).

Las líneas de niveles hidráulicos localizados en la est. 0+270 a las elevs. 10 y 29, y en la est. 0+220 a la elevación +13, atraviesan la presa desde el corazón impermeable hasta el talud aguas abajo de la cortina. Las fechas de instalación de estos dispositivos de medición se presentan en la tabla III.1.

Los 2 piezómetros fueron colocados aguas arriba y aguas abajo de la pantalla de concreto con objeto de verificar su eficiencia. Los piezómetros PA-1-1, PB-1-1, PB-1-2, PC-1-1, PC-1-2, PD-1-1 y PD-1-2 formaron la línea No. 1 aguas arriba de la pantalla ICOS. Los piezómetros PB-2-1, PB-2-2, PB-2-3, PB-2-4, PB-2-5, PD-2-2, PD-2-3, PD-2-4, PD-2-5, PF-2-2 y PF-2-3 forman la línea No. 2 aguas arriba de la pantalla ICOS. Los otros piezómetros quedan localizados aguas abajo de la misma pantalla.

Fig. III.2 Localización de aparatos de medición.

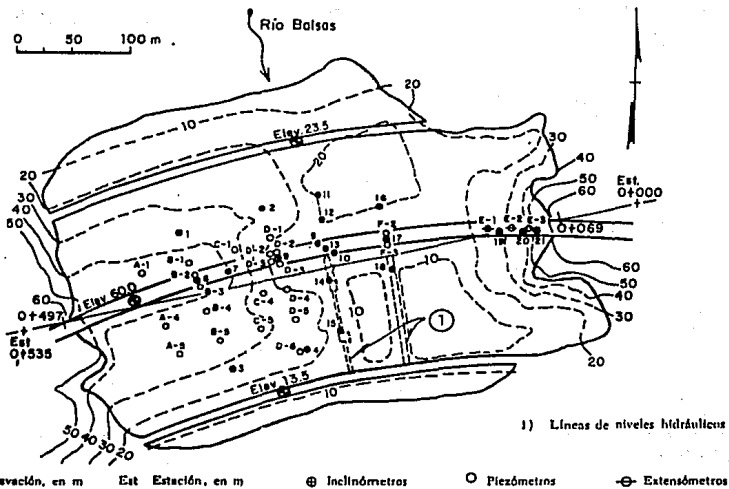


Tabla III.2. Localización y fecha de instalación de los inclinómetros y de las líneas de niveles hidráulicos.

Instrumento	Elevación		Fecha de Colocación
	Extremo Inferior	Extremo Superior	
Inclinómetro			
I-1	- 12.09	44.45	7-VII-1966
I-2	12.19	43.68	3- VI-1966
I-3	- 15.52	27.46	13- VI-1966
I-4	- 12.06	27.68	27- X-1966
I-5	- 11.68	58.47	31-III-1967
I-7	- 10.76	59.55	I-1968
I-8	- 70.77	59.80	16- VI-1966
I-9	- 12.50	60.74	26- V-1967
I-10	- 10.70	60.82	29- V-1967
I-11	- 12.90	43.45	23- XI-1966
I-12	- 13.29	53.31	21-XII-1966
I-13	- 68.92	60.13	23- II-1967
I-14	- 19.54	50.72	18- XI-1968
I-15	- 13.06	30.86	15- XI-1968
I-16	- 18.06	51.86	8-III-1967
I-17	- 32.68	60.25	4- IV-1967
I-18	- 20.22	51.71	20-III-1967
I-19	- 27.50	61.00	I-1968
I-20	- 24.50	60.00	I-1968
I-21	- 43.50	60.00	I-1968
Niveles Hidráulicos			
Est 0 + 270		12.0	20-XII-1966
Est 0 + 270		29.0	1-VII-1967
Est 0 + 220		13.5	10- IV-1967

En la est. 0+270 y a las elevs. +10 y +29. se instalaron siete grupos de aparatos de medición. Los cuatro primeros a las elevs. +10; cada uno formado por tres celdas normales al eje longitudinal de la presa, tres normales al transversal, tres en posición horizontal y dos inclinados a 45 grados con respecto al plano de simetría longitudinal de la presa. Además, cada grupo consta de extensómetros colocados en forma paralela y normal al eje longitudinal de la presa y a 45 grados respecto a la horizontal en el plano transversal a la misma. Los grupos I y VI quedan localizados en el corazón; los II y VII en la zona de transición, y los III, IV y VIII en el enrocamiento.

Finalmente, en la cercanía de la ladera izquierda y en el corazón de la presa, se instalaron tres extensómetros horizontales y paralelos al eje longitudinal de la misma, con el objeto de medir las deformaciones de extensión en el contacto entre el corazón y la ladera rocosa.

III.1.6.- Observaciones después del primer llenado.

Después del primer llenado se observaron tanto los inclinómetros como las celdas de presión y los piezómetros.

De 1968 a 1976, las celdas de presión registraron los mismos esfuerzos totales con variaciones menores de 0.2 kg/cm², mientras los desplazamientos horizontales y los asentamientos medidos en los inclinómetros de la est. 0+270 aumentaron paulatinamente con el tiempo. El desplazamiento horizontal hacia aguas abajo registrado de 1968 a 1976 es idéntico en todos los inclinómetros de esa estación e igual a 10 cm.; además es prácticamente independiente de la elevación del punto de observación, excepto en lo referente al inclinómetro I-13. En este se observa que el tramo de pantalla ICOS embebido en el relleno aluvial, sufrió en Marzo de 1975 un desplazamiento notable hacia aguas abajo a partir de la elev. -10. Este movimiento corresponde a una falla de la pantalla en su empotramiento dentro del aluvión inyectado y a un pandeo de la misma bajo el efecto de la fricción negativa en sus paredes. Este mecanismo de falla quedó confirmado al analizar el estado de esfuerzos en la pantalla mediante el método de elementos finitos.

III.1.7.- Observaciones y Proposición.

Los instrumentos de medición instalados en el cuerpo de la presa y su cimentación funcionaron adecuadamente, sin embargo, el bulbo poroso de los piezómetros (tipo Casagrande) sufrió algunos daños (debido tal vez a la inyección del acarreo) por lo que el tiempo de respuesta fue más lento. El análisis estructural de la pantalla de 80 m. de altura y embebida en los aluviones de la cimentación, muestra que su factor de seguridad contra falla por cortante es cercano a uno, salvo para una zona limitada y rodeada de material de acarreo inyectado. En el empotramiento de la pantalla dentro del bloque de aluvión inyectado se presenta una falla a tensión de esta pantalla, este resultado pone en evidencia la utilidad del tratamiento de los aluviones contiguos a la pantalla y cerca de la superficie del terreno de cimentación. En efecto, sin la presencia del acarreo inyectado serían de temer las filtraciones a través de la zona fallada de la pantalla.

Para medir la efectividad en casos como el presente, en que el depósito es altamente permeable, la localización de los piezómetros (distancia a la pantalla y elevación) y su posición relativa a las juntas de la pantalla es importante. Puede ocurrir que existan filtraciones considerables y que los aparatos no registren una pérdida de carga significativa. En consecuencia, la sensibilidad del piezómetro y la distancia del mismo a la pantalla están ligados estrechamente a la permeabilidad de la formación y al tipo de solución adoptada para interceptar el flujo.

III.2.- ABELARDO L. RODRIGUEZ, Sonora (S.R.H.).

III.2.1.- Generalidades.

Esta presa constituye un ejemplo de pantalla parcial formada por un delantal de suelo compactado, que prolonga el corazón impermeable hacia aguas arriba. La presa, para riego y control de avenidas del río Sonora, está funcionando desde 1950 y en varias ocasiones casi se ha llenado, sin llegar a verter.

La fig. III.3 muestra las características generales de la sección principal de la presa y un corte longitudinal por el eje de la misma. En el tramo del cauce, de 450 m. de ancho, se construyó un delantal de 300 m. de longitud y de espesor variable de 3 a 6 m., compactando con rodillo pata-de-cabra capas de suelo areno-limoso bien graduado.

III.2.2.- Datos Geológicos.

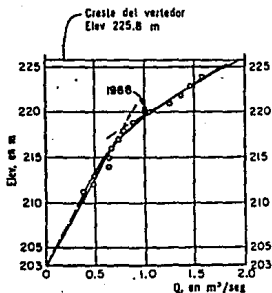
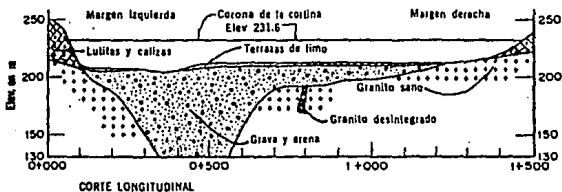
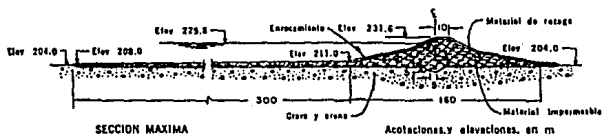
En ambas laderas afloran rocas graníticas en contacto con mantos de pizarras y calizas con manifestaciones de carsticidad. No se exploró la topografía de la roca basal debajo de 50 m. de profundidad. El depósito de aluvión está formado por gravas y arenas con boleos. Se determinó la permeabilidad "in-situ" mediante el bombeo en un pozo central y la observación de los niveles de agua en tubos piezométricos dispuestos radialmente; el valor medio de K_0 resultó de 1.5×10^{-3} cm/seg.

III.2.3.- Permeabilidad y Eficiencia Hidráulica.

La longitud del delantal se determinó mediante análisis con redes de flujo, estimándose un caudal de filtraciones de 2 m³/seg para la carga de agua $H=22.8$ m., que es la máxima en el embalse sin escurrimientos por el vertedor.

La fig. III.3 presenta los cálculos realizados con la gráfica de la fig. II.2 y los datos conocidos. Según estos cálculos, el gasto total de filtraciones, Q_0 , si no se hubiera construido el delantal, sería de 3.71 m³/seg; el correspondiente con ese tipo de pantalla, Q , resulta de 1.54 m³/seg. En consecuencia, la eficiencia hidráulica teórica $\frac{Q}{Q_0}=0.58$, en la que $\frac{Q}{Q_0}=Q_0-Q$. En realidad, el caudal de filtraciones máximo registrado asciende a 1.8 m³/seg con el agua en el vaso a la elevación 225.

Fig. III.3 Presa Abelardo L. Rodriguez, Son. Delantal de material compactado.



Cálculos

$L = 450 \text{ m}$ $H = 22.8 \text{ m}$
 $B = 160 \text{ m}$ $B' = 300 \text{ m}$
 $D_m = 50 \text{ m}$ (media estimada)
 $k_o = 1.6 \times 10^{-1} \text{ cm/seg}$

Sin pantalla

$\frac{B}{D_m} = 3.2; \frac{Q_o/L}{k_o H} = 0.242 \therefore Q_o = 3.71 \text{ m}^3/\text{seg}$

Con delantal

$\frac{B+B'}{D_m} = 9.2; \frac{Q/L}{k_o H} = 0.100 \therefore Q = 1.54 \text{ m}^3/\text{seg}$

Eficiencia

$\Delta Q/Q_o = (3.71 - 1.54)/3.71 = 0.58$

III.2.4.- Comportamiento.

Durante el primer año de operación de registró el afloramiento de filtraciones concentradas hacia la margen derecha, las cuales fueron tratadas con sacos de arena y, posteriormente, con la construcción de un filtro invertido al pié de la presa para evitar tubificación. Ocho años más tarde, se observó la aparición de nuevos escurrimientos de agua en una amplia zona colindante con la ladera izquierda, la cual fué cubierta por filtros y un pedraplén.

Salvo las filtraciones antes mencionadas, el agua que fluye por el depósito de aluvión no aflora a la superficie, debido a la operación de 11 pozos que se han perforado aguas abajo, aproximadamente a 1/2 km. de la cortina, para abastecer a la ciudad de Hermosillo. Por esta razón, y por los aforos inmediatos a la presa, se conoce el caudal de las filtraciones (Q) en función de las elevaciones del agua en el embalse (fig. III.3). La curava de gastos, Q, varía linealmente con un gradiente de 35 Lt/seg/m., de la elev. 203 (lecho del río) a la 218, a partir de la cual el gradiente aumenta a 160 Lt/seg/m.. La medición de 1968, señalada en la gráfica con un triángulo, coincide con la curva promedio de gastos registrados en años anteriores; por lo tanto, los efectos del acolvamiento del vaso son aún pocos notorios. El quiebre de la curva en la elevación 218 se atribuye a filtraciones por la roca fracturada y las calizas cársticas de la ladera izquierda.

III.2.5.- Observaciones y Sugerencias.

La solución formada por el delantal impermeable y un sistema de drenaje, aguas abajo, es atractivo para los casos en que el valor del agua resulta relativamente bajo, pues no se requieren equipo y mano de obra especializados. Además, en regiones sísmicas tiene la ventaja de que evita el uso de elementos interactuantes de muy diferentes rigideces.

Si bien, las estimaciones pueden realizarse con una precisión razonable, la heterogeneidad de las formaciones aluviales es causa de sorpresas, como en el presente caso, en lo que se refiere a concentración de filtraciones y el posible desarrollo de erosión interna. En la actualidad la solución adoptada es muy diferente a la elegida en la presa Abelardo L. Rodríguez; en esta presa se utilizaron filtros invertidos y bermas como medios de protección, pero ahora se prefieren utilizar pozos de alivio o galerías filtrantes, de manera que no solo se evita el arrastre de material, sino que también se abate el flujo del agua y por lo tanto se disminuye el gradiente hidráulico.

III.3.- Francisco Zarco (Las Tórtolas), Durango (S.R.H.).

III.3.1.- Generalidades.

La presa Las Tórtolas, rebautizada con el nombre de Francisco Zarco, está localizada aproximadamente a 80 Km. de la ciudad de Torreón, sobre el cauce del río Nazas, en el estado de Durango. La Secretaría de Recursos Hidráulicos construyó esta presa con la finalidad de mejorar la regulación de crecientes en el río Nazas y aprovechar en forma más eficiente las extracciones y los derrames excedentes de la presa Lázaro Cárdenas; el agua almacenada en ambos proyectos se destina al riego de 90,000 Ha. de la región lagunera.

El área de la cuenca entre la presa Lázaro Cárdenas y el sitio de Las Tórtolas es de 19,085 Km², y el escurrimiento medio anual, de 1929 a 1967, resultó de 1,095x10⁶ M³; la avenida máxima registrada en Septiembre de 1968, a raíz del derrame de la presa Lázaro Cárdenas, fue de 3,600 M³/seg. La altura de la presa es de 33 m. sobre el lecho del río, la longitud total de la cortina es de 480 m., el volumen total del cuerpo de la presa es de 870,500 M³. La presa está constituida por un núcleo central de arcilla compactada, respaldos permeables de grava y arena, chapa de enrocamiento; entre el corazón impermeable y el respaldo de aguas abajo se ha dispuesto un filtro de arena-grava bien graduada de 5 m. de espesor.

La obra de toma y el vertedor de excedencias integran una sola estructura localizada en la ladera derecha, conectada a dos túneles revestidos de concreto, de 10.5 m. de diámetro interior. Mediante cuatro compuertas radiales de 6x15 m. se puede descargar un caudal máximo de 3,000 M³/seg; la toma, controlada por dos compuertas deslizantes, fue diseñada para un gasto de 150 M³/seg. A fin de disipar la energía del agua, a la salida de los túneles, se han colado dientes de concreto. Además, se protegió el pie de la presa mediante tres espolones formados por masas de enrocamiento con la corona a la elev. 1,190.

Cuando se estaba terminando la presa (Septiembre de 1968), ocurrió una creciente excepcional; esta fue la causa de que el embalse subiera en menos de una semana a la elev. 1,211, o sea 1 m. aproximadamente arriba del nivel de aguas máximas establecido al diseñar la presa. Tal condición crítica generó una revisión de la hidrología de cuenca, incluyendo el embalse de Lázaro Cárdenas, cuya obra de excedencias y capacidad de regulación han sido modificadas mediante la sobreelavación de la presa y la transformación del vertedor de cresta libre en otro dotado de compuertas.

La presa Francisco Zarco se instrumentó con aparatos diversos para observar su comportamiento, particularmente en lo que se refiere al flujo por la cimentación (potente depósito aluvial de gravas y arenas). A continuación se expone brevemente la geología del sitio de Las Tórtolas y las pruebas de campo efectuadas para determinar la permeabilidad del lecho.

III.3.2.- Geología.

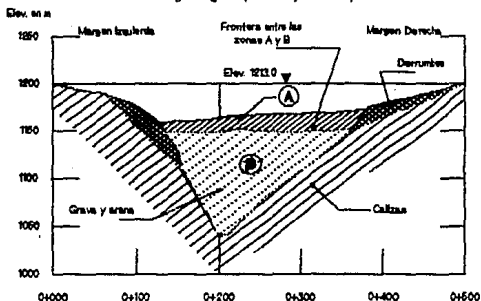
El sitio de Las Tórtolas, de unos 300 m. de ancho, está labrado en el flanco occidental de un anticlinal de calizas, a través del cual el río Nazas excavó su cauce. Estas calizas tienen un echado general de 40 grados hacia aguas arriba y contienen capas de lutitas, con espesor total aproximado de 40 m. (formación Kiamichi). La presencia de este cuerpo constituye una barrera para el flanqueo del agua por ambas laderas y fué el factor determinante en la localización del eje de la presa. Las calizas presentan conductos de disolución a lo largo de fracturas y planos de estratificación; en el cauce están cubiertas por materiales de acarreo hasta una profundidad de 125 m. (según ref. 5, y 140 m. según ref. 3). Este depósito aluvial está formado por gravas y arenas, con una capa superficial de suelo arenolimoso. Ambas laderas exhiben abanicos formados por escombros de talud con bloques de muy diversas dimensiones rodeados por suelos limoarenosos, a veces con infiltraciones de caliche; en general, la permeabilidad de estos derrumbes es elevada.

Mediante pruebas de permeabilidad se determinó que el depósito puede considerarse compuesto de dos mantos (ref. 3), fig. III.4 :

a) El superficial (material A), de 20 m. de espesor aproximadamente, formado por arenas y gravas bien graduadas, con permeabilidad media de $10E-2$ cm/seg, y

b) El inferior (material B), también constituido por gravas y arenas, ligeramente cementadas con finos y con un coeficiente de permeabilidad de $10E-3$ cm/seg en promedio. Los valores del coeficiente de permeabilidad, antes citados, corresponden a resultados de pruebas Lefranc.

Fig.III.4. Presa Las Tórtolas, Dgo.
Corte geológico por el eje de la presa.



El sitio donde se construyó la presa Las Tórtolas planteó tres problemas principales que son:

- 1) El espesor del depósito aluvial hacía antieconómico interceptarlo con una pantalla total;
- 2) La permeabilidad de los empotramientos debido a la carsticidad de las calizas, y
- 3) La estabilidad de los cortes en la entrada de la obra de toma y vertedora, a consecuencia del echado desfavorable de la formación hacia aguas arriba.

El vaso de almacenamiento queda alojado entre dos anticlinales en calizas y lutitas del cretáceo, cubiertos por gruesos depósitos aluviales. No se previeron serios problemas por lo que respecta a su estanqueidad.

III.3.3.- Determinación de la permeabilidad.

Mediante pruebas Lefranc se determinaron los coeficientes de permeabilidad, K , en tres sondeos (3-D, 1-A, 3-I), a diferentes profundidades. Los resultados obtenidos (Tabla III.3, Ref. 5) demuestran que el depósito aluvial es heterogéneo y que K varía entre 0.2×10^{-2} y 13.2×10^{-2} cm/seg. Los valores medios y las desviaciones estándar, $D(K)$, respectivas, confirman la conclusión anterior. Suponiendo que las determinaciones puntuales de K pertenecen a la misma población, en el sentido estadístico, resulta que la esperanza matemática es de 2.2×10^{-2} cm/seg y la desviación estándar 2.69×10^{-2} .

También se hicieron determinaciones mediante un pozo central de bombeo y tubos piezométricos distribuidos radialmente. Los datos para flujo transitorio fueron interpretados con el método de Thies-Lubin. Se repitió la prueba sosteniendo el bombeo durante 19 días para asegurar la condición del escurrimiento establecido y aplicar el procedimiento Dupuit-Thiem. El valor medio del coeficiente de permeabilidad en el primer caso (flujo transitorio) varió de 1.2 a 1.7×10^{-2} cm/seg., en el segundo (flujo establecido) resultó de 2.7×10^{-2} cm/seg.

Mediante el trazo de una red de flujo, suponiendo que:

- 1) Se construyera un núcleo arcilloso de 30 m. en la base, prolongado 20 m. hacia abajo con una pantalla impermeable, y
- 2) El coeficiente de permeabilidad fuera de 2×10^{-2} cm/seg. (igual en la dirección vertical y horizontal), el caudal estimado de las filtraciones por debajo de la presa resultó de 1 m³/seg. Esta pérdida se consideró aceptable en vista del objetivo de la obra (riego) y la posibilidad de aprovecharla aguas abajo en el sistema de La Laguna.

III.3.4.- Cortina.

En vista de que en el lugar hay abundancia de materiales granulares y, en cambio, los suelos arcillosos adecuados para construir el corazón impermeable se encontraban a distancias hasta de 18 km., se optó por reducir estos últimos al mínimo, usar ampliamente la grava-arena localizada a lo largo del cauce y el producto sano de excavaciones (túneles y toma), y proteger con roca pesada los taludes exteriores recurriendo a la explotación de calizas masivas. La fig. III.5 muestra la sección máxima de la cortina. Obsérvese que bajo el respaldo de aguas arriba se compactó una capa superficial, de im. de arena mediana a fina, a manera de delantal. Fuera del río, en estiaje, este estrato se colocó, previa limpia superficial;

Tabla III.3. Resultados de las pruebas Lafranc en el depósito aluvial.

Sondeo 3-D		Sondeo 1-A		Sondeo 3-1	
z	$k \times 10E-2$	z	$k \times 10E-2$	z	$k \times 10E-2$
5 - 6	0.40	5 - 6	4.16	5 - 6	1.25
11 - 12	4.78	11 - 12	0.67	11 - 12	0.35
17 - 18	1.00	17 - 18	1.00
23 - 24	2.00	23 - 24	5.00	23 - 24	1.00
29 - 30	13.20	29 - 30	0.70	29 - 30	2.00
35 - 36	0.89	35 - 36	0.20	35 - 36	1.34
41 - 42	2.10	41 - 42	1.00	41 - 42	1.25
47 - 48	2.00	47 - 48	1.36	45 - 46	1.52
53 - 54	2.70				
$\bar{k} = 3.23 \times 10E-2$		$\bar{k} = 1.79 \times 10E-2$		$\bar{k} = 1.36 \times 10E-2$	
$D(k) = 3.72 \times 10E-2$		$D(k) = 1.69 \times 10E-2$		$D(k) = 0.38 \times 10E-2$	

Considerando que los valores k pertenecen a la misma población,

$$\bar{k} = 2.20 \times 10E-2 \quad D(k) = 2.69 \times 10E-2$$

z Profundidad, en m.
k Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

\bar{k} Valor medio.
D(k) Desviación estándar.

otra línea de defensa adoptada en el presente caso fué el filtro de arena-grava limpia, aguas abajo del núcleo, en previsión de variantes importantes en la granulometría del respaldo respectivo. Como puede verse en la fig. III.5, se emplearon dos tipos de suelo para construir el corazón impermeable: bajo la elev. 1185, una arcilla altamente plástica, y arriba de la cota mencionada, otra de plasticidad media a baja.

III.3.5.- Cimentación.

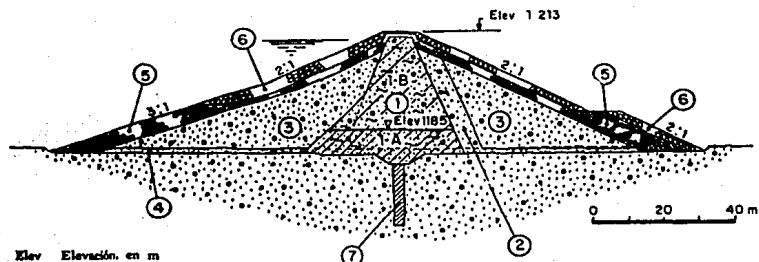
Después de analizar varias alternativas, se decidió construir una pantalla parcial (de 25 m. de profundidad), interceptando el manto A por el procedimiento de trinchera excavada en presencia de lodo bentonítico y relleno de suelo bien graduado, debajo del corazón impermeable. La trinchera es de 3 m. de ancho y se abre con taludes de 2:1 hacia el contacto con el corazón impermeable.

La conveniencia de construir esta pantalla se basó en estudios de la permeabilidad del aluvión y su objetivo principal fué alterar el flujo de agua por la cimentación, de modo que el peligro de una posible erosión interna de ese manto se redujera al mínimo.

Además del valor del agua, relativamente bajo en este proyecto, fueron determinantes en la selección del tipo de pantalla, la carencia del material arcilloso en la proximidad de la presa y el mayor costo de las pantallas de tipo rígido. La roca de los empotramientos se inyectó desde galerías con lechada de cemento, y los derrumbes de ladera sepultados por el depósito aluvial se trataron con mezclas agua-cemento-bentonita mediante perforaciones a través del dentellón de lodos.

Se describen a continuación cuatro aspectos relativos al tratamiento de la cimentación: 1) Construcción de la pantalla impermeable en el lecho del río; 2) limpieza superficial y excavaciones en las laderas para alojar al núcleo arcilloso; 3) inyectado de la roca en ambos empotramientos y de los derrumbes de ladera adyacentes al depósito aluvial, y 4) drenaje de los estribos por medio de galerías.

Fig. III.5 Sección máxima de la presa.



Elev Elevación, en m

- | | | |
|---|-------------------------------|------------------------|
| 1) Núcleo de arcilla | 2) Filtro de arena y grava | 5) Enrocamiento |
| 1-A) Material impermeable compactado (CH) | 3) Arena y grava | 6) Enrocamiento pesado |
| 1-B) Material impermeable compactado (CL) | 4) Capa de arena media a fina | 7) Trinchera de lodos |

III.3.5.1.- Pantalla Impermeable. A fin de aumentar la longitud del paso de filtraciones bajo la presa, se estudiaron dos posibilidades:

- 1) Una pantalla vertical, flexible, con profundidad de 20 m., a lo largo del eje de la cortina, y
- 2) un delantal de arcilla compactada de 250 m. de longitud, aguas arriba, en la prolongación del núcleo arcilloso.

Por razones económicas y de facilidad en el manejo del río durante la construcción, se optó por la primera solución, del tipo de trinchera de lodos.

La pantalla que se construyó tiene 3 m. de ancho y está ligada al corazón impermeable mediante una prisma trapezoidal que en la base superior tiene 12 m. de ancho (fig. III.5). La trinchera se excavó con una draga mecánica de 6.5 Yd³ que trabajó con una buena eficiencia hasta la profundidad prevista. Con lodo bentonítico se estabilizaron las paredes de la excavación. El relleno se realizó con una mezcla de 78% en peso de grava-arena, 15% de limo y 7% de bentonita sódica hidratada. El material, previamente mezclado, se colocaba con una cuchara de gajos (orange peel), en presencia de la suspensión bentonítica; si bien no se intentó compactarlo, la permeabilidad debe ser de $10E-4$ cm/seg., en promedio.

La construcción de la pantalla de lodos se ejecutó en forma continua y en tres tramos: primero las partes adyacentes a ambas laderas, y posteriormente, una vez desviado el río, la sección central. Terminada la pantalla, se excavó la parte superior de la misma ampliando la trinchera con taludes 1.5:1 desde la elev. 1178 y rellenándola con arcilla (material 1-A) compactada en capas, a fin de asegurar una buena liga con el corazón impermeable.

III.3.5.2.- Limpia Superficial y Excavación en los Estribos.

Dentro de las trazas de la cortina, se hizo una limpia superficial de 1 a 2 m., con objeto de remover suelos y escombros de talúd en ambos estribos; además, se eliminaron del lecho los suelos arenos limosos sobrepuestos al depósito de grava y arena más compacto.

A lo largo del contacto núcleo-roca de ambas laderas, se excavaron trincheras con profundidad variable de 1 a 6 m., para eliminar los materiales menos competentes y alterados de la formación de calizas.

III.3.5.3.- Inyectado de los Empotramientos. En tramos de 30 m. de longitud y através de la pantalla de lodos, se inyectaron los derrumbes de la ladera y el contacto con la caliza, mediante tres líneas de perforaciones con profundidad variable entre 20 y 50 m.; el espaciamento de estos barrenos fué de 2.5 a 10 m., dependiendo del consumo de lechada registrado durante el trabajo. Desde la superficie y las galerías excavadas en ambos estribos a la elev. 1185, aproximadamente, se continuó el tratamiento de la roca con una sola línea de inyección, en una longitud de 160 m. dentro del empotramiento izquierdo y de 250 m. en el derecho. Las cantidades de cemento y de perforación en cada uno de los tramos tratados aparecen en la tabla III.4. Puede inferirse de estos datos que el estribo derecho es mucho más permeable que el izquierdo, incluyendo los derrumbes de laderas sepultados en el cauce.

III.3.5.4.- Galerías de Drenaje. Dos pequeños túneles (con sección de 1.5 x 2.5 m.) excavados en las laderas, sirvieron esencialmente para realizar el inyectado profundo de los empotramientos; sin embargo, están operando como galerías de drenaje auxiliar, y en caso necesario se ha previsto la perforación de drenes para coleccionar filtraciones y reducir la presión neutral en la roca.

III.3.6.- Comportamiento.

La presencia del potente depósito aluvial en la cimentación de la presa, la posibilidad de asentamientos diferenciales importantes entre el cauce y los empotramientos, y la incorporación de la pantalla de lodos bajo el corazón impermeable para aumentar el paso de filtración, sugirieron la conveniencia de instalar instrumentos diversos que permitieran registrar síntomas de un funcionamiento impropio (tabla II.5).

Agua abajo de la presa, en diversos puntos del cauce, se instalaron nueve vertedores para medir el flujo que atraviesa la cimentación; en Septiembre de 1971 el total de la filtración aforada fué de 40 lt/seg. Por otra parte, los caudales a la salida de las galerías excavadas en las márgenes derecha e izquierda fueron de 1.5 y 3.5 lt/seg., respectivamente. Si bien las filtraciones a través del depósito aluvial son mucho mayores que las aforadas al pie de la presa, estas son un índice de la magnitud y de la posible concentración del flujo que podría generar una peligrosa erosión interna en la formación. Es oportuno recordar la evolución de las filtraciones en el caso de la presa Abelardo L. Rodríguez, Sonora, también cimentada sobre un potente depósito aluvial y dotada de un delantal impermeable.

Tabla III.4. Cantidades de cemento y perforación para el inyectado.

Tramo	Margen Izquierda	Margen Derecha
Desde la ladera	C = 387	C = 536
	L = 11,248	L = 1,791
	C/L = 0.69	C/L = 6.0
Desde la galería	C = 40	C = 108
	L = 5,625	L = 2,379
	C/L = 0.17	C/L = 0.90
Sobre la pantalla	C = 185	C = 157
	L = 12,240	L = 1,937
	C/L = 0.30	C/L = 1.6

C Consumo de cemento, en Ton.

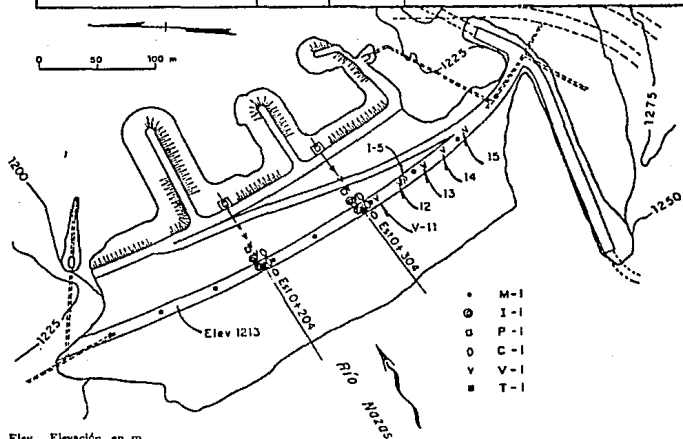
L Longitud total de perforación, en m.

C/L Consumo medio, en sacos (50kg) por metro.

La localización de los tramos puede verse en la fig. III.5

Tabla III.5 Instrumentos para observar el comportamiento de la presa y su localización en planta.

Aparato	Símbolo	Número	Localización
Inclinómetros	I-1	3	Núcleo arcilloso
	⊙	2	Respaldo aguas abajo
Niveles hidráulicos	V-1	9	Núcleo arcilloso
	v	6	Respaldo aguas abajo
Extensómetros lineales	T-1	8	Núcleo arcilloso
	■	4	Respaldo aguas abajo
Celdas de presión	C-1 0	5	Núcleo arcilloso
Piezómetros abiertos	P-1 □	8	Depósito aluvial aguas abajo de la pantalla
Bancos superficiales	M-1 •	0	Civona de la presa
Bancos de triangulación	B-1	16	Laderas del sitio



Elev Elevación, en m

Est Estación, en m

0 Celdas de presión

• Bancos superficiales

v Niveles hidráulicos

⊙ Inclinómetros

■ Extensómetros

□ Piezómetros

⊞ Caseta de medición

Los piezómetros de la presa Francisco Zarco se localizaron de modo que permitieran hacer comparaciones con la información que proporcionan los métodos convencionales de predicción del escurrimiento de agua (redes de flujo, elementos finitos, analogía eléctrica). Con objeto de conocer la distribución teórica de las presiones neutrales en la cimentación, se aplicó el método de elementos finitos (caso bidimensional) para dos alternativas de interés: con pantalla impermeable y sin ella.

III.3.7.- Observaciones.

Como se puede ver, fueron tres los aspectos que normaron la instrumentación de la presa:

- 1) Las presiones neutrales aguas abajo de la pantalla impermeable;
- 2) Los asentamientos diferenciales en la base de la cortina, tanto en el depósito aluvial como en las transiciones a los empotramientos de roca, y
- 3) La influencia de la trinchera de lodos en las deformaciones y esfuerzos de la propia estructura térrea.

Se construyó la pantalla impermeable hasta una profundidad de 20 m. debajo del lecho del río. La efectividad hidráulica de tal barrera en la cimentación es probablemente menor de 20%. No obstante, el objeto perseguido era aumentar el paso de filtración para reducir el gradiente a la salida de la red de flujo.

La comparación entre predicciones de la carga hidráulica y mediciones de niveles piezométricos acusa desviaciones que, supuestamente, se deben a la heterogeneidad del depósito aluvial en cuanto a permeabilidad, revelada por las pruebas de campo. Sin embargo, los aforos realizados aguas abajas de la presa, en el lecho del río, demuestran que el afloramiento de agua es de 40 lt/seg., solo el 4% del estimado como pérdida a través de la cimentación. Hasta el presente no se han registrado cambios importantes en la distribución del flujo, ni la generación de arrastres de arena por tubificación. En vista de las incongruencias reveladas por la medición piezométrica, no es posible concluir que el buen funcionamiento observado deba atribuirse a la construcción de la pantalla impermeable. No obstante, si se presentara un caso semejante al de Francisco Zarco, es muy probable que el ingeniero adoptara una pantalla vertical o un delante impermeable, como línea de defensa ante la posible concentración del flujo de agua y el consecuente desarrollo

de erosión interna.

Otra de las incógnitas en el diseño de la presa Francisco Zarco eran los desplazamientos horizontales y verticales que podían ocurrir durante la construcción y el primer llenado, debido a diferencias en la compresibilidad del potente manto permeable que se encuentra en el lecho del río, y al hecho de que la estructura se apoya, además, en dos laderas prácticamente indeformables.

Las mediciones con niveles hidráulicos y bancos topográficos no revelaron asentamientos diferenciales significativos para el buen comportamiento de la cortina. Los hinchamientos registrados a lo largo del corazón impermeable y en la vecindad del estribo derecho, advierten que los materiales arcillosos usados en esta presa, compactados con humedad próxima a la óptima, son moderadamente expansivos. Los desplazamientos horizontales observados mediante extensómetros e inclinómetros, del orden de 10 cm., resultan pequeños si se tiene en cuenta que la masa ténea formada por la cortina y el depósito aluvial tiene una altura mayor de 100 m.

En efecto, la trinchera de lodos y la transición de arcilla plástica que vincula aquella con el núcleo impermeable, fué más importante que las diferencias de compresibilidad ya comentadas. Esto es particularmente notorio en las mediciones de esfuerzos σ_v realizadas con las celdas de presión C-1 en las dos secciones transversales. La variación de σ_v de 4 a 1 kg/cm² en la base del corazón impermeable, sugiere una fuerte interacción entre este y el respaldo de aguas abajo, producida por desplazamiento diferencial entre ambas zonas de la presa.

CONCLUSIONES

1.- Los factores que determinan o afectan al diseño de una presa son:

- A) Función específica de la obra.
- B) Materiales utilizables para la construcción de una presa de acuerdo a su tipo, cantidad disponible y localización de ellos.
- C) Características naturales de boquilla, cimentación y vaso.
- D) Clima del lugar y tiempo disponible para la ejecución de la obra.
- E) Características de la región: Geología y Sismología.
- F) Importancia de la obra por su función y localización.

Todos estos factores influyen en el aspecto económico, así como en la seguridad de la obra, y se deben tomar en cuenta para poder determinar si la relación Beneficio/Costo es aceptable o no para la construcción de la obra.

2.- Los requisitos de la cimentación de una presa son:

- A) La estabilidad.
- B) La compresibilidad.
- C) La permeabilidad.

El objetivo del diseño es mantener los esfuerzos y las deformaciones de la cimentación y las estructuras en niveles aceptables, así como también el flujo de agua a través de ellos. La presa y los macisos rocosos sobre los que se apoya deben analizarse integralmente. La pérdida de agua a través de la roca puede o no ser un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

3.- Las causas potenciales de falla son, principalmente:

- A) El desbordamiento.
- B) Flujo de agua a través de la cortina y/o cimentación.
- C) Deslizamientos en la cortina, cimentación o vaso.
- D) Erosión de taludas.

4.- Las investigaciones o estudios que se realizan para el diseño de una presa son complementarios, no se debe basar el diseño de estas obras en un solo tipo de estudios, en las investigaciones de campo los detalles geológicos locales juegan un papel importante, y en muchas ocasiones las muestras que se extraen se alteran con cierta facilidad, principalmente en depósitos de arena y grava, lo cual dificulta la definición de la estratigrafía y la determinación de la permeabilidad.

Las investigaciones de laboratorio dependen de las muestras extraídas en las investigaciones de campo. Las investigaciones de gabinete también tienen sus limitantes, por ejemplo las redes de flujo, las cuales arrojan datos bidimensionales, por lo tanto si los estudios realizados se combinan y la información se analiza y se compara en conjunto el resultado es más satisfactorio.

5.- Para poder dar alternativas de solución, primero se tiene que determinar el valor del agua para el proyecto, de acuerdo a los propósitos de la obra y la potencialidad hidrológica del lugar. También se debe considerar la influencia del flujo a través de la cimentación o los empotramientos para:

- A) Estabilidad de la presa,
- B) Estabilidad de taludes vecinos.
- C) Erosión interna de los materiales (tubificación).

Conocido el valor del agua y analizado el peligro de la tubificación, es posible estudiar la mejor solución para satisfacer los requisitos del proyecto y seguridad de la obra.

6.- Cada uno de los diferentes tipos de pantalla tiene características muy particulares, se puede concluir lo siguiente:

A) Aunque se han superado algunos de los problemas que se tenían anteriormente con los tablestacados, en la actualidad se prefiere utilizarlos en obras temporales como ataguías y son menos frecuentes en las obras hidráulicas modernas, debido principalmente a la baja efectividad observada en varias presas importantes.

B) Las cortinas de inyecciones se utilizan, generalmente, para impermeabilizar depósitos de aluvión, aunque con este método no se pretende construir una valla que obture todo el paso del agua, sino reducir la permeabilidad sustancialmente en la zona de la cortina de inyecciones.

C) Aunque el proceso es un poco más complicado, con las pantallas de pilotes secantes también se obtienen resultados satisfactorios a grandes profundidades (100 mts. aprox.). Se pueden combinar el uso de pilotes secantes con paneles de concreto.

D) Cuando el espesor del depósito aluvial es menor a 25m se puede utilizar la trinchera de lodos (Slurry Trench), en la cual la mayor preocupación es la segregación del material de relleno.

E) Los muros sólidos o celulares tienen la desventaja de costo alto y largo tiempo de ejecución, pero su eficiencia es buena y se llegan a utilizar hasta a 40m de profundidad.

F) Las trincheras de material compactado (al igual que la anterior) se utilizan en profundidades hasta de 40m. Los inconvenientes de esta son que se requiere una excavación de grandes proporciones, bombeo de filtraciones y estabilizar los taludes interiores; estos factores son determinantes en el costo. Aunque también las ventajas que ofrece son muy buenas como poder inspeccionar visualmente la roca basal y, si lo requiere, darle el tratamiento adecuado.

G) Cuando la cimentación o los empotramientos terrosos son de gran profundidad, pero de permeabilidad relativamente baja, la solución más sencilla y confiable es el delantal de arcilla, que es una prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba; para controlar gradientes de salida en este método se deben instalar drenes o pozos de alivio al pie de la presa aguas abajo.

H) Muchas veces la mejor solución para algún problema específico, es la combinación de alternativas o, en su caso, poner pantallas parciales o totales.

7.- Para hacer una selección rigurosa entre las diversas soluciones posibles se requiere conocer el valor del agua, el costo de cada alternativa, el costo de las posibles fallas o defectos de funcionamiento debido a la pantalla y la posibilidad de ocurrencia de cada una de estas; y teniendo estos datos obtener la solución de menor costo.

8.- A pesar de que en las dos últimas décadas se ha prestado más atención al tratamiento de cimentaciones permeables bajo presas, son muy pocos los ejemplos que tienen instrumentación suficiente para evaluar la efectividad de las pantallas.

9.- El medio más adecuado para evaluar la efectividad de una pantalla es la medición de niveles piezométricos aguas arriba, aguas abajo y en los empotramientos de la presa.

10.- Aunque es difícil poder aforar todas las filtraciones y separarlas de acuerdo al lugar por el que fluyen, es útil medir este gasto y disponer de tanques de decantación para poder determinar si hay arrastre de materiales.

11.- Para conocer el comportamiento estructural de la pantalla, es indispensable medir deformaciones y esfuerzos en ella y en las zonas adyacentes de la cimentación y la presa, con esto también se evita pasar por alto factores determinantes de la efectividad hidráulica de la presa.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- **Middlebrooks, (1953).**
Middlebrooks, T.A. (1953), "Earth Deam Practice in the United States", ASCE, Centenal Volume, pag. 697
- 2.- **Terzaghi y Peck, (1968)**
Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1968), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, Inc., Nueva York.
- 3.- **Marsal y Resendiz, (1975)**
Marsal, R.J. y Reséndiz, D. (1975), "Presas de Tierra y Enrocamiento", LIMUSA, México, D.F.
- 4.- **S.R.H., C.F.E., U.N.A.M. (1976)** "Comportamiento de Presas Construidas en México", Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México 1976, U.N.A.M., México, D.F.
- 5.- **C.I.C.N. (1963),** "Memoria V Congreso Nacional de Ingeniería Civil 1961", Vol. II, Intercontinental, México, D.F.
- 6.- **S.R.H. (1970),** "Presas de México", Tomos I, II y III, México, D.F.
- 7.- **Marsal, Raúl J., (1969),** "Diseño y Construcción de Presas de Tierra", LIMUSA, México, D.F.
- 8.- **C.F.E. (1986),** "Manual de Diseño de Obras Civiles", C.F.E., México, D.F.