

20
201



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**DETERMINACION NUMERICA Y EXPERIMENTAL
DEL COMPORTAMIENTO ESTATICO DE PRESAS**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

IVAN MAURICIO BARREIRO DIAZ

MEXICO, D. F.

1988



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.

INDICE

INDICE.....	1
NOTA ACLARATORIA.....	9
RESUMEN.....	10
CAPITULO I INTRODUCCION.....	11
1.1. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.....	11
1.1.1. LA INVESTIGACION Y SU METODOLOGIA.....	11
1.1.1.1. Criterios para la selección del tema.....	12
1.1.1.2. Investigación bibliográfica.....	12
1.1.1.3. Formulación del modelo matemático.....	12
1.1.1.4. Organización de la investigación.....	13
1.1.1.5. Ordenación e interpretación de los resultados...	13
1.1.1.6. Generalización.....	13
1.1.1.7. Conclusiones.....	13
1.1.1.8. Recomendaciones.....	14
1.1.1.9. Análisis de información y redacción de informes.....	14
1.2. PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS.....	14
1.2.1. PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS EN EL EXTRANJERO.....	14
1.2.1.2. PRESAS CON CORTINA DE CONCRETO.....	14
1.2.1.2.1. Presa Bort, Francia.....	15
1.2.1.2.2. Presa Roseland, Francia.....	15
1.2.1.2.3. Presa Vouglans, Francia.....	15
1.2.1.2.4. Presa Sta. María, Buiza.....	15

1.2.1.3. PRESAS CON CORTINA DE ENROCAMIENTO.....	16
1.2.1.3.1. Presa Kenney, Canadá.....	17
1.2.1.3.2. Presa Gepatsch, Austria.....	17
1.2.1.3.3. Presa Hiboro, Japón.....	18
1.2.1.3.4. Presas Bayansh y Charvak, Rusia.....	18
1.2.1.3.5. Presas Dhún Outer y Mauthaus, R.F.A.....	19
1.2.1.3.6. Presas La Liga y El Cobre, Chile.....	19
1.2.1.3.7. Presa Sn. Fernando, U.S.A.....	20
1.2.1.3.8. Presas Elshitza, Kardjal y Roudsen, Bulgaria..	20
1.2.1.3.9. Presa Cottan, Inglaterra.....	20
1.2.1.3.10. Presas La Quebradona, Torneras, Miraflores, Sta. Rita y La Fé, Colombia.....	21
1.2.1.3.11. Presa Kangaroo Creek, Australia.....	22
1.2.1.3.12. Presa Numappara, Japón.....	23
1.2.1.3.13. Presa Benett, Canadá.....	23
1.2.1.3.14. Presa Itaipó, Brasil-Paraguay.....	23
1.2.1.3.15. Presa Foz do Areia, Brasil.....	25
1.2.1.3.16. Presa Nurek, Rusia.....	26
1.2.2. PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS EN MEXICO.....	28
1.2.2.1. Presa Guadalupe.....	28
1.2.2.2. Presa Requena.....	29
1.2.2.3. Presa El Infiernillo.....	30
1.2.2.4. Presa La Villita.....	32
1.2.2.5. Presa Netzahualcóyotl.....	35
1.2.2.6. Presa La Angostura.....	37
1.2.2.7. Presa Chicoasén.....	39
1.2.2.8. Presa El Caracol.....	40
1.2.2.9. Presa Peñitas.....	41
FIGURAS.....	43

CAPITULO II METODOS NUMERICOS..... 76

2.1. ESTABILIDAD DE TALUDES..... 76

2.1.1. GENERALIDADES..... 76

2.1.2. TIPOS DE FALLA MAS COMUNES..... 77

2.1.3. METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES..... 78

2.1.3.1. Taludes en arenas..... 78

2.1.3.2. Método Sueco..... 78

2.1.3.3. Método de Bishop..... 78

2.1.4. COMENTARIOS..... 78

2.2. METODO DEL ELEMENTO FINITO..... 79

2.2.1. INTRODUCCION..... 79

2.2.2. TECNICA DEL ELEMENTO FINITO..... 82

2.2.2.1. Método de solución..... 85

2.2.2.2. Obtención de los parámetros..... 89

2.2.2.3. Obtención de las constantes..... 89

2.2.2.4. Detalles del proceso..... 94

2.2.2.4.1. Elaboración de la malla..... 94

2.2.2.4.2. Datos para los nudos..... 95

2.2.2.4.3. Datos para los elementos..... 96

2.2.2.4.4. Datos sobre materiales..... 97

2.2.2.4.5. Datos de cargas..... 98

2.2.2.4.6. Formación de la matriz de rigidez de cada elemento..... 98

2.2.2.4.7. Formación de la matriz de rigidez total..... 99

2.2.2.4.8. Obtención del vector de cargas.....101

2.2.2.4.9. Eliminación de ecuaciones por restricción de movimientos.....102

2.2.2.4.10. Resolución del sistema lineal de ecuaciones..102

2.2.2.4.11. Determinación del estado de esfuerzos y deformaciones.....103

CAPITULO III METODOS EXPERIMENTALES.....106

3.1. GENERALIDADES.....106

3.2. PLANEACION E INTERPRETACION DE LOS PROGRAMAS DE INSTRUMENTACION.....107

3.3. MEDIDORES DE CARGA.....110

3.3.1. INDICADOR DE CARGA FOTDELASTICO.....111

3.3.2. DISPOSITIVOS CON GALGAS EXTENSOMETRICAS (STRAIN-GAUGE).....112

3.3.3. CELDA DE PRESSION HIDRAULICA.....113

3.4. DISPOSITIVOS PARA MEDIR LA PRESSION DE PORO.....114

3.4.1. PIEZOMETRO DE TUBO VERTICAL.....115

3.4.2. PIEZOMETRO TIPO CABAGRANDE.....116

3.4.3. PIEZOMETRO NEUMATICO.....117

3.4.4. METODOS DE REGISTROS DE DATOS.....118

3.4.5. PROTECCION PARA LOS PIEZOMETROS.....120

3.4.6. PERDIDAS POR FILTRACIONES DETECTADAS POR PIEZOMETROS.....121

3.5. DISPOSITIVOS PARA MEDIR PRESIONES TOTALES.....122

3.5.1. CELDAS DE PRESSION ELECTRICAS PARA TIERRA.....122

3.5.2. CELDAS DE PRESSION PARA TIERRA HIDRAULICO NEUMATICAS.....123

3.5.3. MEDIDORES DE ESFUERZO TIPO CARLSON.....125

3.5.4. INSTALACION DE LAS CELDAS DE PRESSION HIDRAULICO NEUMATICAS.....125

3.5.5. DETERMINACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS.....127

3.5.6. DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION IN-SITU CON EL PREBUROMETRO.....	127
3.5.7. VIDA UTIL Y CONFIABILIDAD DE LAS CELDAS DE PRESION.....	128
3.6. INSTRUMENTOS PARA MEDIR MOVIMIENTOS DE MASAS DE TIERRA.....	129
3.6.1. MONUMENTOS SUPERFICIALES.....	129
3.6.2. ESTACIONES DE NIVEL.....	131
3.6.3. PUNTOS DE REFERENCIA SUBTERRANEOS.....	131
3.6.4. BANCOS DE NIVEL.....	133
3.6.5. PENDULOS INVERTIDOS Y NORMALES.....	134
3.6.6. TUBO VERTICAL DE ASENTAMIENTOS MULTIPLE O DEFORMOMETROS (CROSS-ARMS).....	136
3.6.7. MEDIDORES DE DEFORMACION SUPERFICIALES (EXTENSOMETROS).....	137
3.6.7.1. Extensómetro tipo cinta.....	138
3.6.7.2. Extensómetro de varilla, de tubo y clinómetro...138	
3.6.7.3. Balgas extensométricas para suelos.....	140
3.6.7.4. Extensómetro de alambre vibratorio.....	141
3.6.7.5. Medidores de deformación horizontal en tres direcciones.....	141
3.6.7.6. Distansímetros de rayo laser.....	143
3.6.8. DETECTORES DE SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO.....	144
3.6.9. DEFLECTOMETROS.....	145
3.6.10. INCLINOMETROS.....	146
3.6.11. VIDA UTIL Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS.....	148
3.7. INSTRUMENTOS ESPECIALES.....	149
3.7.1. CAMARAS DE TELEVISION PARA PERFORACIONES.....	149
3.7.2. PERISCOPIO.....	149

3.7.3. SISMOGRAFO.....	149
3.7.4. ACELEROGRAFO.....	150
3.7.5. SENSORES DE TEMPERATURA.....	153
3.7.6. INSTRUMENTACION ESPECIAL PARA INGENIERIA DE CANINOS.....	154

3.8. PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS INSTRUMENTOS.....	155
---	-----

3.9. INSTRUMENTACION EN LA PRESA EL INFIERNILLO.....	157
--	-----

3.9.1. TUBOS VERTICALES DE ASENTAMIENTOS (CROSS-ARMS)....	159
3.9.2. INCLINOMETROS.....	159
3.9.3. EXTENSOMETROS HORIZONTALES.....	159
3.9.4. PIEZOMETROS ABIERTOS.....	162
3.9.5. MONUMENTOS DE REFERENCIA SUPERFICIALES.....	162
3.9.6. ACELEROGRAFOS.....	164
3.9.7. COMPORTAMIENTO DE LA INSTRUMENTACION.....	164
3.9.7.1. Tubos verticales de asentamientos (cross-arms)..	164
3.9.7.2. Inclínómetros.....	164
3.9.7.3. Extensómetros horizontales.....	166
3.9.7.4. Piezómetros abiertos.....	166
3.9.7.5. Monumentos de referencia superficiales.....	167
3.9.8. CUADRO RESUMEN DE LA INSTRUMENTACION.....	167
3.10. COMENTARIOS EN TORNO A LA INSTALACION DE LOS INSTRUMENTOS.....	169

CAPITULO IV ESTUDIOS PARA LA PRESA "EL INFIERNILLO".....	170
4.1. GENERALIDADES.....	170
4.2. CARACTERISTICAS DEL ANALISIS.....	170
4.3. DESARROLLO DEL ANALISIS.....	171
4.4. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.....	177
4.4.1 ANTES DEL LLENADO	
4.4.1.1. Esfuerzo σ_x	178
4.4.1.2. Esfuerzo σ_y	178
4.4.1.3. Esfuerzo σ_z	179
4.4.1.4. Esfuerzo cortante τ_{xy}	179
4.4.1.5. Esfuerzo cortante τ_{yz}	180
4.4.1.6. Esfuerzo cortante τ_{zx}	180
4.4.1.7. Módulo de elasticidad.....	180
4.4.2. DESPUES DEL LLENADO	
4.4.2.1. Esfuerzo σ_x	181
4.4.2.2. Esfuerzo σ_y	181
4.4.2.3. Esfuerzo σ_z	181
4.4.2.4. Esfuerzo cortante τ_{xy}	182
4.4.2.5. Esfuerzo cortante τ_{yz}	182
4.4.2.6. Esfuerzo cortante τ_{zx}	182
4.4.2.7. Módulo de elasticidad.....	183
4.5. CONSIDERACIONES GENERALES.....	183
4.5.1. ANTES DEL LLENADO.....	183
4.5.2. DESPUES DEL LLENADO.....	185
FIGURAS.....	186

CAPITULO V CONCLUSIONES.....	203
5.1. SOLUCIONES TEORICAS.....	203
5.2. ANALISIS BIDIMENSIONAL.....	205
5.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	206
5.4. RESULTADOS CALCULADOS.....	207
5.5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	209
FIGURAS.....	212
BIBLIOGRAFIA.....	216

NOTA ACLARATORIA

En la presentación de este trabajo, se hizo uso de dos tipos de referencias, la bibliografía que se presenta al final de la publicación, enlista todos los libros y artículos consultados para la realización del trabajo. Al momento de estar transcribiendo la información recopilada, en las publicaciones se hacía referencia de otras obras consultadas de donde tomaban los comentarios ahí escritos, este segundo tipo de referencias aparecen al pie de cada página en la tesis. Las figuras correspondientes a cada capítulo se ubican al final del mismo, excepto las correspondientes al tercer capítulo, las cuales se procuró colocarlas en los incisos y/o subincisos donde se mencionan para facilidad del lector.

RESUMEN

El desarrollo de la tesis se hizo tomando como referencia una metodología de la investigación, en el primer capítulo, se comenta acerca de las etapas de esta metodología. Además se hace una recopilación de todos los datos y estudios que se han realizado en las presas, dividiendo esta información en dos grupos, uno correspondiente a las presas con cortina de concreto y el otro referido a las cortinas de enrocamiento. Este último grupo se subdivide también en dos partes, una de ellas se refiere a las presas de todo el mundo y la otra, a las presas de México específicamente.

Con toda la información recopilada en este capítulo, se comprueba el estado del arte en el análisis estático de presas, con lo cual se justifica la aplicación del modelo matemático empleado en nuestro estudio.

En el segundo capítulo se mencionan algunos de los métodos de análisis de estabilidad de taludes. Principalmente en este capítulo se desarrolla el método del elemento finito, técnica empleada para realizar el análisis estático de la presa "El Infiernillo".

En el capítulo que tiene por título Métodos Experimentales, se comenta a cerca de los programas de instrumentación, de los diferentes dispositivos que existen para registrar presiones de poro, esfuerzos, asentamientos y deformaciones, así como de las ventajas y desventajas de estos. También se habla de la instrumentación colocada y su comportamiento en la cortina de la presa "El Infiernillo".

En el capítulo IV se habla de las características y desarrollo del análisis de la cortina de la presa "El Infiernillo" por medio de la técnica del elemento finito, y se comenta la interpretación que se le da a los resultados.

Para finalizar el trabajo, en el último capítulo se comparan los resultados de otras investigaciones (tales como las soluciones teóricas de Poulos, el análisis bidimensional con la técnica del elemento finito y los resultados experimentales) con los obtenidos en nuestro análisis, para poder dar las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

CAPITULO I

INTRODUCCION

11 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

1.1.1. LA INVESTIGACION Y SU METODOLOGIA.

En cada investigación que se realiza, además de adquirir un nuevo conocimiento, también se obtiene una comprobación concreta de la eficacia del método empleado.

El método científico, como procedimiento riguroso para la adquisición del conocimiento, es también un conocimiento adquirido a través de una multitud de experiencias acumuladas, racionalizadas y probadas por la humanidad en el curso del desarrollo de la actividad científica.

Para que el método cumpla su función de ser el instrumento eficaz para la determinación científica de la experiencia, es indispensable que sirva para reproducir, con la mayor aproximación posible, el desenvolvimiento general del universo, y a la vez, que represente las diversas fases comunes a todos los procesos existentes.

A continuación se presentará una metodología para la investigación, lo cual no implica que sea la única existente. Esta consiste en establecer una estrategia en la que se combinan diferentes elementos básicos para un mejor desempeño de esta actividad.

- A) Elección del tema.
- B) Investigación bibliográfica.
- C) Formulación del modelo matemático experimental.
- D) Planeación del trabajo.
- E) Recolección de datos.

- F) Ejecución de los trabajos.
- G) Interpretación y comparación de resultados.
- H) Generalización.
- I) Conclusiones y recomendaciones.
- J) Comunicación mediante la redacción del informe.

1.1.1.1. Criterios para la elección del tema.

Es importante, cuando se va a elegir un tema de investigación, el tener parámetros de referencia para decidir: si el tema es de interés general, si va a resolver algún problema, si va a transformar la realidad socioeconómica, cultural y política del medio que nos rodea, si es de interés general o tecnológico, etc.

1.1.1.2. Investigación bibliográfica.

Consiste en realizar un estudio del tema de investigación elegido, con objeto de tomar en cuenta lo realizado hasta el momento sobre el tema y no repetir lo que ya se hizo.

1.1.1.3. Formulación del modelo matemático o experimental.

En esta fase resulta crítico el establecimiento de hipótesis de partida, ya que si son incorrectas y no se logra la concordancia con los hechos observados, deberá repetirse el trabajo con nuevas hipótesis hasta lograr resultados significativos.

Otro aspecto crítico es la elección del tipo de ecuaciones que simularán al problema en estudio, también en este caso si no es el adecuado, al hacer la comparación, debería iterarse con otras ecuaciones siguiendo el mismo criterio que con las hipótesis. De la observación del fenómeno se determinan las variables que influyen en él, y se deberán incluir en el modelo matemático.

1.1.1.4. Organización de la investigación.

En esta fase se fijan las funciones necesarias en la investigación haciendo el organigrama requerido, indicando cada función a desempeñar y coordinando al personal que va a participar en los trabajos de la investigación. Es importante destacar que siendo la investigación una actividad como cualquier otra es necesario que sea administrada eficientemente.

1.1.1.5. Ordenación e interpretación de resultados.

Esta fase consiste en clasificar y ordenar los resultados obtenidos, a fin de detectar tendencias y posibles errores que se tengan, así es que los resultados son incongruentes. Esto se puede determinar al compararlos con los obtenidos mediante otros modelos analíticos o bien con resultados de laboratorio o de instrumentaciones de campo.

1.1.1.6. Generalización.

En esta fase se extrapolan las relaciones obtenidas en el trabajo, considerándolas como leyes de validez más allá del dominio de valores manejados en el experimento. Esto permite ampliar el alcance de un experimento y su modelo matemático, a partir de las tendencias observadas en la interpretación.

Normalmente aunque no den comparaciones cien por ciento exactas los órdenes de magnitud son suficientes. Estas generalizaciones conducen a leyes muy generales aplicables incluso a fenómenos muy diferentes.

1.1.1.7. Conclusiones.

Las conclusiones son afirmaciones hechas al respecto de la validez de las generalizaciones así como del método y modelo empleado. A través de ellas se resumen las relaciones más relevantes encontradas, así como las características principales de éstas. Esto se logra siendo observadores agudos que perciban cualquier característica notable en los resultados.

1.1.1.8. Recomendaciones.

Estas son afirmaciones que se hacen y que proceden al considerar las conclusiones y se dan a fin de mejorar las formas de hacer las cosas y se introducen en criterios de decisión.

Las recomendaciones se refieren a información no del todo precisa y por lo tanto se hacen sugerencias para que en estudios futuros se completen.

1.1.1.9. Análisis de información y redacción de informes.

El análisis de información es una actividad que debe considerarse como útil para transmitir lo más relevante del cúmulo de información obtenida, permitiéndonos transmitirla en forma eficiente, extractando y resaltando los puntos más importantes encontrados en nuestra investigación.

12. PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS.

1.2.1 PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS EN EL EXTRANJERO.

Ubicándonos en la etapa de la investigación bibliográfica de la metodología de investigación, se hizo una recopilación de datos sobre las presas que se han instrumentado y estudiado en el extranjero.

1.2.1.2. PRESAS CON CORTINA DE CONCRETO.

La instrumentación de uso común en este tipo de cortinas consiste en termómetros, esto se hace con la finalidad de medir las distribuciones de temperatura en el concreto, ya que este se agrieta. Este fenómeno está asociado al tipo de cemento empleado y a los cambios de temperatura producidos por la disipación de calor durante el fraguado; dichos cambios se ven modificados por agentes externos, como los producidos por efectos de la radiación solar y la temperatura del ambiente.

1.2.1.2.1. Presa Bort, Francia.

- En Francia se han realizado estudios sobre los problemas de filtración en las presas.

La presa Bort con una altura de cortina de 120 m., tuvo una gran filtración (10 lps) al pie de la misma, producida por el giro de la cortina hacia aguas abajo durante su primer llenado. Dicho problema fue solucionado colocando una losa base al pie de la cortina del lado de aguas arriba y una galería aguas abajo para captar el agua infiltrada. (ref. 66)

1.2.1.2.2. Presa Roseland, Francia.

- La presa Roseland en Francia, con una altura de cortina de 130 m. tuvo problemas de filtración (10 lps) los cuales fueron detectados con piezómetros y aforadores; los problemas se solucionaron colocando una losa base al pie aguas arriba de la cortina, inyecciones de lechada de concreto para formar una pantalla impermeable y resanando con resinas las fisuras del concreto. (ref. 66)

1.2.1.2.3. Presa Vouglans, Francia.

- La presa Vouglans en Francia cuya cortina mide 130 m. tuvo problemas de subpresión por estar desplantada en una zona permeable profunda. Se colocaron drenes aguas abajo para aliviar la subpresión de 10 T/m^2 a 7 T/m^2 y establecer un flujo de 1.4 lps. Dichos datos se obtuvieron de lecturas realizadas en piezómetros y aforadores instalados en la cortina. (ref. 64)

De estas tres investigaciones realizadas, cabe hacer notar que las medidas de los gastos de filtración en relación con los registros de presión de los piezómetros, y con los datos de deformaciones y desplazamientos, sirven para detectar posibles fallas, por lo que siempre hay que tener información global para poder hacer deducciones sobre el comportamiento de las cortinas.

1.2.1.2.4. Presa Sta. María, Suiza.

- La cortina de la presa Sta. María, en Suiza, tiene una altura de 117 m. y se instrumentó con inclinómetros, péndulos invertidos, celdas para registrar deformaciones en las juntas, termómetros para registrar la temperatura del agua, del ambiente y del concreto;

aforadores para registrar las filtraciones en las galerías de captación.

De los datos registrados se vió que tuvo un asentamiento vertical de 18 mm. durante su construcción; en los primeros años se presentaron deformaciones horizontales permanentes en la corona de 30 mm. producidas por comportamiento plástico tanto de la cortina como de su cimentación y/o a la contracción del concreto en la etapa del postfraguado.

Hay muchas diferencias entre las deformaciones medidas a las calculadas estáticamente en la base de la presa, porque al determinarlas se idealiza una cimentación con comportamiento elástico (siendo que es plástico), teniéndose desplazamientos mayores a los calculados.

Se analizó empleando dos métodos, el de elementos finitos bidimensional y uno clásico, considerando a la cortina como una estructura con 2 sistemas de carga.

De esta información recopilada se puede definir la importancia de la instrumentación, ya que con los datos proporcionados por los aparatos, se pudo comprobar que al idealizar elásticamente el comportamiento del material, en el análisis numérico se obtuvieron resultados diferentes a los registrados en el campo, lo cual indica que el modelo matemático estaba mal ajustado. Esto no quiere decir que siempre los datos proporcionados por los instrumentos sean fidedignos, ya que se deben de tener presente problemas de calibración, colocación o uso; pero sí podemos decir que nos sirven de parámetros comparativos, sin olvidar que el análisis numérico da información global sobre el estado de esfuerzos y deformaciones en la cortina, mientras que los instrumentos sólo la dan en zonas específicas. (ref. 35)

1.2.1.3. PRESAS CON CORTINA DE ENROCAMIENTO.

Las cortinas construidas a base de enrocamiento han resurgido a partir de la segunda guerra mundial debido a diversos factores. Primero, los lugares más accesibles para la ubicación de las cortinas ya han sido elegidos; los nuevos proyectos requeridos por el incremento de la población que demanda energía eléctrica, suministro de agua ya sea para consumo y/o irrigación, el control de avenidas y otros más, obligan a que la ubicación de las presas sea en áreas remotas. Esto induce a construir las presas con materiales del lugar. Segundo, el equipo y técnicas modernas traen consigo abatimiento de costos y producción en masa. Tercero, los nuevos conceptos de diseño han proporcionado a este tipo de cortinas una gran adaptación a todos los tipos de cimentaciones.

Sin embargo, aún así hay áreas de incertidumbre en la planeación y diseño de una cortina, que nos conducirían a tener proyectos con factores de seguridad altos en los elementos que tuvieramos dudas, lo cual implicaría tener dimensiones mayores que las necesarias. En la actualidad esto se podría resolver haciendo observaciones sobre las cortinas construidas y tomarlas como referencia para diseños futuros.

1.2.1.3.1. Presa Kenney, Canadá.

- La presa Kenney tiene una cortina de 100 m. de altura y está ubicada sobre el río Nechako en el estado de Columbia Británica en Canadá, fue instrumentada (1958) con 13 platos para determinar asentamientos, instalados a intervalos de 30.5 m. a lo largo de la corona en la parte superior de la zona impermeable. Once platos adicionales fueron colocados a lo largo de la bermas aguas abajo para registrar el comportamiento del enrocamiento exclusivamente. Todos los platos fueron cuidadosamente calibrados y se ha llevado un registro de estos desde entonces.

Durante el primer año posterior a su construcción registró un rápido asentamiento vertical de la corona, en los siguientes dos años el asentamiento se vió fuertemente incrementado, y en los subsiguientes los asentamientos han continuado pero en forma pequeña.

Las curvas de deflexión, obtenidas a partir de los datos registrados en los platos ubicados en la bermas aguas arriba, indican un comportamiento elástico aunque se ha observado que la corona tiende a moverse hacia la ladera izquierda (fig. 1.1).
(ref. 36)

1.2.1.3.2. Presa Gepatsch, Austria.

- Para la construcción de la presa Gepatsch con una cortina de 153 m de altura en Austria, se tuvieron que realizar estudios para determinar su estabilidad. Dicho estudio consistió en investigar las superficies de deslizamiento y cortante que podrían presentarse en la cortina.

La cortina se instrumentó con: (fig. 1.2)

- § 32 celdas para determinar la presión de poro
- § 51 celdas para determinar la presión del suelo
- § 9 tubos verticales
- § 19 tubos acostados
- § 2 puntos fijos para control de asentamientos del enrocamiento

8 30 puntos fijos para mediciones geodésicas ubicados en la corona y taludes

Las mediciones de los asentamientos registradas con los tubos verticales (cross-ares) y los desplazamientos horizontales medidos con los tubos acostados tienen una precisión de ± 2 cm. Cuando se llevaban 30 m. de altura de cortina construidos se midió un asentamiento de 10 cm. en el corazón, de 30 cm. en la zona de filtros y la deformación horizontal fue menor de 10 cm. (ref. 33)

1.2.1.3.3. Presa Miboro, Japón.

- En Japón la presa Miboro (1960) cuya cortina mide 131 m. de altura, se instrumentó, registrándose un asentamiento vertical para el primer año de 33.9 cm. y de 42.6 para el segundo, el máximo desplazamiento horizontal ubicado casi al centro de la cortina fue de 39.4 cm. para el primer año, y para el segundo de 41.7 cm. Estos asentamientos han sido pequeños comparados con los de otras cortinas, debiendo su origen en parte al mismo Kíicimino, además presumen que los asentamientos futuros no excederán de 50 cm. (ref. 30).

1.2.1.3.4. Presas Sayansk y Chervak, Rusia.

- La U.R.S.S. hizo estudios (1964) en dos grandes presas, Sayansk cuya cortina mide 228 m. de altura ubicada en el río Yenisei, y Chervak con 154 m. de altura de cortina en el río Chirchik, para estimar las posibles deformaciones que fuesen a presentarse en las cortinas, los estudios se basaron en el estado de esfuerzos que existen en el cuerpo de la cortina, constituida por materiales con diferentes módulos de deformación.

El estudio realizado se hizo con el método de fotoelasticidad. Se empleó gelatina, a la cual se varió su consistencia, para idealizar en el modelo los diferentes módulos de deformación de los materiales que constituyen al cuerpo de la cortina. El método de fotoelasticidad nos permite estudiar las condiciones de esfuerzo en la cortina, no sólo durante su período de construcción sino también cuando se tiene lleno el embalse y actúan fuerzas dinámicas (sismos).

La determinación de los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} en el modelo mostraron una diferencia entre el esfuerzo σ_y y el que se toma aproximadamente igual a: (fig.1.3).

$$\sigma'_y = \gamma h$$

En donde γ es el peso volumétrico del material y h altura del material que está sobre la sección en estudio.

Para el centro del corazón y para las secciones adyacentes la variación de estos esfuerzos alcanzó una relación de:

$$\sigma'_x / \sigma'_y = 2.0$$

Esta relación indica que es posible que se presenten diferentes deformaciones en el corazón y en el enrocamiento, y que dicha diferencia debe ser considerada en el análisis de estabilidad de la cortina cuando se calculen asentamientos, o se estime la posibilidad de la aparición de fisuras horizontales, etc. (ref. 49).

1.2.1.3.5. Presas Dhün Outer y Mauthaus, RFA.

- La República Federal Alemana ha construido cortinas con corazón impermeable a base de concreto asfáltico, las ha instrumentado y obtenido resultados interesantes, los cuales se han comparado con los medidos en otras cortinas (ref. 52).

PAIS	PRESA	ALTURA DE LA CORTINA (m)	ASENTAMIENTO VERTICAL % Fig. 1.46	MOVIMIENTO HORIZONTAL % Fig. 1.46
Alea	Dhün Outer	35	0.8	0.2
Alea	Mauthaus	61	0.65	0.3
G.B.	Scandon	70	1.15	0.2
G.B.	Braine	90	1.0	0.8
Mex	Infiernillo	148	1.3	0.4

• respecto a la altura

1.2.1.3.6. Presas La Ligua y El Cobre, Chile.

- En Canadá se han estudiado los casos de falla por licuación en cortinas construidas para la decantación de desechos mineros, basándose en las fallas ocurridas (1965) en las cortinas de las presas La Ligua, y El Cobre (cuya altura de cortina era de 33 m.) ambas localizadas en Chile. En dichos estudios se determinó que antes de presentarse la falla se incrementaron los esfuerzos estáticos aunados a los esfuerzos dinámicos (generados por sismos), lo cual provocó que se elevara la presión de poro perdiéndose resistencia en las zonas saturadas de la cortina (ref. 37).

1.2.1.3.7. Presa Sn. Fernando, USA.

- Otra cortina que también se estudió su falla (Febrero de 1971) por licuación durante un sismo fue la de la presa San. Fernando en el estado de California U.S.A. No solo se estudió esta presa sino que también se analizaron sísmicamente otras en el estado para determinar sus factores de seguridad, los cuales indicaron que se requiere sustituir o rehabilitar aquellas que estén ubicadas en zonas sujetas a intensa actividad sísmica; tal es el caso de las presas: Calaveras, El Capitán, Lake Arrowhead, San Pablo, But Valley, Chabot, Crane Valley, Lake Almanov, Lake Francis y Upper Sn. Leandro (fig. 1.5). (ref. 54).

1.2.1.3.8. Presas Elshitz, Kardjal y Roudzen, Bulgaria.

- En Bulgaria se ha estudiado los problemas de infiltración en las cortinas de las presas Elshitz, Kardjal, Roudzen construidas para la decantación de desechos mineros, ya que esto ha sido la causa de que varias cortinas de este tipo hayan fallado.

Sin embargo a través de la instrumentación a base de piezómetros, se comprobó que la línea superior de flujo en este tipo de cortinas es inferior que la que se presenta en las cortinas convencionales, lo cual trae consigo una gran estabilidad (ref. 1).

1.2.1.3.9. Presa Cottan, Inglaterra.

-En Inglaterra también se hicieron estudios sobre el comportamiento de cortinas desplantadas en estratos blandos. El método de análisis consistió en someter a la acción de la fuerza centrífuga modelos que nos representaban al cuerpo de la cortina y su cimentación.

En este tipo de análisis sobresalen los siguientes aspectos:

- a) El peso propio de la cortina es el principal factor que afecta a la cimentación.
- b) La presión de poro generada durante la construcción de la cortina y su larga disipación influyen tanto en la estabilidad como en los asentamientos con el tiempo.
- c) El origen del suelo así como su estructura y la anisotropía pueden modificar el estado de esfuerzos que se presenten así como la permeabilidad.

La fuerza centrífuga induce una aceleración $N \times G$ (donde G es la aceleración de la gravedad terrestre) a un modelo cuya escala es $1 : N$ y está hecho con el mismo material del prototipo.

Los esfuerzos producidos por el peso propio en el prototipo fueron iguales a los que se indujeron en el modelo, lo mismo ocurrió con la presión de poro y la distribución de esfuerzos.

La disipación de la presión de poro tiene una analogía razonable con el factor tiempo T_v calculado por Terzaghi, en donde para el modelo empleado, cuya escala fue 1:60, si este era sometido a una aceleración 60xg durante un segundo, se obtenían resultados de los efectos (esfuerzos y deformaciones) que se presentaban en una hora en el prototipo, y a su vez, si se ensayaba el modelo durante 24 horas se presentaban esfuerzos y deformaciones equivalentes a los que se tendrían después de 10 años en el prototipo.

De esta manera fueron analizadas las cortinas del embalse de la estación termoeléctrica Cottan situada en una planicie del río Trent en Nottinghamshire, dichas cortinas se construyeron con una altura de 5 m. sobre depósitos suaves de aluvión cubriendo una longitud perimetral de 2.2 km..

Los resultados obtenidos (fig. 1.6) indican que sí se pueden construir cortinas de poca altura sobre estratos blandos, ya que se aprovecha la impermeabilidad y flexibilidad de estos. Además se van a continuar los estudios no solamente en cortinas de poca altura sino que también en secciones más altas (ref. 17).

1.2.1.3.10. Presas La Quebradona, Torneras, Miraflores, Sta. Rita y La Fé, Colombia.

- Una serie de presas han sido construidas desde 1956 hasta 1975 para dotar de agua y energía eléctrica a la ciudad de Medellín Colombia; La Quebradona, Torneras, Miraflores, Sta. Rita y La Fé son las presas ubicadas en el departamento de Antioquia que se han construido con material limoso y han mostrado un buen comportamiento.

En la actualidad (1976) hay otros proyectos que están en las etapas finales de diseño; Puchiná con 75 m. de altura, Sn Lorenzo con 52 m. y Playas de 66 m. .

En estos diseños se han utilizado el método de los esfuerzos efectivos para determinar la estabilidad de las cortinas, también se han auxiliado de los registros de los piezómetros instalados en las cortinas ya construidas, así como de la experiencia recabada en estas.

Se han realizado pruebas de laboratorio donde se han obtenido valores de cohesión muy altos en pruebas triaxiales sin drenar, los cuales quizá se deban a la presión de poro negativa al comienzo de la prueba cuando la muestra no está completamente saturada. Esta cohesión se ha usado para checar la estabilidad de la cortina durante su etapa constructiva y dar al constructor las recomendaciones convenientes para proceder con el trabajo (ref. 63).

1.2.1.3.11. Presa Kangaroo Creek, Australia.

- La presa Kangaroo Creek está construida sobre el río Torrens al noreste de Adelaide en el sur de Australia, su cortina tiene una altura de 59.4 m., es del tipo de cortinas con losa de concreto como pantalla impermeable en el talud aguas arriba, el desplante de la cortina se hizo a la elevación 185.5 y la corona alcanza la elevación 246.0 masn. Lo característico de esta cortina es que el enrocamiento está constituido por material esquistoso de baja resistencia.

La cortina se instrumentó en 1969 con:

- ‡ Bancos de nivel ubicados en la losa de concreto.
- ‡ Bancos de nivel situados en el enrocamiento del talud aguas abajo.
- ‡ Extensómetros electrónicos en las juntas de la losa de concreto.
- ‡ Dispositivos para medir el gasto de filtración en el talud aguas abajo.

Las mediciones hechas indicaron:

- a) Un asentamiento normal máximo del talud aguas arriba de 52 mm a la elev. 220.17, cercano al centro de la cortina.
- b) Un asentamiento vertical máximo del talud aguas arriba de 43 mm a la elev. 232.38
- c) Una abertura máxima de 10 mm. en las juntas verticales 12 m. abajo de la corona de la cortina.
- d) Una abertura máxima de 3 mm. en las juntas horizontales de la losa.
- e) Una filtración estable de 560 lpm durante el primer llenado, y de 500 lpm para el segundo llenado.

Por lo que se concluyó que los movimientos y filtraciones habían sido aceptables, teniéndose un buen comportamiento hasta la fecha (1976). (ref. 25).

1.2.1.3.12. Presa Numappara, Japón.

- La cortina de la presa Numappara en Japón se construyó utilizando una capa de asfalto como membrana impermeable, el enrocamiento se obtuvo de la excavación de un estrato de material volcánico (lapilli).

Los estudios realizados indicaron que este material era de baja calidad y alto contenido de agua, desfavorable para lograr una buena compactación pero muy sensible al remoldeo, se requirió añadir arena y grava en un 40% del total del material requerido para mejorar la estabilidad, poder transitar sobre la cortina para continuar las obras, y, facilitar el drenado y consolidación del material.

La instrumentación colocada (piezómetros y bancos de nivel) corroboró los datos calculados sobre la permeabilidad, la altura de la línea superior de flujo, la rápida disipación de la presión de poro y los asentamientos por consolidación (ref. 30).

1.2.1.3.13. Presa Benett, Canadá.

- La presa Benett tiene una altura de cortina de 183 m. localizada sobre el río Peace al norte de Columbia Británica, Canadá.

La cortina tiene un corazón de arena, está cimentada sobre formaciones rocosas.

Se empleó el método de elementos finitos para resolver el problema de filtración en un medio anisótropo tanto en el cuerpo de la cortina como en su cimentación, para determinar los posibles efectos que produciría la presión del agua en el cuerpo de la cortina.

La cortina se instrumentó con piezómetros para estimar las presiones en su cuerpo y cimentación. También se instalaron estaciones para la medición del agua que se filtraba.

Se lleva un estricto control de los datos registrados en los instrumentos para determinar el comportamiento de la cortina, después de cuatro años de operación (hasta 1975) se ha observado que las presiones y filtraciones observadas han sido razonables (ref. 59).

1.2.1.3.14. Presa Itaipú, Brasil-Paraguay.

- Una parte de la cortina de la presa Itaipú está construida con concreto y la otra a base de tierra y enrocamiento; la cortina de concreto tiene una altura de 196 m. y es de sección hueca, está ubicada sobre el río Paraná entre Brasil y Paraguay.

Se colocaron extensómetros y grupos de celdas en las juntas, así como también bancos de nivel. Gracias a las lecturas periódicas fue posible analizar el asentamiento conforme se incrementaba la carga; se pudieron resolver problemas de grandes asentamientos en donde se registraron estos. Se tuvieron que modificar los programas de trabajo

debido a los resultados obtenidos por los instrumentos, y este hecho fue el que justificó por completo la instalación de ellos. Los extensómetros indicaron los asentamientos producidos después de realizarse las excavaciones y antes de colocar el concreto. Los registros de asentamientos variaban 5 mm. en 100 días en las áreas donde había problemas y 1 mm. o menos cada 100 días en las zonas ya terminadas (fig. 1.7).

En lo que respecta a la sección de la cortina construida con enrocamiento, esta se encuentra ubicada en un valle estrecho de gran profundidad, cuya estratigrafía nos indica una larga capa de depósitos aluviales en el lecho del río.

El diseño de la instrumentación se elaboró con el propósito de obtener información conforme se iban realizando las obras, con la finalidad de utilizar la información como guía para la continuación del trabajo.

La cortina se instrumentó con:

- Piezómetros eléctricos Genor M-600 con capacidad de 10 Kg/cm².
- Tubos piezométricos.
- Bancos de nivel.
- Placas testigos de asentamientos.

Se colocaron 4 piezómetros en cada una de las tres estaciones que se escogieron a lo largo de la atagüa aguas arriba, en el contacto de roca-arcilla de la cimentación (2 eléctricos y 2 tubos piezométricos), de modo que se pudiera hacer comparaciones entre las lecturas registradas con ambos tipos (fig. 1.8).

Los datos registrados indicaron que la permeabilidad de la cimentación no causará problemas de filtración mayores a los registrados 800 lpm., lo cual refleja el cuidado que se puso durante la construcción.

Para medir la presión de poro en el corazón de arcilla se instalaron celdas eléctricas y tubos piezométricos a lo largo de la línea de centro. Se registraron incrementos de la presión a medida que se llenaba el embalse, pero llegó un momento en que se estabilizaron y posteriormente tuvieron una lenta disipación.

El total de los asentamientos registrados en el corazón de ambas atagüas fueron inicialmente registrados por las placas testigos de asentamientos. Luego se instalaron tres líneas superficiales entre los bancos de nivel, una a lo largo del centro de línea del corazón arcilloso, y las otras dos paralelas a este, separadas a una distancia de 40 m. en los taludes de la cortina. Esto se hizo con la finalidad de registrar los asentamientos diferenciales que pudieran producir fracturas a lo largo del embalse. Los datos proporcionados por estas líneas superficiales mostraron asentamientos proporcionales a la altura del nivel del agua en el embalse. Estos asentamientos diferenciales no son grandes, lo cual reduce la posibilidad de la aparición de fisuras.

Con respecto a la cimentación, las filtraciones tienen una tendencia progresiva a reducirse, inducida por la presencia del enrocamiento y filtros de la ataguía aguas arriba.

Los análisis de los registros de los instrumentos, y las inspecciones de campo realizadas, muestran claramente un comportamiento satisfactorio de la cortina y sus ataguías (refs. 18, 48 y 61).

1.2.1.3.18. Presa Foz do Areia, Brasil.

-La presa Foz do Areia forma parte de la planta hidroeléctrica "Governador Beneto Munhoz da Rocha Netto", y se construyó en el período 1975-1980. Está ubicada sobre el río Iguazu, en el estado de Paraná, al sur de Brasil, es del tipo de enrocamiento con losa de concreto como pantalla impermeable en el talud aguas arriba, tiene una altura de cortina de 160 m. siendo de las más grandes en su tipo.

El enrocamiento se instrumentó con celdas a fin de medir los asentamientos y estimar los módulos de compresibilidad.

Los movimientos de los taludes aguas abajo y aguas arriba se observaron haciendo uso de bancos de nivel, los cuales registraron asentamientos y desplazamientos en la cara de concreto. Algunos medidores de deformaciones y esfuerzos se instalaron en las juntas de la losa.

El embalse se comenzó a llenar a partir de Abril de 1980, para el fin del año las celdas indicaban estabilización del material, registrándose un asentamiento máximo de 57 cm. (fig. 1.10).

Las celdas instaladas en las juntas perimetrales registraron aberturas y movimientos producidos por esfuerzos cortantes inducidos por el empuje del agua durante el llenado.

La infiltración del agua a través de las juntas y la cimentación fueron medidos con vertedores triangulares ubicados aguas abajo; la máxima descarga registrada al inicio fue de 236 lps. estabilizándose a 165 lps en Abril de 1981.

Se pudo concluir que las deformaciones registradas en las juntas de las losas de concreto confirmaron la hipótesis de que los tableros se comportaban como membranas, que según sin ningún problema los asentamientos del enrocamiento compactado.

A pesar de que las deformaciones del enrocamiento (asentamientos y movimientos en las juntas) fueron de 3 a 6 veces mayores que los observados en otras cortinas, la cortina ha tenido un comportamiento adecuado ante las filtraciones sufridas. (ref. 50).

1.2.1.3.16. Presa Nurek, Rusia.

- La presa Nurek en el río Vakhsh, cuya cortina mide 300 m. de altura y tiene una longitud de corona de 700 m, está situada en una región montañosa caracterizada por complejas condiciones geológicas y alta sismicidad. La cortina está formada por un corazón vertical hecho con material limo arcilloso, las zonas de transición están hechas con arena y grava, y el enrocamiento por grandes bloques de roca, la cimentación de la cortina está desplantada sobre areniscas en donde hay fracturas, por lo que la cimentación del corazón se hizo colocando una pantalla impermeable con inyecciones de lechada de concreto y una losa.

Durante los primeros años la construcción de la cortina no llevo una secuencia uniforme, el talud aguas arriba se levantó demasiado rápido, y el llenado del embalse se inició simultáneamente conforme se erguía la cortina.

Tomando en consideración la altura de la cortina, su gran importancia y difíciles condiciones naturales; la cantidad y tipo de instrumentación fue seleccionada en base a exhaustivas investigaciones y evaluaciones de la deformación y resistencia de la roca de cimentación, así como de los materiales empleados en la edificación de la cortina, y en los análisis de esfuerzo deformación realizados.

Se desarrollaron nuevos instrumentos de medición, en particular, un inclinómetro con gran precisión, deformómetros con rango de hasta 200 mm. en estaciones de 2 m. a 8 m. de separación, membranas elásticas para la determinación de esfuerzos con un rango de hasta 4 Mpa., dispositivos para medir los esfuerzos normales y tangenciales en el contacto de la cimentación.

Más de 800 instrumentos, inclinómetros y piezómetros se instalaron en la cortina. La mayor parte de la instrumentación se encuentra en la sección central, distribuidas en 9 hileras, en el contacto del corazón con los filtros o cerca de estos.

Para el final del período de construcción, el asentamiento del talud aguas arriba alcanzó el 5.8% de la altura del embalse. Los máximos desplazamientos verticales de dicho talud fueron registrados en la sección máxima de la cortina, alcanzando una magnitud de 11.9 m., del 24% al 30% de este valor constituye el asentamiento registrado durante la construcción.

La distribución de las deformaciones verticales en el corazón en el sentido longitudinal tienen una conformación regular, lo cual ratifica la uniformidad del material. La relación entre el asentamiento producido durante la etapa constructiva S_{con} y la altura del embalse H puede representarse por:

$$S_{con} = 0.003 H^{1.5}$$

S_{con} y H están dadas en metros.

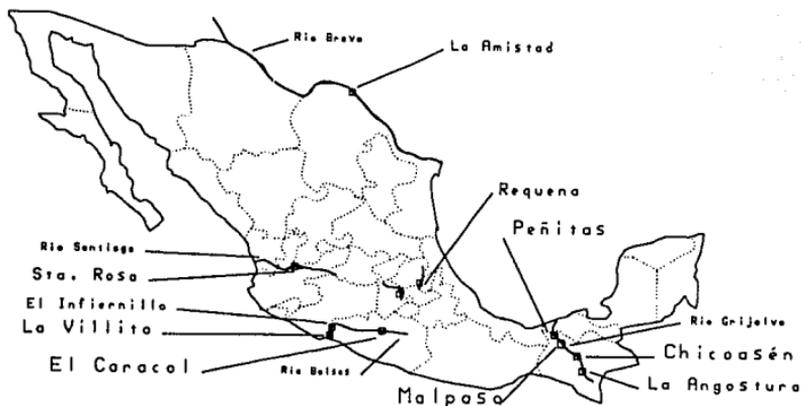
El asentamiento del corazón alcanzó 13.7 m. al final de la etapa constructiva, y del 25% al 33% de estos máximos desplazamientos se presentaron durante el período constructivo.

En el período de construcción los esfuerzos verticales difirieron de los calculados mediante γH , en donde γ es el peso volumétrico del material y H la altura del material sobre el punto de interés. Dicha

diferencia no excedió del 10% al 15%, esto prueba que prácticamente los filtros y enrocamiento no se cuelgan del corazón. El máximo esfuerzo de 5.7 Mpa. está registrado en el talud aguas abajo y el mínimo aguas arriba (fig. 1.11).

La instrumentación instalada en la cortina reveló el estado y los principales aspectos del comportamiento de la estructura durante su período constructivo y primeros años de operación. Basados en el análisis de los datos registrados en el campo, es posible incrementar el nivel del agua y producir energía eléctrica adicional incluso durante el período constructivo (ref. 57).

1.2.2. PRESAS ANALIZADAS E INSTRUMENTADAS EN MEXICO.



1.2.2.1. Presa Guadalupe.

- La presa Guadalupe está ubicada en el Estado de México, sobre el río Cuautitlán; su objetivo es almacenar agua para riego del valle de Cuautitlán.

La primera presa Guadalupe de enrocamiento con un paramento de concreto en su talud aguas arriba, se construyó de 1936 a 1943; sin embargo, en 1947 tuvo filtraciones excesivas ($4 \text{ m}^3/\text{seg}$) vaciándose el embalse, por tal motivo se modificó su sección, transformándose en una presa de enrocamiento y tierra con corazón inclinado de arcilla. En septiembre de 1952, a pesar de las precauciones tomadas durante las obras de rehabilitación y con el embalse casi lleno, se presentó una nueva filtración de agua ($0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$). Al vaciar el embalse se observaron agrietamientos de consideración en el paramento aguas arriba de la presa. El embalse se mantuvo desde entonces a niveles muy bajos. Los trabajos de rehabilitación y sobrelevación de la presa se iniciaron a fines de 1967, con objeto de construir la nueva sección de la cortina. Para el nuevo diseño se concedió particular importancia a la plasticidad de la arcilla del corazón y a las propiedades autosellantes del material del filtro localizado aguas arriba del corazón.

Durante la construcción y a fin de observar el comportamiento de la presa, se instalaron numerosos aparatos de medición, esencialmente en las estaciones 0+120 y 0+260.

Se puso énfasis en la instrumentación de la trinchera de arcilla que liga el corazón impermeable con la cimentación, en la zona del antiguo dentellón, donde se colocaron numerosas celdas de presión, extensómetros longitudinales y piezómetros neumáticos, a fin de observar su comportamiento. Además, tanto aguas arriba como aguas abajo se instalaron inclinómetros y bancos de nivelación. Estas mediciones permiten entender el mecanismo de deformación de la cortina bajo el efecto de la carga hidráulica impuesta por el embalse (fig. 1.12).

Para la estación 0+120 (fig. 1.13), el mecanismo de falla resulta obvio si se toma en cuenta la configuración de la deformada de la presa: el agrietamiento por tensión en el corazón impermeable de la presa apoyado sobre el dentellón, se debe al efecto de desplazamientos divergentes del cuerpo de la cortina, aunado a un proceso de fracturamiento hidráulico durante el vaciado. Afortunadamente de acuerdo con los resultados de los extensómetros y de las celdas de presión, las tensiones iniciales en la trinchera se relajan con el transcurso del tiempo y los esfuerzos son actualmente de compresión.

Se analizó con el método de elementos finitos el estado de esfuerzos y deformaciones de las tres presas sucesivas de Guadalupe. Con tal fin se consideró un comportamiento elástico no lineal de sus materiales constitutivos y se construyeron por capas estas estructuras, incluyendo su cimentación aluvial.

En la fig. 1.14 y 1.15 se presentan los estados de esfuerzos al finalizar la construcción de la tercera presa de Guadalupe y al llenar su embalse. En la trinchera del corazón impermeable, los esfuerzos normales totales son en ambos casos de compresión. Sin embargo, obsérvese que estos esfuerzos totales después de un vaciado rápido de la presa han de ser iguales a los correspondientes al final de la construcción, mientras que las correspondientes presiones de poro serán iguales a la carga total de agua en el embalse. En consecuencia los esfuerzos normales efectivos resultantes de un vaciado rápido, serán negativos en la zona aguas arriba de la trinchera del corazón, lo que genera un proceso de fracturamiento hidráulico de la arcilla. Este resultado concuerda cualitativamente con las observaciones in situ señaladas. (ref. 5).

1.2.2.2. Presa Requena.

- La presa Requena está situada sobre el río Tepeji, en el estrechamiento del cañón del Dengui en Hidalgo, a 60 km al NNW de la ciudad de México, la construcción de la presa se inició en 1919, y su comportamiento ha sido observado hasta nuestros días. A raíz de los movimientos de la cortina, de las filtraciones medidas y del deslizamiento incipiente de su empotramiento izquierdo, la presa se rehabilitó en 1966, por lo que se instalaron numerosos instrumentos de medición in situ, que permiten esbozar un esquema de su comportamiento.

Las obras de rehabilitación de la presa quedaron concluidas en 1968. Con objeto de observar el comportamiento posterior de la obra se instalaron varios inclinómetros y extensómetros transversales en el cuerpo de la presa, así como en su empotramiento izquierdo. Se colocaron también piezómetros en la margen izquierda, pero estos equipos fallaron rápidamente, por lo que los datos que proporcionaron son muy escasos (fig. 1.16).

El primer conjunto de datos observados importantes son los correspondientes a los movimientos verticales registrados en la cimentación del muro celular, debido al llenado y vaciado del embalse. Se aprecia que el llenado del vaso genera asentamientos apreciables, mientras que al vaciarse el embalse se presentan expansiones (fig. 1.17).

Debido a esta observación y para determinar las leyes generales de los desplazamientos en la cimentación y el cuerpo de la presa, se efectuaron estudios mediante un modelo elástico bidimensional y el método de elementos finitos.

Además se hizo un modelo físico de mezcla de greseta, glicerina y agua, preparada en baño maría y vaciada en un molde. Al aplicar la carga equivalente al empuje del agua sobre el paramento aguas arriba de la presa, considerada como homogénea, se registraron los movimientos que se presentan en la fig. 1.18.

Estos resultados confirmaron la importancia de los desplazamientos elásticos de la cimentación causados por el llenado, generándose un giro en la parte superior de la estructura hacia aguas arriba. Cualitativamente los resultados proporcionados por el análisis con el método de elementos finitos coinciden con los anteriores, aunque se haya considerado en este caso una sección de presa heterogénea, constituida por tres materiales de diferentes características de deformabilidad (fig. 1.19). (ref. 9).

1.2.2.3. Presa El Infiernillo.

- La Comisión Federal de Electricidad (CFE) inició el desarrollo del sistema hidroeléctrico Presidente López Mateos en 1960.

La presa de 145 m de altura, es de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada. Su volumen es de 5.5×10^6 m³, de los cuales 5.0×10^6 m³ corresponden a enrocamientos, transiciones y filtros, está ubicada en el área del bajo río Balsas, la cual pertenece a la zona de más alta sismicidad en el país.

Sin embargo, la instrumentación adoptada en la cortina resultó incompleta, por que no se intentó observar esfuerzos. La disposición y tipo de medidores de deformación y desplazamiento permitió obtener información interesante para apreciar el comportamiento general de la estructura, explicar la alta compresibilidad de los enrocamientos por efecto de la rotura de granos y constatar la importancia de la interacción núcleo-respaldos.

La idea aplicada en este caso, al disponer la mayoría de los aparatos en dos planos (fig. 1.20), uno paralelo al río y otro en la sección media del corazón impermeable, fue muy adecuada para comparar las mediciones con deformaciones calculadas numéricamente.

Los deformómetros verticales (cross-arms), inclinómetros y extensómetros que se usaron en El Infiernillo (1969), han demostrado ser confiables y durables.

Las observaciones durante la construcción son necesarias para analizar el comportamiento de la presa. Tanto los materiales del núcleo como el enrocamiento acusaron compresiones importantes como se puede apreciar en la figura 1.21.

Así como también el desplazamiento horizontal en dirección de los empotramientos hacia el río y del plano medio del corazón impermeable a los taludes exteriores (fig. 1.22).

Los niveles piezométricos en la arcilla del núcleo (fig. 1.23) crecieron con el incremento de carga por peso propio, alcanzando al terminar la construcción cotas comprendidas entre las elevaciones 150 y 158. El primer llenado del embalse indujo incrementos variables entre 7 y 10 m, debido al establecimiento del flujo de agua a través de la masa de arcilla.

El llenado inicial fue muy rápido, pues en el término de un mes y medio el nivel del embalse creció 90 m, aproximadamente. Durante este proceso, la corona se movió hacia aguas arriba, siendo el desplazamiento λ_x máximo de 14 cm cuando el agua alcanzaba la elev. 120; en cambio, el respaldo de aguas abajo acusaba pequeños desplazamientos en sentido contrario. Al aumentar la carga hidrostática se registró un retroceso paulatino de la corona hacia su posición inicial y una apreciable flexión del núcleo hacia aguas abajo. Los asentamientos λ_y correspondientes a esta fase de la operación del vaso resultaron dos veces mayores en el respaldo de aguas arriba que en el de aguas abajo. En cambio, las deformaciones unitarias ϵ_x , ϵ_y y ϵ_{xy} acusaron variaciones pequeñas.

Las pruebas de compresión triaxial y unidimensional con especímenes del enrocamiento, han demostrado que las relaciones esfuerzo-deformación son fuertemente afectadas por la rotura de granos, fenómeno vinculado con la granulometría, la compacidad relativa, el nivel de esfuerzos y la presencia de agua en la masa. En igualdad de condiciones, un espécimen ensayado en estado seco experimenta deformaciones adicionales al saturarlo, cuya magnitud depende de la composición mineralógica y grado de alteración de los granos.

Lo anterior justifica ampliamente el proceso de asentamiento diferencial entre los respaldos mojado y seco, que se registró en El Infiernillo al almacenar el agua en el embalse por primera vez.

El período del comportamiento de la presa abarca 10 años de observaciones sistemáticas, en que se registraron algunos fenómenos imprevistos (fig 1.24). El más notable es el desplazamiento λ_x de la corona hacia aguas abajo, a partir de julio de 1966. De esta fecha a marzo de 1967, no obstante que los niveles de embalse se conservaron a la elevación 163, λ_x es de 12 cm; después de un vaciado parcial del vaso en 1967, el agua sube hasta la elevación 172.3 a consecuencia de

la creciente extraordinaria de septiembre de 1967 y aunque desciende al nivel normal (elev 169), el desplazamiento de la corona sufre un incremento de 10 cm. En ciclos posteriores a la carga hidráulica Δx crece lentamente y se aprecia el fenómeno de histéresis; el valor total de Δx en la actualidad es de 32 cm. Los asentamientos son menores de 1 m y las deformaciones longitudinales se han estabilizado en valores de compresión al centro, máximos de 1 por ciento, y de extensión en la vecindad de los empotramientos, del mismo orden de magnitud.

Con el objeto de interpretar los hechos observados durante la construcción y posterior a ella, se analizó el estado de esfuerzos y deformaciones en la sección máxima de El Infiernillo, mediante el método de elementos finitos, suponiendo que se presentaba un estado plano de deformaciones.

La conclusión principal de este estudio (fig. 1.25) es que el núcleo y las zonas adyacentes se encuentran plastificadas, es decir, se encuentran en estado de falla por esfuerzo cortante, y que este estado de falla se presentó al terminarse la construcción de la cortina. (ref. 4).

1.2.2.4. Presa La Villita.

- La boquilla de la presa La Villita se encuentra a 13 km. de la desembocadura del río Balsas, aguas abajo de la presa El Infiernillo. La altura máxima de la cortina de tierra y enrocamiento, es de 60 m. En la base el ancho de la boquilla es de 300 m. y en la corona de 429m.

Debido al gran espesor del depósito aluvial, para eliminar las filtraciones del cauce se ha construido, una pantalla de concreto 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 aguas abajo por una zona de filtros, de transiciones y de enrocamientos. 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.

Durante la construcción se instalaron en la cortina de la presa los siguientes dispositivos de medición: (fig. 1.26)

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

Los inclinómetros I-6, I-7, I-8, I-13, I-17 al 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.

Las líneas de niveles hidráulicos localizados en la estación 0+270 a las elevaciones 10 y 29, y en la estación 0+220 a la elevación +13, atraviesan la presa desde el corazón impermeable hasta el talud aguas abajo de la cortina.

Los 21 piezómetros fueron colocados aguas arriba de la pantalla de concreto con objeto de verificar su eficiencia.

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

En la estación 0+270 los movimientos horizontales varían durante la construcción en magnitud y signo, el máximo movimiento horizontal del respaldo aguas arriba de la presa fue de 18cm. en la misma dirección, y el respaldo aguas abajo sufrió un desplazamiento horizontal hacia aguas abajo que aumentó de acuerdo con el avance de la construcción, alcanzando 17cm. En la pantalla de concreto, durante toda la construcción, los movimientos registrados fueron muy pequeños, y en todo caso, menores de 3 cm.

Los asentamientos avanzan paulatinamente conforme avanza la construcción, alcanzando después de la avenida de septiembre de 1967, y al terminar la construcción, valores de 100 y 50 cm. aguas arriba y abajo de la presa respectivamente, en la estación 0+270.

En la estación 0+270 se dispusieron siete grupos de celdas de medición de esfuerzos. Los esfuerzos normales verticales alcanzan valores máximos de 8 kg/cm² en la zona de transición, y decrecen paulatinamente conforme los puntos de medición se alejan del corazón. Es notoria la concentración de esfuerzos en la zona de transición de la cortina a la elevación +29.

Los esfuerzos normales horizontales y paralelos al río son pequeños a la elevación +29, y alcanzan valores de 5 kg/cm² a la elevación +10. Los esfuerzos horizontales y normales al eje del río son similares en magnitud a los anteriores.

Los piezómetros fueron instalados a lo largo de cinco secciones transversales. Diecinueve de ellos quedaron localizados arriba de la pantalla de impermeabilización, mientras los restantes fueron colocados aguas abajo de esta, en la cimentación, en el respaldo de enrocamiento, en la zona inyectada y en el corazón impermeable.

Los pares de piezómetros localizados en la zona aldeaña a la pantalla de concreto y en las estaciones 0+383, 0+312 y 0+220, respectivamente, muestran que la eficiencia hidráulica es igual o mayor de 96%.

De 1968 a la fecha, 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 estación 0+270 aumentaron paulatinamente con el tiempo. El desplazamiento horizontal hacia aguas abajo registrado en 1968 a la fecha es idéntico en todos los inclinómetros de esa estación e igual a 10 cm.

En el inclinómetro I-13 se observa que el tramo de pantalla sembrado en el relleno aluvial, sufrió en marzo de 1975 un desplazamiento notable hacia aguas abajo a partir de la elevación -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 de las paredes. Este mecanismo de falla quedó confirmado al analizar el estado de esfuerzos en la pantalla mediante el método de elementos finitos.

La comparación entre los resultados obtenidos mediante la aplicación del método de elementos finitos y las mediciones directas *in situ* es buena, sobre todo si se considera que las propiedades mecánicas de los materiales se eligieron con base en relaciones empíricas, a falta de determinaciones de laboratorio.

Para fundamentar la anterior aseveración, se presenta la comparación (fig. 1.27) entre los desplazamientos horizontales y verticales calculados y los medidos directamente en el inclinómetro I-13, localizado en la estación O+270 y sobre el eje de la cortina. Así mismo, los esfuerzos normales verticales y paralelos a la dirección del río, calculados para las elevaciones +11 y +29 del respaldo aguas abajo de la presa se comparan en la fig. 1.27 con los medidos directamente. La concordancia entre observaciones y cálculos es razonablemente buena.

En la fig. 1.28 se presenta la configuración de las isostáticas, en la fig. 1.29 la de las curvas de igual esfuerzo principal máximo o isocentéticas. El giro que sufren las isostáticas en la cercanía de la pantalla de concreto revela la transmisión de esfuerzos cortantes del aluvión al dentellón, o sea el colgamiento del material de acarreo. Al analizar la configuración de las isocentéticas, se observa que los esfuerzos principales mayores es en el corazón son notablemente menores que los que actúan a la misma elevación, sobre las zonas de filtros y transiciones cercanas al corazón; es pues notoria la transferencia de cargas del corazón de arcilla hacia las zonas más rígidas constituidas por los filtros y transiciones.

En la cortina la amplitud de las zonas de tensión es reducida. Se notan dos zonas de tensión en el respaldo aguas arriba de la presa, cerca de su cresta y en la vecindad de la berna, a la elevación +23. La máxima tensión en estas zonas es de 2.3 kg/cm². También se presenta una zona de tensión en el material de acarreo inyectado, cercano a la pantalla y aguas arriba de la presa, con una tensión máxima de 1.5 kg/cm², aproximadamente.

En la parte inferior de la fig. 1.29 se aprecia la configuración de los vectores desplazamiento al finalizar la construcción.

De acuerdo con los cálculos, el incremento máximo de desplazamientos horizontales en la cortina debería ser igual a 40 cm aproximadamente y hacia aguas abajo, por el efecto del empuje del agua sobre el corazón y la pantalla, y el de la sumersión del respaldo aguas arriba de la presa. Tal incremento de desplazamiento no se ha registrado en las mediciones efectuadas *in situ* durante el llenado del vaso, y constituye la mayor discrepancia entre mediciones y cálculos. Habiendo tomado en cuenta, durante los cálculos, el incremento de rigidez de los elementos que sufren una descarga, se supone que la discrepancia entre mediciones y cálculos se debe al efecto de arco de la presa, que disminuye la magnitud de los movimientos horizontales bajo el efecto del empuje del agua.

Los resultados anteriores ponen en evidencia la importancia de la instrumentación e interpretación de las mediciones de los aparatos, respaldándose en análisis numéricos como el del método de elementos finitos. (ref. 6).

1.2.2.5. Presa Netzahualcōyotl.

-A fin de controlar las crecientes del río Grijalva y su principal afluente La Venta, se construyó la presa Netzahualcōyotl en el sitio denominado Raudoles de Malpaso, Chiapas.

El proyecto comprende la cortina, obras auxiliares y la planta hidroeléctrica, localizadas a 2.5 km. aguas abajo de la confluencia de los ríos Grijalva y La Venta, y tres diques construidos en puertos de la margen izquierda del último de los ríos mencionados.

La cortina es de 138 m. de altura y tiene 478 m. de longitud de corona. Está constituida por un corazón impermeable de arcilla compactada, central y simétrico, protegido por filtros, transiciones y respaldos permeables formados con el producto de excavaciones; los taludes exteriores de 2:1 están cubiertos por roca pesada para evitar los efectos del oleaje y la erosión pluvial (fig. 1.30).

En la cortina, que se desplantó sobre una cimentación relativamente indeformable, el interés se centra en las deformaciones de los diferentes componentes (núcleo y respaldos). Ya que no se colocaron aparatos para medir esfuerzos, estos se evaluaron mediante la aplicación del método de elementos finitos y de propiedades mecánicas determinadas en el laboratorio, ensayando especímenes representativos de los materiales.

Se instalaron en la cortina: 9 inclinómetros distribuidos en el eje de la masa y en diferentes sitios de los respaldos; 14 piezómetros tipo Casagrande en dos estaciones, todos ellos dentro del núcleo impermeable y 5 líneas de bancos para medir asentamientos y desplazamientos horizontales. La disposición de los aparatos aparece en la planta y el corte longitudinal de la fig. 1.31. El primer tubo de los inclinómetros, en todos los casos, se empotró en la roca de cimentación.

En la fig. 1.32 se presentan las deformaciones ϵ_x en términos de las alturas z , correspondientes a diferentes capas de material del núcleo y los respaldos, registrados en los inclinómetros I-3, I-6, I-7 e I-9.

Las relaciones ϵ_x vs. z en el núcleo impermeable (I-3) son aproximadamente lineales y sugieren que la compresibilidad disminuye progresivamente hacia los niveles superiores. Las variaciones que se observan en los estratos analizados en puntos y elevaciones diferentes del enrocamiento (I-6, I-7, I-9), demuestran que los materiales empleados tuvieron cambios importantes en su composición granulométrica.

En las secciones longitudinal por el eje del núcleo y transversal que pasa por la estación 0+320, que se muestran en la fig. 1.33, se han representado los componentes (λ_x , λ_z) y (λ_y , λ_s) medidos al final de la construcción. De estas gráficas se infiere que las deformaciones del tramo de núcleo comprendido entre los inclinómetros I-2 e I-3 son de compresión y que los desplazamientos horizontales a lo largo de la sección transversal (I-3, I-6 e I-9) son menores de 20cm.

En la fig. 1.34 se muestran los asentamientos registrados en cinco líneas de bancos superficiales, que se colocaron después de terminada la construcción de la cortina. En todas ellas, λ_s aumenta gradualmente de los estribos al centro, con valor máximo en la línea L-2 (corona) de 60 cm. registrado entre mayo de 1965 y enero de 1974. En todas las gráficas se observa que la velocidad de asentamiento es importante en el lapso 1965-1966 y que los incrementos en el último lustro son menores de 10 cm.

Se presentan los resultados del análisis realizado con el método de elementos finitos, suponiendo un estado plano de deformación y la comparación de desplazamientos calculados y medidos durante la construcción.

En la fig. 1.35 se muestran las curvas de iguales esfuerzos principal mayor (σ_1) y menor (σ_3). Destaca en ella la distribución de σ_1 y σ_3 en los filtros, en las zonas de transición y en las zonas adyacentes del material granular compactado. A una cierta elevación, los valores σ_1 en el corazón impermeable son menores que los que se presentan en las zonas adyacentes.

Esto sugiere que arriba de la elevación 120, el corazón impermeable está soportado por los filtros y transiciones, a los cuales transfiere parte de su peso propio.

A continuación (fig. 1.36) se muestra la evolución de zonas en que la relación de esfuerzos principales σ_1/σ_3 es mayor de 4.3, que implica falla por esfuerzo cortante en los medios granulares adyacentes al núcleo (filtros, transiciones y material granular compactado). Se observa que las zonas plastificadas aumentan notablemente al pasar de la etapa 6 a la 7, conservándose después la magnitud de tales áreas hasta el final de la construcción. El análisis efectuado es inexacto cuando se presentan elementos en que la relación de esfuerzos es mayor que $\sigma_1/\sigma_3 = 4.3$, pero cualitativamente debe interpretarse que dentro del material granular compactado, transiciones y filtros, existen zonas en o próximas a la condición de falla cortante.

Los asentamientos calculados (λ_{z_0}) y medidos (λ_{z_m}) en el inclinómetro I-3 (fig. 1.37), acusan tendencias semejantes hasta la elevación 120; arriba de esta cota, las curvas tienen un comportamiento diferente, siendo los valores de λ_{z_0} apreciablemente mayores que los de λ_{z_m} . Cabe la posibilidad de que tal discrepancia deba atribuirse a cambios en el suelo compactado para formar el núcleo, no tomados en cuenta por los cálculos. En cuanto a los desplazamientos horizontales medidos y calculados (fig. 1.37), debe observarse que las desviaciones son importantes, particularmente arriba de la elevación 130.

Al analizar los asentamientos en el inclinómetro I-9 (fig. 1.38), se comprueba que los valores medidos (λ_{z_m}) son mayores que los calculados (λ_{z_0}) debajo de la elevación 110. Esto indica que la compresibilidad de los enrocamientos es mayor que la supuesta en el cálculo.

Los asentamientos medidos (λ_{zm}) en el inclinómetro I-7 (fig. 1.38) resultan iguales a 70 y 140 cm., cuando la altura de la presa alcanza el brocal del inclinómetro y al final de la construcción, respectivamente. En la misma figura se han dibujado valores de λ_{zo} para ambas etapas constructivas; nótese que el fondo del inclinómetro está a la elevación 100 mientras los asentamientos λ_{zo} fueron calculados desde la base de la cortina. Se puede observar que λ_{zo} es mayor que λ_{zm} en este caso. Sin embargo, las deformaciones unitarias medidas ϵ_{zm} resultan mayores que las calculadas ϵ_{zo} como se muestra en la parte inferior de la figura 1.38.

Los resultados proporcionados por los cálculos de esfuerzos y deformaciones, con el método de elementos finitos, revelan dos fenómenos de importancia: 1) La interacción núcleo-respaldos en la parte superior de la cortina, que ha reducido apreciablemente los esfuerzos verticales de la masa de suelo compactado abajo de la elevación 120. 2) La plastificación de zonas amplias en los respaldos permeables.

Las mediciones piezométricas durante la construcción parecen confirmar el primero de los procesos apuntados y las deformaciones ϵ_z en el inclinómetro I-7 pueden atribuirse al desarrollo de una fuerte concentración de esfuerzos en los niveles inferiores, lo cual coincide con la zona plastificada mostrada anteriormente, en la etapa 8, entre las elevaciones 88 y 103 (fig. 1.36). Sin embargo, la diferencia entre los asentamientos medidos y calculados en I-9 parece indicar que la compresibilidad del enrocamiento en esa zona es mayor que la obtenida en el laboratorio mediante pruebas triaxiales. (ref. 43).

1.2.2.6. Presa La Angostura.

-El proyecto La Angostura, realizado por CFE es parte integrante del desarrollo hidroeléctrico del río Grijalva, la presa es de tierra y enrocamiento, con altura máxima de 145 m. tiene un núcleo central de arcilla y respaldos amplios de enrocamiento, arena y grava.

En la fig. 1.39 se muestra la localización en planta de los instrumentos que se instalaron y su distribución en las secciones máxima y longitudinal, esta última según el eje de la presa. El número y tipo de aparato aparecen en la tabla clasificados por zonas (núcleo, respaldos, ataguías y lederas).

A continuación se presenta con cierto detalle a las elevaciones 445 y 492, la disposición de grupos de instrumentos para medir esfuerzos y deformaciones (fig. 1.40).

La sección de la presa sufrió modificaciones importantes durante la construcción, debido a la mala calidad del enrocamiento calizo, que proporcionaban las excavaciones de los vertedores. En consecuencia la

sección está compuesta por tres materiales de características mecánicas diferentes. El suelo arcillo limoso compactado con humedad próxima a la óptima; la arena y la grava en las zonas adyacentes al núcleo, tratado con rodillos vibratorios para lograr una densidad relativa de 90 a 100 por ciento, y el enrocamiento, en parte compactado hacia los taludes exteriores, y en otras colocado a volteo, muy susceptible a fragmentación. Las compresibilidades de estos materiales de la cortina son muy diferentes y provocaron durante el proceso de construcción una fuerte interacción entre el núcleo y las masas de arena y grava vecinas. Las gráficas de asentamientos (λ_s) y desplazamientos (λ_x) en términos de la altura del terraplén se muestra en la fig. 1.41.

Así como las curvas de iguales valores de λ_x y λ_z y las trayectorias de los vectores resultantes dan idea de la magnitud del fenómeno señalado (fig. 1.42).

En la fig. 1.42 se muestra la distribución de los asentamientos (λ_s) en la sección máxima de la presa, al final de la construcción.

En primer lugar, sorprenden las diferencias entre la masa permeable de aguas arriba y la de aguas abajo. En esta última, los asentamientos crecen en forma regular de la cimentación hacia el talud exterior, excepto en la zona limitada por el núcleo y el inclinómetro I-AB, entre las elevaciones 400 y 500, que acusa deformaciones verticales (λ_s) de 40 a 75 cm. Los valores máximos de $\lambda_s = 90$ cm. ocurren dentro del corazón impermeable, a la elevación 445. Hacia las fronteras verticales superior e inferior, la deformación vertical disminuye rápidamente.

En las curvas de igual desplazamiento horizontal, se definen cuatro zonas de desplazamiento alternativamente hacia aguas arriba (negativo) y aguas abajo (positivo), nótese que los desplazamientos λ_x en la región próxima a la cresta, tanto aguas arriba como abajo, son negativos.

Como en el caso de los asentamientos, la distribución de λ_x en la sección máxima de la cortina dista de ser sencilla y revela problemas importantes de interacción entre el núcleo y los respaldos.

Haciendo uso de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio, se aplicó el método de elementos finitos para evaluar esfuerzos y deformaciones a fin de compararlos con las mediciones que se realizaron durante el período de construcción de la presa. Se supuso que la sección máxima de la cortina está sometida a un estado plano de deformación (fig. 1.43).

Como puede apreciarse en la siguiente tabla (fig. 1.44), los valores de los esfuerzos principales calculados (método de elementos finitos) y los deducidos de las mediciones si bien difieren apreciablemente, muestran tendencias semejantes.

Con los valores de σ_1 y σ_2 de cada elemento de la sección y las resistencias respectivas al esfuerzo cortante se definieron las áreas de plastificación indicadas en la fig. 1.45; en ésta también aparecen zonas afectadas por esfuerzos de tensión, que debieron anularse mediante un programa más amplio, ya que los materiales de la cortina tienen resistencia a la tensión nula. Así como en la presa Netzahualcóyotl, se presentan regiones plastificadas bien definidas;

en este caso son múltiples y tienen formas un tanto caprichosas que invaden las zonas de arena y grava de ambos respaldos y las partes media e inferior del corazón impermeable.

Esto confirma el valor cualitativo del análisis numérico, sin que por ello se pretenda concluir que los valores registrados por las celdas de presión representan la realidad del prototipo. Por tanto, la determinación de zonas plastificadas es solo indicativa de ese fenómeno. (ref. 42).

1.2.2.7. Presa Chicoasén.

- La presa Manuel Moreno Torres (Chicoasén) se construyó entre los años 1977 y 1980 en el Estado de Chiapas sobre el río Grijalva, a 80 km. aguas abajo de la presa La Angostura y 55 km. aguas arriba de la presa Malpaso.

La presa de tierra y enrocamiento tiene una altura de 261 m. y taludes exteriores de 2:1H:1V y 2:1. El núcleo se construyó con material clasificado como arena arcillosa con alto contenido de grava.

Los enrocamientos se construyeron con roca caliza de buena calidad (fig.1.46).

El diseño original contemplaba la construcción de un núcleo inclinado y respaldos zonificados, pero dado que la relación altura ancho del cañon es cercana a la unidad se identificaron tres posibles problemas:

- a) Interacción entre el núcleo y las laderas
- b) Interacción entre el núcleo y los respaldos
- c) Desarrollo de zonas de tensión en el núcleo debido a un cambio abrupto en la pendiente en la ladera izquierda

Para evaluar la magnitud de estos problemas se realizaron análisis numéricos con el método del elemento finito, como resultado se modificó el diseño adoptando un núcleo vertical, colocación de franjas arcillosas en el contacto del núcleo y las laderas.

Para observar el comportamiento de la presa Chicoasén se instrumentó con 380 aparatos y varias líneas de mojoneas, localizados en las secciones máximas longitudinal y transversal (fig. 1.47). La mayoría de las celdas y extensómetros se instalaron en grupos, con el fin de evaluar esfuerzos y deformaciones en lugares específicos de la presa y compararlos con los valores calculados mediante análisis de elementos finitos.

Los desplazamientos máximos observados en inclinómetros en el sentido del río durante la construcción fueron pequeños y menores de 40 cm.; el campo de desplazamientos en el cuerpo de la presa mostró una notable simetría sin cambios bruscos de dirección o de sentido.

El desarrollo de los asentamientos medidos en el núcleo durante la construcción, constituyó uno de los hechos más relevantes para evaluar el efecto de las modificaciones mencionadas. Estos datos demuestran que la mayor parte de los asentamientos se desarrollan en una franja adyacente a las laderas, lo cual implica que las franjas de arcilla cumplieron con el objetivo de reducir la interacción núcleo

laderas. En el sentido longitudinal resultó evidente la diferencia entre la compresibilidad de los materiales arcillosos y la de los granulares, confirmando la fuerte interacción entre núcleo y respaldos.

Los asentamientos registrados en inclinómetros y deformómetros (cross arms), en tres elevaciones arbitrarias en las secciones transversal y longitudinal máximas, se muestran en la fig. 1.48.

En el respaldo de aguas abajo los valores son del mismo orden o menores que los medidos en la parte central del núcleo, pudiendo apreciarse una gran uniformidad en los asentamientos de toda la presa, con excepción de la zona de filtros, en donde se registran valores del doble que los del núcleo; este hecho es indicio de la presencia de una zona plastificada abajo de la elevación 310, aunque también es posible que la instalación de los deformómetros introduzca algunas distorsiones en los resultados.

En la fig. 1.49 se distinguen dos quiebras a las elevaciones ± 225 y ± 320 , que coinciden con la zona plastificada del análisis numérico, y otro quiebra a la elevación ± 360 .

En general los asentamientos máximos en el núcleo han sido medidos alrededor de la elevación ± 320 , que coincide con la frontera superior de la zona definida como plastificada. (ref. 24).

1.2.2.6. Presa El Caracol.

-El proyecto en construcción Carlos Ramirez Ulloa, El Caracol Bro., forma parte del sistema hidroeléctrico del río Balsas, aguas arriba de la presa El Infiernillo y la Villita, a 225 km. al sur de la Ciudad de México y 125 km. al suroeste de Iguala Bro.

El proyecto incluye la construcción de una presa de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada de 126 m. de altura máxima. Dadas las condiciones geológicas y topográficas de la boquilla seleccionada, se optó por diseñar una presa de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada, soportado por masas de filtros, transiciones y respaldos de enrocamiento compactado, con taludes exteriores de 2:1; se incorporan a la cortina las dos ataguías construidas para el desvío, así como una plataforma al pie de aguas abajo (fig. 1.50).

La presa ha sido instrumentada con los mismos criterios usados en el caso de las presas de La Angostura y Chicoasén; se pretende en particular, y mediante la medición de esfuerzos y deformaciones en diferentes puntos de la cortina, estudiar los efectos de interacción entre las diferentes zonas de la presa: núcleo, filtros, transiciones, enrocamientos y contactos con las laderas. La mayoría de los instrumentos están alojados en dos planos normales entre sí, aproximadamente coincidentes con las secciones máximas longitudinal y transversal de la cortina (fig. 1.51).

En la fig. 1.52 se presenta el croquis de instalación de uno de los 12 grupos de aparatos, colocados en diferentes zonas y elevaciones de la presa, cada uno de ellos compuesto por siete celdas de presión, seis extensómetros lineales y un piezómetro neumático, sólo para los grupos localizados en el núcleo y el filtro.

Las mediciones de campo se han procesado periódicamente, por lo que:

§ Los resultados de las mediciones de los instrumentos instalados indican hasta ahora que el comportamiento de la presa es normal.

§ Los desplazamientos horizontales registrados por los inclinómetros en el núcleo y en los respaldos permeables son pequeños y aún no bien definidos en cuanto a dirección. Las deformaciones registradas por los extensómetros instalados horizontalmente confirman la pequeña magnitud de estas deformaciones y muestran en general una extensión ligeramente más marcada en la dirección del río que hacia la ladera.

§ Los asentamientos medidos por los inclinómetros y los medidores hidráulicos presentan una buena correlación entre sí, y para las elevaciones 448 y 475 se obtienen valores máximos del orden de 80 y 60 cm, respectivamente, tanto como para el núcleo como para los respaldos permeables (transición y enrocamientos), reduciéndose estas deformaciones en la zona de filtro en un 30% aproximadamente (fig. 1.53).

¶ Esta semejanza en la magnitud de los asentamientos, indica que son aminoros los efectos de interacción entre los diferentes materiales de la presa. Para lograr este resultado han influido tanto las características mecánicas de dichos materiales como las especificaciones de construcción y la colocación de las franjas húmedas del núcleo, adyacentes a los filtros y a las laderas fig. 1.54. (ref. 15).

1.2.2.9. Presa Peñitas.

-El proyecto se localiza en el estado de Chiapas, 73 km. aguas abajo de la presa Malpaso, con el fin de aprovechar el último desnivel importante antes de la desembocadura del río Grijalva. La presa es de 43 m. de altura, de tierra y enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada (fig. 1.55).

Para medir la eficiencia de la pantalla y la de la presa, durante su construcción y operación más tarde, se instalaron en el aluvión 21 estaciones piezométricas, 11 aguas arriba y 10 aguas abajo, en cinco ejes perpendiculares al eje de la cortina como se muestra en la fig. 1.56.

Se decidió observar cuidadosamente el comportamiento de la presa Peñitas con una instrumentación abundante, instalando un total de 605 dispositivos de medición, integrados por: 13 inclinómetros, 6 deformómetros, 45 piezómetros tipo Casagrande, 36 niveles hidráulicos, 12 celdas de presión, 18 piezómetros neumáticos, 60 extensómetros y 145 mojoneras.

Adicionalmente se proyectó instalar instrumentos para medir el comportamiento de la estructura ante sollicitaciones dinámicas, los cuales están integrados por sismógrafos, acelerógrafos, medidores de presión (fig. 1.57).

En la fig. 1.58 se muestra la diferencia de niveles piezométricos (aguas arriba-aguas abajo) correspondientes a los bulbos superiores de cada estación, en función del porcentaje de construcción de la pantalla; en la misma figura se incluye la diferencia de niveles medidos río arriba y río abajo de la pantalla. Nótese que a medida que avanza la construcción de la pantalla, la diferencia de los niveles piezométricos aumenta, hasta ser igual a la diferencia de niveles en el río. Esto quiere decir que, para cuando menos 6 m. de carga hidráulica y corto plazo, la pantalla es totalmente eficiente. Debe aclararse que los niveles medidos en los otros bulbos de cada estación son iguales a los aquí reportados, lo que también refleja que no hay flujo de agua apreciable a través de la pantalla ni por debajo de ella.

El análisis del estado de esfuerzos y deformaciones se determinó por medio de la técnica del elemento finito, en donde se asumieron estados de deformación planos.

Los esfuerzos verticales efectivos medidos en diferentes zonas de la presa y los calculados en el análisis matemático se presentan en la fig. 1.59. Las máximas diferencias entre los resultados ocurren en el corazón de arcilla en las proximidades de los filtros.

Los asentamientos medidos y calculados se presentan también en la fig. 1.59, en donde se muestran los datos medidos con el inclinómetro central I-AB y los medidos en la elev. 59 y elev. 77. Se puede apreciar que existe una gran similitud entre los resultados del análisis y los medidos directamente, con la excepción de los que se presentan en la elev. 59, en donde los calculados resultan pequeños.

En general, los datos proporcionados por el estudio y los datos medidos en el campo, indican que todos los materiales presentan relaciones en los esfuerzos y deformaciones octaédricas casi lineales como si se tratara de materiales elásticos. (refs. 8,46)

De toda esta información recopilada se puede definir la importancia de la instrumentación, ya que con los datos proporcionados por los aparatos, se puede comprobar que al idealizar el comportamiento de los materiales en los análisis numéricos, se pueden obtener tanto resultados semejantes, así como diferentes a los registrados en el campo; lo último indicaría que el modelo matemático estaba mal ajustado y que se requeriría de otro tipo de simulación para el comportamiento del material.

Esto no quiere decir que siempre los datos proporcionados por los instrumentos sean fidedignos, ya que se debe de tener presente problemas de calibración, colocación o uso de los mismos; pero sí podemos decir que los datos que nos proporcionan sirven de parámetros comparativos, sin olvidar que el análisis numérico de información global sobre el estado de esfuerzos y deformaciones en la cortina, mientras que los instrumentos sólo la dan en zonas específicas.

Una vez que se ha establecido el estado del arte en el análisis estático de presas, el cual hasta ahora sólo se ha realizado bidimensionalmente por el método del elemento finito, proseguiremos con el siguiente punto de nuestra investigación, el cual precisamente consiste en plantear el método del elemento finito en tres dimensiones para el análisis estático de presas.

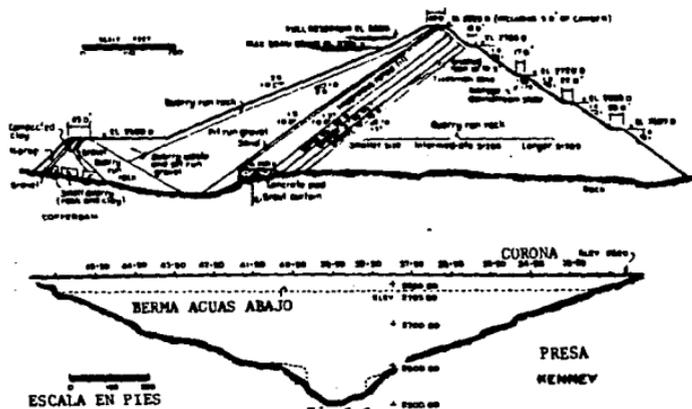
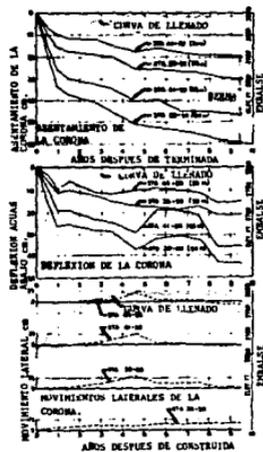


Fig. 1.1a



ASENTAMIENTOS, DEPLECIONES Y MOVIMIENTOS LATERALES DE LAS ESTACIONES REPRESENTATIVAS DE LA CORONA DE LA QUINTA

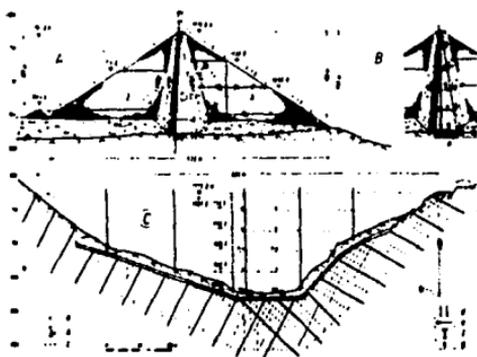
Fig. 1.1b

MOVIMIENTO DE LA CORONA DESPUES DE CONSTRUIDA

AÑOS DES- PUES DE CONSTRU- IDA.	ASENTAMIENTO VERTICAL ¹⁾				DEPLECION ACUAS ABAJO ²⁾				MOVIMIENTO LATERAL ³⁾			
	1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918	1919	1920	1921
0.00	0.00	17.0	16.0	8.5	5.5	15.0	0.0	3.0	NM	NM	NM	NM
0.05	11.5	11.5	20.0	10.0	11.0	20.0	0.5	0.0	1.0	- 1.0	- 2.5	- 2.5
1.00	12.5	12.5	30.0	11.5	16.0	21.5	10.0	0.0	2.5	2.5	- 1.0	- 1.0
1.75	16.0	17.0	37.5	17.0	18.5	26.0	23.0	11.0	10.5	11.0	4.5	3.0
2.00	20.0	19.5	34.5	15.0	19.0	26.5	22.5	11.5	10.0	11.5	10.5	1.0
4.00	21.5	13.0	40.5	17.5	17.0	37.5	20.0	10.0	10.0	10.0	13.5	10.5
5.00	24.5	17.5	39.5	16.0	17.5	32.0	18.5	0.0	15.0	16.0	1.5	4.0
6.00	26.5	16.5	43.0	18.0	18.5	30.5	18.0	10.0	12.5	11.5	1.5	1.5
7.00	27.0	17.5	41.0	16.0	17.0	31.5	21.0	11.0	15.0	15.0	0.5	3.0
8.00	26.0	17.0	45.5	16.0	17.0	42.5	20.5	15.5	15.0	15.0	- 0.0	- 0.5
10.00	26.5	16.5	47.0	16.5	21.0	44.0	17.5	15.0	15.0	15.0	- 0.5	- 0.0
ALTIMETRIA CM	0.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
o EN CM.												

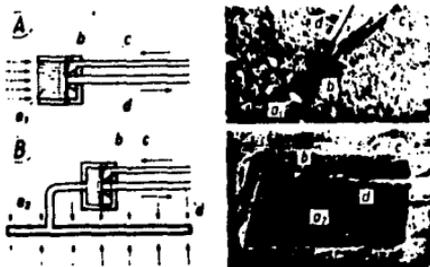
¹⁾ DIRECCION POSITIVA HACIA LA IZQUIERDA.

Fig. 1.1c



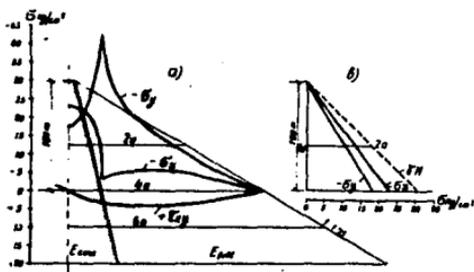
- a) CELDA PARA MEDIR LA PRESION DE PORO
- b) CELDA PARA MEDIR LA PRESION DEL SUELO
- c) TUBOS ASCENDENTES PARA LOS PIEZOMETROS
- d) TUBOS ASCENDENTES PARA ASENTAMIENTOS
- e) TUBOS ACOSTADOS PARA MEDIR ASENTAMIENTOS
- f) PUNTOS DE REFERENCIA EN EL ENROCAMIENTO
- g) PUNTOS DE REFERENCIA PARA MEDIR ASENTAMIENTOS

Fig. 1.2a



- A) CELDA PARA MEDIR LA PRESION DEL AGUA
- B) CELDA PARA MEDIR LA PRESION DEL SUELO
- a₁) FILTRO DE CERAMICA
- a₂) CELDA DE PRESION
- b) DIAFRAGMA
- c) LINEA DE ALIMENTACION
- d) LINEA DE REGRESO

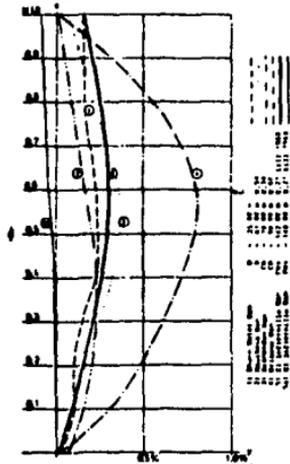
Fig. 1.2b



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA CORTINA
 EN DONDE $E_{entr} > E_{cor}$
 a) SECCION MAXIMA
 b) SECCION TRANSVERSAL

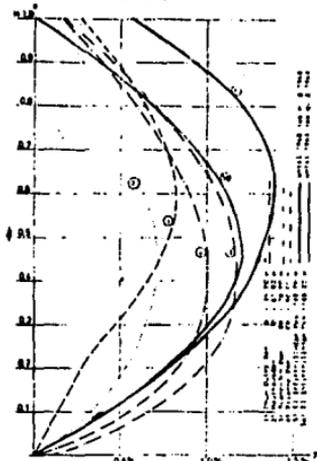
Fig. 1.3

ALTURA DE LA CORTINA



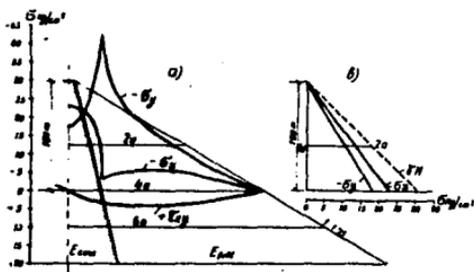
MOVIMIENTOS HORIZONTALES EN % DE LA
 ALTURA.

ALTURA DE LA CORTINA



MOVIMIENTOS VERTICALES EN % DE LA ALTURA

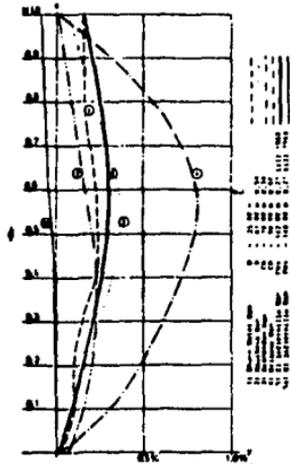
Fig. 1.4



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA CORTINA
 EN DONDE $E_{entr} > E_{cor}$
 a) SECCION MAXIMA
 b) SECCION TRANSVERSAL

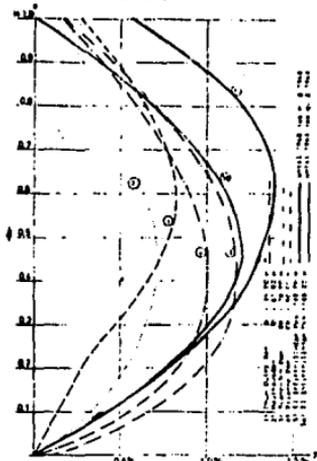
Fig. 1.3

ALTURA DE LA CORTINA



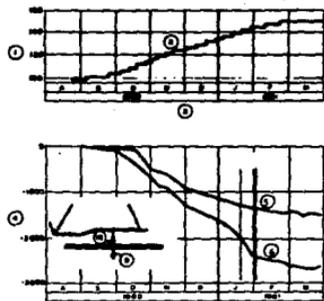
MOVIMIENTOS HORIZONTALES EN % DE LA
 ALTURA.

ALTURA DE LA CORTINA



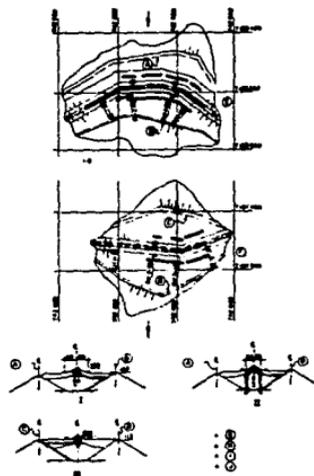
MOVIMIENTOS VERTICALES EN % DE LA ALTURA

Fig. 1.4



- | | |
|----------------------------|-------------------------------------|
| 1) ELEV. EN m | 3) PUNTO SUPERIOR DEL EXTENSOMETRO. |
| 2) AVANCE DE OBRA | 4) PUNTO INFERIOR DEL EXTENSOMETRO. |
| 3) TIEMPO EN HORAS | |
| 4) ASENTAMIENTOS EN MICRAS | |

Fig. 1.7



- | | |
|----------------------------|---------------------------------------|
| A) CENTRO DE LINEA DIQUE A | C) PIEZOMETRO ELECTRICO |
| B) CENTRO DE LINEA DIQUE B | D) TUBO PIEZOMETRICO |
| C) CENTRO DE LINEA DIQUE C | E) PUNTOS DE REFERENCIA |
| D) CENTRO DE LINEA DIQUE D | F) BANCO DE NIVEL |
| E) ATACUA AGUAS ARRIBA | G) SECCIONES TRANSVERSALES I, II, III |
| F) ATACUA AGUAS ABAJO | |

Fig. 1.8

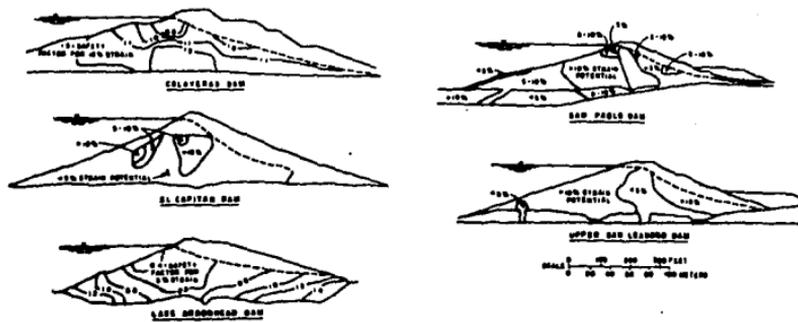
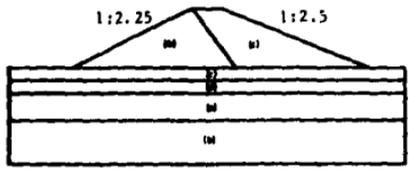


Fig. 1.6



SECCION DEL MODELO

- b) ARENA c) ARCILLA
- d) ALUVION e) LIMO



Fig. 1.6a

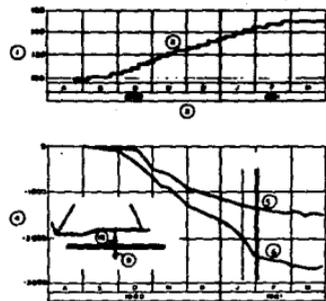


DEFORMACIONES DESPUES DE 10 AÑOS.
b) LLAVE c) % DE DEFORMACION



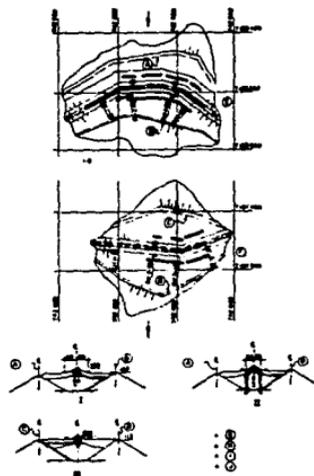
DEFORMACION DESPUES DE 2 AÑOS
b) LLAVE c) % DE DEFORMACION
d) COMPRESION e) DILATACION

Fig. 1.6b



- | | |
|----------------------------|-------------------------------------|
| 1) ELEV. EN M | 3) PUNTO SUPERIOR DEL EXTENSOMETRO. |
| 2) AVANCE DE OBRA | 4) PUNTO INFERIOR DEL EXTENSOMETRO. |
| 3) TIEMPO EN METROS | |
| 4) ASENTAMIENTOS EN MICRAS | |

Fig. 1.7



- | | |
|----------------------------|--------------------------------------|
| A) CENTRO DE LINEA DIQUE A | G) PIEZOMETRO ELECTRICO |
| B) CENTRO DE LINEA DIQUE B | H) TIPO PIEZOMETRO |
| C) CENTRO DE LINEA DIQUE C | I) PUNTOS DE REFERENCIA |
| D) CENTRO DE LINEA DIQUE D | J) BANCO DE NIVEL |
| E) ATACUA AGUAS ARRIBA | K, L, M, N) SECCIONES TRANSVERSALES. |
| F) ATACUA AGUAS ABAJO | |

Fig. 1.8

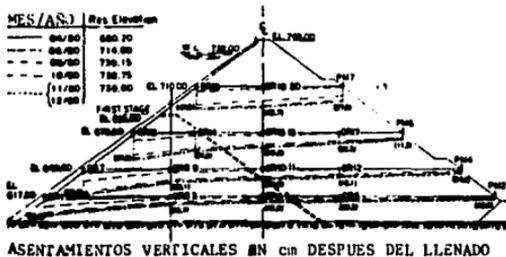


Fig. 1.9

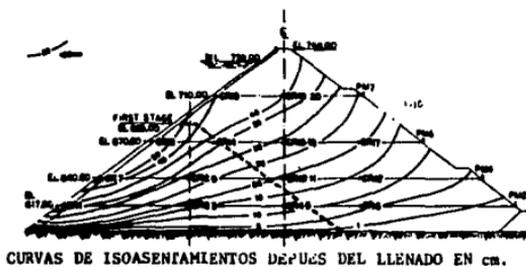
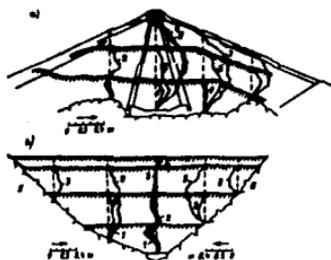


Fig. 1.10



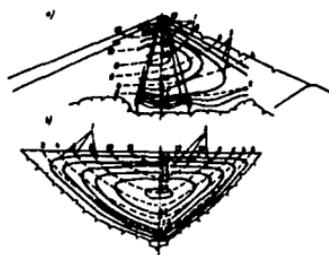
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DURANTE LA CONSTRUCCION

a) SECCION MAXIMA
 b) SECCION TRANSVERSAL

1) JULIO 1973
 2) ABRIL 1974
 3) JULIO 1979

4) ENERO 1981
 5) MARGEN IZQUIERDA
 6) MARGEN DERECHA

Fig. 1.11a

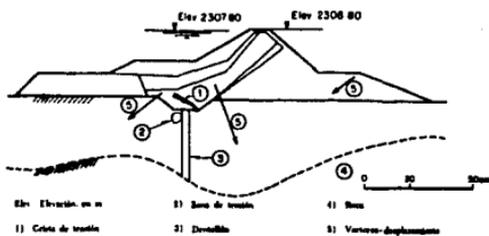


DEFORMACIONES VERTICALES AL FINAL DE LA CONSTRUCCION

a) SECCION MAXIMA
 b) SECCION MAXIMA

1) ASSENTAMIENTOS EN LA CONSTRUCCION n.
 2) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN n.

Fig. 1.11b

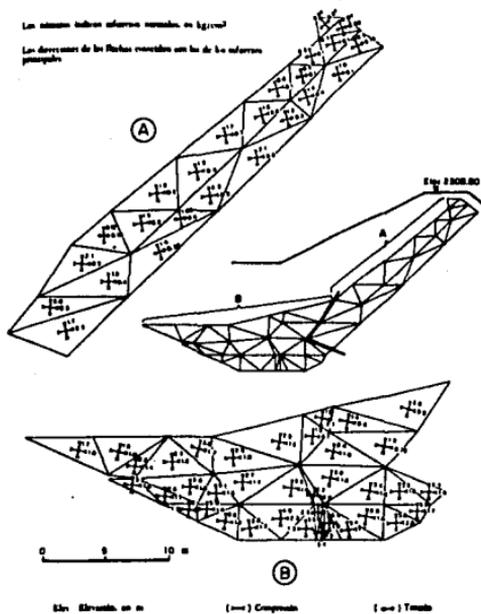


Mecanismo de falla de la presa. Ed 8 + 126

Fig. 1.13

Las mismas líneas señalan tensiones en kg/cm²

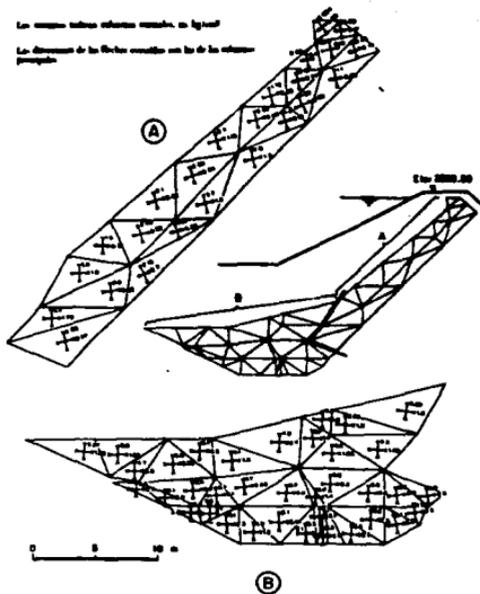
Las direcciones de las flechas concuerdan con las de las secciones principales



Esquemas principales de un sistema impermeabilizante de tipo forro grueso

Fig. 1.14

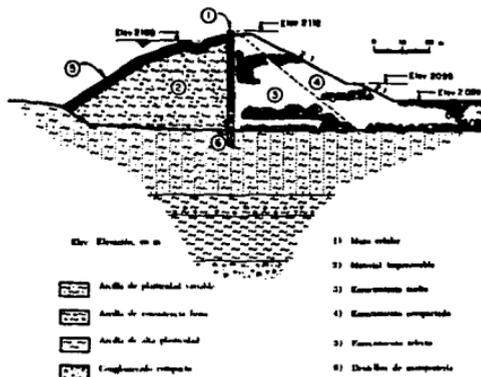
Las columnas verticales representadas en la figura
 representan el sistema de las columnas verticales con las de las columnas
 horizontales.



Elevación en m [---] Carpentería [---] Vitrado

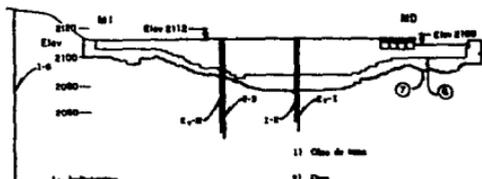
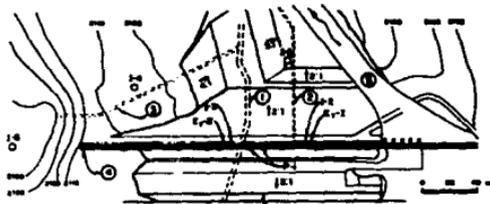
Señales puestas en el sistema impermeable de la presa presa. Señales tipo

Fig. 1.15



Corte transversal de la presa y la conexión

Fig. 1.16a



1a Inclinatorias

F₂ Estaciones topográficas

F₃ Elevación, en m

M1 Margen izquierdo

M2 Margen derecho

F4 Mediciones topográficas

11 Olla de agua

21 Dica

22 Ollero de drenaje

41 Eje de la cimbra

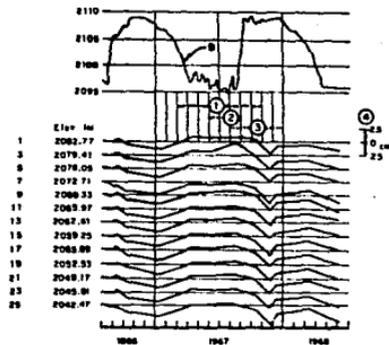
61 Variado

81 Exceso inferior del agua subterránea

23 Exceso inferior del drenaje

Localización de instrumentos de medición

Fig. 1.16b



1) Construcción del vajeado

2) Relleno de las celdas

3) Cubierta del remanente, agua abajo

4) Estado de construcción

5) Elevación del nivel de control en m

1. 2. 3. . 25 Tramo del inclinómetro

El. en m Elevación actual de las estaciones inferiores en m

El nivel de las mediciones en el 3 de agosto de 1968

Inclinómetro 2, Anillo de medición

Fig. 1.17

Las columnas verticales representadas en la figura
 representan el sistema de las columnas verticales con las de las columnas
 horizontales.

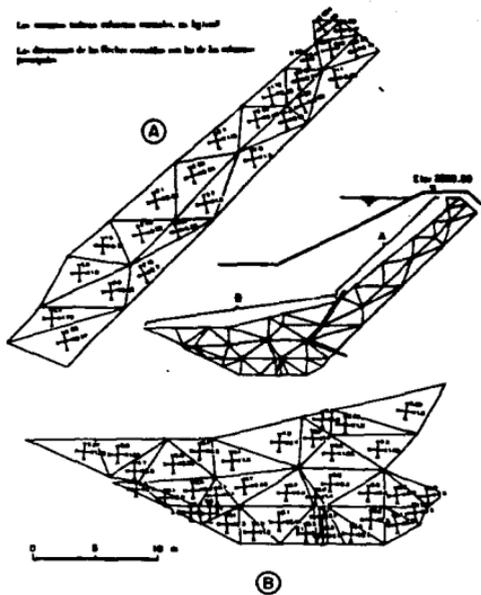
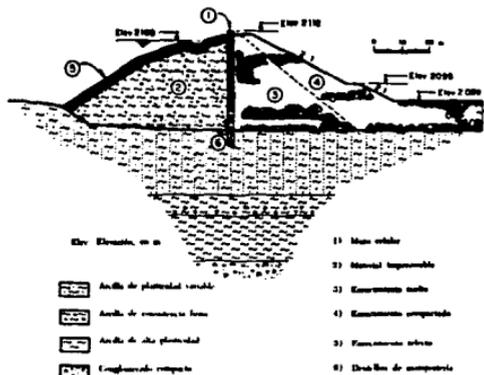


Fig. 1.15: Diagrams showing structural truss systems. Legend: [---] Columnas, [---] Vigas.

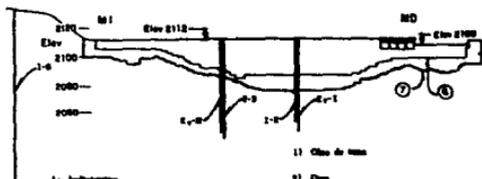
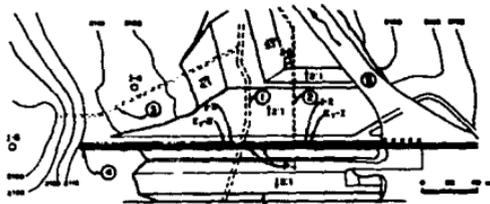
Señales puestas en el sistema representado de la figura. Señales de
 Fig. 1.15



- Fig. 1.16a: Cross-section diagram of the dam and its foundation. Legend:
- 1) Masa celular
 - 2) Material impermeable
 - 3) Escarpamiento natural
 - 4) Escarpamiento cortado
 - 5) Escarpamiento artificial
 - 6) Drenajes de escape

Corte transversal de la presa y la cimentación

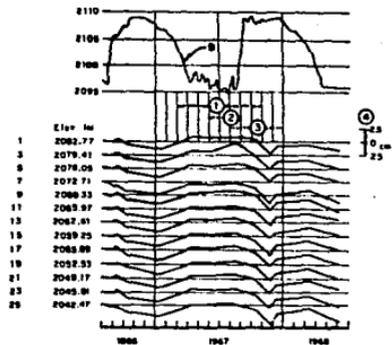
Fig. 1.16a



- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1a. Instrumentos | 11. Ocho de nivel |
| F ₂ . Estaciones topográficas | 12. Dico |
| F ₃ . Elevación, en m | 13. Cámara de drenaje |
| M1. Margen izquierdo | 14. Eje de la céntrica |
| M2. Margen derecho | 15. Vendedor |
| F ₄ . Mediciones topográficas | 16. Examen interior del agua salada |
| | 17. Examen interior del drenaje |

Localización de instrumentos de medición

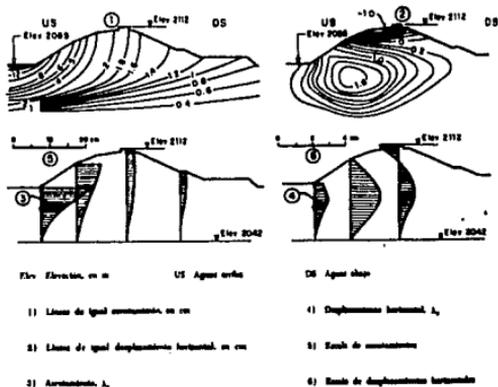
Fig. 1.16b



- | | |
|---|--|
| 1) Construcción del vendaje | 2) Elevación del nivel de medición en m |
| 2) Refino de las celdas | 1. 2. 3. . . 25. Torno del inclinómetro |
| 3) Cubierta del cementación, agua abajo | F ₂ en Elevación actual de las estaciones topográficas en m |
| 4) Estado de construcción | E3 - nivel de las mediciones en el 3 de agosto de 1968 |

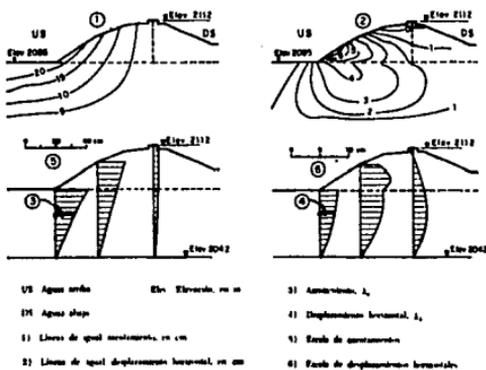
Inclinómetro 2, Anillo-inclinómetro

Fig. 1.17



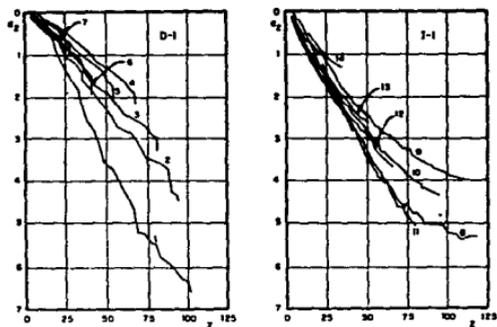
Desplazamientos por efecto del flexado del embudo. Método Biot y Coussé

Fig. 1.18



Desplazamientos por efecto del flexado del embudo. Método de Stokman y Heits

Fig. 1.19



D-1			I-1			I-3		
N	Elev		N	Elev		N	Elev	
1	55.5	6	61.0	10	83.1			
2	72.1	9	70.3	16	82.9			
3	85.0	10	84.8	17	82.9			
4	92.8	11	100.7	18	112.4			
5	112.1	12	114.8					
6	125.2	13	129.5					
7	135.3	14	146.6					

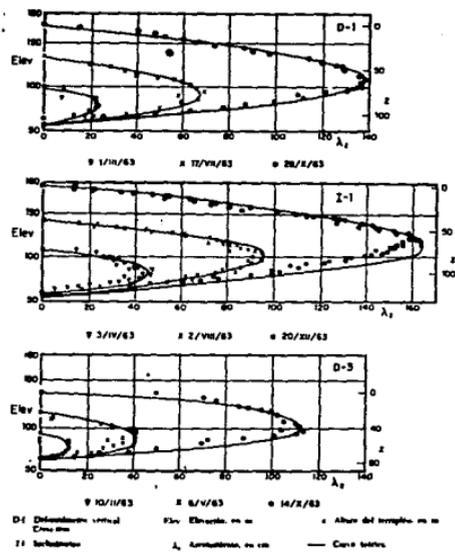
D1 Deflexiones verticales
Ceros

I1 Inclinación

Elev. Elevación de la tapa en m

Deflexiones verticales en altura del terrapén después de la construcción

Fig. 1.21a



D4 Deflexiones verticales
Ceros

Elev. Elevación en m

Altura del terrapén en m

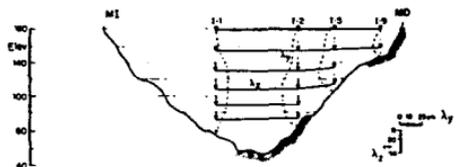
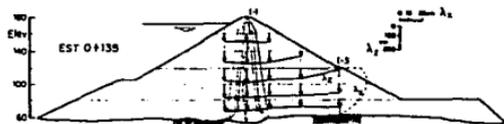
I1 Inclinación

λ_1 Anclamiento en cm

Cero teórica

Ajustamientos medidos por las deflexiones D-1, D-3 y el inclinómetro I-1, comparados con la curva teórica. Período de construcción

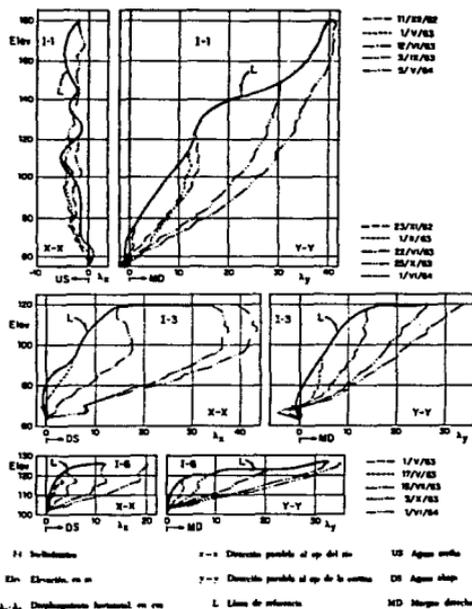
Fig. 1.21b



- λ_x Desplazamiento horizontal en dirección paralela al eje de la corona en cm
 λ_y Desplazamiento horizontal en dirección paralela al eje de la cortina en cm
 λ_z Asentamiento en cm
 E2- Elevación en m
 For Elevación en m
 I-I Inclinación
 MI Margen izquierdo
 MD Margen derecho

Asentamientos y desplazamientos horizontales al final de la construcción

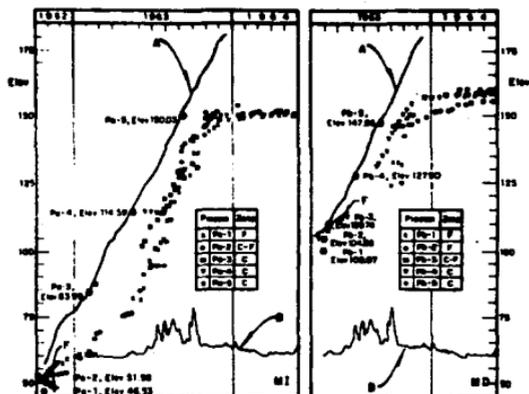
Fig. 1.22a



- I-I Inclinación
 E2- Elevación en m
 λ_x, λ_y Desplazamiento horizontal en cm
 I-x-x Dirección paralela al eje del pie
 y-y-y Dirección paralela al eje de la cortina
 L Línea de referencia
 US Agua arriba
 DS Agua abajo
 MD Margen derecho

Desplazamientos horizontales en el curso de impundencia y al resgate de aguas abajo

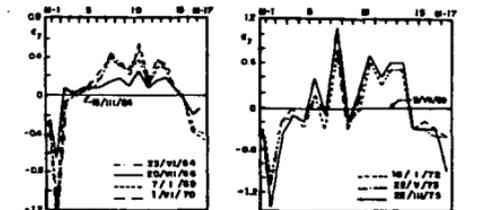
Fig. 1.22b



A. Anzote de la costa
B. Nivel de marea
MD Margen directo
MI Margen izquierdo
C. Nábila
Pn. 16. Puntos
CF. Cuestos infra-orizontales
F. Climas
Zona
Elev. Elevación de m.

Observaciones glaciológicas durante la expedición

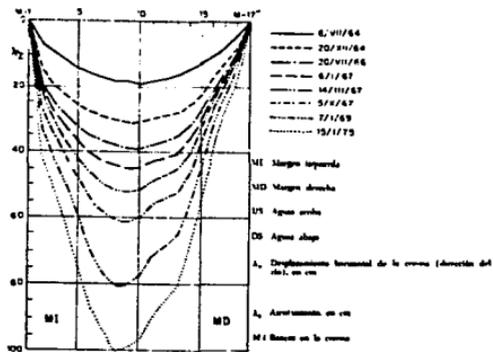
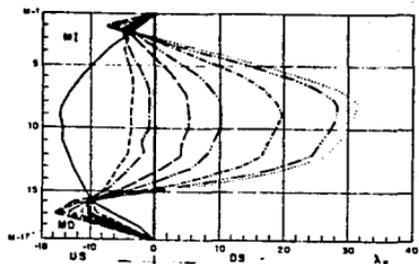
Fig. 1.23



MI Bases en la arena, Diferencia entre izquierda y derecha (-) Entrada (+) Compaso

Determinaciones verticales longitudinales a lo largo de la cresta

Fig. 1.24a



Desplazamientos horizontales (dirección del río) y asentamientos de la cresta de 1964 a 1975

Fig. 1.24b

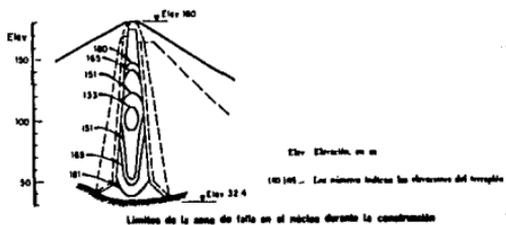


Fig. 1.25a

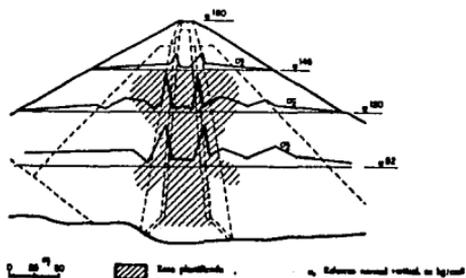


Fig. 1.25b

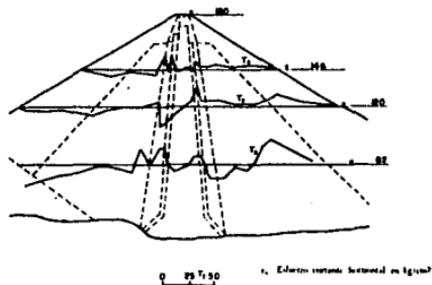
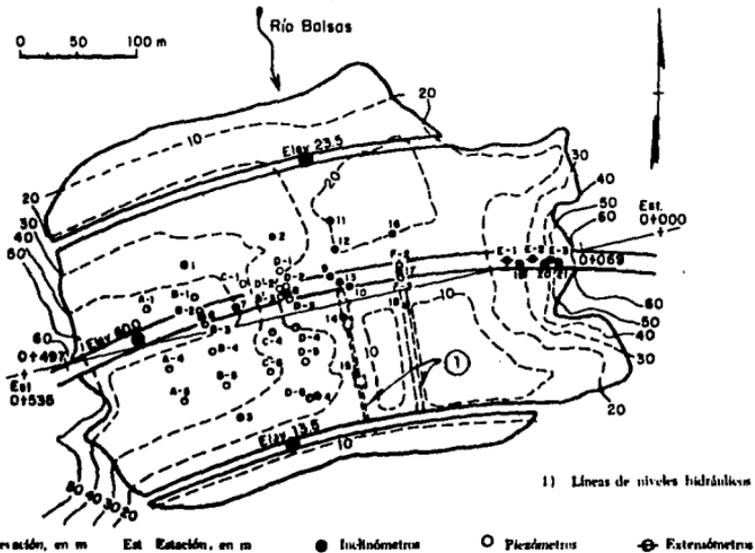


Fig. 1.25c



Localización de aparatos de medición

Fig. 1.26

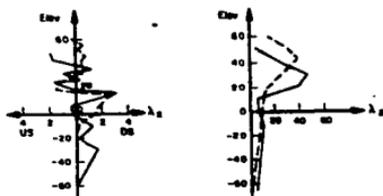
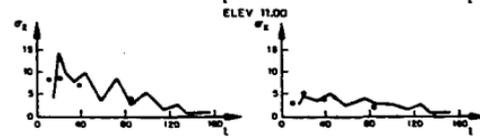
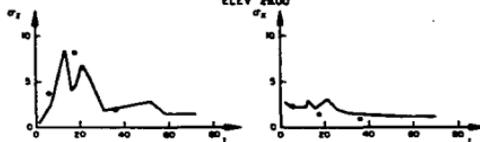


Fig. Elevación en m — Modelo Δx Desplazamiento horizontal, en cm
 — Cálculo Δs Asentamiento, en cm

Desplazamientos horizontales y verticales en el bastidor 5-12, modelo y cálculos de bastidor de construcción

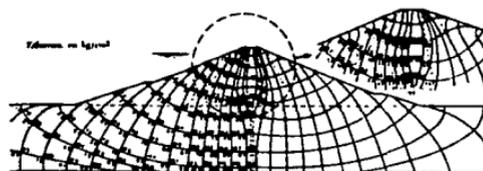
Fig. 1.27a
 ELEV 28.00



σz Efectos normal vertical, en kg/cm² σx Efectos normal paralelo al eje, en kg/cm²
 L Distancia al eje de la columna, en m — Cálculo • Modelo

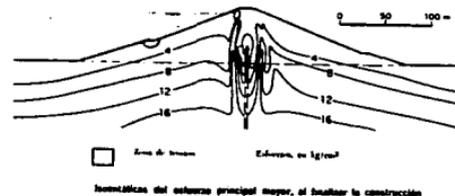
Efectos normales verticales y paralelos al eje al bastidor de construcción. Bastidor agua abajo

Fig. 1.27b

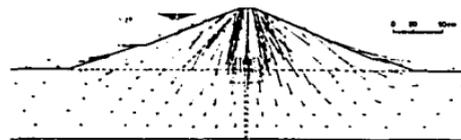


Isocónticas de las tensiones principales mayor y menor, al bastificar la construcción

Fig. 1.28



Isocónticas del esfuerzo principal mayor, al bastificar la construcción



Desplazamientos al bastificar la construcción

Fig. 1.29

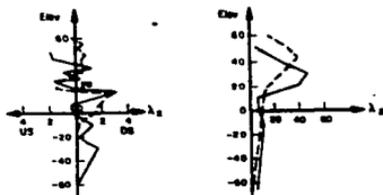
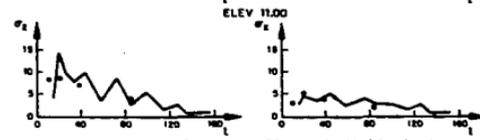
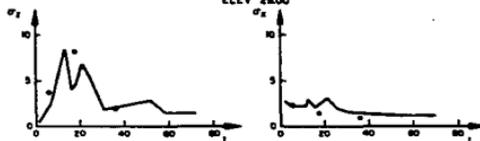


Fig. Elevación en m ——— Medida Δx Desplazamiento horizontal, en cm
 --- Cálculo Δs Asentamiento, en cm

Desplazamientos horizontales y verticales en el bastidor 5-12, medidas y calculadas al finalizar la construcción

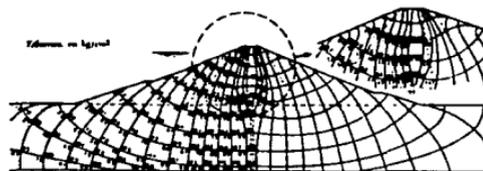
Fig. 1.27a
 ELEV 28.00



σz, Edificio normal vertical, en kg/cm² σx, Edificio normal paralelo al eje, en kg/cm²
 L, Distancia al eje de la columna, en m ——— Cálculo - - - Medida

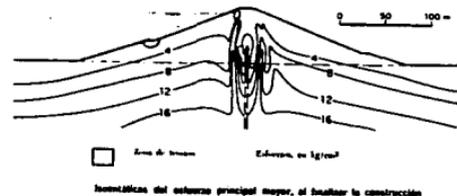
Edificios normales verticales y paralelos al eje al finalizar la construcción. Bastidor 5-12

Fig. 1.27b

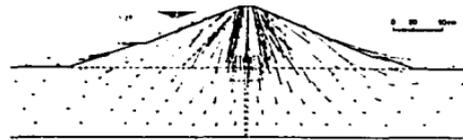


Isotermas de los edificios principales mayor y menor, al finalizar la construcción

Fig. 1.28

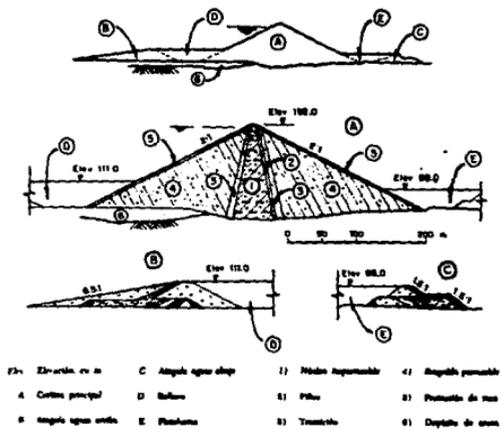


Isotermas del edificio principal mayor, al finalizar la construcción



Desplazamientos al finalizar la construcción

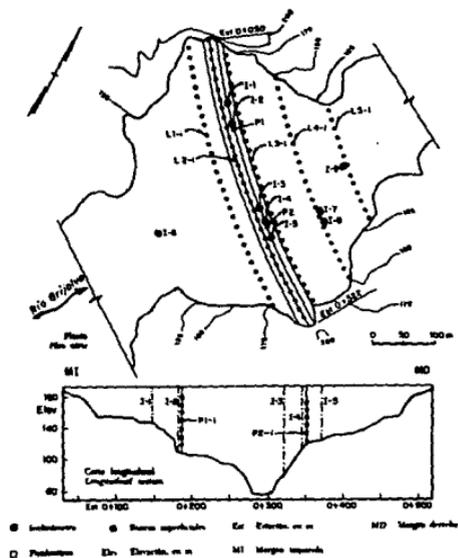
Fig. 1.29



Sección relativa de la sección

Fig. 1.30

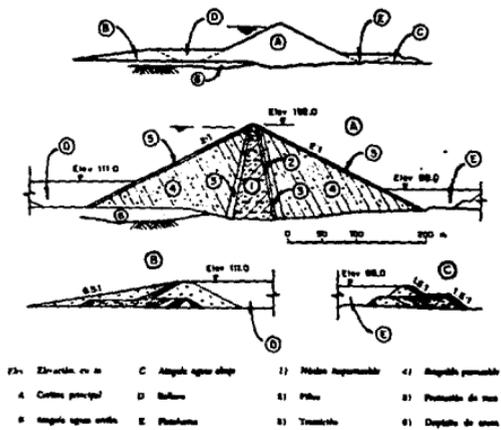
- | | | | |
|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------|
| F2- Elevación, en m | C Ángulo agua abajo | 1) Módulo impermeable | 4) Seguridad permeable |
| A Corriente principal | D Refugio | 5) Filtro | 5) Permeabilidad de masa |
| F Ángulo agua arriba | E Planchales | 6) Trinchera | 6) Densidad de masa |



Localización de los instrumentos en la sección

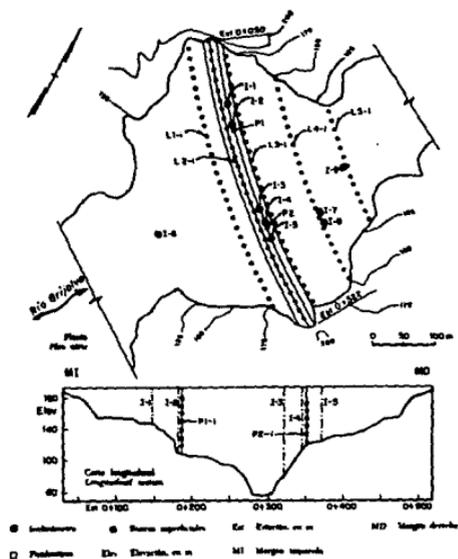
Fig. 1.31

- | | | | |
|----------------|-----------------------|---------------------|-------------------|
| ● Instrumentos | ● Bases superficiales | El Elevación, en m | MD Margen derecho |
| ○ Puntos | El Elevación, en m | MI Margen izquierdo | |



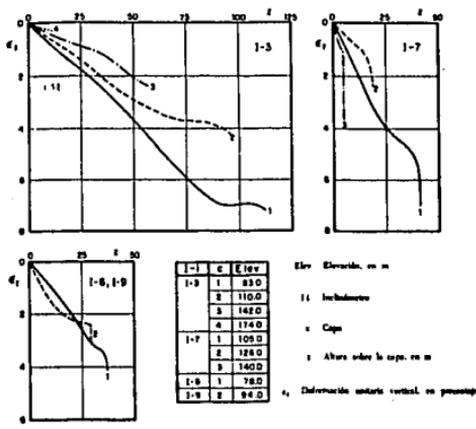
Sección relativa de la sección

Fig. 1.30



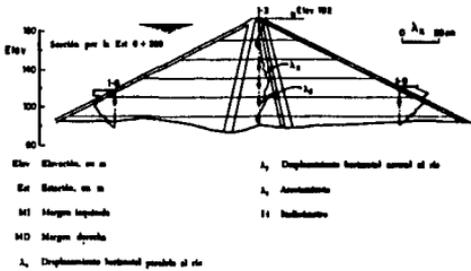
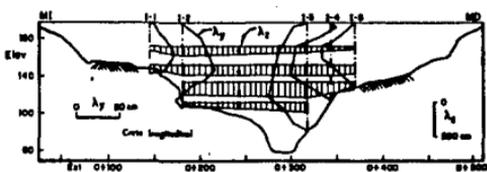
Localización de los instrumentos en la sección

Fig. 1.31



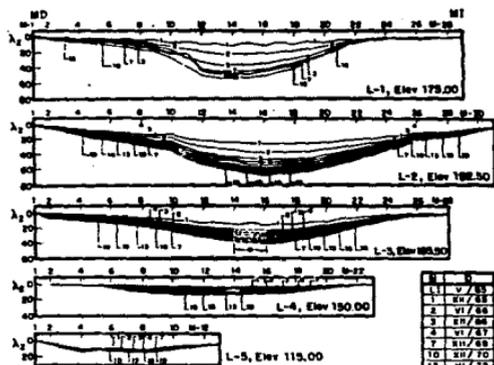
Deformación vertical vs altura del terrapén durante la construcción

Fig. 1.32



Asentamientos y desplazamientos horizontales al final de la construcción

Fig. 1.33

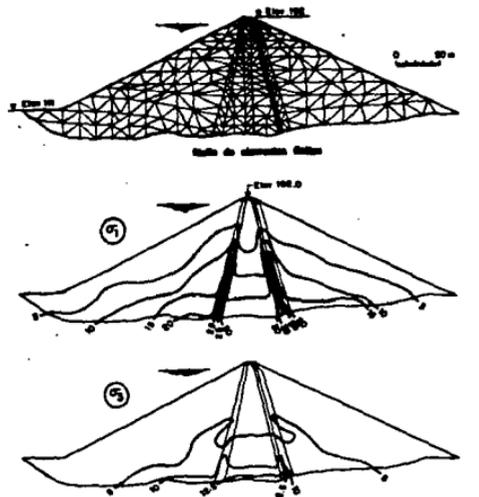


1	11	v	7.83
2	12	w	7.83
3	13	v	7.83
4	14	w	7.83
5	15	v	7.83
6	16	w	7.83
7	17	v	7.83
8	18	w	7.83
9	19	v	7.83
10	20	w	7.83
11	21	v	7.83
12	22	w	7.83
13	23	v	7.83
14	24	w	7.83
15	25	v	7.83
16	26	w	7.83
17	27	v	7.83

Elevación en m M4 Bases significadas
 MI Margen izquierda L1 Límite lateral N Número de voladizo de la Balsa
 MD Margen derecha S Soporte D Fachón
 L1 Límite de Balsa A Anclamiento en ras Hm Longitud de Balsa de Balsa en la Fig 1.31

Asentamientos en la superficie, en el período 1966 a 1975

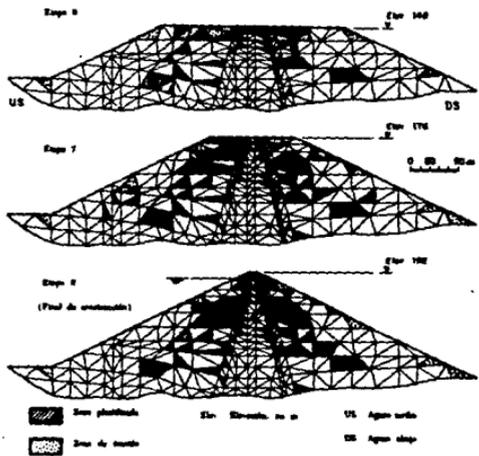
Fig. 1.34



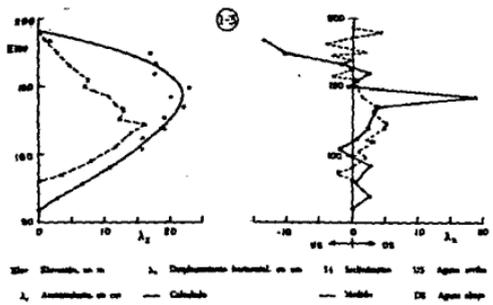
Elevación en m S Bases principal apoyo en la base S Bases principal apoyo en la base

Cursos de ligadura adosados principales

Fig. 1.35

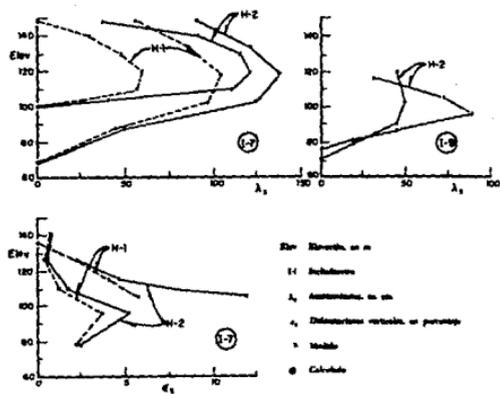


Evolución de la redacción de refuerzos pretensados
 Fig. 1.36



Comparación de asentamientos y de desplazamientos horizontales observados y calculados en el inclinómetro 1-2

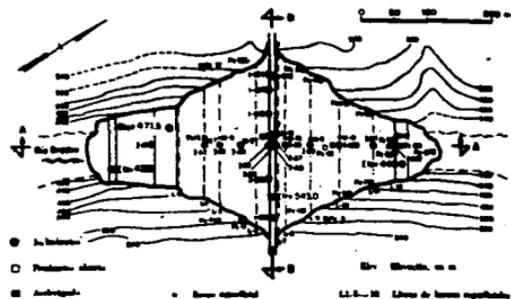
Fig. 1.37



H1 La altura del trapezoido exterior con la altura del tronco del inclinómetro
 H2 Fin de la construcción

Comparación de asentamientos y de variaciones verticales medidas y calculadas en los inclinómetros 1-7 e 1-9

Fig. 1.38

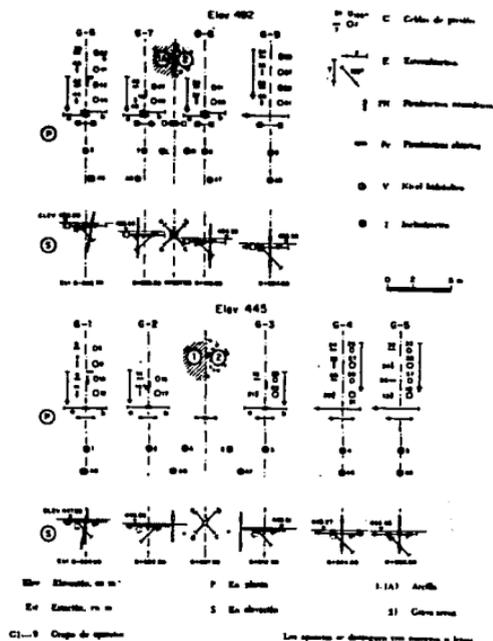


Distribución en planta de los instrumentos

Número y tipo de instrumentos

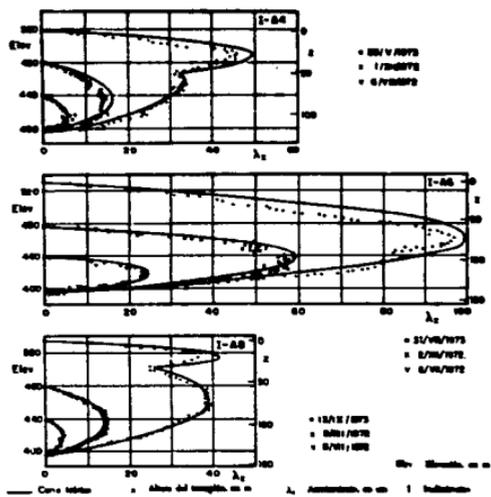
Instrumento	Número	Localización
Inductores (Hoy abiertos)	8	Módulo impermeable; Respaldos permeables; Anillos;
Erosímetros (CFE)	20	Módulo impermeable; Respaldos permeables;
Células de presión (CFE)	20	Módulo impermeable; Respaldos permeables agua abajo;
Nivel hidrostático (CFE)	7	Módulo impermeable; Respaldos permeables agua abajo;
Monómetros especiales	377	30 Seme sobre los anillos externos de la zona
Perforación orientada (CFE)	15	Módulo impermeable;
Perforación abierta	18	Ladrón
Arbológicas	1	Cruces, 27 200
	2	Tubos agua abajo, 27 200
	2	Ladrón, 27 200

Fig. 1.39



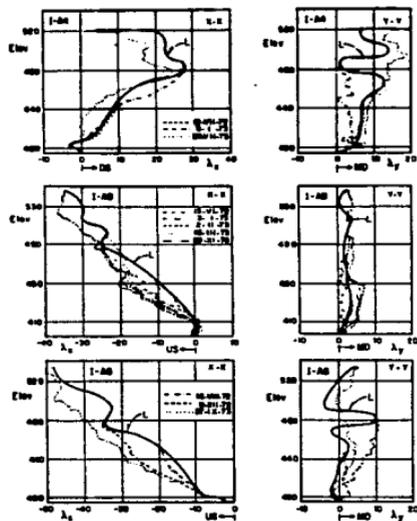
Detalle de grupos de aparatos a las elevaciones 445 y 492

Fig. 1.40



Desplazamientos horizontales modificados por los buques 1-64, 1-65 o 1-66 comparados con la curva total. Período de observación.

Fig. 1.41a



1. Línea de referencia para desplazamiento

λ_x, λ_y Desplazamientos horizontales, en m

Elev. Elevación, en m

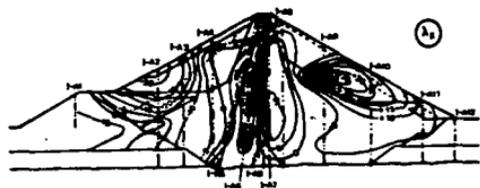
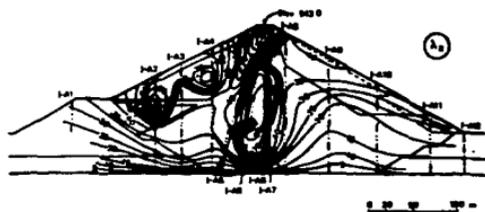
xx Dirección del río

yy Dirección paralela al eje de la presa

VS Agua arriba DS Agua abajo MD Margen derecho I Inundación

Desplazamientos horizontales modificados por los buques 1-64, 1-65 o 1-66. Período de observación

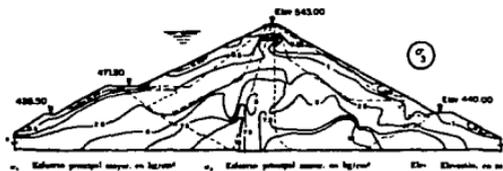
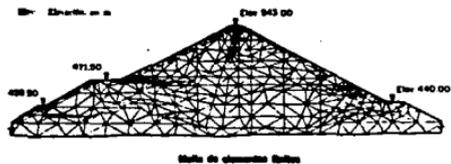
Fig. 1.41b



- A₁ Acortamiento, en cm (-) Desplazamiento hacia aguas arriba, en cm (I) Infiltración
 A₂ Desplazamiento horizontal, en cm (+) Desplazamiento hacia aguas abajo, en cm (E) Elevación, en m

Curvas de igual asentamiento (A₁) y desplazamiento horizontal (A₂) al final de la construcción (septiembre 1973)

Fig. 1.42



- B₁ Estructura principal mayor, en kg/cm² B₂ Estructura principal menor, en kg/cm² B₃ Elevación, en m

Curvas de iguales esfuerzos principales

Fig. 1.43

Comparación de secciones principales medidas y calculadas

E	Elev.	Cp	Calculado *		Medido *	
			v_1	v_2	v_1	v_2
C	447.0	1	0.80	7.46	0.97	0.73
	448.5	1	0.73	0.11	3.75	0.97
	448.5	0	0.34	1.76		
	448.5	0	0.80	1.07	0.97	0.80
			1.01	1.70		
			4.01	0.80		
			0.80	1.73		
D	448.5		10.00	12.00		
	448.5	0	10.16	2.00		
	448.5	0	31.04	7.44	14.00	0.31
			12.00	0.70		
	448.0	4	10.16	0.00	17.00	0.31
			10.00	4.00		
	448.0	0	10.00	0.00	17.00	0.00
			10.00	0.41	11.00	0.00
			0.00	0.47		
			10.00	4.00		
			0.04	0.00	11.00	0.00
			7.71	0.77		
			0.04	4.04		
448.7	0	0.04	0.00	0.00	1.74	
			10.00	1.10		

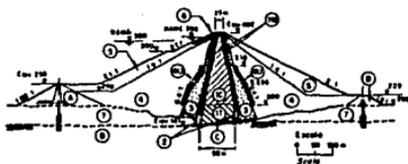
- E Zona
 Elev. Elevación, en m
 Cp Carga de cables de granito
 v_1 Sección principal superior, en kg/cm²
 v_2 Sección principal inferior, en kg/cm²
 C Cables
 O Clavos
 * Valores de v_1 , v_2 , y v_3 , en décimas partes a los grupos de cables

Fig. 1.44



Zonas de plastificación y tensión al final de la construcción

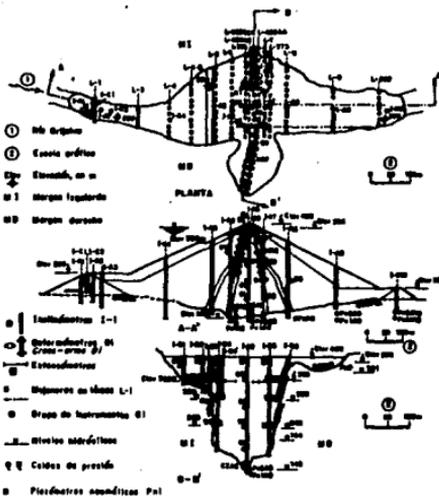
Fig. 1.45



- | | |
|--|--|
| ① Atopía aguas arriba | ⑥ Atopía aguas abajo |
| ② Módulo impermeable IIT, material de España; I2, material de La Castellana; I3, material de La Castellana, arriba del dique | ⑦ Lodo de concreto |
| ③ Filtros | ⑧ Zonas de transición |
| ④ Escarrocado compactado (baja gradiente) | ⑨ Escarrocado uniforme (15% de <math>ES < 4m</math>) |
| ⑤ Escarrocado sostenido (protección contra el oleaje) | ⑩ Escarrocado a rasos |
| ⑥ Cables (U-3) | ⑪ Atopía |
- N.M.E. Nivel de aguas máximas extraordinarias N.M.N. Nivel máximo de operación
- Elevación, en m

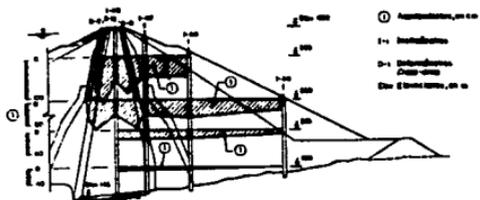
Sección máxima de la presa Chicomacá

Fig. 1.46

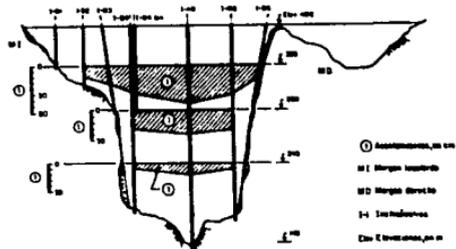


Instrumentación instalada en la presa Miguel Alemán Torres (Chicomacá)

Fig. 1.47

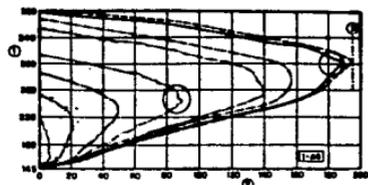


Acorchamientos en insulaciones y dismantelamiento (1960-1964)



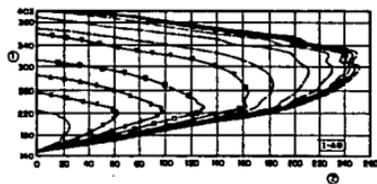
Acorchamientos en insulaciones (1960-1964)

Fig. 1.48



1 Elevaciones, en m
 2 Acorchamientos, por m
 3 Distancia por el estudio

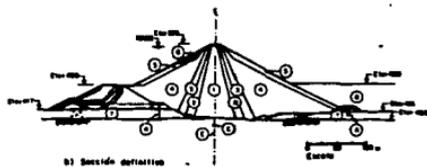
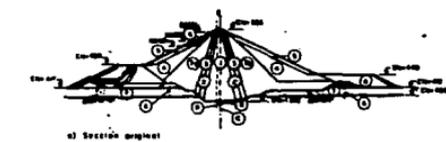
Curvas constituidas en elevaciones para el inclinómetro I-A5 (fluye y transición de aguas arriba)



1 Elevaciones, en m
 2 Acorchamientos, por m
 3 Distancia por el estudio

Curvas constituidas en elevaciones para el inclinómetro I-A5 (sólo insulaciones, parte central)

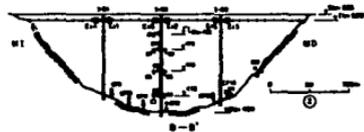
Fig. 1.49



- | | |
|---|--------------------------------------|
| ① Núcleo | ④ Puntos de separación |
| ② Falso | ⑤ Galería perimetral |
| ③ Travesaño | ⑥ Galería d |
| ⑦ Braco-crena en perfil | ⑦ Eje de la carreta |
| ⑧ Carrocinillo compuesto | ⑧ Eje de la guarnición de separación |
| ⑨ Ensamblado a rolos | ⑨ Eje Elevador, en m |
| ⑩ Contracosto de gran tamaño | |
| ⑪ Soportes de río | |
| ⑫ Material de desmontaje producto de las reparaciones en caso | |

Sección inferior de la presa

Fig. 1.50



- | | |
|-----------------------|----------------------------|
| ① No. línea | — Estructuras CPA, B-1 |
| ② Eje de perfil | ● Material en bloques L-1 |
| ③ Eje Elevador, en m | ● Ornos de instrumentos S1 |
| ④ Soportes interiores | ● Puntos de medición |
| ⑤ Soportes exteriores | ○ Ocho de presión |
| ⑥ Instrumentos L-1 | — Líneas hidráulicas |
| ⑦ Contracosto B-1 | □ Ocho de material |
| ⑧ Contracosto B-2 | |

Instrumentación en proceso de instalación en la presa Cortes Rendón (Línea C) Coronal

Fig. 1.51

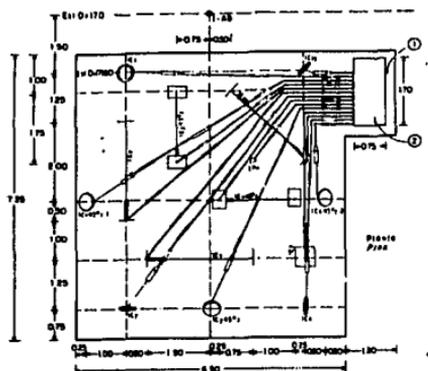
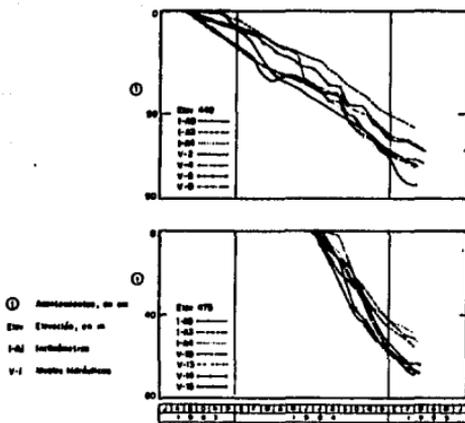
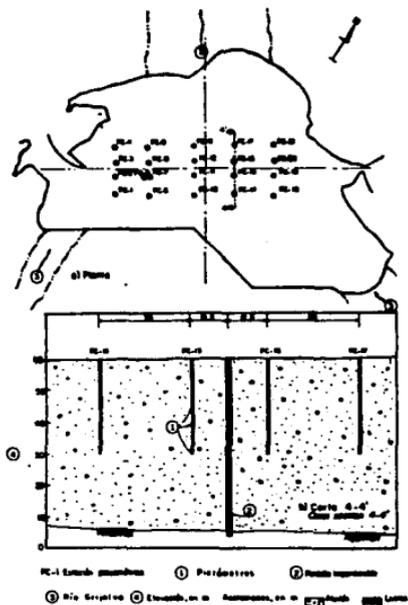


Fig. 1.52



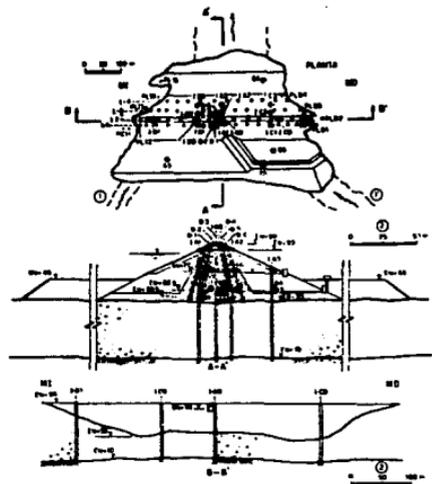
Asentamientos medidos en inclinómetros y Mallas inclinométricas a las elevaciones 449 y 475

Fig. 1.53



Instalación de piezómetros en la construcción

Fig. 1.56



Instrumentación que se realizó en la presa Polanco

Fig. 1.57

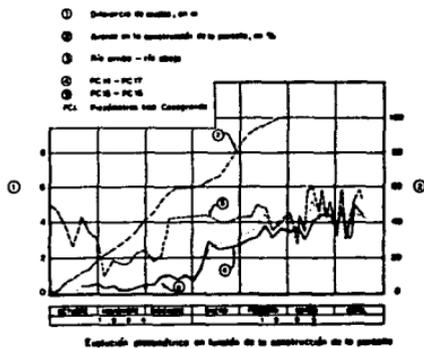
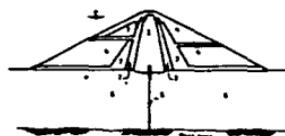


Fig. 1.58



MATERIAL	ν	E en Kg/cm ²
1 ARCILLA	0.15	120
2 FILTROS	0.15	1500
3 TRANSICION	0.15	1300
4 EMPUJANTES	0.10	750
5 PANTALLA IMPER.	0.33	4055
6 ALUVION	0.30	750

RESULTADOS DEL ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS

ESFUERZOS VERTICALES EFECTIVOS EN Kg/cm²

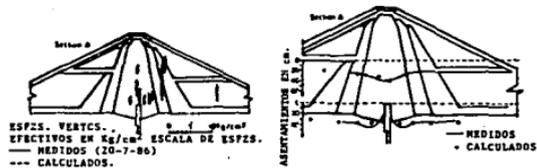


Fig. 1.59

CAPITULO II

METODOS NUMERICOS

21 ESTABILIDAD DE TALUDES.

2.1.1. GENERALIDADES.

Reciben el nombre genérico de taludes cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adopten permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros. Collin (1845) habló por primera vez de superficies de deslizamiento curvas, en las fallas de los taludes, e imaginó mecanismos de falla que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos métodos prácticos de diseño.

Coulomb preconizó la falla plana de los taludes, hipótesis mucho menos fecunda, según se demostró en el desarrollo posterior del campo, imponiéndose sus ideas quizá por el hecho de su mayor prestigio y autoridad.

Las ideas de superficie de deslizamiento no plano fueron resucitadas en Suecia (1916) por Peterson, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gotteburgo, dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellinus (1927).

La escuela sueca propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica, cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobre todo facilidad en los cálculos, pues desde un principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en los que se utiliza la hipótesis de falla circular.

En 1935 Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

2.1.2. TIPOS DE FALLA MAS COMUNES.

Falla por deslizamiento superficial.

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud, a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe.

Deslizamiento sobre superficies de falla preexistentes.

Como su nombre lo indica, este tipo de deslizamientos se presentan cuando en un talud existen zonas débiles sobre las cuales es muy factible que se pueda presentar la falla.

Falla por movimiento del cuerpo del talud.

Son movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Dentro de éstos existen dos tipos: Superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; llamadas también fallas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal; se les conoce como fallas por traslación.

Flujos.

Consisten en movimientos más o menos rápidos, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe en sí, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno. Suceden tanto en materiales secos como húmedos.

Fallas por erosión.

Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc.

Falla por licuación.

Ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

2.1.3. METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

A continuación sólo se mencionarán algunos de los procedimientos de uso generalizado para determinar los factores de seguridad, así como algunas de sus características más relevantes.

2.1.3.1. Taludes en arenas.

La estabilidad de un talud de este tipo es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre sus partículas constitutivas, por lo que, para garantizar la estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interno de la arena. (ref. 10)

2.1.3.2. Método Suesco.

Bajo el título genérico del Método Suesco se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

Así pues se puede aplicar a:
Suelos puramente cohesivos.
Suelos con cohesión y fricción, análisis con esfuerzos totales.

(ref. 10)

2.1.3.3. Método de Bishop.

Este es un método que permite obtener el factor de seguridad de un talud al realizar el análisis de estabilidad en términos de los esfuerzos efectivos, sin embargo se requiere del uso de computadora para agilizar el trabajo debido al gran número de variables que intervienen. (ref. 13)

2.1.4. COMENTARIOS.

Estos métodos son de gran utilidad para determinar de manera preliminar la estabilidad de los taludes con cierto grado de aproximación, pero no se tiene la completa seguridad de que las suposiciones hechas se cumplirán; por ejemplo, al considerar que todo el cuerpo del talud tendrá el mismo comportamiento, de que es homogéneo, isótropo y de que se presenta un estado de falla en un solo plano. Además estos métodos sólo indican los factores de seguridad pero no nos dicen que esfuerzos están actuando y la deformación que se presenta.

Están basados en las teorías rígido-plásticas, las cuales consideran que el material soporta prácticamente toda la carga a la que está sujeto, sin sufrir ningún tipo de deformación, hasta que súbitamente falla y las deformaciones sufridas son excesivas (ref. 53); este tipo de análisis se acostumbra también en elementos estructurales, en donde se busca optimizar el diseño; sin embargo, el comportamiento de las estructuras térrreas es incierto debido a la heterogeneidad y anisotropía que se presenta, por lo que los resultados obtenidos se deben manejar con las precauciones debidas.

Si se tiene a la mano una computadora, esta se podría utilizar con otros métodos, que nos proporcionen esfuerzos y deformaciones actuantes y no sólo en un sistema bidimensional sino tridimensional, para tratar de aproximarnos lo más posible a las condiciones reales.

2.2. METODO DEL ELEMENTO FINITO.

2.2.1. INTRODUCCION.

A fin de continuar con la metodología, una vez que se tiene el estado del arte del problema, así como el conocimiento de la naturaleza de este, que consiste en el movimiento que sufren las cortinas de las presas ante cargas ya sea por peso propio o sismos, pero del cual pueden hacerse mediciones en puntos aislados, puesto que resulta caro e impráctico hacer un número mayor de ellos. Todo esto ocasiona que no sea posible determinar completamente el campo de desplazamientos. Así que es necesario disponer de técnicas analíticas que permitan ayudar a determinar dicho campo, lo cual nos conduce a la siguiente etapa de la metodología, que es la formulación de un modelo matemático.

En primer lugar, los datos que nos debe proporcionar como resultado el modelo adecuado, consisten en un campo de desplazamientos en un medio continuo. Esto implica que debe de ser un problema de valores en la frontera (ecuaciones diferenciales).

Las ecuaciones diferenciales que gobiernan este tipo de problema físico, se deducen a partir de los principios fundamentales de la mecánica que son:

- a) El de conservación de masa.
- b) El de conservación de cantidad de movimiento.
- c) El de conservación de energía.
- d) El de aumento de entropía.

En una primera aproximación de este tipo de problema se hacen las hipótesis simplificadoras siguientes:

- a) No existen disipaciones de energía calorífica.
- b) No existe deterioro estructural.

Esto implica que sólo se tomen en cuenta los dos primeros principios, los cuales al combinarse dan origen a las ecuaciones de equilibrio dinámico conocidas y que son:

$$\rho a_x = \rho f_x + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$$

$$\rho a_y = \rho f_y + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}$$

$$\rho a_z = \rho f_z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z}$$

Estas ecuaciones junto con la ecuaciones constitutivas de Hooke en las que se supone que el material tiene un comportamiento elástico que son:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \right]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} \left[\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \right]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right]$$

$$\epsilon_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{2G}$$

$$\epsilon_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{2G}$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{2G}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Así como las relaciones cinemáticas en las que:

$$\epsilon_x = \frac{\partial \delta_x}{\partial x} ; \quad \epsilon_y = \frac{\partial \delta_y}{\partial y} ; \quad \epsilon_z = \frac{\partial \delta_z}{\partial z}$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \right)$$

$$\epsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \delta_x}{\partial z} + \frac{\partial \delta_z}{\partial x} \right)$$

$$\epsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \delta_y}{\partial z} + \frac{\partial \delta_z}{\partial y} \right)$$

Nos dan un modelo matemático adecuado junto con las condiciones de fronteras.

Existen técnicas analíticas cerradas para resolver este problema, siempre y cuando se tengan condiciones de geometría sencillas y homogeneidad del material. Sin embargo los problemas reales no son así, en estos se tienen condiciones de irregularidades geométricas y heterogeneidades. En este caso es necesario recurrir a una técnica numérica como la del Método del Elemento Finito, el cual se origina al establecer un problema equivalente.

Dicho problema equivalente consiste en convertir el problema de ecuaciones diferenciales en uno de funcionales.

El problema de funcionales se tiene cuando se resuelve por ejemplo la siguiente integral:

$$I = \int_{\Omega} \sigma \epsilon \, dvol \quad (a)$$

Mediante la cual se evalúa la energía de cada elemento diferencial y así mismo en la totalidad del sistema.

La equivalencia es tal que la solución del campo de desplazamientos que cumple con el equilibrio en cada elemento diferencial, es también un campo en donde se tiene energía potencial mínima.

Así, si se considera que tanto el campo de deformaciones y esfuerzos son funciones del espacio (x,y,z) y del tiempo (t), entonces se busca aquel campo que dé el mínimo de energía potencial, el cual así mismo comprende a un valor estacionario de esta, que en sí es una condición de equilibrio.

Para esto se puede suponer que las funciones de esfuerzo y deformación sean funciones de (x,y,z) y t, así como de ciertos parámetros, los cuales se evalúan en función de las coordenadas de los nudos de una malla con la que se discretiza el sistema en estudio, esto en sí es la esencia del método del elemento finito. De esta manera cada una de las integrales de tipo a que comprenden a cada elemento finito, está en función de las coordenadas de cada uno de los nudos del elemento y de la energía interna que absorbe este.

A través de este proceso se llega a plantear un sistema lineal de ecuaciones cuyas incógnitas son los desplazamientos en cada nudo de la malla. La solución del mismo proporciona el estado de esfuerzos y deformaciones de cada uno de los elementos que forman la malla, con lo cual nos proporciona de manera aproximada el campo real. Todos estos detalles se discutirán en los párrafos siguientes.

2.2.2. TÉCNICA DEL ELEMENTO FINITO.

Es un método numérico que pertenece a la familia de métodos variacionales, que sirven para resolver problemas de maximización o minimización de funcionales, los cuales a su vez sirven para resolver ecuaciones diferenciales, ya que estas pueden transformarse en funcionales como ya se mencionó antes. Aquí conviene señalar con más detalle que se entiende por funcional.

Este comprende operadores de integración donde se busca qué función, $w=f(x,y,z)$, maximiza o minimiza el valor de F , en los intervalos dados.

EJEMPLOS DE FUNCIONALES.

Siendo ϕ un operador
En una dimensión

$$F = \int_a^b \phi(y', y'', y''', \dots, x) dx \quad ; \quad y = f(x) \quad \text{e. e.}$$

En dos dimensiones

$$F = \int_a^b \int_{c^1}^{c^2} \phi(x, x_x, x_y, \dots) dx dy \quad ; \quad x = f(x, y) \quad \text{e. e.}$$

En tres dimensiones

$$F = \int_a^b \int_{c^1}^{c^2} \int_{c^3}^{c^4} \phi(w, w_x, w_y, w_z, \dots) dx dy dz \quad ; \quad w = f(x, y, z) \quad \text{e. e.}$$

Existen varios métodos variacionales (ref. 23) para encontrar esa función w . Ejemplos:

- 1.-Método de Galerkin
- 2.-Método de Elementos finitos
- 3.-Método de Ritz

El método de Elementos finitos tiene como base el espacio de funciones de Hilbert.

ENZO LEVI, TEORIAS Y METODOS DE LAS MATEMATICAS APLICADAS. SEPTI ECUACIONES DIFERENCIALES Y CALCULO VARIACIONAL. ED. NEM.

Ahora bien en muchas ocasiones los problemas físicos pueden representarse matemáticamente por una o varias ecuaciones diferenciales, así mismo, pueden plantearse como un problema de funcionales.

Luego entonces, cuando está dada en forma de ecuaciones diferenciales se puede transformar a un problema de funcionales equivalente.

De esta manera los problemas de mecánica de medios continuos² en los cuales deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio, las relaciones cinemáticas y las ecuaciones constitutivas (relaciones de Hooke para casos elásticos, etc.), se transforman en un problema en el que se minimiza la Energía Potencial de Deformación dentro de una región dada, ante la acción de cargas.

Este funcional para el caso elástico se plantea así:

Se considera que la energía comunicada por las fuerzas externas a un sistema material se transforman en Energía Potencial de Deformación, por tanto:

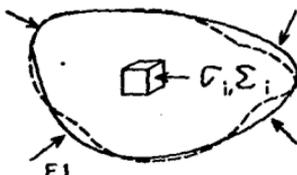
$$T_{ext} = E_p \quad (2.6)$$

donde:

T_{ext} = Trabajo externo

E_p = Energía de Deformación absorbida por el medio

Esta ecuación es válida para problemas estáticos y elásticos (No se consideran efectos inelásticos ni dinámicos que introducirían efectos de amortiguamiento por pérdida de calor).



El trabajo externo estará dado por:

$$T_{ext} = \int_{\sigma} F_i \delta_i ds \quad (2.7)$$

En tanto que la energía potencial de deformación está dada por la integral en todo el volumen del medio de los productos $\sigma \cdot s (d_{vol})$; ya que σ representa energía por unidad de volumen, en tanto que s es una cantidad adimensional, luego la Energía Potencial será:

$$E_p = \int_{vol} \sigma \cdot s d_{vol} \quad (2.8)$$

Así que reemplazando en 2.4, a 2.5 y a 2.6, se obtiene:

$$\int_{\sigma} F_i \delta_i ds = \int_{vol} \sigma \cdot s d_{vol} \quad (2.9)$$

²UNO DE LOS ELEMENTOS DE MECÁNICA DEL MEDIO CONTINUO, VER CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE MEC. DEL MEDIO CONTINUO.

Los productos $F_i \delta_i$, y $\sigma_i \epsilon_i$ son productos punto vectoriales (escalares).

así por ejemplo:

$$F_i = \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{Bmatrix} \quad \delta_i = \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \delta_z \end{Bmatrix}$$

entonces:

$$\overline{F_i} \cdot \overline{\delta_i} = F_x \delta_x + F_y \delta_y + F_z \delta_z \quad \text{c.e.}$$

y matricialmente:

$$\overline{F_i} \cdot \overline{\delta_i} = [\delta]^{-1} [F]$$

En tanto que:

$$\overline{\sigma_i} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad \epsilon_i = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

siendo:

$$\overline{\sigma_i} \cdot \overline{\epsilon_i} = \sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \sigma_z \epsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx} \quad \text{c.e.}$$

y matricialmente:

$$\overline{\sigma_i} \cdot \overline{\epsilon_i} = [\sigma]^{-1} [\epsilon]$$

Ahora bien, el problema en la ec.2.7 consiste en que se conocen las cargas exteriores F_i , así como la distribución en el medio de σ_i y de ϵ_i , o sea que se desconoce:

$$\begin{aligned} \overline{\delta_i} &= \delta_i(x, y, z) && \text{en la frontera} \\ \overline{\sigma_i} &= \sigma_i(x, y, z) && \text{en el medio} \\ \overline{\epsilon_i} &= \epsilon_i(x, y, z) && \text{en el medio} \end{aligned}$$

y por lo tanto el problema matemático que debe resolverse es calcular el valor de cualquiera de las integrales a ambos lados de la ec. 2.7.

Por ejemplo en el caso de la ec.2.6

$$E_p = \int_{\text{vol}} \sigma_i \epsilon_i \, d_{\text{vol}}$$

Entonces el problema se plantea así:

Encontrar las funciones: $\sigma(x,y,z)$ y $\epsilon(x,y,z)$ tales que se minimice la Energía Potencial de Deformación. Es decir, deben encontrarse las distribuciones de esfuerzos y deformaciones tales que la Energía Potencial sea mínima, ya que en la naturaleza al aplicar fuerzas a un sistema éste se deformará de tal manera que se consuma la menor cantidad de energía. Es decir no adoptará deformaciones tales que la integral 2.6 represente una energía excesiva, sino la mínima, y además, obsérvese que la configuración para un mínimo es Única. Nótese que las funciones solución del problema $\sigma(x,y,z)$ y $\epsilon(x,y,z)$ cumplen con las condiciones de equilibrio, relaciones cinemáticas y las ecuaciones constitutivas, por lo que representa la solución del problema físico planteado.

2.2.2.1. Método de solución.

Se detallará la solución de este problema. Nos limitaremos al caso bidimensional. En este caso los vectores se representarán así:

$$\bar{\epsilon} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \qquad \bar{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\bar{\epsilon} = [\epsilon]_{3 \times 1} \qquad \bar{\sigma} = [\sigma]_{3 \times 1}$$

Para materiales elásticos la ley de Hooke se escribe así:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_y) \qquad \text{a. 7}$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu \sigma_x) \qquad \text{a. 8}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \qquad \text{a. 9}$$

De 2.7 $\sigma_x = E\epsilon_x + \nu\sigma_y$

De 2.8 $\sigma_y = E\epsilon_y + \nu\sigma_x$

entonces:

$$\sigma_x = E\epsilon_x + \nu(E\epsilon_y + \nu\sigma_x) = E\epsilon_x + \nu E\epsilon_y + \nu^2\sigma_x$$

Despejando σ_x

$$\sigma_x - \nu^2 \sigma_x = E(\epsilon_x + \nu \epsilon_y) \quad | \quad \sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

$$\sigma_x = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - \nu)} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

De manera análoga:

$$\sigma_y = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - \nu)} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x)$$

$$\tau_{xy} = \sigma_{xy} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \gamma_{xy}$$

En forma matricial se tendrá lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - \nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

entonces:

$$\{\sigma\}_{2 \times 3} = [D]_{2 \times 3} \{\epsilon\}_{3 \times 1}$$

donde:

[D] es la matriz simétrica definida por:

$$[D] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - \nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix}$$

de ahí que:

$$\{\sigma\}^t = \{\epsilon\}^t [D]^t = \{\epsilon\}^t [D]$$

$$\{\sigma\}^t \{\epsilon\} = \{\epsilon\}^t [D] \{\epsilon\}$$

Así que la ecuación 2.6 queda:

$$E_p = \int_{vol} \{\epsilon\}^t [D] \{\epsilon\} dv$$

Ahora bien, las relaciones cinemáticas son:

$$e_x = \frac{\partial \delta_x}{\partial x} \quad ; \quad e_y = \frac{\partial \delta_y}{\partial y} \quad ; \quad \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \right) \quad (2.9)$$

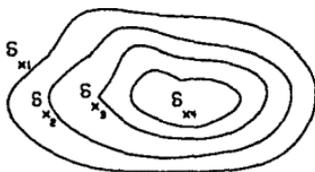
$$\bar{\delta} = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial \delta_x}{\partial x} \\ \frac{\partial \delta_y}{\partial y} \\ \frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \end{array} \right\}$$

$$E_p = \int_{\text{vol}} \left[\frac{\partial \delta_x}{\partial x} \quad \frac{\partial \delta_y}{\partial y} \quad \left(\frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \right) \right] [D] \left[\begin{array}{c} \frac{\partial \delta_x}{\partial x} \\ \frac{\partial \delta_y}{\partial y} \\ \frac{\partial \delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \delta_y}{\partial x} \end{array} \right] dv \quad (2.10)$$

Por lo que se ve, el problema consiste en determinar los campos escalares $\delta_x(x,y)$ y $\delta_y(x,y)$ que minimizan el funcional 2.10, o sea determinar el campo de desplazamientos $\bar{\delta} = \delta_x i + \delta_y j$ que minimiza la energía potencial.

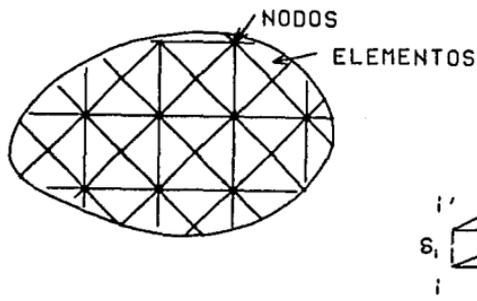
Por eso se ve que las integrales 2.5 y 2.6 dependen del campo vectorial de desplazamientos que se presenta en la región del problema considerado, y que es el que debe determinarse.

Se tiene así que dicho campo puede tener la siguiente forma para cada uno de sus componentes escalares según x y y .



curvas de nivel
para δ_x (ó para δ_y).
 δ = desplazamiento

Si se discretiza la región, por ejemplo mediante triángulos (que es lo que se denomina "Elementos Finitos"), dentro del área comprendida en cada uno de ellos, puede suponerse que la variación de δ_x ó δ_y es lineal, es decir se define un plano.



La configuración real se aproxima por una serie de caras planas que definen una superficie poliédrica; esta será pues una aproximación al problema real. Las expresiones matemáticas de estas funciones serán:

$$\left. \begin{aligned} \delta_x(x,y) &= a + bx + cy \\ \delta_y(x,y) &= d + ex + fy \end{aligned} \right\} \quad a. se)$$

Las únicas incógnitas son los parámetros de estas funciones.

2.2.2.2. Obtención de los parámetros.

Se establecen las siguientes hipótesis.

1.-Se supone que se conocen los desplazamientos en cada nudo del triángulo.

Si se conoce $\delta x_i, \delta x_j, \delta x_k$

$$\left. \begin{aligned} \delta x_i &= a + bx_i + cy_i \\ \delta x_j &= a + bx_j + cy_j \\ \delta x_k &= a + bx_k + cy_k \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

De aquí se obtienen los valores de a, b y c .

Para los desplazamientos en y se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \delta y_i &= d + ex_i + fy_i \\ \delta y_j &= d + ex_j + fy_j \\ \delta y_k &= d + ex_k + fy_k \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

Con esto se obtienen d, e y f .

2.2.2.3. Obtención de las constantes.

Para el sistema (2.11) se tiene:

$$\begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta x_i \\ \delta x_j \\ \delta x_k \end{bmatrix} \quad \Delta = \det \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{bmatrix}$$

Se tiene por tanto que:

$$a = \frac{\begin{vmatrix} \delta x_i & x_i & y_i \\ \delta x_j & x_j & y_j \\ \delta x_k & x_k & y_k \end{vmatrix}}{\Delta} \quad ; \quad b = \frac{\begin{vmatrix} 1 & \delta x_i & y_i \\ 1 & \delta x_j & y_j \\ 1 & \delta x_k & y_k \end{vmatrix}}{\Delta}$$

$$c = \frac{\begin{vmatrix} 1 & x_l & \delta x_l \\ 1 & x_j & \delta x_j \\ 1 & x_k & \delta x_k \end{vmatrix}}{\Delta}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= (x_j y_k - x_k y_j) - (x_l y_k - x_k y_l) + (x_l y_j - x_j y_l) \\ &= (x_j y_k - x_k y_j) + (x_k y_l - x_l y_k) + (x_l y_j - x_j y_l) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta a &= (x_j y_k - x_k y_j) \delta a_l - (x_l y_k - x_k y_l) \delta a_j + (x_l y_j - x_j y_l) \delta a_k \\ &= a_1 \delta a_l + a_2 \delta a_j + a_3 \delta a_k \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta b &= - (y_k - y_j) \delta x_l + (y_k - y_l) \delta x_j - (y_j - y_l) \delta x_k \\ &= (y_j - y_k) \delta x_l + (y_k - y_l) \delta x_j - (y_l - y_j) \delta x_k \\ &= b_1 \delta x_l + b_2 \delta x_j + b_3 \delta x_k \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta c &= (x_k - x_j) \delta x_l - (x_k - x_l) \delta x_j + (x_j - x_l) \delta x_k \\ &= c_1 \delta x_l + c_2 \delta x_j + c_3 \delta x_k \end{aligned}$$

$$a = \frac{a_1 \delta a_l + a_2 \delta a_j + a_3 \delta a_k}{\Delta}, \quad b = \frac{b_1 \delta x_l + b_2 \delta x_j + b_3 \delta x_k}{\Delta}$$

$$c = \frac{c_1 \delta x_l + c_2 \delta x_j + c_3 \delta x_k}{\Delta}$$

De manera análoga se obtendrán las constantes d , e y f para el campo $\delta y(x, y)$. Se tiene que:

$$d = \frac{\begin{vmatrix} \delta y_l & x_l & y_l \\ \delta y_j & x_j & y_j \\ \delta y_k & x_k & y_k \end{vmatrix}}{\Delta} \quad + \quad d = \frac{a_1 \delta y_l + a_2 \delta y_j + a_3 \delta y_k}{\Delta}$$

$$e = \frac{b_1 \delta y_l + b_2 \delta y_j + b_3 \delta y_k}{\Delta} \quad ; \quad f = \frac{c_1 \delta y_l + c_2 \delta y_j + c_3 \delta y_k}{\Delta}$$

Aplicando las relaciones cinemáticas 2.9' y 2.10' se tiene:

$$\delta x = \frac{\partial \delta x}{\partial x} = b \quad ; \quad \delta y = \frac{\partial \delta y}{\partial y} = f \quad ; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial \delta x}{\partial y} + \frac{\partial \delta y}{\partial x} = c + e$$

Por lo cual la integral 2.10 queda:

$$E_p = \int_{vol} [b \quad f \quad (c+e)] [D] \begin{bmatrix} b \\ f \\ c+e \end{bmatrix} du$$

Por lo tanto:

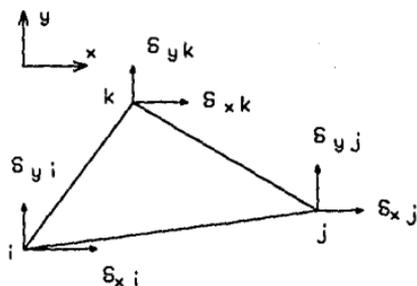
$$[e] = \begin{bmatrix} b \\ f \\ c+e \end{bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} b_1 \delta x_l + b_2 \delta x_j + b_3 \delta x_k \\ c_1 \delta y_l + c_2 \delta y_j + c_3 \delta y_k \\ c_1 \delta x_l + c_2 \delta x_j + c_3 \delta x_k + b_1 \delta y_l + b_2 \delta y_j + b_3 \delta y_k \end{bmatrix}$$

$$[e] = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta x_l \\ \delta y_l \\ \delta x_j \\ \delta y_j \\ \delta x_k \\ \delta y_k \end{bmatrix}$$

De otra forma:

$$[e]_{3 \times 6} = [B]_{3 \times 6} [\delta^e]_{6 \times 1}$$

CS. 117



donde:

$$[B] = \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad [\delta^e] = \begin{bmatrix} \delta x_i \\ \delta y_i \\ \delta x_j \\ \delta y_j \\ \delta x_k \\ \delta y_k \end{bmatrix}$$

De este modo la ecuación 2.10 queda:

$$\begin{aligned} E_p &= \int_{\text{vol}} [\delta^e]^T [B]^T [D] [B] [\delta^e] \, dv \\ &= [\delta^e]^T [B]^T [D] [B] [\delta^e] \int_{\text{vol}} \, dv \end{aligned}$$

ya que $[\delta^e]$ y $[B]$ son independientes de las coordenadas.

Así pues:

$$\begin{aligned} E_p &= [\delta^e]^T [B]^T [D] [B] [\delta^e] t A_1 \\ &= [\delta^e]^T [B]^T [D] [B] t A_1 [\delta^e] \\ &= [\delta^e]^T [K]_e [\delta^e] \end{aligned} \quad \text{a.13}$$

donde:

$$[K]_e = [B]^T [D] [B] t A_1$$

t = espesor unitario

A_1 = Área del triángulo = $\frac{A}{2}$

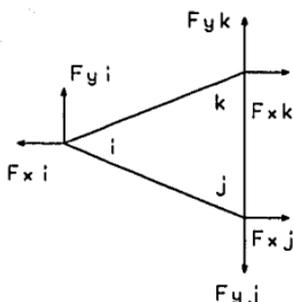
La ecuación (2.13') sería válida sólo para la figura triangular.

Ahora bien, las fuerzas que llegan a cada nudo del triángulo producen una energía tal que:

$$[\delta^e]_{i \times 6}^T [F]_{6 \times 1} = E_p \quad \text{a.14}$$

donde:

$$[F]_e = \begin{bmatrix} F_{x_i} \\ F_{y_i} \\ F_{x_j} \\ F_{y_j} \\ F_{x_k} \\ F_{y_k} \end{bmatrix}_{6 \times 1}$$



Iguando (2.13') con (2.14) se tiene:

$$[\delta]^T [F]_e = [\delta]^T [K]_e [\delta]$$

premultiplicando por $[\delta]^T$ ambos lados, se obtiene:

$$[F]_e = [K]_e [\delta]$$

(2.15)

Válida para un elemento.

Se puede generalizar a la malla total de la siguiente manera:

$$[F]_T = \sum_{e=1}^{N_e} [F]_e \quad ; \quad N_e = \text{Número de elementos}$$

$$[K]_T = \sum_{e=1}^{N_e} [K]_e$$

Esta última expresión es válida ya que se pueden sumar las energías elementales de cada elemento, para obtener la energía total.

$$[\delta]_T = \sum_{e=1}^{N_e} [\delta]_e$$

Por lo tanto el problema global queda:

$$[K]_{T_{6n \times 6n}} \{ \delta \}_{T_{6n \times 1}} = [F]_{6n \times 1} \quad (2.16)$$

Ahora se tiene un sistema lineal de $6n$ ecuaciones con $6n$ incógnitas, siendo n el número total de nudos de la malla. Así que el problema del funcional se ha transformado mediante el Método de Elementos Finitos en un sistema lineal de ecuaciones y los resultados que proporciona son valores discretos de las funcionales buscadas.

Conocidos los desplazamientos es posible calcular el estado de esfuerzos y deformaciones. Para ello se utilizan los desplazamientos conocidos de cada elemento.

Dado que, de (2.11'):

$$[c] = [B] \{ \delta^e \} \quad (2.17)$$

$$\text{y } [\sigma]_e = [D][B] \{ \delta^e \} \quad (2.18)$$

Nótese que los esfuerzos y deformaciones serán constantes en cada elemento, o sea tienen distribución uniforme en cada uno de ellos, pero, variando de elemento a elemento. Esto constituye un error de aproximación del método.

En lo que sigue se detallará la obtención de la matriz de rigidez total $[K]_T$, así como el vector de cargas $[F]_T$, mediante los cuales, al resolver el sistema (2.16), se obtendrán los desplazamientos de cada nudo, o sea el vector $\{ \delta \}_T$, que será parte de la solución buscada, la otra parte la constituyen la obtención del campo de esfuerzos y deformaciones mediante las ecuaciones (2.17) y (2.18).

Notese que los elementos vistos fueron triángulos, sin embargo, se pueden emplear rectángulos y, para problemas tridimensionales, pueden usarse paralelepípedos, etc. Además la solución se dio para el caso elástico, pero la misma metodología puede aplicarse a otros materiales e incluso a otros campos de la física (Termodinámica, Electricidad, etc.).

2.2.2.4. Detalles del proceso.³

Servirán para ver como se generan mallas de elementos triangulares, numeración de nudos y elementos, elaboración de la matriz de rigidez total, del vector de cargas (incluyendo fuerzas de cuerpo), así como la solución de sistemas de ecuaciones y finalmente la manera de obtener el estado de esfuerzos y deformaciones conocidos los desplazamientos. Además se presentará (Cap. IV fig. 4.2) un diagrama de bloques para programar el método por computadora.

2.2.2.4.1. Elaboración de la malla.

Para ilustrar esto se presenta el siguiente ejemplo sencillo (fig. 2.1), el medio se discretiza mediante una serie de elementos triangulares.

SIDKÉVICS O. "THE FINITE ELEMENT METHOD"

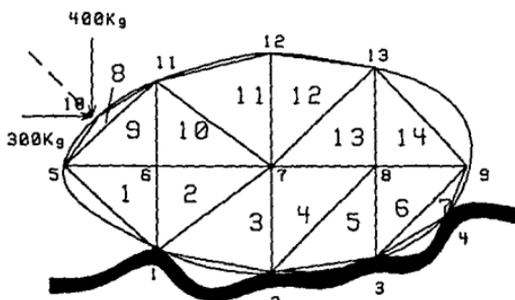


Fig. 2.1

Queda formada una malla caracterizada por el número de nudos y elementos, en la figura son 14 elementos y 13 nudos.

Comunmente los nudos y elementos se numeran de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.

Existen restricciones para formar mallas, como la que un nudo no debe quedar sobre alguno de los lados de un elemento.

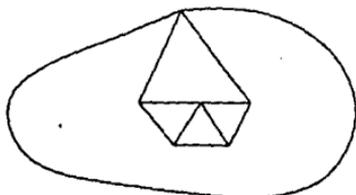


Fig. 2.2

2.2.2.4.2. Datos para los nudos.

Los nudos se identifican mediante sus coordenadas y sus condiciones de restricción, o sea debe señalarse si los nudos son libres de moverse o no, según las direcciones x , y ó s , y de giro en las mismas direcciones. En la tabla siguiente, el número 1 indica que están restringidos y el cero que están libres. De esta manera, en la figura 2.1, los nudos 1 a 4 están restringidos en todas las direcciones en tanto que del 5 al 13 están restringidos según s . Los giros se indican también en la misma tabla.

TABLA I

# de nudo	Rest. x	Rest. y	Rest. s	Giro x	Giro y	Giro s	Coor. x	Coor. y	Coor. s
1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
2	1	1	1	1	1	1	0	0	0
3	1	1	1	1	1	1	0	0	0
4	1	1	1	1	1	1	0	0	0
5	0	0	0	1	1	1	0	0	0
6	0	0	0	1	1	1	0	0	0
7	0	0	0	1	1	1	0	0	0
8	0	0	0	1	1	1	0	0	0
9	0	0	0	1	1	1	0	0	0
10	0	0	0	1	1	1	0	0	0
11	0	0	0	1	1	1	0	0	0
12	0	0	0	1	1	1	0	0	0
13	0	0	0	1	1	1	0	0	0

Se ve que pueden señalarse diferentes posibilidades de movimiento (grados de libertad).

2.2.2.4.3. Datos para los elementos.

A su vez los elementos se indican señalando su número, los nudos que le pertenecen (incidencias), así como el tipo de material de que están constituidos. Al respecto los nudos de cada elemento se identifican como i, j y k, siguiendo el orden opuesto al giro de las manecillas del reloj (ver figura 2.3)



Fig. 2.3

Para el caso de la figura 2.1, los datos serían los de la tabla 2. En ella, a los nudos I, J y K se les designa, respectivamente:

NUD(I)
 NUD(J)
 NUD(K)

TABLA II

# de elem.	NUD(I)	NUD(J)	NUD(K)	Tipo de material
1	1	6	5	3
2	1	7	6	2
3	1	2	7	2
4	2	8	7	2
5	2	3	8	2
6	3	9	8	3
7	3	4	9	3
8	5	11	10	3
9	5	6	11	3
10	6	7	11	3
11	7	12	11	1
12	7	13	12	1
13	7	8	13	3
14	8	9	13	3

2.2.2.4.4. Datos sobre materiales.

Puede tenerse más de un material, para esto, de cada material se dan los datos de: Peso volumétrico γ , Módulo de Elasticidad E y relación de Poisson ν .

TABLA III

tipo de material	E (Kg/m ²)	ν	γ (Kg/m ³)
1	2×10^8	0.25	2000
2	3×10^8	0.35	2100
3	1×10^7	0.45	1800

2.2.2.4.5. Datos de cargas.

Se indican señalando el nudo sobre el cual actúan y sus componentes según x, y y z. Por ejemplo, para la figura 2.1 se tiene lo siguiente (ver TABLA IV):

TABLA IV

# de carga	# donde actúa	comp.x (Kg)	comp.y (Kg)	comp.z (Kg)
1	10	300	400	0
2	13	0	600	0

2.2.2.4.6. Formación de la matriz de rigidez de cada elemento.

Recordar para ello que esta matriz, $[K]^e$, se forma por el producto:

$$[K]_e = [B]^t [D] [B] t A_t \quad \text{con } t = 1$$

siendo:

$$A_t = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{vmatrix}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix}$$

donde:

$$\begin{aligned} b_1 &= y_i - y_k = b_i \\ b_2 &= y_k - y_j = b_j \\ b_3 &= y_i - y_j = b_k \\ c_1 &= y_j - y_k = c_i \\ c_2 &= y_k - y_j = c_j \\ c_3 &= y_i - y_j = c_k \end{aligned}$$

$$y \quad [D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 1 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix}$$

donde:

E = Módulo de elasticidad, y
 ν = relación de Poisson

Así que observando el orden de las matrices se tiene:

$$[B]_{6 \times 3}^T [D]_{6 \times 6} [B]_{3 \times 6} = [K]_{6 \times 6}^e$$

o sea que la matriz $[K]^e$ es de 6×6 . Se tiene por lo tanto que:

$$[K] = \left[\begin{array}{cccccc} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . \\ \hline K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{array} \right] \left. \begin{array}{l} \} I \\ \} J \\ \} K \end{array} \right\}$$

Esto indica la influencia de los datos de los nudos correspondientes sobre los renglones y las columnas de la matriz. Obsérvese que en general el orden de la matriz es:

$$n_e = \text{Nudos del elemento} \times \text{grados de libertad}$$

Para el caso de un triángulo y para el problema bidimensional:

$$n_e = 3 \times 2 = 6$$

E.2.2.4.7. Formación de la matriz de rigidez total.

Para esto, los elementos de la matriz de cada elemento se colocan en una matriz global, cuyas dimensiones serán:

$$NT = NN \times GL$$

donde:

NN = Número total de nudos de la malla.
 GL = Grados de libertad.

De manera que los renglones y columnas de una matriz elemental se colocan en renglones y columnas de esta matriz global, según la regla siguiente:

Los renglones y columnas correspondientes a I se colocan en los renglones y columnas números N_1 y N_2 .

siendo:

$$N_1 = [GL \times NUD(I)] - 1$$

$$N_2 = GL \times NUD(I)$$

(Recordar lo que significa $NUD(I)$, $NUD(J)$, etc. en la tabla II)

Asimismo, los correspondientes J y K se colocan en los renglones y columnas N_3 , N_4 , N_5 y N_6 respectivamente:

siendo:

$$N_3 = [GL \times NUD(J)] - 1$$

$$N_4 = [GL \times NUD(J)]$$

$$N_5 = [GL \times NUD(K)] - 1$$

$$N_6 = [GL \times NUD(K)]$$

De esta manera los datos correspondientes al elemento 9 de la figura 2.1, se colocan (considerando que $GL = 2$) en:

$$N_1 = 2 \times 5 - 1 = 9$$

$$N_2 = 10$$

$$N_3 = 2 \times 11 - 1 = 21$$

$$N_4 = 22$$

$$N_5 = 2 \times 10 - 1 = 19$$

$$N_6 = 20$$

De esta manera la matriz global quedará:

(siendo $NT = MN \times GL = 13 \times 2 = 26$)

	1	2	...	9	10	11	...	19	20	21	22	...	26
1													
2													
3													
...													
9				K_{11}	K_{12}			K_{19}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
10				K_{21}	K_{22}			K_{29}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
11													
...													
19				K_{91}	K_{92}			K_{99}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
20				K_{21}	K_{22}			K_{29}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
21				K_{21}	K_{22}			K_{29}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
22				K_{21}	K_{22}			K_{29}	K_{20}	K_{21}	K_{22}		
...													
26													

Fig. 2.4

Esta fue la matriz del elemento número 9.

Luego se formarían, de esta manera, matrices globales de cada elemento, y finalmente se sumarían entre sí todas estas matrices para obtener la matriz de rigidez total que se busca, la cual obviamente debe ser de orden $NT \times NT$.

2.2.2.4.8. Obtención del vector de cargas.

Este vector se forma con las cargas concentradas aplicadas en cada nudo, así como por efecto de peso propio.

APORTACION DE CARGAS CONCENTRADAS

En este caso como el vector de cargas concentradas $[F]_T$ es:

$$[F]_T = \begin{bmatrix} F_{x_1} \\ F_{x_2} \\ F_{x_3} \\ \vdots \\ F_{x_{NN}} \\ F_{y_{NN}} \end{bmatrix}$$

O sea un vector de orden $(NT \times 1)$, así que los datos de cargas se colocan en los renglones correspondientes al nudo donde actúan, por ejemplo para las cargas mostradas en la figura 2.1, se obtendría (ver TABLA IV).

$$\{F_T\} = \begin{bmatrix} \text{Datos } F(\text{nudo } 1): & 800 & \dots\dots\dots & \text{renglón } 19 \\ & 400 & & \text{renglón } 20 \\ & & & \\ & & & \text{renglón } 29 \\ \text{Datos } F(\text{nudo } 18): & 400 & \dots\dots\dots & \text{renglón } 36 \end{bmatrix}$$

CARGAS POR PESO PROPIO.

-Para esto se procede concentrando un tercio del Área correspondiente de cada elemento en cada uno de sus nudos, y luego la carga en cada nudo será igual a la suma de las cargas mencionadas correspondientes a cada elemento que llega a él. Por ejemplo (ver fig.2.1), para el nudo 6 la carga sería:

$$q = \frac{A_1 \gamma_1 + A_2 \gamma_2 + A_9 \gamma_9 + A_{10} \gamma_{10}}{3} \quad \begin{array}{l} \text{(carga vertical)} \\ \text{(espesor unitario)} \end{array}$$

la cual estaría colocada en el renglón doce del vector de cargas, ya que al nudo 6 concurren los elementos 1, 2, 9 y 10. Este dato se colocaría en el renglón 12 del vector de cargas, ya que la componente vertical de esta carga se obtiene multiplicando $6 \times 2 = 12$. De la misma manera se colocarían los pesos correspondientes para los demás nudos. Con esto se tendría completo el vector de cargas.

2.2.2.4.8. Eliminación de ecuaciones por restricción de movimientos.

Esto se consigue gracias a que se eliminan los renglones y columnas cuyos desplazamientos están restringidos, lo cual se identifica mediante el número de nudo y su condición de restricción.

Por ejemplo si el desplazamiento en x del nudo n_1 está restringido se eliminan el renglón y la columna números:

$$(GL \times n_1) - 1$$

En tanto que si el desplazamiento en y de otro nudo n_2 está restringido se eliminan el renglón y la columna:

$$GL \times n_2$$

En el ejemplo de la figura 2.1 están restringidos en x y y los nudos del 1 al 4 y se eliminarían los 8 primeros renglones de la matriz que aparece en la figura 2.4.

2.2.2.4.10. Resolución del sistema lineal de ecuaciones.

Como se vió antes, el Método del elemento finito conduce al sistema lineal de ecuaciones dado por:

$$[K]_T [\delta]_T = [F]_T$$

Hemos ya visto como se forman $[K]_T$ y $[F]_T$. Sólo falta resolver el sistema para obtener el vector de desplazamientos tanto en x como en y , correspondientes a cada nudo de la malla. Para esto puede emplearse cualquiera de los métodos numéricos conocidos, como el de Gauss-Jordan, Gauss-Seidel u otros. Vale la pena hacer la observación que la matriz $[K]_T$ resulta bandeada y porosa, es decir, tiene muchos elementos nulos. Por este motivo se han desarrollado diferentes versiones de los métodos anteriores que resultan más eficientes desde el punto de vista computacional⁴, en lo referente a memoria necesaria y tiempo de computo. El tipo de estas matrices se representa en la figura 2.5.

$$[K]_T = \begin{vmatrix} \text{xxx} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \text{xxx} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \text{xxx} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \text{xxx} & \dots & 0 \\ \cdot & & & & & \cdot \\ \cdot & & & & & \cdot \\ \cdot & & & & & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \text{xxx} \end{vmatrix}$$

Fig. 2.5

Ahora bien, cualquiera que sea el método de resolución empleado, nos proporciona la solución buscada, o sea el vector $[\delta]_T$ con lo cual se conocen los desplazamientos (tanto en x como en y) de los nudos de la malla. Los desplazamientos son en sí una representación discretizada del campo de desplazamientos buscado. De aquí se ve que entre más fina sea la malla mayor número de datos sobre dicho campo se conocerán, pero se incrementará el tiempo de cómputo, lo cual resulta más caro. Existe pues el problema de aproximación contra economía. Debe adoptarse entonces un criterio de optimización.

2.2.2.4.11. Determinación del estado de esfuerzos y deformaciones.

Conocidos los desplazamientos en cada nudo se calculan las deformaciones y los esfuerzos en cada elemento mediante las ecuaciones:

$$[\epsilon] = [B]\{\delta^e\} \quad \text{y} \quad [\sigma] = [D][B]\{\delta^e\}$$

⁴EUGENE ISAACSON, HERBERT BISHOP "ANALYSIS OF NUMERICAL METHODS", ED. JOHN WILEY AND SONS.

En este caso para $\{\delta^e\}$ se emplean solo datos correspondientes a los desplazamientos de los nudos asociados a cada elemento.

Por ejemplo para el elemento 8 se tendría:

$$[\delta^e] = \begin{bmatrix} \delta_{x_8} \\ \delta_{y_8} \\ \delta_{x_{11}} \\ \delta_{y_{11}} \\ \delta_{x_{10}} \\ \delta_{y_{10}} \end{bmatrix}$$

De esta manera se obtendría:

$$\{e_e\} = \begin{bmatrix} e_x \\ e_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad \text{así como} \quad \{\sigma\} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

Nótese que $\{\sigma\}$ es uniforme en cada elemento, y con esto se obtiene el tensor esfuerzo en cada elemento:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix}$$

A partir de este tensor pueden encontrarse los esfuerzos principales por métodos conocidos. Aquí se ve también que este estado de esfuerzos es burdo y se obtiene mayor aproximación si la malla es más fina.

No obstante las limitaciones de precisión mencionadas antes, los cuales son inherentes a cualquier método numérico, este da resultados muy satisfactorios que incluso pueden graficarse mediante computadora, y además, permiten el manejo de cualquier geometría irregular, distribución de cargas y de heterogeneidad de propiedades de los elementos, las cuales son limitadas en otros métodos de análisis.

Nótese además que los errores numéricos involucrados pueden ser del mismo orden a los que se tienen por falta de datos experimentales completos en toda la región.

Sin embargo para tratar de reducir esto último, se debe tener presente que la obtención de los datos instrumentales es la herramienta que permitirá a futuro comprobar cuán acertadas o erradas

resultan, frente a la realidad, las propiedades mecánicas supuestas en los métodos numéricos. La instrumentación permite en particular determinar, en diferentes puntos de la estructura, la trayectoria de los esfuerzos efectivos principales y la deformabilidad de los materiales constitutivos de la presa. Para que con datos obtenidos de laboratorio y leyes derivadas de estas observaciones se realicen cálculos mediante elemento finito, en forma más certera, y mejorar la seguridad de las estructuras por construir.

Esto es todo para fines prácticos, pero recuérdese que el método de elementos finitos puede generalizarse a otro tipo de elementos, condiciones tridimensionales, problemas dinámicos y a otros campos de la Física: Térmica, Hidráulica, Electricidad, Radiación nuclear, etc. Es de creación relativamente reciente (1960) y aún no se emplea mucho en la práctica de la ingeniería en México.

CAPITULO III

METODOS EXPERIMENTALES

3.1 GENERALIDADES.

En todos los trabajos de estructuras térreas es claro que siempre habrá diferencias entre lo que se supone sucederá y lo que realmente ocurre. Como consecuencia los diseños tienen una tendencia conservativa, aunque en ocasiones pueden resultar inseguros, caros y poner en peligro tanto a la estructura como las vidas humanas.

El suelo es un material de trabajo muy complejo cuyo comportamiento se ve afectado por un gran número de factores dentro de los cuales se incluye tanto su origen geológico como los efectos producidos por el paso del tiempo. Es por esto que no hay duda del porqué de la instrumentación. Donde estriba la verdadera incógnita es en decidir donde sí y donde no se debe instrumentar y cómo se debe hacer.

La información recabada por los instrumentos debe ser utilizada para cubrir tres aspectos esenciales:

1.- Ayudar durante las investigaciones in-situ a determinar el estado de esfuerzo-deformación y resistencia del suelo, pruebas de permeabilidad, placas testigos de asentamientos, pruebas de carga en pilotes, etc.

2.- Como un método de control durante la construcción. Registrando cambios en los niveles piezométricos, movimientos y vibraciones en el suelo; los cuales pueden ser utilizados para respaldar al propietario o al contratista en caso de reclamaciones por percances ocurridos durante la obra. Por otra parte para corroborar que la obra cumple con las especificaciones de diseño y proveer datos, utilizados para determinar las condiciones de seguridad de la misma durante su construcción. Inmediatamente se viene a la mente los efectos producidos en una cortina por la presión de poro y los movimientos que sufre durante y después de su construcción.

3.- Interpretación de los registros. Para poder tener un panorama global sobre el comportamiento general de una estructura, es necesario el tener una colección de todos los registros, sin embargo esto se ve muchas veces impedido debido a la carencia de una buena colección de los mismos.

32. PLANEACION E INTERPRETACION DE PROGRAMAS DE INSTRUMENTACION

No hay reglas que indiquen los pasos a seguir en la organización de un proyecto de instrumentación, sin embargo hay muchos factores que deben de tomarse en cuenta. En su realización de un proyecto se ven involucradas muchas partes tales como los ingenieros consultores, el contratista, los proveedores, etc.

Si se considera todo el rango de actividades involucradas, es claro que muchos problemas deben de resolverse en forma práctica, por lo que se debe de tener presente que:

- a) Se deben tener disponibles instrumentos de buena calidad, y los datos que se obtengan con ellos tenerse a la mano para poder ser consultados.
- b) Los programas de instrumentación no deben de incluir instrumentos nuevos hasta que no se haya demostrado que los datos proporcionados por estos sean completamente confiables.
- c) Se debe de tener cuidado que al instalar una gran cantidad de aparatos en secciones específicas de una estructura, no vaya a afectar la seguridad de la misma.
- d) Se debe tener un registro completo sobre la historia de cada instrumento. Esta debe de incluir detalles de la instalación, calibraciones y la colección de datos registrados en él.
- e) Se debe de tener presente el mantenimiento que se le debe de dar a los aparatos, el reemplazar las partes dañadas y los problemas que se pudieran presentar.

Franklin⁵ (1979) sugirió que:

- Para cada estudio in-situ se deberían de tener datos predeterminados los cuales se tomarían como normales, y con estos sería posible el reconocer incongruencias.

⁵ FRANKLIN J. A. "USE OF TEST MONITORING IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF ROCK STRUCTURES", PROCEEDINGS, 6TH INTERNATIONAL CONGRESS OF INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS, MONTREUX, 1977, VOL. 3

- Se deben de fijar límites los cuales definan rangos de comportamiento aceptables y niveles de advertencia.

- Para cada nivel de advertencia se debe de tener un plan a seguir en caso de que dicho nivel se sobrepase. Dichos niveles de advertencia dependerán de la experiencia del ingeniero, la naturaleza del proyecto y la posibilidad de que afecte a instalaciones especiales.

En las primeras etapas de la selección de los instrumentos se debe de tener en consideración los tipos de medidas que se van a registrar, así como los máximos y mínimos parámetros que se pudiesen presentar para poder proporcionar el rango y la sensibilidad de los aparatos. En lo que respecta a la vida útil de los aparatos, esta información se debe obtener consultando a otras empresas o fábricas que lo hayan manejado.

La calibración de los instrumentos es esencial. Es muy conveniente que se puedan recalibrar in-situ en lugar de tener que ser removidos y llevados a un laboratorio. La sensibilidad de los aparatos a los cambios de temperatura es un factor muy importante y se deben de tener métodos disponibles de compensación, algunos de éstos métodos actúan automáticamente dentro de la misma unidad.

La frecuencia con la cual se deben de tomar las lecturas de los instrumentos dependerá del tipo de instrumento y de la rapidez con la que dicha cantidad cambie. En un trabajo dinámico, tal como el incado de pilotes, los registros se deben de tomar con gran frecuencia. En problemas estáticos, la velocidad con la que los registros varían esta relacionada con el avance de la construcción de la obra, o en un prueba de consolidación dependerá de las condiciones de drenado. Un problema que por lo regular se presenta es el tiempo que se requiere en ciertas ocasiones para tomar las lecturas, esto se ha reducido gracias a los métodos que se han desarrollado para registrar por medio de graficadores que van trazando los asentamientos, o microcomputadoras que van procesando los registros de los inclinómetros.

La precisión de las medidas de campo es un factor muy importante puesto que en algunas situaciones cambios muy pequeños en la lecturas pueden indicar principios de falla inminentes. Esta posibilidad inmediatamente induce en el ingeniero una serie de cuestionamientos:

- ¿Cuál es el comportamiento esperado de la estructura y que cantidades son críticas?

- ¿Cuál de todas las lecturas de los diferentes instrumentos son más útiles para chequear el comportamiento de la estructura?

- ¿Cuál es la magnitud esperada de esas lecturas y que precisión se desea para poder definir situaciones críticas en la evaluación del comportamiento de la estructura?

- ¿Son los datos proporcionados por los instrumentos lo suficientemente representativos de la situación real de la estructura y la sensibilidad de estos es la adecuada para registrar las lecturas?

- ¿El personal encargado está debidamente capacitado para poder manejar los instrumentos?

Para poder decidir la cantidad de instrumentación así como la sensibilidad de los aparatos, es esencial determinar las áreas críticas en donde se piensa colocarlos. Para poder predecir dichas zonas se puede combinar la visita al lugar con la modelación por el método del elemento finito.

Por ejemplo en una presa, conviene, por tanto, seleccionar, de ser posible, instrumentos que aseguran la continuidad espacial de las mediciones. Son muy importantes, para detectar a lo largo de una línea continua los gastos de filtración, las presiones de poro y sus variaciones con el tiempo, las galerías perimetrales instrumentadas y localizadas en la roca aguas abajo del núcleo impermeable. Para la detección de grietas transversales en la parte superior de la presa se han utilizado numerosas veces en México, conjuntos de extensómetros lineales colocados paralelamente al eje longitudinal de la presa y a lo largo de todo éste.

Los procedimientos de colocación in-situ de los instrumentos, influyen notablemente en su comportamiento. Es difícil evitar, en particular, que las tuberías de conducción, sean de aire o eléctrica soporten sin ruptura grandes asentamientos diferenciales. Por tanto debe evitarse en lo posible que estas líneas de conducción crucen las fronteras entre materiales de rigideces muy diferentes (entre laderas y corazón). Es importante además, asegurarse que las tuberías de conducción que cruzan la presa desde el corazón hasta su talud de aguas abajo no conformen un camino preferencial para las filtraciones a través del núcleo. Al diseñar la instrumentación han de evitarse los efectos secundarios nocivos para la seguridad tales como: presión hidráulica transmitida a la base del núcleo por un inclinómetro que comunica el embalse o que se llena con agua de lluvia o bien perforaciones con presión de agua en el núcleo. En ambos casos se propician fracturamientos hidráulicos en el corazón.

Con el objeto de tener una visión general de los estados de esfuerzos y deformaciones imperantes en la presa, conviene distribuir los aparatos de medición en las secciones máximas transversal y longitudinal. Además para el estudio de problemas locales, evidenciados durante la etapa de diseño mediante el cálculo, intuición o experiencia se colocan grupos de aparatos aislados que tratan de responder a una duda específica.

Para verificar las mediciones es conveniente duplicarlas. Debe, en efecto, tomarse en cuenta que los aparatos no solo fallan sino que, a veces, registran datos aparentemente confiables y que sin embargo discrepan con lo esperado. La única forma de verificar esas observaciones es duplicándolas, de preferencia mediante instrumentos de tipo diferente.

No basta con haber planeado apropiadamente la auscultación y haber instalado correctamente instrumentos confiables, precisos y longevos, sino también interpretar prontamente sus resultados. Con tal fin es imprescindible:

- 1.- Definir de antemano la frecuencia de las lecturas y que el responsable de la medición de campo cuente con el apoyo necesario. En los primeros meses después de la construcción y durante el primer llenado las lecturas deben de ser semanales; durante los dos primeros años de operación

conviene que sean mensuales y posteriormente bianuales. Las lecturas se pueden registrar ya sea por observación directa o a control remoto. Esta primer forma tiene sus ventajas ya que si se está en el sitio, a la vez que se toman los datos se puede inspeccionar la estructura y verificar si los instrumentos están funcionando adecuadamente. Al final del periodo inicial de operación de la presa, se puede tomar la decisión de incrementar los intervalos de tiempo entre las lecturas, aunque es primordial el realizar una completa inspección de la cortina y de los instrumentos después de que haya ocurrido un sismo.

2.- Contar con un grupo de trabajo que procese de inmediato la información de forma que se observe la variación con el tiempo de las magnitudes medidas.

3.- Asegurar que el seguimiento, por parte de un grupo de especialistas asesorados por el proyectista, de los resultados así obtenidos sea regular.

El análisis de los datos instrumentales es la herramienta que permitirá a futuro comprobar cuán acertadas o erradas resultan, frente a la realidad, las propiedades mecánicas supuestas en el cálculo. La instrumentación permite en particular determinar, en diferentes puntos de la estructura, la trayectoria de los esfuerzos efectivos principales y la deformabilidad de los materiales constitutivos de la presa. Para que con datos obtenidos de laboratorio y leyes derivadas de estas observaciones se permita efectuar a futuro, los cálculos mediante elemento finito en forma más certera y mejorar la seguridad de las estructuras por construir, aún cuando no influya directamente en la seguridad de las presas en que se efectuaron las mediciones.

La interrogante en todo trabajo de instrumentación es el cómo interpretar las lecturas y que acción es necesaria seguir. Esto se puede definir al considerar que las cantidades registradas son consecuencia de los efectos que ocurren en el cuerpo de la cortina, y que éstos efectos son a su vez consecuencia de cambios en los materiales de la cortina y su cimentación producidos por variaciones en la temperatura ambiental y/o en el nivel de esfuerzos.

Las presas deben de ser construidas para que funcionen satisfactoriamente durante una determinada vida útil. Se han realizado muchos intentos en todo el mundo para predecir el comportamiento de las cortinas. Los primeros estudios se enfocaron en aplicar métodos elásticos ya que estos desde el punto de vista práctico son fáciles de manejar, en la actualidad se está haciendo extensivo el estudio con las teorías de plasticidad sin que se haya llegado todavía a una ley definitiva sobre el comportamiento de los materiales.

3.3. MEDIDORES DE CARGA.

El propósito de los dispositivos para medir cargas es el de registrar en forma veraz y confiable la carga que se transmite a algún elemento integrante de una estructura. No todas las cargas son estáticas, también las hay dinámicas, tales como las causadas por el hincado de pilotes, explosiones, sismos, etc.

3.3.1. INDICADOR DE CARGA FOTOELÁSTICO.

El principio de operación de este instrumento consiste en que cuando un cilindro hecho de un material fotoelástico es deformado por la aplicación de una carga, se forman patrones que son visibles por medio de luz polarizada. Estos patrones observados nos proporcionan en forma directa la carga aplicada al dispositivo. La observación de los patrones se hace mediante el uso de una lente, de las cuales existen diferentes tipos dependiendo del grado de precisión que se desee, estas lentes son polarizadas y en ocasiones se les coloca un filtro rojo para que proporcionen una imagen monocromática. Determinando el número de patrones que se forman en el cuerpo, se multiplican por un factor lo cual de la carga aplicada al instrumento.

Su principal uso se da en puntales. En la determinación de concentraciones de esfuerzos en modelos para ubicar las zonas en el prototipo en donde se deberán de colocar los instrumentos.

La principal ventaja de este tipo de indicadores es su bajo costo, fácil instalación, manejo y remplazamiento. Mientras que las limitaciones son que se requiere del acceso al sitio en donde está ubicado, y en parte el uso de lentes, espejos y sistema de iluminación cerca del dispositivo.



Fig. 3.1

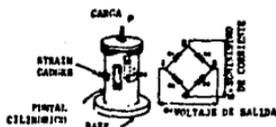


Fig. 3.2a

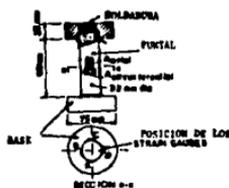


Fig. 3.2b

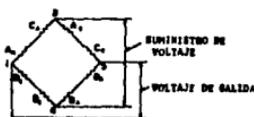


Fig. 3.2c

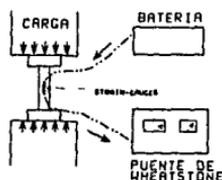


Fig. 3.2d

Fig 3.2

3.3.2. DISPOSITIVOS CON GALGAS EXTENSOMETRICAS (STRAIN-GAUGE).

El principio operativo de este sistema radica en la propiedad de los metales de variar su resistencia eléctrica en forma proporcional a la deformación sufrida por la aplicación de alguna carga externa.

Un predeterminado número de galgas se coloca en la superficie de un elemento cuidadosamente maquinado (fig. 3.2a y b). La aplicación de la carga a este elemento produce una deformación la cual es proporcional, y se presenta en donde están ubicadas las galgas.

Los elementos utilizados para medir cargas son de acero con forma cilíndrica, y las galgas extensométricas R_1 a R_4 son colocadas alrededor de dicho cilindro, las resistencias R_1 y R_2 se colocan a lo largo del eje longitudinal de la pieza mientras que R_3 y R_4 en la dirección de la circunferencia. Bajo carga axial las resistencias R_1 y R_2 disminuyen debido al acortamiento que sufren, y las resistencias R_3 y R_4 la incrementan. Las resistencias se conectan formando un puente de Wheatstone y cuando el cilindro es comprimido, la señal que se registra es medida entre las resistencias 1 y 3 y ésta varía en forma proporcional a la aplicación de la carga (fig. 3.2c).

Dependiendo del material en el que se vaya a colocar la lámina varía la forma de adherirla superficialmente, ya que existen muchos tipos de adhesivos, catalizadores y recubrimientos. Cuando se va a ensayar un elemento supongamos a tensión se toman dos probetas de las mismas características, a ambas se les colocan la cantidad requerida de strain-gauges pero una es la que se va a someter a tensión y la otra nos va a servir como compensadora ya que aquí se van a registrar las deformaciones sufridas por el efecto de la temperatura en la pieza para hacer las correcciones necesarias; por consiguiente las celdas adheridas a esta última probeta llevan más protección que las de la otra.

Estas celdas pueden colocarse en elementos estructurales, en los cuales para poder definir los lugares en los que se van a colocar las celdas, se elabora un modelo a base de resinas epóxicas para que por medio de la técnica de la fotoelasticidad, al someter el modelo a las condiciones de carga en las que se piensa ensayar se observen las zonas en donde habrá concentraciones de esfuerzos o se presenten casos interesantes.

3.3.3. CELDA DE PRESION HIDRAULICA.

El principio de operación de esta celda es el que sigue. El cuerpo de la celda es llenado con un fluido hidráulico desaireado. Registrando el cambio en la presión del fluido se puede determinar la carga. Para tomar las lecturas, una unidad portátil es conectada al sensor de presión alojado en la celda de carga, la presión es aplicada en una cara del diafragma en el transductor (fig. 3.3b). Cuando esta presión iguala a la presión interna de la celda se abre una válvula y permite el flujo en la línea que conduce al líquido hacia la unidad de registro. Es posible el tomar lecturas a control remoto.

Las ventajas de este sistema de medición se basan en la simplicidad y que las medidas no se ven afectadas por la longitud de los conductos. El mismo dispositivo de lectura puede ser utilizado para registrar presiones en celdas de presión para suelos y piezómetros hidráulicos.

Hay dos tipos de dispositivos: una unidad para fuerzas de compresión y otra para registrar tensiones. Principalmente estas celdas se instalan en puntales (fig. 3.3a).

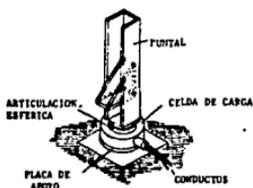


Fig. 3.3a

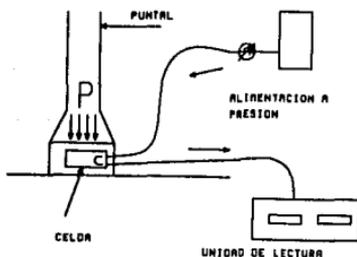


Fig. 3.3b

Fig. 3.3

3.4. DISPOSITIVOS PARA MEDIR LA PRESION DE PORO.

En muchos problemas de campo es imposible el predecir la presión de poro con un alto grado de precisión debido a la natural complejidad del suelo y a las dificultades numéricas para la simulación del flujo de agua y el efecto que produce en la masa de suelo.

Cuando se revisa la estabilidad de alguna estructura o se lleva el control de obra, es necesario el tomar registros del desarrollo de la presión de poro en lugares predeterminados.

El principio básico de operación de todos los piezómetros estriba en la utilización de un material poroso alojado en el suelo de modo que la combinación de suelo/agua estén en contacto directo. El agua que logra pasar a través del medio poroso es recolectada en el

interior. Ya sea la medición del nivel de agua o la presión que se registre en la unidad de lectura nos proporcionará la presión de poro en el sitio del piezómetro.

Para la selección del piezómetro es esencial el considerar la permeabilidad del suelo si se pretende el poder tomar registros con precisión en forma casi inmediata a su colocación; los principales requerimientos para la selección del tipo de piezómetro son:

a) Debe ser capaz de registrar la presión de poro, ya sea positiva o negativa. Los errores en la lectura deben de ser de acuerdo a una tolerancia fijada.

b) La punta del piezómetro debe de producir un mínimo de alteración a las condiciones naturales del suelo en donde va a ser colocado.

c) El piezómetro debe de responder en forma casi inmediata a los cambios de humedad que se presenten en el suelo.

d) Los dispositivos de medición deben de tener la opción de tomar los registros en forma continua o intermitente, y no deben de introducir errores.

e) El piezómetro más fidedigno será aquel que pueda ser calibrado in-situ en intervalos de tiempo regulares.

3.4.1. PIEZOMETRO DE TUBO VERTICAL.

Los tubos verticales han sido ampliamente empleados para medir los niveles de agua en suelos permeables y semipermeables. La superficie sobre la cual entra el agua es muy extensa. Una desventaja de este sistema es que los estratos de suelo que pueden estar bajo diferentes niveles de agua están interconectados y como consecuencia el nivel de aguas freáticas registrado puede ser muy pequeño y en ciertas ocasiones insignificantes.

El tubo vertical es de 50 mm de diámetro, las paredes estan perforadas 1 m en su extremo inferior y exteriormente se rellena con arena o una mezcla de arena y grava, la boca exterior del tubo está protegida por un tapón con rosca o por un taquete de madera. Los registros se toman con un medidor de profundidades eléctrico. Un transductor de presión puede ser colocado en el tubo.

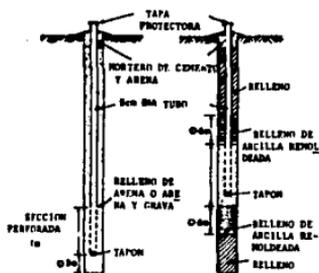


Fig. 3.4a

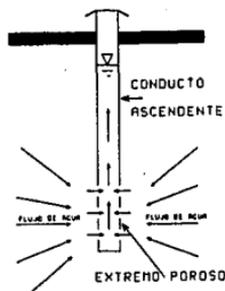


Fig. 3.4b

Fig. 3.4

Se pueden tomar registros mediante la técnica del burbujeo, en donde una pequeña línea de conducción se introduce en el tubo, se permite un flujo pequeño de gas el cual produce un determinado número de burbujas por minuto. La presión del gas es igual a la altura del nivel de agua en el tubo sobre el extremo inferior de la línea. Esta presión se registra en forma automática ya sea en forma eléctrica o mecánica y el gas empleado puede ser nitrógeno o aire comprimido.

3.4.2. PIEZOMETRO TIPO CABAGRANDE.

Para reducir el tiempo de estabilización, se utiliza un tubo de conducción de diámetro pequeño, conectado a una punta que es de un material poroso, esta punta se ubica en un estrato de material arenoso o grava. La perforación se puede rellenar con bentonita (fig. 3.5a).

Cuando el tubo es abierto se dice que el piezómetro es de tipo abierto. Se le puede colocar un manómetro Burdon en el extremo superior cuando el nivel de agua rebasa el extremo del piezómetro.

El tipo más común de puntas empleadas están elaboradas con material cerámico (desarrolladas por A. Casagrande). La principal desventaja estriba en que son muy susceptibles de dañarse por lo que también se han implementado puntas metálicas (fig. 3.5b).



Fig. 3.5a



Fig. 3.5b

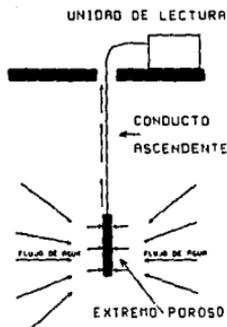


Fig. 3.5c

Fig. 3.5

3.4.3. PIEZOMETRO NEUMATICO.

El piezómetro neumático funciona a base de agua a presión actuando en un diafragma, esta presión es balanceada por una presión externa la cual es suministrada por nitrógeno aunque un gran número de fluidos pueden ser utilizados. Cuando la presión externa iguala a la presión del agua en el suelo la cual actúa en el otro lado del diafragma, una válvula se abre y permite el flujo a lo largo de la línea que va a la unidad de lectura, dicha unidad puede ser un tubo Burdon o un dispositivo digital (fig. 3.6).

Su ventaja es la simplicidad de operación, precisión y rápida respuesta, se pueden utilizar en perforaciones de hasta 500 m de profundidad, sin embargo no es recomendable para tomar lecturas a largo plazo o presiones de poro negativas en suelos parcialmente saturados.

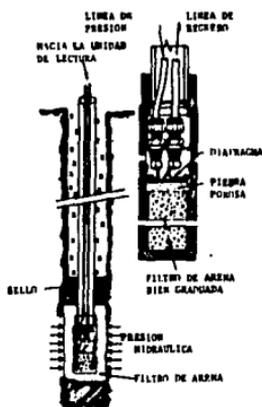


Fig. 3.6a

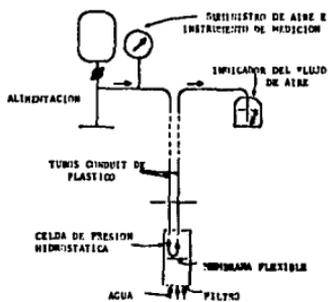


Fig. 3.6b

Fig. 3.6

3.4.4. METODOS DE REGISTRO DE DATOS.

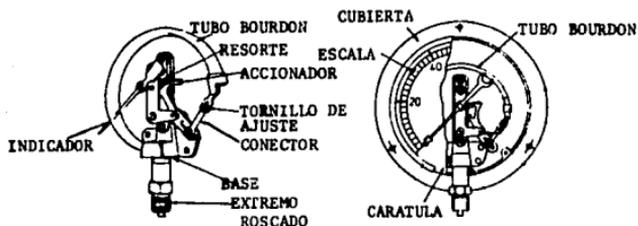
Hay tres formas de tomar las lecturas en los piezómetros: mecánica, eléctrica y los manómetros.

En un piezómetro que utiliza una línea sencilla, la forma usual para determinar el nivel de agua es introduciendo una plomada hasta que se haga contacto con la superficie del agua. La forma más satisfactoria sería introduciendo un dispositivo eléctrico tal que al hacer contacto con el agua se cerrara el circuito y nos diera la profundidad a la que ocurrió. Estos métodos se utilizan cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo del nivel del suelo.

Cuando el nivel de aguas freáticas sobrepasa el nivel del suelo el tubo se cierra y la presión es medida con un manómetro Burdon o con un transductor de presión. El manómetro Burdon (fig. 3.7a) tiene muchas desventajas: No es un instrumento de mucha precisión, cuando se registran grandes presiones casi no se pueden apreciar pequeños cambios; es muy susceptible a los daños por corrosión y congelamiento; en largos periodos de uso se tiene que recalibrar.

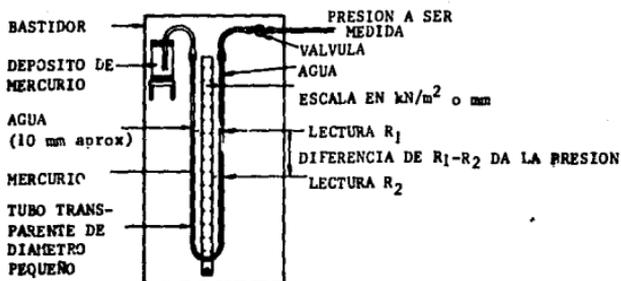
El transductor eléctrico es un método relativamente caro para registrar los datos proporcionados por los manómetros, los datos proporcionados en el campo no siempre son confiables, especialmente después de un gran tiempo de uso, debido a que es imposible recalibrar el piezómetro una vez que está colocado en el suelo. Sin embargo tiene la ventaja de que la ubicación de la punta del piezómetro no influye en la ubicación del instrumento de medición, esto es que se pueden tomar lecturas de piezómetros a grandes profundidades.

El más confiable de todos los métodos de registro es el manómetro de mercurio (fig. 3.7b) ya que este no se congela en ambientes invernales, no requieren de calibración, y su sensibilidad no se altera al variar el rango de presiones.



Manómetro tipo Bourdon

Fig. 3.7a



Manómetro de mercurio

Fig. 3.7b

3.4.5. PROTECCION PARA LOS PIEZOMETROS.

La protección para los piezómetros ubicados en presas de tierra y enrocamiento resulta sencilla después de que se han cubierto sus puntas. Los extremos de los piezómetros deben de terminarse con una cubierta protectora para prevenir daños por vandalismo o estar lo suficientemente elevados del nivel del suelo, deben de estar bien marcados ya sea con pintura de colores llamativos o avisos para que puedan ser detectados por el personal que labora y evitar accidentes.

Un buen ejemplo del detalle de la colocación y protección del instrumento es la que se presenta a continuación (fig. 3.8):

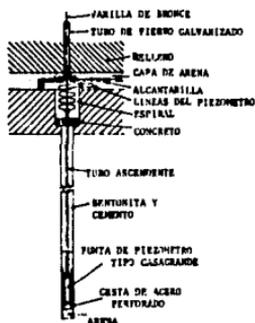


Fig. 3.8

3.4.6. PERDIDAS POR FILTRACIONES DETECTADAS POR PIEZOMETROS.

Cuando el agua fluye a través de la masa de suelo se genera un gradiente hidráulico. Este principio puede ser utilizado para detectar líneas de drenaje bajo condiciones de rápido vaciado, o filtraciones a través del corazón fracturado de una cortina. En la presa Balderhead se notó que los piezómetros ubicados aguas arriba del corazón impermeable, mostraron una disminución en los niveles que registraban cuando se estaba presentando la filtración en el corazón. Esta observación sugirió que la velocidad de pérdida de carga debida a la filtración podía ser registrada por los piezómetros en el talud aguas arriba de cualquier cortina, y que un sistema de advertencia se podría implementar para detectar y ubicar futuros agrietamientos en el corazón de la cortina distribuyendo en forma apropiada a los piezómetros y teniendo un buen sistema de monitoreo para registrar las diferencias entre las elevaciones piezométricas y la elevación del embalse en intervalos de tiempo regulares.

VAUGHAN, P. R., "CRACKING OF CLAY CORES OF DAMS", DISCUSSION, INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, LONDON, PROCEEDINGS, 1970, VOL. 66.

3.5. DISPOSITIVOS PARA MEDIR PRESIONES TOTALES.

3.5.1. CELDAS DE PRESION ELECTRICAS PARA TIERRA.

La forma de estos dispositivos es por lo general en forma de discos. La deformación del diafragma es medida y mediante una calibración apropiada se puede relacionar con la presión que se presenta. La celda de presión Nottingham que se muestra a continuación (fig. 3.9a), está fabricada con hojas de titanio de 2 mm de espesor, un arreglo de cuatro galgas extensométricas (strain-gauges) interconectadas se colocan en el diafragma, se alimentan con 10 V de corriente directa.



Fig. 3.9a



Fig. 3.9b

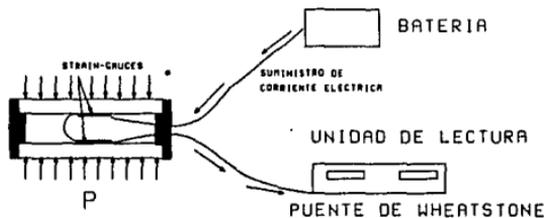


Fig. 3.9c

Fig. 3.9

En esta celda se presenta un pequeño error debido a la sensibilidad del arreglo de las galgas extensométricas (se procura que sea el mínimo), ya que a pesar de que el anillo exterior es muy grueso, las galgas extensométricas tienen tal sensibilidad que también registran la pequeña deformación vertical cuando se miden esfuerzos horizontales (fig. 3.9b), el error es máximo cuando la deformación se presenta en la dirección en la que está alineada la galga extensométrica.

Usualmente en el laboratorio se calibran estas celdas, aunque los fabricantes también proporcionan los datos necesarios.

La compañía WES (Waterways Experiment Station) fue una de las primeras en desarrollar y usar este tipo de celdas (fig. 3.10), las cuales operan con mercurio a presión actuando sobre un diafragma, la deflexión del diafragma es registrada por las galgas extensométricas, y luego por medio de un transductor llevadas hasta una unidad de lectura en donde se registran las presiones asociadas.



Fig. 3.10

3.5.2. CELDAS DE PRESION PARA TIERRA HIDRAULICO/NEUMATICAS.

Estas celdas son de forma circular o rectangular formadas por dos hojas de acero inoxidable circundadas perimetralmente por un anillo rígido del mismo material para reducir la sensibilidad de la celda a los cambios de presión en una dirección normal al plano en el que se desea medir, el espacio entre las hojas se rellena con un fluido cuya deformabilidad es semejante a la del suelo, por lo general se emplea aceite para las celdas que se destinan a suelos y mercurio para las que van a estar alojadas en roca (fig. 3.11a). La celda es conectada a un transductor ya sea hidráulico o neumático para formar un sistema cerrado. Para tomar las lecturas, se suministra aire, nitrógeno o un líquido desde la unidad de lectura hacia uno de las caras flexibles del diafragma en el transductor (fig. 3.11b). Cuando esta presión suministrada se nivela con la presión del fluido contenido dentro de la celda, se abre una válvula que permite un flujo dirigido hacia la unidad de lectura, en donde se registra la presión. La primera celda que funcionó con este principio es la llamada Glötzi.

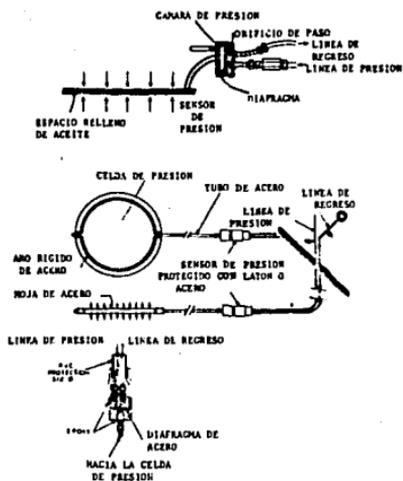


Fig. 3.11a

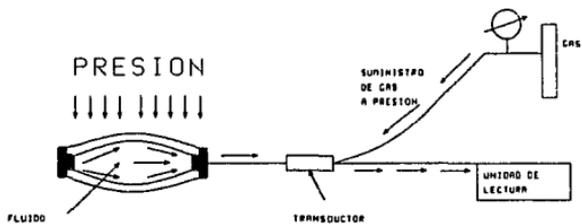


Fig. 3.11b

3.5.3. MEDIDORES DE ESFUERZO TIPO CARLSON.

Esta celda se utilizó por primera vez en 1916, y se ha empleado principalmente para registrar esfuerzos en los contactos de las estructuras con el suelo, su funcionamiento es a base de una película de mercurio (fig. 3.12), en la cual, cuando actúa algún tipo de presión produce una deflexión en el diafragma, y un medidor de deformaciones (galga extensométrica) transmite la señal la cual es registrada en la unidad de lectura.

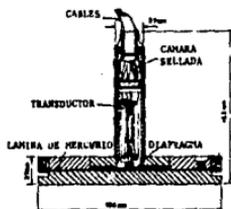


Fig. 3.12

3.5.4. INSTALACION DE LAS CELDAS DE PRESION HIDRAULICO/NEUMATICAS.

En suelos las celdas se colocan en el fondo de una pequeña excavación la cual depende de las dimensiones de la celda (fig. 3.13a). Cuando se instalan grupos de celdas estas se colocan cuando mucho a un metro de separación. Piedras y fragmentos con puntas afiladas son removidos y las excavaciones se rellenan con un suelo fino compactado. Cuando la celda se va a colocar en la roca, la excavación es un poco más grande que la que se acostumbra a realizar en el suelo, y se rellena con material compactado empezando con material fino alrededor de la celda hasta que se alcanza el tamaño natural de la roca.

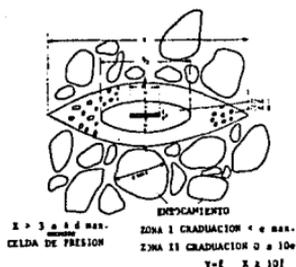


Fig. 3.13

La excavación alrededor de la celda debe ser cuidadosamente compactada en capas que aseguren que la celda conservará la posición correcta. Durante la operación de las celdas, la presión en cada una de ellas debe de ser registrada y comparada con la lectura inicial con la que la celda fue colocada. Los tubos o conductos que vienen de las celdas se introducen en un colector y se ubican en una zanja, se protegen con 150 mm de relleno cuando menos. Es de vital importancia que no se permita el paso del equipo de compactación pesado sobre las celdas o sobre las líneas de conducción hasta que se halla colocado sobre estos una capa de material de 1 m de espesor. A continuación se presenta un diagrama indicativo de la colocación de una celda de tipo Blötzl (fig. 3.14).

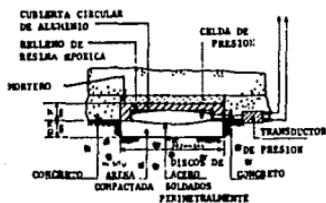


Fig. 3.14

En algunos casos, las puntas de los piezómetros se instalan cerca de las celdas para proporcionar la presión de poro en el suelo y de aquí se puede determinar la presión o esfuerzo efectivo. También se colocan termosensores a las celdas para poder tomar registros de la temperatura y así poder aplicar factores correctivos.

3.5.5. DETERMINACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS.

En la práctica se presentan muchos casos en los que se desea conocer el estado de esfuerzos en una masa de suelo. Como ejemplo en los corazones de las presas de tierra, en donde el estado de esfuerzos es muy importante ya que estos rigen el inicio del fracturamiento. Este tema ha recibido mucha atención por parte de los investigadores.

Colocando un grupo de celdas, en donde cada una de las celdas recibe una orientación diferente, se pretende cubrir todas las componentes del estado de esfuerzos para así poder dar una estimación.

Por lo general se acostumbra a utilizar para colocar los instrumentos una excavación de 5m de largo por 3m de ancho y 1m de profundidad, las pendientes de los taludes son muy acostadas para evitar concentraciones de esfuerzos. Una zanja de 1m de profundidad por 0.6m de ancho se abre para alojar los tubos de los aparatos.

Cada una de las celdas se coloca en forma independiente en el fondo de pequeñas excavaciones, separadas entre ellas cuando menos 1m, se distribuyen en arreglos que formen rosetas de 45° (fig. 3.15).



Fig. 3.15

3.5.6. DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION IN-SITU CON EL PRESUROMETRO.

El presurómetro utiliza un cilindro expensor el cual transmite esfuerzos a las paredes del barreno, cuando ocurre una expansión en el suelo, esta es medida como una función de la presión aplicada, la cual es suministrada con nitrógeno, el cambio de volumen también es medido y este se grafica sobreponiéndolo al de los datos referidos al cambio de esfuerzos, con esto se puede calcular el módulo de deformación del suelo y estimar el valor de K_0 (coeficiente activo) (Fig. 3.16).

⁷ LADANYI, S., "IN-SITU DETERMINATION OF UNDRAINED STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SENSITIVE CLAY WITH THE PRESUREMETER", CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, 1972 VOL. 9, No. 3.

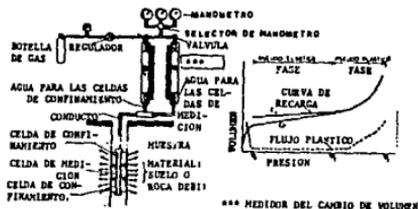


Fig. 3.16

3.5.7. VIDA UTIL Y CONFIABILIDAD DE LAS CELDAS DE PRESION.

Hay muchas causas por las cuales las celdas de presión tienen mal funcionamiento. Primero, la celda no debe oxidarse ni ser sensible a la humedad o a los cambios de temperatura. Segundo, la unidad sensora no debe de fallar, y en tercero la conexión entre los aparatos de lectura y las celdas no deben de ser dañados durante la etapa constructiva o por movimientos de tierra subsecuentes a la terminación de la obra.

El problema principal con las celdas de presión es la determinación del factor de acción de estas, es sabido que depende de un gran número de variables incluyendo el tipo de suelo, el rango de esfuerzos y grado de compactación, así como al tipo de celda. Por lo que todo usuario debe de consultar la literatura disponible, particularmente aquella relacionada con la calibración. Muchas de las fábricas y en algunos laboratorios han desarrollado criterios para la calibración e instalación en el campo de las celdas.

Según la experiencia ha demostrado que las celdas de presión son los instrumentos más sensibles en cuanto a su forma de instalación, por lo que esta se debe de manejar cuidadosamente por el personal adecuado.

En cuanto a la durabilidad de la líneas hay que dar principal atención a su ubicación, particularmente en zonas donde se presenten deformaciones diferenciales, en donde hay que evitar al máximo el hacer empalmes en los cables y protegerlos adecuadamente, los mismos cuidados que se mencionaron para las líneas de los piezómetros se pueden aplicar.

3.6. INSTRUMENTOS PARA MEDIR MOVIMIENTOS DE MASAS DE TIERRA.

Las medidas usualmente tomadas son de asentamiento o buzamiento, movimientos laterales, cambios de posición y cambios de dimensión. El principio general a seguir es el que los instrumentos mecánicos proporcionan datos fidedignos al compararlos con los obtenidos con dispositivos eléctricos.

3.6.1. MONUMENTOS SUPERFICIALES.

Para realizar medidas de movimientos de estructuras y sus cimentaciones es esencial que los monumentos superficiales sean robustos, estables, que no sean susceptibles de daños y que el operador tenga fácil acceso. Estos monumentos pueden ser de diferentes formas, los casos especiales son los bancos de nivel empleados para tomar datos absolutos de asentamientos; se colocan en los taludes de las cortinas y en las laderas.

En todo trabajo de levantamiento topográfico uno de los monumentos más utilizados es el pilar de datos (datum pillar).

En la parte superior está fijo en forma permanente un plato que es capaz de acomodar a un gran número de instrumentos incluyendo teodolitos, distansiómetros laser, niveles fijos, etc (fig. 3.17).

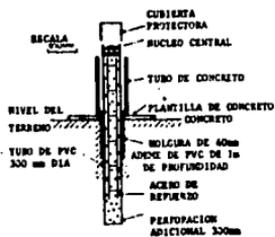


Fig. 3.17a

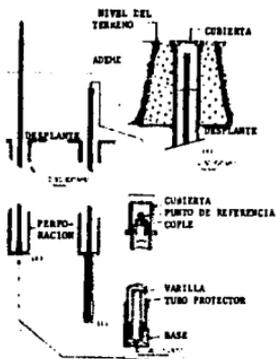


Fig. 3.17b



Fig. 3.17c

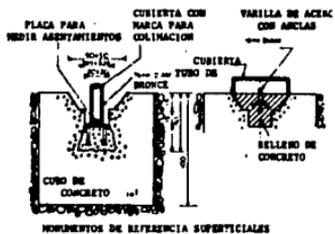


Fig. 3.17d

Fig. 3.17

3.4.2. ESTACIONES DE NIVEL.

Las estaciones de nivel por lo general están incorporadas a la cimentación de una estructura. Debe de ser posible el instalarlas durante o después de la etapa de construcción de la estructura, deben de ser durables para poder tomar lecturas en largos períodos de tiempo.

Las estaciones más usuales son pernos de acero ya sean de cabeza redonda o aguja embebidos en el concreto de los muros de cimentación. Estos pernos son de 10 mm de diámetro por 50 mm de largo, son de fácil instalación ya sea antes o después de que el concreto frague.

Estos pernos se pueden dejar en forma permanente o removerse en caso de ser necesario como los utilizados en carpetas asfálticas (fig. 3.18).



Fig 3.18

3.4.3. PUNTOS DE REFERENCIA SUBTERRANEOS.

Hay situaciones en las cuales no es práctico el dejar estaciones de referencia superficiales, sobre todo cuando los datos se deben de referir a estructuras que se encuentran por debajo de la superficie terrestre.

A continuación se muestra una figura en donde se indica como una placa es colocada en el fondo de un barreno, a la cual se le ha fijado una varilla que en su extremo superior hay un perno con una perforación de 1 mm de espesor para ser utilizado como punto de referencia al momento de colocar la piana del aparato con el que se va a realizar la lectura (fig. 3.19).

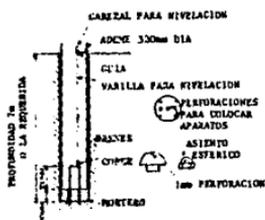


Fig. 3.19

Hay una gran variedad de este tipo de puntos de referencia, tal es el caso del punto de referencia Borros (fig. 3.20), el cual consiste en una varilla fijada al suelo mediante unas anclas flexibles, que pasa a través de un tubo de diametro superior para evitar los efectos de la fricción. La punta es instalada a la profundidad requerida y se acoplan las varillas necesarias para alcanzar la superficie.



Fig. 3.20

3.6.4. BANCOS DE NIVEL.

Para poder dar precisión a los datos de campo registrados es primordial el contar con instrumentos de gran precisión y los bancos de nivel adecuados, en un sitio amplio es recomendable el tener varios de estos bancos para reducir los errores de observación y checar las medidas. El grado de sofisticación del banco de nivel dependerá de la precisión requerida, del tipo de suelo, de las condiciones medio ambientales y del tiempo que se desea tener la instalación. Es esencial que en todos los casos el banco de nivel esté aislado del suelo, ya que este es susceptible de movimientos debido a cambios de carga o contenidos de humedad, por lo que de preferencia este debe de ser desplantado sobre roca firme.

Un caso especial de banco de nivel en el que se obtienen lecturas directas de los asentamientos que se presentan es el descrito por Bjerrum et al (1965) y que se muestra en la figura 3.21.

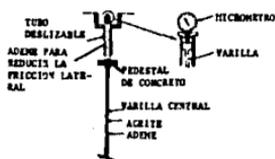


Fig. 3.21a

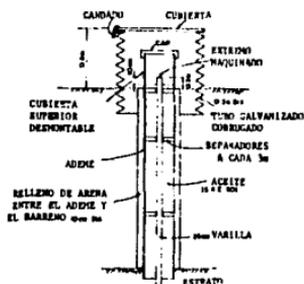


Fig. 3.21b

Fig. 3.21

Se puede apreciar que una tubería de revestimiento en contacto con el suelo está conectada a un plato por el cual pasa una varilla, que a través de un barrenado se desplanta hasta un estrato duro, en el plato se ha instalado un micrómetro (que puede ser desmontable fig. 3.21b), el cual va registrando los asentamientos.

3.6.5. PÉNDULOS INVERTIDOS Y NORMALES.

El principio de operación del péndulo invertido (fig.3.22a) consiste en un alambre o cable anclado a un estrato estable por debajo de la estructura, en la parte superior el otro extremo del cable se encuentra en constante tensión por medio de un flotador, los desplazamientos relativos en las dos direcciones perpendiculares al alambre son medidos por medio de una regla o un vernier ya sea en una posición o a todo lo largo del alambre. El instrumento es instalado en un tubo vertical, el cual debe de ser de un diámetro apropiado para poder absorber los movimientos de la masa de tierra y las desviaciones sufridas con respecto a la vertical con el fin de que tenga una vida útil aceptable. Como los péndulos son dispositivos instalados en forma permanente, los barrenos por lo general son revestidos con tubos de P.V.C. sellados en su base y llenados con aceite ligero, especialmente cuando el suelo es altamente corrosivo. Por medio de galerías se tiene acceso al alambre para tomar las lecturas. Durante su operación el flotador está sumergido y sobre la superficie del agua se coloca una capa de aceite para reducir la evaporación al máximo. Inicialmente la unidad se coloca de forma tal que el flotador quede en el centro del tanque y el alambre centrado con respecto a las dos escalas de medición.

El péndulo normal (fig. 3.22b) utiliza el mismo alambre y sistema de medición, la parte superior del alambre está anclada a la estructura, en el extremo inferior del alambre se encuentra suspendido un contrapeso sumergido dentro de un recipiente con aceite el cual no le restringe movimiento pero sí evita el que esté oscilando.

La principal ventaja de este sistema es que proporciona medidas de desplazamientos horizontales con una gran precisión (fig. 3.22c), todo dependiendo del tipo de instrumento con el que se tomen las lecturas; los costos de operación y de registro de datos es bajo. Proporciona datos fidedignos a largo plazo, aunque tiene la gran limitante de que las lecturas sólo se pueden hacer en un determinado número de estaciones, por lo que en algunos casos convendría mejor el utilizar algún sistema que proporcionara datos a todo lo largo de la conducción.

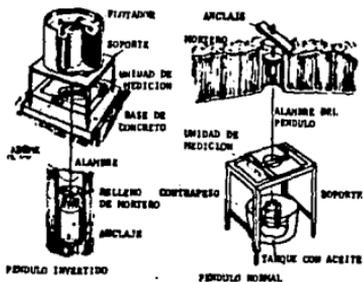


Fig. 3.22a

Fig. 3.22b

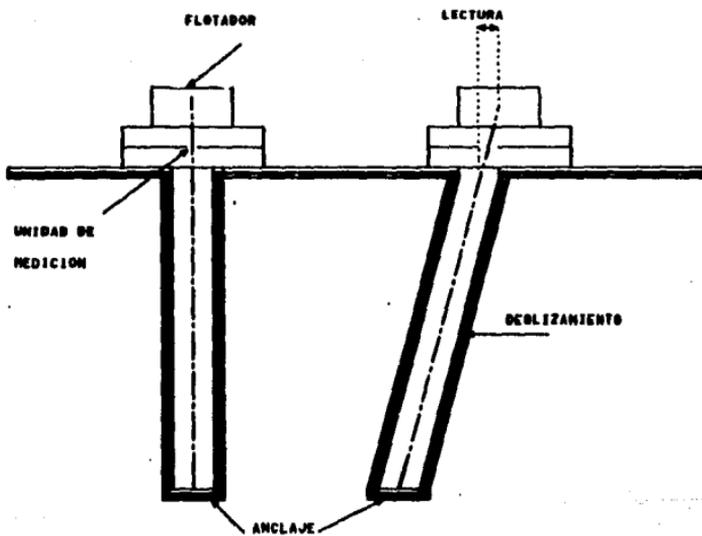


Fig. 3.22c

Fig. 3.22

3.8.6. TUBO VERTICAL DE ASENTAMIENTOS MÚLTIPLE O DEFORMOMETROS (CROSS-ARMS).

Las primeras formas de este tipo de dispositivos fueron del tipo de brazo cruzado desarrollado por U.S. Bureau of Reclamations.

Este sistema está formado básicamente por tubos de diferente diámetro, en un estrato duro se coloca un tubo inicial de 38 mm de diámetro que nos sirve de base, se acopla a este, otro tubo de 50 mm de diámetro para que en su otro extremo se inserte un tubo de 38 mm de diámetro que llevará una sección canal en dirección perpendicular al eje del tubo, así se continua la cadena hasta alcanzar la superficie, se supone que los tubos de diámetro menor que son los que tienen los cross-arms penetrarán dentro del tubo de mayor diámetro conforme el estrato se vaya consolidando. La medición de la profundidad se realizará con un torpedeo y se tomará desde el extremo superior hasta donde alcance el estrato duro (fig. 3.23).

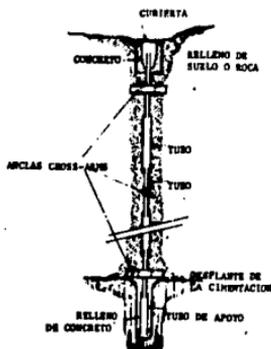


Fig. 3.23

Durante su instalación el suelo de alrededor es removido y subsiguientemente compactado a mano, esto es extremadamente importante ya que si el material adyacente queda muy suelto se tendrán grandes deformaciones, mientras que si queda muy compactado casi no tendrá asentamientos.

Actualmente los cross-arms se han sustituido por platos de acero a los cuales se les han acopiado imanes de modo tal que se cree un campo magnético para que cuando se introduzca el torpedeo se genere una señal la cual sea registrada y mediante un micrómetro se determine la profundidad a la que se encuentre el torpedeo (fig. 3.24).

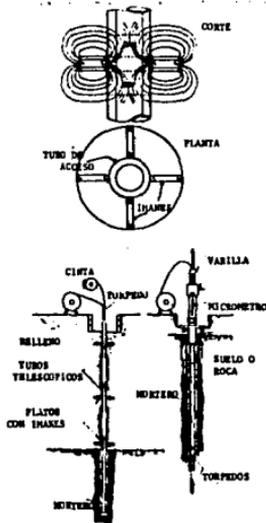


Fig. 3.24

3.6.7. MEDIDORES DE DEFORMACION SUPERFICIALES (EXTENSOMETROS).

Estos instrumentos son de gran importancia para la ingeniería estructural, debido a que controlan el grado de daño que puede sufrir una estructura o parte de esta. En las presas, las irregularidades en las caras de los taludes se pueden tomar como indicadores de problemas que se están presentando en el cuerpo de la cortina, dichas irregularidades se pueden detectar mediante técnicas de colimación con los bancos de nivel, y con extensómetros.

Otra clase de uso que se le da al extensómetro es el de ser utilizado para determinar la carga que se transmite a los aparatos de corte simple utilizados en los laboratorios, este aparato consiste en un micrómetro colocado dentro de un anillo metálico, conforme se aplica la carga al anillo para transmitirla a la probeta, este se va deformando y dicho cambio de dimensiones se registra en el micrómetro, tomando la lectura del micrómetro y multiplicando esta por una constante de calibración del anillo se determina la fuerza transmitida por este a la probeta.

3.6.7.1. Extensómetro tipo cinta.

El extensómetro consiste en una cinta de acero inoxidable con marcas equiespaciadas. El extremo libre de la cinta se fija a un conector ubicado en un punto de referencia, el otro extremo también se fija en donde hay un dispositivo que proporciona tensión a la cinta y por medio de la unidad de lectura se toman los registros en función de las marcas que tiene la cinta y se aproximan con la información que da la unidad. La precisión de tal método depende de las marcas de referencia y de las correcciones aplicadas a la cinta.

Los extensómetros por lo general tiene dos escalas, (dependiendo del modelo esto puede variar) la primera está en una dirección paralela a la cinta, y la segunda es circular y está localizada en la cabeza de un tornillo, esta tiene una graduación que va de 0 a 200, una rotación del tornillo es equivalente a 2 mm y se utiliza para definir la medida registrada en la primer escala (fig 3.25).

3.6.7.2. Extensómetro de varilla, de tubo y clinómetro.

Donde se requiere el medir distancias pequeñas se acostumbra a utilizar el extensómetro de varilla y/o el de tubo.

El dispositivo rod micrometer (fig. 3.26a) consiste en un micrómetro colocado en el extremo de una varilla que registra los cambios de longitud que sufre esta con respecto a los puntos en donde está fija.

El extensómetro de tubo (fig. 3.26b) es similar al rod micrometer salvo que este es un tubo que aloja a un resorte, el cual acciona el dispositivo de lectura.

Se pueden registrar movimientos en las tres direcciones, con los dos dispositivos anteriores se registran los horizontales y mediante el uso del clinómetro se miden los cambios de elevación entre los puntos de referencia. Este último (fig.3.26c) por lo general, consiste en un tubo en el cual se encuentra un péndulo cuyo movimiento relativo con respecto a la unidad de lectura produce una señal en el transductor la cual a su vez manda información a la unidad receptora que nos proporciona la diferencia de nivel que hay entre los dos puntos de medición. Otra variante de este tipo de instrumentos funcionan a base de un tubo corto que contiene un electrolito, los electrodos colocados en un extremo y en la parte central del tubo están parcialmente sumergidos en la solución y su resistencia varía según la inclinación del tubo, por lo que cambios muy pequeños pueden ser registrados.

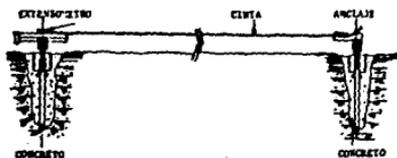


Fig. 3.26a

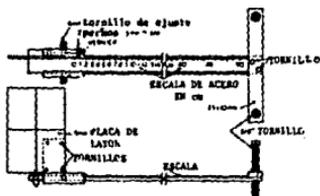


Fig. 3.25b

Fig. 3.25



Fig. 3.26a



Fig. 3.26b



Fig. 3.26c

Fig. 3.26

3.6.7.3. Galgas extensométricas para suelos.

Hay dos tipos de instrumentos: Primero, uno formado por un tubo telescópico, el cual, tiene en ambos extremos discos que se mueven relativamente uno con respecto al otro, y el movimiento es registrado por un sensor colocado dentro del tubo telescópico, y es mandado hacia la unidad de lectura por medio de un transductor (fig. 3.27).

El segundo tipo de instrumento está formado por dos embobinados colocados en forma ya sea coaxial, coplanar u ortogonal. Al hacer pasar corriente por una bobina se induce un campo magnético en el otro embobinado, la magnitud de dicho campo depende de la separación que haya entre las bobinas y del número de vueltas que tengan, también por medio de un transductor se manda la señal hacia la unidad de registro.

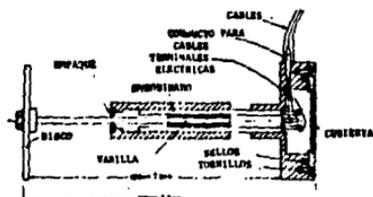


Fig. 3.27a

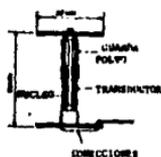


Fig. 3.27b

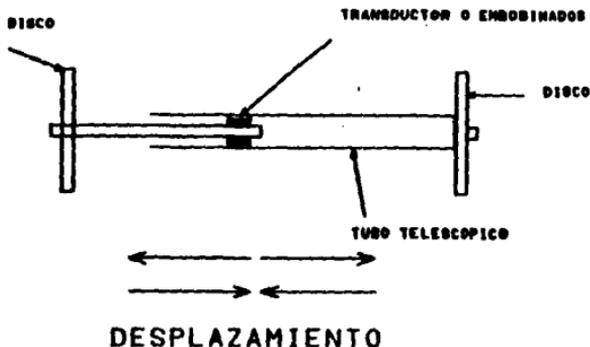


Fig. 3.27c

3.6.7.4. Extensómetro de alambre vibratorio.

El extensómetro Geonor funciona con este principio (fig. 3.28a), un extremo del alambre está fijo a un cabezal móvil del extensómetro por medio de un resorte. Un desplazamiento en el extensómetro produce un cambio en la tensión del resorte el cual altera la frecuencia de vibración del alambre tensionado, este cambio de frecuencia es captada por un transductor el cual nos proporciona la separación que se presenta entre el plato de anclaje y el extremo móvil del extensómetro. El elemento vibratorio se mantiene a la presión atmosférica por medio de nitrógeno suministrado a través de una línea de conducción desde el exterior, con esto se busca mantener el dispositivo seco y prevenir la corrosión.

La principal aplicación de este extensómetro es para medir el agrietamiento que se presenta en las presas de tierra cerca de los empotramientos laterales. Este aparato se puede instalar en una cadena continua (fig. 3.28b), para lo cual es necesario el realizar una zanja y colocar en el fondo los instrumentos sobre una cama de material compactado, si se va a colocar en alguna zona de enrocamiento se requiere colocar sobre una capa de arena. En muchas ocasiones los extensómetros se colocan en dirección paralela a la corona de la cortina; un extremo se fija al terreno firme en la ladera, y se unen unos a otros por medio de coples para formar la cadena, de esta forma se han hecho cadenas de hasta 120 m y los datos proporcionados han sido aceptables.

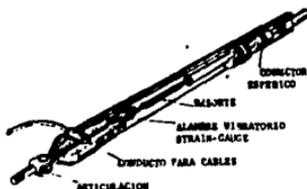


Fig. 3.28a

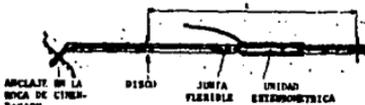


Fig. 3.28b

Fig. 3.28

3.6.7.5. Medidores de deformación horizontal en tres direcciones.

Este tipo de instrumento se desarrolló en México por la Comisión Federal de Electricidad, permite medir las deformaciones en tres direcciones sobre un plano horizontal, su principio de funcionamiento es el mismo que el descrito en el inciso 3.6.7.3, salvo que este instrumento incluye extensómetros en tres direcciones, tal y como se aprecia en la figura 3.29.

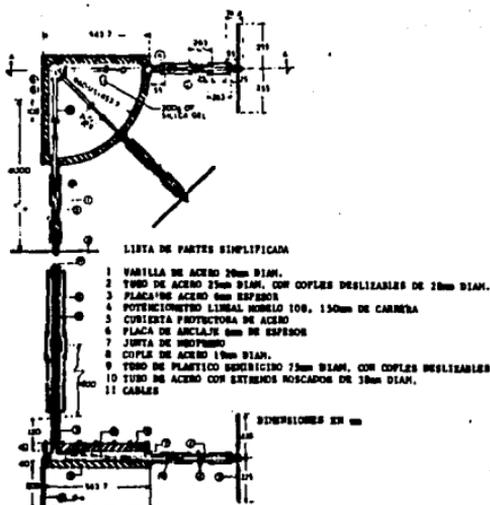


Fig. 3.20

El Ing. Alberro⁸ plantea que el análisis del estado de esfuerzos y deformaciones basados en mediciones de campo, se hace con la finalidad de obtener las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales de las presas durante los periodos de construcción, y predecir el comportamiento de la estructura a futuro.

En cada sentido de medición i , definido por los cosenos directores $(\alpha_i, \beta_i, \gamma_i)$, referidos a un sistema general de coordenadas, se puede definir a la deformación lineal ϵ_i como:

$$\epsilon_i = \epsilon_x \alpha_i^2 + \epsilon_y \beta_i^2 + \epsilon_z \gamma_i^2 + 2\epsilon_{xy} \alpha_i \beta_i + 2\epsilon_{yz} \alpha_i \gamma_i + 2\epsilon_{zx} \alpha_i \beta_i \quad (a)$$

⁸ALBERRO J., RACEDO G., MONTANER L., FENTAS DAM-IN SITU STRESS-STRAIN CHARACTERISTICS OF MATERIALS

tomando en cuenta que:

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} e_1 & g_3 & g_2 \\ g_3 & e_2 & g_1 \\ g_2 & g_1 & e_3 \end{bmatrix} \quad (b)$$

es el tensor deformación en el punto de medición.

Para conocer los seis valores de e_i en las seis diferentes direcciones, nos conduce a plantear un sistema de seis ecuaciones lineales independientes con la ayuda de la ecuación (a). La solución de este sistema nos da los valores de e_1 , e_2 , e_3 , g_1 , g_2 y g_3 los cuales definen al tensor deformación \bar{D} . De la misma manera se puede obtener el tensor esfuerzo \bar{E} .

$$\bar{E} = \begin{bmatrix} n_1 & t_3 & t_2 \\ t_3 & n_2 & t_1 \\ t_2 & t_1 & n_3 \end{bmatrix} \quad (c)$$

Conociendo a ambos tensores se puede saber la magnitud y dirección de las deformaciones y esfuerzos principales (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 y σ_1 , σ_2 , σ_3).

Los esfuerzos y deformaciones octaédricas se determinan así:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{\text{oct}} &= \frac{1}{3} (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3) \\ \bar{\epsilon}_{\text{oct}} &= \frac{1}{3} (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) \\ \tau_{\text{oct}} &= \frac{1}{3} \left[(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2)^2 + (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)^2 + (\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_3)^2 \right]^{1/2} \\ \gamma_{\text{oct}} &= \frac{1}{3} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right]^{1/2} \end{aligned}$$

En donde $\bar{\sigma}_{\text{oct}}$ es el esfuerzo efectivo normal octaédrico, τ_{oct} el esfuerzo cortante octaédrico, $\bar{\epsilon}_{\text{oct}}$ deformación lineal octaédrica y γ_{oct} deformación angular octaédrica.

3.6.7.6. Distansiómetros de rayo laser.

En la actualidad se cuentan con varios tipos de extensómetros entre los más sofisticados se puede mencionar a los de rayo laser, pero en todos el fin es el mismo, medir distancias.

En cualquier caso, el aparato básico o unidad maestra se coloca en el extremo cercano de la recta que se va a medir y la unidad remota o reflectora se localiza en el otro extremo de la línea (fig. 3.30). En algunos modelos, la estación remota es un aparato idéntico al de la estación maestra, pero en los modelos más modernos es un reflector compuesto de una o varias unidades de prismas. Así mismo, en algunos modelos, la lectura de la distancia se obtiene en un disco, pero en los más recientes se hace digitalmente.

La unidad maestra produce y envía a la remota un haz de radiaciones infrarrojas, o luminosas, o de radio, o láser, de intensidad y frecuencia modulada; el reflector devuelve el haz a la estación maestra, que la recibe y pasa a un multiplicador que la amplifica y la convierte en una señal eléctrica. Esto permite hacer la comparación de fases entre la señal enviada y la reflejada y, con base en este desfase, hallar el valor de la distancia recorrida por el rayo con una gran exactitud.

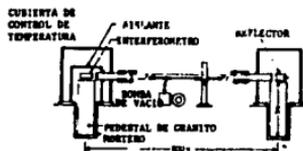


Fig. 3.30

3.6.6. DETECTORES DE SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO.

Un gran número de extensómetros pueden ser utilizados para detectar movimientos de masas de suelo o roca a lo largo del eje de la perforación.

Los indicadores de deslizamientos son similares y proporcionan en forma económica la ubicación de la zona en donde está teniendo lugar el desplazamiento. Un tubo flexible de P.V.C. con una placa de base se introduce en una perforación, y se rellena el alrededor del tubo con arena. Se debe de tener cuidado al momento de colocar el tubo, ya que hay que evitar que este se vaya a doblar y procurar que quede lo más vertical posible.

Una sonda es bajada hasta la base del tubo, cuando ocurre un movimiento lateral diferencial el tubo se deforma en la zona del movimiento. Elevando la sonda existente e introduciendo otra similar desde la superficie se determina la zona del movimiento. La perforación tiene por lo general un diámetro de 75 mm y se debe de proteger en el extremo superior para evitar obstrucciones en el tubo por objetos que lleguen a caer.

3.6.9. DEFLECTOMETROS.

Este es un dispositivo para medir los desplazamientos relativos al eje de la perforación, el instrumento consiste en un alambre tensado el cual pasa por varios ojillos equiespaciados a todo lo largo de su longitud, hay transductores que miden el cambio angular del alambre con respecto al ojillo (fig 3.31a y b).

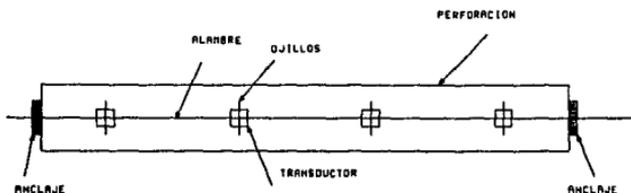


Fig. 3.31a

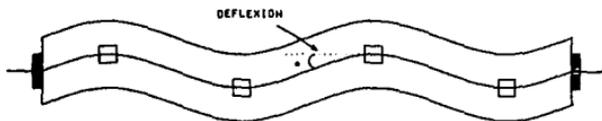


Fig. 3.31b

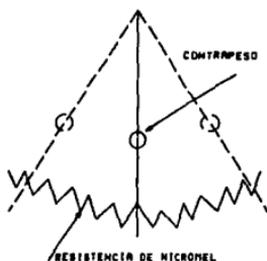
Fig. 3.31

3.8.10. INCLINOMETROS.

Hay una gran variedad de inclinómetros disponibles en el mercado pero todos operan con el mismo principio.

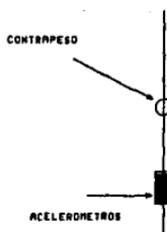
Un inclinómetro está formado por un torpedeo el cual tiene un sensor gravitacional que manda una señal a una unidad de lectura la cual proporciona la inclinación del torpedeo con respecto a la vertical y la profundidad a la que se encuentra, los torpedeos antiguos funcionaba a base de resistencias eléctricas (fig. 3.32a), los modernos pueden registrar la inclinación en dos direcciones por medio de dos acelerómetros, en los cuales se tiene que esperar un determinado tiempo para que se estabilicen y se pueda tomar la lectura (fig. 3.32b).

Con estos datos se pueden determinar las desviaciones horizontales sufridas por el tubo con respecto a la vertical, sólo se pueden medir desviaciones perpendiculares al eje de la perforación (fig. 3.33a y b).



SENSOR DE RESISTENCIA
(OBSOLETO)

Fig. 3.32a



SENSOR CON ACELEROMETROS

Fig. 3.32b

Fig. 3.32



Fig. 3.33a

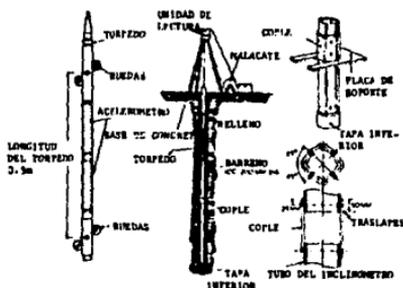


Fig. 3.33b

Fig. 3.33

La precisión del instrumento depende de varios factores: El diseño del sensor es muy importante ya que este debe de ser poco susceptible a los cambios de temperatura y se debe de calibrar con regular frecuencia. La precisión es función del rango de valores que se van a medir pero la resolución puede llegar a ser de ± 1 mm, y el grado máximo de curvatura dependerá de la longitud del torpedo, en donde si este tiene una longitud de 0.5 a el máximo radio de curvatura será de 3.3m.

Peters and Long (1981)⁶ reportaron la experiencia recabada con el uso de los inclinómetros en largos periodos de tiempo. Los principales problemas que se presentaron en las presas de tierra fueron: Cuando se tenían perforaciones muy profundas se presentaban efectos de espiral en el tubo, por lo que se tuvo que implementar un sistema para detectar estas espirales y corregir la orientación del tubo. Donde se presentaban deformaciones bruscas el torpedo ya no pasaba por lo que quedaba limitada la conducción, por ejemplo con un deslizamiento tan pequeño como de 50 mm es suficiente para que el torpedo se atore.

El inclinómetro de torpedo no es muy recomendable para ser usado en largos periodos de tiempo o para tomar lecturas a control remoto, por lo que se ha desarrollado un inclinómetro permanente construido a base de una cadena de sensores los cuales tienen dispositivos para medir inclinaciones en forma uni o bidireccional, los sensores están conectados entre si por medio de varillas articuladas las cuales se encuentran suspendidas en el tubo que sirve de guía. Los instrumentos registran movimientos en dirección perpendicular al eje de la perforación. Este inclinómetro proporciona registros en forma continua, automática y hasta por control remoto de los movimientos que se presentan, pero como estos sensores se encuentran equiespaciados solo proporcionan información del movimiento en determinados puntos. Los sensores pueden ser removidos al final del proyecto y ser empleados en futuras obras.

PETERS, J. AND LONG, V. G., "PERFORMANCE MONITORING OF DAMS IN WESTERN CANADA", RECENT DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING IN HYDRO PROJECTS, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1984.

3.6.11. VIDA UTIL Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS.

Es imposible el asegurar que los instrumentos no fallarán o que funcionarán adecuadamente, de aquí que es importante el conocer los factores que se suponen controlan la vida útil de los instrumentos. El más importante requerimiento que debe de conocer todo ingeniero en relación con cualquier sistema de instrumentación es el de estar familiarizado con todas las posibles causas de malfuncionamiento de los aparatos. Muchos de los instrumentos discutidos en este capítulo, tales como monumentos de referencia, bancos de nivel y estaciones de referencia son muy simples. A pesar de que son robustos, pueden ser susceptibles a ser dañados durante la obra o por vandalismo, es por eso conveniente el tener instrumentos de respaldo para poder sustituirlos en caso de ser necesario.

En lo que respecta a los instrumentos que requieran de conexiones, es de vital importancia el procurar que estas soporten la etapa de construcción, sobre todo los movimientos diferenciales del suelo ya que los cables pueden sufrir roturas si no se alojan en ductos especiales, sobre todo ductos capaces de soportar fuerzas cortantes, particularmente en zonas donde se sospeche que se presentarán, ya que esta es la causa de que los ductos de los inclinómetros se obstruyan.

El suelo es corrosivo por lo que hay que procurar hasta donde sea posible el instalar elementos no metálicos. Se han presentado muchos casos de corrosión en los ductos de aluminio de los inclinómetros a los pocos meses de haberse instalado; también en los tubos telescópicos de los tubos verticales de asentamientos (cross-arms).

La necesidad de la calibración del instrumento es importante, refiriéndonos a los inclinómetros y transductores de otros elementos.

La instalación y toma de lecturas también presenta complicaciones por lo que todos los fabricantes deben de proporcionar listas detalladas en donde se cubran todas las etapas de instalación, calibración en ceros y la toma de lecturas.

Este aspecto de la toma de lecturas es en donde se pueden dar datos falsos, especialmente cuando se utilizan transductores eléctricos en la recopilación de datos de asentamientos, es por esto que se recomienda el uso de sistemas mecánicos para tener hasta cierto punto la seguridad de que están bien tomados los registros.

3.7. INSTRUMENTOS ESPECIALES.

Los principales instrumentos empleados en la mecánica de suelos han sido comentados anteriormente, sin embargo habrá situaciones en donde por aspectos de la obra se requiera el diseñar algún instrumento en especial, tomando en cuenta el medio ambiente en donde se va a utilizar.

3.7.1. CÁMARAS DE TELEVISIÓN PARA PERFORACIONES.

Es un instrumento complementario, consiste de una cámara de 63 mm de diámetro y que puede trabajar a una presión de 70 atmósferas. Es introducida dentro de la perforación por medio de un cable el cual es también utilizado para medir la profundidad a la que se va descendiendo. La cámara tiene un péndulo que nos proporciona la inclinación y dirección de esta, así como también de la perforación. Se utiliza para inspeccionar visualmente las paredes de la perforación.

3.7.2. PERISCOPIO.

Es otro instrumento empleado para checar las paredes de las perforaciones, consiste de un tubo equipado con sistema de iluminación, espejos y lentes. Puede ser empleado en perforaciones de hasta 30 m de profundidad.

3.7.3. SISMOGRAFO.

Es un dispositivo que registra en forma continua todos los movimientos locales que ocurren y las magnitudes o grado de los mismos, puede registrar el paso de un camión, el movimiento de un árbol producido por el viento, explosiones, sismos, etc. (fig. 3.34).

Se diferencia del acelerógrafo ya que el sismógrafo solo registra una componente del movimiento, y lo hace en forma continua (las 24 Hrs.), no es de gran aplicación en las presas ya que se prefiere utilizar acelerógrafos.

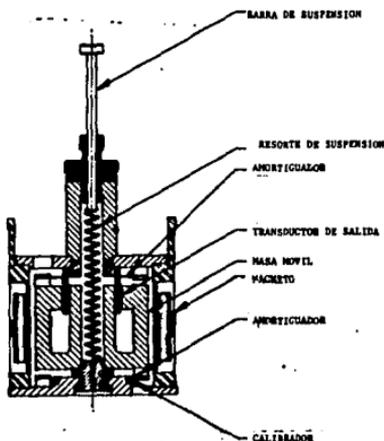


Fig. 3.34

3.7.4. ACELEROGRAFO.

Este instrumento ha sido utilizado para el estudio de estructuras sujetas a cargas dinámicas o eventuales. Este instrumento se coloca en la estructura para determinar la manera en la que esta responde ante tales eventos, un contrapeso es colocado en el instrumento el cual se desplaza cuando comienza el movimiento y por medio de un transductor es registrado. Hay muchos tipos de acelerógrafos, el acelerógrafo lineal mide la aceleración en una sola dirección, también los hay biaxiales y angulares.

En la presa " El Infiernillo " se instalaron acelerógrafos tipo SMA-1 de la compañía Kinematics (fig. 3.35a y b), son de tipo óptico, registran las tres componentes de los movimientos, las dos ondas transversales y la vertical, el péndulo que registra esta última componente es el que pone en marcha al instrumento, los trazos son grabados en un rollo fotográfico por medio de espejos, un foco proporciona un haz de luz el cual es dirigido por medio de espejos hacia los espejos colocados en los péndulos que registran los tres movimientos, estos a su vez reflejan la luz hacia la película en donde quedan grabados, la velocidad de avance de la película es suministrada por un motor que trabaja a razón de 2 revoluciones por minuto, cuando el aparato se pone en marcha se acciona también un dispositivo de reloj el cual después de un determinado tiempo detiene el funcionamiento del aparato. En la película queda grabado el tiempo de duración, la fecha y la hora en la que se presentó el evento.

Este tipo de acelerógrafos sustituyeron a otros que utilizaban papel en lugar de película fotográfica para registrar los eventos, pero el principio operativo es el mismo.



Fig. 3.35a

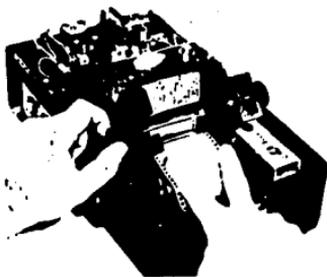


Fig. 3.35b

Fig. 3.35

3.7.5. SENSORES DE TEMPERATURA.

El par térmico está formada por dos metales de diferentes propiedades unidos, opera a base de un flujo eléctrico dentro de un circuito cerrado cuando uno de los metales cambia su temperatura con respecto al otro. La corriente sigue fluyendo mientras exista diferencia de temperaturas entre los metales. Estos dispositivos tienen una precisión de hasta 0.1°C .

Hay otro tipo de termosensores los cuales operan con el principio de que la resistencia de un conductor varía con respecto a su temperatura, el platino es un metal cuya resistencia varía linealmente con respecto a la temperatura, tiene una sensibilidad de $1\text{ mV}/^{\circ}\text{C}$, por esto las celdas de platino que se van a utilizar en la fabricación de los termómetros se pueden colocar dentro de tubo de acero con punta de platino o si no fijarse directamente en el cuerpo al cual se desea registrar los cambios de temperatura (fig. 3.36).

En el mercado existe una gran variedad de este tipo de dispositivos por lo que dependiendo de la particularidad del problema se podría consultar a los fabricantes y emplear el dispositivo adecuado.

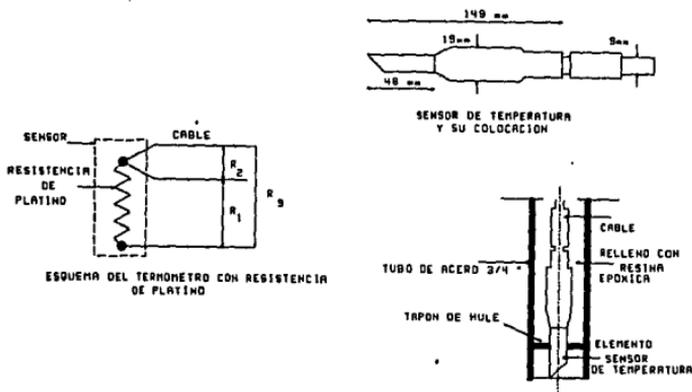


Fig. 3.36

3.7.6. INSTRUMENTACION ESPECIAL PARA INGENIERIA DE CAMINOS.

Hay varios ejemplos de este tipo de instrumentación: En puentes se pueden colocar dispositivos para controlar el tránsito de vehículos pesados, antes de llegar al puente se colocan vigas sobre la superficie de rodamiento las cuales han sido instrumentadas con gaigas extensométricas (strain-gauges), dependiendo de la deformación sufrida en las vigas los transductores proporcionan la información del peso del vehículo que acaba de pasar y si este peso está permitido se permite el paso, en caso contrario se activa un sistema de bloqueo que impide la circulación del vehículo. Se debe de tener una calibración muy especial de estos dispositivos para las diferentes velocidades de circulación.

La rugosidad de las carpetaas esfálticas es un factor que determina en gran parte la seguridad de estas, por lo que es conveniente el detectar cuando se requiere dar mantenimiento. En los países que tienen posibilidades económicas se han diseñado sistemas de control, los cuales funcionan con rayos láser, el haz luminoso es dirigido hacia la carpeta con un determinado ángulo de inclinación y el reflejo de es captado en un espejo, dependiendo de la intensidad registrada en el espejo se determina el grado de desgaste de la carpeta.⁵⁰

⁵⁰ STELL, P. S. AND JORDAN, F. G. "EVALUATION OF THE TREL HIGH SPEED PROFILOMETER", DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT U. K. TREL REPORT 1980.

3.8. PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS INSTRUMENTOS.

TIPO DE MEDIDA Y EQUIPO.	VENTAJAS	DESVENTAJAS
1. MOVIMIENTO DE MASAS.		
a) DESPLAZAMIENTOS: Extensómetro de varilla en perforaciones verticales.	Forma directa de tomar medidas. Da información del comportamiento de la roca en el fondo. Confiables a largo plazo. Lecturas directas o a control remoto. Precisión 0.01mm a 0.05mm.	Extremos superiores requieren protección. Afecta cambios de temperatura
Inclinómetro	Forma directa de medir los desplazamientos ortogonales con respecto a la vertical a lo largo de todo el barreno.	Su vida útil depende de la magnitud de los desplazamientos, ya que si estos son grandes el conducto se obstruye.
Nivelación.	Forma directa de tomar medidas. Da desplazamientos absolutos. Util como comparación para las lecturas de los extensómetros. Precisión: 0.2mm.	Requiere mucho tiempo, de bancos de nivel bien colocados, operadores capacitados. No da información del estado del material en el fondo.
b) CONVERGENCIAS: Cinta. Extensómetro.	Instrumentos de fácil manejo. Util para medir cambios de diámetro en túneles, desplazamientos relativos entre dos puntos, etc	Las lecturas interrumpen los ciclos de excavación. Menos precisos que los extensómetros de barrenos verticales. La precisión disminuye conforme aumenta la separación entre los puntos de referencia. No dan información del estado del material en el fondo.

TIPO DE MEDIDA Y EQUIPO.	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>C) DEFORMACIONES: Galgas extensométricas. (Strain-gauges)</p>	<p>Fácil instalación superficial. Forma directa de medición precisa. Varios tamaños de galgas disponibles. La calibración se puede checar en cualquier momento.</p>	<p>Sólo da información superficial del estado del material. Los resultados se ven afectados por las condiciones superficiales. Útiles para medir deformaciones pequeñas.</p>
<p>2. ESFUERZOS EN EL SUELO. Celdas de presión.</p>	<p>Forma directa de medir esfuerzos en el suelo.</p>	<p>La instalación requiere hacerse con personal capacitado, la instalación de la celda altera el estado de esfuerzos en el suelo.</p>
<p>3. EVALUACION SUPERFICIAL DE RESPALDO. Galgas extensométricas en dispositivos mecánicos. Observaciones directas.</p>	<p>Desmontables, varios tamaños de galgas disponibles, la calibración se puede checar en cualquier tiempo Las formas de las grietas pueden dar idea del estado de esfuerzos actuante.</p>	<p>Deben de hacerse correcciones por temperatura. Medición superficial de deformaciones, la calidad de los resultados depende del operador. No proporciona magnitudes de los esfuerzos o deformaciones.</p>
<p>4. REGISTROS PIEZOMETRICOS. Piezómetros hidráulicos y neumáticos.</p>	<p>Rápida respuesta a los cambios de presión.</p>	<p>Número de estaciones; las suficientes para tener resultados representativos.</p>

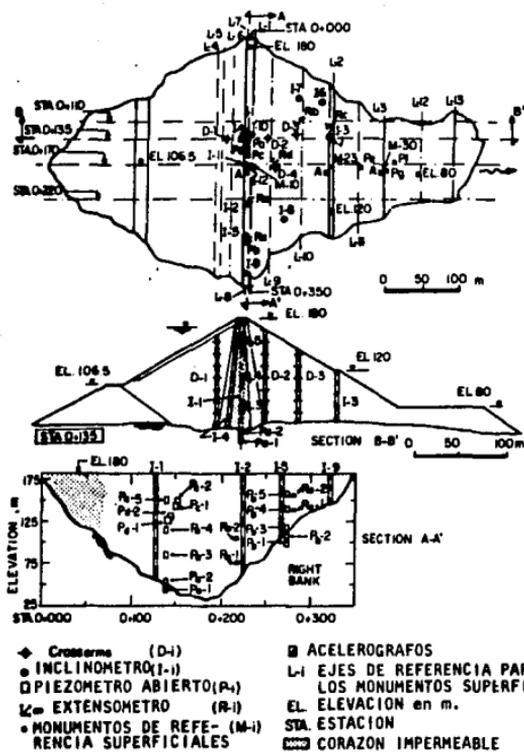
3.9. INSTRUMENTACION EN LA PRESA "EL INFIERNILLO".

El alcance de las mediciones en presas de tierra y enrocamiento al inicio de los años sesentas era limitado; se realizaban registros de asentamientos horizontales en varios puntos de la presa, así como determinaciones de presión de poro en el núcleo.

El programa inicial de instrumentación para la presa "El Infiernillo" incluía un número limitado de instrumentos, orientados únicamente a la determinación de la magnitud y distribución de las deformaciones y desplazamientos. Los aparatos empleados fueron los disponibles en esa época. El plan original de observaciones se iba a realizar a lo largo de dos secciones (fig. 3.37), una en un plano vertical contenido en el eje de la cortina (sección A), y el otro paralelo al eje del río cruzando la estación 0+135 (sección B). No se colocaron instrumentos en el centro del valle a la altura de la máxima sección transversal, con la finalidad de no afectar las operaciones del llenado inicial.

Durante la construcción se vió en la necesidad de ampliar el proyecto de instrumentación puesto que se requería el verificar ciertos aspectos particulares del comportamiento de la estructura, sobre todo cerca de los contactos con las laderas. En forma subsecuente, con el propósito de investigar las causas de deformaciones imprevistas, atribuidas al efecto de interacción entre los filtros y el corazón, se construyeron puntos de referencia superficiales durante 1968, inclinómetros y piezómetros abiertos en 1970.

Este inciso ejemplifica la fase de observación dentro del método científico, así como también será de utilidad para la comparación con los resultados analíticos.



LOCALIZACION DE LOS INSTRUMENTOS EN PLANTA, EN LA ESTACION 0+135 APROX. Y A LO LARGO DEL EJE LONGITUDINAL.

Fig. 3.37

Fig. 3.37

3.0.1. TUBOS VERTICALES DE ASENTAMIENTOS O CROSS-ARMS.

Las características más importantes de este aparato se muestran en la fig. 3.38a. El funcionamiento de este aparato se mencionó con anterioridad en el inciso 3.6.6.

Se colocaron cuatro aparatos en el enrocamiento (fig. 3.37), sus extremos inferiores quedaron sujetos por medio de un bloque de concreto a la roca de cimentación, excepto el instrumento D-4 el cual quedó por completo dentro del enrocamiento de aguas abajo y su base llegó hasta la elev. 121. Se colocaron fragmentos de roca de 20 cm (como máximo tamaño) alrededor de los tubos para protegerlos durante la etapa de construcción (fig. 3.38b). Después de 20 años de instalados siguen operando.

3.0.2. INCLINOMETROS.

Los tubos y los coples están formados por dos piezas semicirculares de aluminio, con cuatro ranuras que definen planos ortogonales (fig. 3.33b). Los tubos de 76mm de diámetro se instalaron en secciones de 1.5m de longitud, unidas por coples de 30cm de largo. Las mitades de los tubos se unieron por medio de bandas de acero.

Para colocar nuevas secciones de tubos en el corazón impermeable, se tuvieron que excavar pozos hasta alcanzar el extremo del tubo, a partir del cual se acoplaron los adicionales, se relleno la excavación con arcilla compactada. La parte inferior de cada inclinómetro se fijó a la roca.

Los inclinómetros colocados en el enrocamiento se protegieron colocando anillos de arena de 25cm de espesor. Las secciones que sobresalieron del enrocamiento, se protegieron con fragmentos de roca colocados alrededor durante las maniobras de construcción.

La medición de los asentamientos y desplazamientos en dos direcciones perpendiculares, se hace mediante una sonda introducida en los ademes telescópicos acanalados de aluminio. La sonda utilizada consta básicamente de un péndulo que registra la desviación angular respecto a la vertical mediante una resistencia variable (fig. 3.32a); la lectura del valor de la resistencia se realiza desde el exterior utilizando un puente de Wheatstone.

3.0.3. EXTENSOMETROS HORIZONTALES.

Se construyeron estos aparatos (fig. 3.29) en dos diferentes tamaños, uno de dimensiones pequeñas para ser colocado en el corazón impermeable (fig. 3.39a), y uno largo para el enrocamiento de aguas abajo (fig. 3.39b).

Los cambios de longitud se registran con potenciómetros lineales, los puntos de referencia se encuentran a 2m de separación en el corazón y a 4m en el enrocamiento, la carrera de cada potenciómetro es de 10cm y 15 cm respectivamente (esto es la longitud que se pueden acortar o extender).

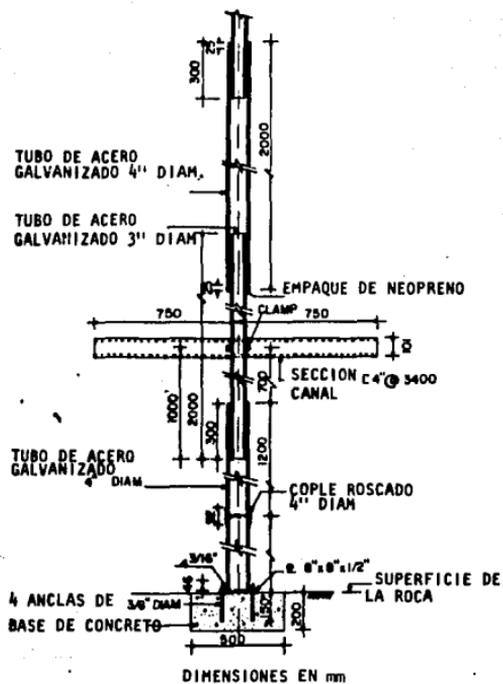


Fig. 3.38a



INSTALACION DEL CROSS-ARM EN EL ENROCAMIENTO AGUAS ARRIBA

Fig. 3.38b



EXTENSOMETRO HORIZONTAL PARA EL CORAZON IMPERMEABLE.

Fig. 3.38a



INSTALACION DEL EXTENSOMETRO HORIZONTAL Rb-1
EN EL ENROCAMIENTO AGUAS ABAJO.

Fig. 3.38b

Fig. 3.30

3.8.4. PIEZOMETROS ABIERTOS.

Los piezómetros instalados durante la construcción y en etapas posteriores son del tipo Casagrande (fig.3.5). La punta del piezómetro está formada por dos piezas concéntricas de tubo galvanizado perforado (fig. 3.40), el espacio entre la perforación y el tubo se rellena con arena. El tubo ascendente es de acero galvanizado de 9.5mm de diámetro el cual se iba aumentando por tramos conforme la obra avanzaba.

Los piezómetros instalados en 1970 variaron un poco, la punta fue de P.V.C., y el tubo ascendente también fue de este material de 12.7 mm de diámetro.

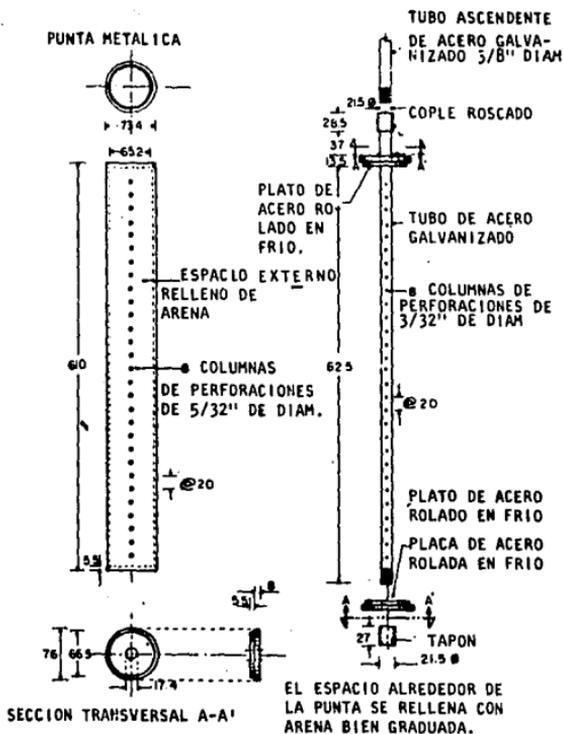
Los piezómetros se colocaron tanto en la roca de cimentación como en el cuerpo de la cortina a diferentes elevaciones (fig. 3.37).

Los niveles de agua se detectaron introduciendo una sonda eléctrica suspendida de un cable con marcas a cada 2m. En la figura 3.40b se muestra la instalación del piezómetro en el corazón impermeable y la sonda de medición.

3.8.5. MONUMENTOS DE REFERENCIA SUPERFICIALES.

Tres hileras de monumentos se construyeron originalmente a las elevs. 180, 120 y 80 (fig. 3.37), las cuales posteriormente se equiparon. En 1968 se aumentaron 10 líneas, debido a los problemas que se les presentaron en los trabajos de colimación, el diseño de los monumentos se modificó (fig 3.17d) y todos ellos fueron reemplazados por este nuevo modelo en 1975.

Los desplazamientos horizontales de los puntos ubicados en la dirección perpendicular al eje de la presa son medidos con técnicas de colimación con respecto a bancos de nivel fijos en las laderas, y usando extensómetros de cinta (fig. 3.25b). Finalmente los asentamientos de estos puntos de referencia se determinan con técnicas de nivelación.



PIEZOMETRO ABIERTO COLOCADO EN EL CORAZON IMPERMEABLE

Fig. 3.40b

3.6.6. ACELEROGRAFOS.

El aparato modelo AR-240 se instaló en 7 puntos de la cortina (fig. 3.37), estos aparatos estaban interconectados y registraban los movimientos en un rollo de papel, actualmente se cambiaron por el modelo SMA-1 de la Kinematica, cuya descripción se hizo en el inciso 3.7.4.

3.6.7. COMPORTAMIENTO DE LA INSTRUMENTACION.

3.6.7.1. Tubos verticales de asentamientos Cross-arms.

La confiabilidad de los datos proporcionados por estos instrumentos ha sido satisfactoria. La frecuencia con la que se han tomado las lecturas se refleja en las figs. 3.41. Desafortunadamente no se instaló ningún otro instrumento cercano a este para poder corroborar su comportamiento, salvo los puntos de referencia superficiales.

3.6.7.2. Inclínómetros.

Los desplazamientos horizontales observados durante la construcción, el primer llenado y en dos años de operación subsiguientes han mostrado resultados aceptables (fig. 3.41a y b).

El desarrollo de la zona de plastificación en la parte central de la cortina a la elev. 135, fue detectada por el inclinómetro I-1 (fig. 3.41a). Para determinar la extensión de esta zona se instalaron nuevos inclinómetros, con los cuales fue posible el definir la zona limitada por las elevaciones 130 y 140 hacia aguas arriba, y seguir el movimiento hasta que este cesó.

La experiencia recabada en otros programas de instrumentación, ha sugerido que se instalen tubos verticales de asentamientos (cross-arms) cercanos a los inclinómetros, como instrumentos de comparación para las medidas de asentamientos.

A largo plazo se ha observado una pérdida gradual de la precisión, generalmente atribuible a diversos factores que afectan a la tubería, tales como desgaste por uso prolongado, incrustación en el interior de la tubería por depósitos de sales, deformaciones en las paredes debido a cargas laterales, corrimientos o desacoples de la tubería, inclinación diferencial mayor de 3° en tramos consecutivos.

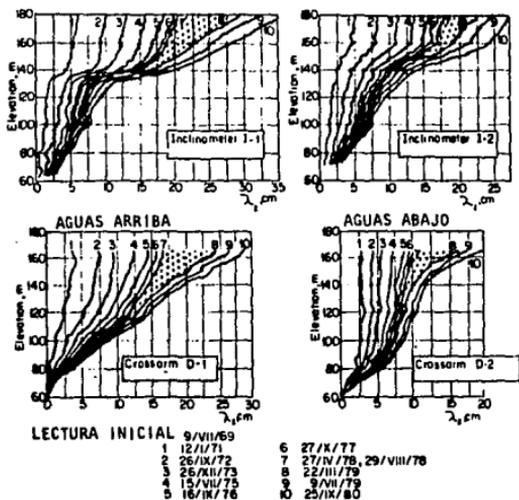
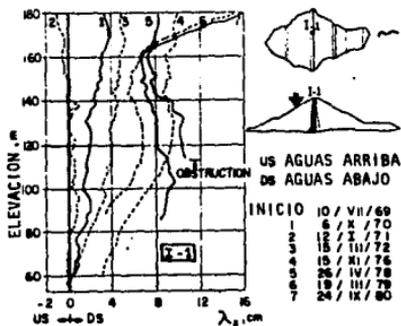


Fig. 3.41a



DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (λ_x) MEDIDOS EN EL INCLINOMETRO 1-1

Fig. 3.41b

3.0.7.3. Extensómetros horizontales.

El comportamiento de este instrumento ha sido excelente, en la figura 3.42 se muestran las curvas de las deformaciones medidas en tres direcciones en un plano horizontal, la frecuencia de las lecturas es obvia. La longevidad del aparato y su resistencia a la humedad han sido satisfactorias, el único inconveniente estriba en la carrera de los potenciómetros que es muy pequeña y que pronto la agotarán.

La experiencia ha mostrado que este aparato se puede sustituir colocando un extensómetro sencillo en cada una de las direcciones en que se pretendiera conocer la deformación.



Fig. 3.42

3.0.7.4. Piezómetros abiertos.

Algunos de los tubos ascendentes de 9.5mm de diámetro se han obstruido debido a la acumulación de sales, corrosión o a deformaciones de la tubería debida desplazamientos de la masa de suelo. Para niveles de agua muy profundos (30m a 40m) cuesta trabajo el extraer la sonda debido a la adherencia del cable con las paredes del tubo. En los piezómetros de P.V.C. de 12.7 mm de diámetro no se presenta este problema, por lo que se recomienda el instalar sólo un extremo poroso en cada piezómetro y que el mínimo diámetro sea de 12.7mm para el tubo ascendente.

3.0.7.5. Monumentos de referencia superficiales.

Los registros tomados en estos monumentos colocados en la corona se muestran en la figura 3.43. Es interesante el observar en la gráfica de las deformaciones longitudinales ϵ_y , el desarrollo de una zona potencial de tensión cercana a las laderas, la cual, coincide con los resultados obtenidos en nuestro análisis matemático por medio de la técnica del elemento finito (fig. 4.5 y 4.12), y en el campo se presenta en forma de grietas.

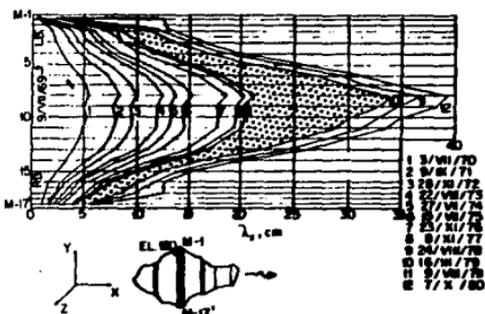
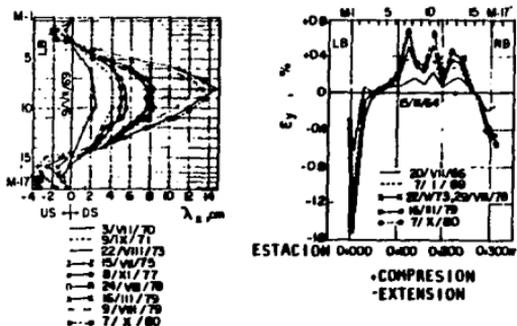
3.0.8. CUADRO RESUMEN DE LA INSTRUMENTACION.

Resumiendo, en la presa "el Infiernillo" se instalaron:

INSTRUMENTO	FUNCIONAMIENTO			TOTAL
	BUENO	DUDOSO	INOOPERANTE	
INCLINOMETROS	5	6	1	12
DEFORMOMETROS*	4	-	0	4
EXTENSOMETROS	26	3	1	30
CELDA DE PRESSION	-	-	-	-
MOJONERAS	95	-	-	95
PIEZOMETROS NEUMATICOS	-	-	1	1
PIEZOMETROS ABIERTOS	11	-	6	17
ACELEROGRAFOS	5	-	-	5

* TUBOS VERTICALES DE ASENTAMIENTOS (GROSS-ARMS).

** FUENTE: COMPORTAMIENTO DE PRESAS CONSTRUIDAS EN MEXICO, 1984.



M-4 BANCOS DE NIVEL EN LA CORONA, ELEV. 180
 LB MARGEN IZQUIERDA, RB MARGEN DERECHA
 EFECTO DEL SISMO DEL 14 DE MARZO DE 1979
 US AGUAS ARRIBA, DS AGUAS ABAJO

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (λ_x), ASENTAMIENTOS (λ_z)
 Y DEFORMACIONES LONGITUDINALES (ϵ_y) EN DIFERENTES ESTACIONES.

Fig. 3.43

Fig. 3.49

3.10. COMENTARIOS ENTORNO A LA INSTALACION DE LOS INSTRUMENTOS.

De los instrumentos utilizados en las presas, se preguntó a personas relacionadas con el manejo de estos aparatos, los problemas que se tenían con su instalación en las diferentes zonas. Para los extensómetros se dijo que estos se pueden colocar en cualquier zona de la cortina, siempre y cuando se les de la protección adecuada al instrumento y a sus líneas de cables (que es la misma que se les da a los piezómetros inciso 3.4.5).

Los inclinómetros se pueden colocar también en cualquier zona, los problemas que se presentan son los mencionados en el inciso 3.9.7.2, y la protección que se les da es la indicada en el inciso 3.9.2.

Los piezómetros se colocan en todas las zonas en donde se sospeche que habrá agua, la protección para estos es la que se menciona en el inciso 3.4.5.

Para las celdas de presión, al igual que los instrumentos antes mencionados, se pueden colocar en cualquier zona de la cortina y la instalación de estas se menciona en el inciso 3.5.4.

Los acelerógrafos fueron los instrumentos que solamente se colocan en forma superficial en el cuerpo de la cortina, hay ocasiones en que se requiere el excavar un poco, pero la profundidad de dicha excavación es tan pequeña que el instrumento sigue estando en forma superficial. Se colocan en algunas ocasiones al pie del talud aguas abajo, 2a abajo de la corona, a medio talud, en cada cuarta parte del talud. Se colocan sobre un aplanado de concreto perfectamente nivelado, y se protegen con una caseta, la cual se construye en forma independiente del aplanado para evitar que el movimiento registrado vaya a ser el de la caseta en lugar del de la cortina.

CAPITULO IV

ESTUDIOS PARA LA PRESA EL INFIERNILLO

4.1 GENERALIDADES.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) inició el desarrollo del sistema hidroeléctrico Presidente López Mateos en 1960. El proyecto de El Infiernillo, parte integrante de dicho desarrollo energético, está ubicado a 70 Km. de la desembocadura del río Balsas, comprende la presa de almacenamiento con capacidad total de 12×10^6 m³. Su altura es de 145 m de altura, es de enrocamiento con núcleo central de arcilla compactada. Su volumen es de 5.5×10^6 m³, de los cuales 5.0×10^6 m³ corresponden a enrocamientos, transiciones y filtros.

La cortina se instrumentó con dispositivos para observar su comportamiento durante la construcción y posterior a ella, dándose preferencia a la medición de deformaciones. No se instalaron celdas para registrar esfuerzos, así mismo la observación de presiones de poro comprende un número pequeño de puntos en el corazón impermeable y la cimentación.

4.2 CARACTERISTICAS DEL ANALISIS.

Las evaluaciones de los movimientos acumulados hasta el momento, indican que la cortina ha tenido movimientos importantes.

Las causas que originan este tipo de desplazamientos horizontales no se conocen con certeza, pero pueden deberse a:

- Variaciones de las propiedades a lo largo de la cortina.
- Asimetría de la boquilla.

Hasta la fecha sólo se habían realizado estudios bidimensionales de la sección máxima de la cortina. Dada la naturaleza tridimensional del problema, es evidente que los resultados de análisis planos no son suficientes para entender el comportamiento global de la cortina.

Por tal motivo, se realizó una investigación teórica mediante análisis tridimensionales con el método de elemento finito.

El procedimiento consistió en realizar análisis estáticos no lineales, simulando la construcción de la cortina por etapas y también el llenado del embalse. Con estos análisis se pretendió cubrir las posibles variaciones en las propiedades de los materiales constitutivos.

Para el estudio se aprovechó que la boquilla de la presa es casi simétrica, se analizó únicamente la margen izquierda de ella, considerando que los resultados del análisis pudieran ser aplicados al conjunto, logrando de esta manera la simplificación de la modelación.

4.3. DESARROLLO DEL ANALISIS.

Debido a que no se dispone de técnicas experimentales confiables que permitan obtener leyes de esfuerzo-deformación válidas para estados tridimensionales generales de esfuerzos, es conveniente el proponer modelos teóricos para fines de análisis de presas de tierra. Por tal razón, se seleccionó una ley hiperbólica similar a la de Kondner⁴⁴, en la cual, se sustituyen las variables unidimensionales de esfuerzo y deformación, por las componentes octaédricas respectivas, correspondientes a la condición tridimensional del problema.

$$\tau_{oct} = \frac{\epsilon_{oct}}{A + B'\epsilon_{oct}} \quad (4.8.2)$$

donde B' se obtiene por:

$$B' = \frac{3}{\sqrt{2}} B$$

τ_{oct} Esfuerzo tangencial octaédrico

ϵ_{oct} Deformación angular octaédrica

A y B constantes empíricas⁴⁵

⁴⁴ Kondner, E. L. (ASCE), "Hyperbolic stress-strain response" Cohesive soils, JSMFD, ASCE, Vol. 89, No. 281, February.

⁴⁵ Romo, M. F., Negrete, S. y Villegas, S. (ASCE), "Análisis dinámico de la Presa Perla: Instrumentación Dinámica", Informe interno del I.I. UNAM, elaborado para CFE.

se sabe que:

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{I_1^2}{3} + I_2 \right)} \quad (4.3.3)$$

$$e_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{J_1^2}{3} + J_2 \right)} \quad (4.3.5)$$

siendo:

- I_1 primer invariante del tensor esfuerzo
- I_2 segundo invariante del tensor esfuerzo
- J_1 primer invariante del tensor deformación
- J_2 segundo invariante del tensor deformación

donde :

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (4.3.4)$$

$$I_2 = \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 - \sigma_{xx} \sigma_{yy} - \sigma_{xx} \sigma_{zz} - \sigma_{yy} \sigma_{zz}$$

$$J_1 = e_x + e_y + e_z \quad (4.3.6)$$

$$J_2 = e_{xy}^2 + e_{xz}^2 + e_{yz}^2 - e_x e_y - e_x e_z - e_y e_z$$

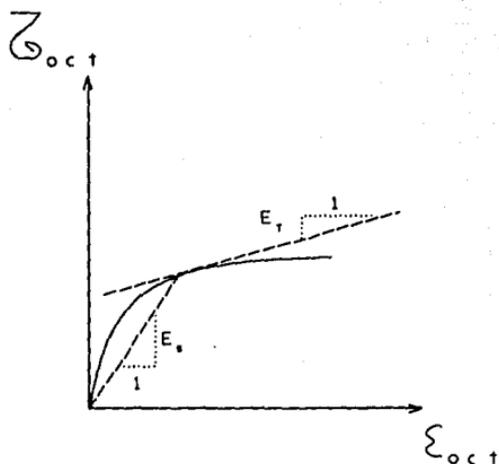
La expresión 4.3.1 es la ley esfuerzo-deformación, la cual se representa en la fig 4.1. Si derivamos esta expresión (4.3.1) con respecto a e_{oct} se obtiene:

$$E_t = \frac{A}{(A + B e_{oct})^2} \quad (4.3.8)$$

que nos da el módulo tangente.

El módulo secante se obtiene de la siguiente manera:

$$E_s = \frac{\tau_{oct}}{e_{oct}} \quad (4.3.9)$$



LEY ESFUERZO-DEFORMACION

fig 4.1

Conocidas estas características del modelo matemático, el procedimiento para realizar el análisis estático no lineal se resume de la siguiente manera:

- i) Se determina el estado de esfuerzos mediante el método de elemento finito partiendo de unos módulos de E iniciales, estimados de pruebas de laboratorio y campo.
- ii) Se calcula para cada elemento el esfuerzo tangencial octaédrico con la expresión 4.3.2, donde I_1 e I_2 se obtienen con las ecuaciones 4.3.4.
- iii) Se determinan las componentes del tensor deformación ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \epsilon_{xy}, \epsilon_{xz}$ y ϵ_{yz}) mediante las leyes de Hooke generalizadas.

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu\sigma_y - \nu\sigma_z) \quad (4.3.8)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu\sigma_x - \nu\sigma_z) \quad (4.3.9)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu\sigma_x - \nu\sigma_y) \quad (4.3.10)$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{2G} \quad (4.3.11)$$

$$\epsilon_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{2G} \quad (4.3.12)$$

$$\epsilon_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{2G} \quad (4.3.13)$$

donde:

E Módulo de elasticidad

ν Relación de Poisson

G Módulo de deformación al cortante

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.3.14)$$

iv) Se calcula el ϵ_{oct} con la expresión 4.3.3

v) Se determina E_t con la ecuación 4.3.6

vi) Se obtiene E_o con la ecuación 4.3.7

vii) Se calcula un módulo modificado de acuerdo al siguiente criterio:

$$E_{mod} = \frac{E_t + E_o}{2} \quad (4.3.15)$$

Conocidos estos módulos en todos los elementos de la malla se itera hasta alcanzar una determinada tolerancia, entonces se detiene la ejecución del programa.

El programa empleado es una versión modificada del denominado SAP IV, y está escrito en FORTRAN IV. La cantidad de nodos y elementos para la malla que puede manejar el programa depende de la capacidad en disco que se le asigne a la computadora, pero entre más nodos y elementos se tenga el análisis será más preciso, pero el tiempo de procesamiento de datos en la máquina se incrementará.

El funcionamiento general del programa se indica por medio de un diagrama de flujo en la fig 4.2.

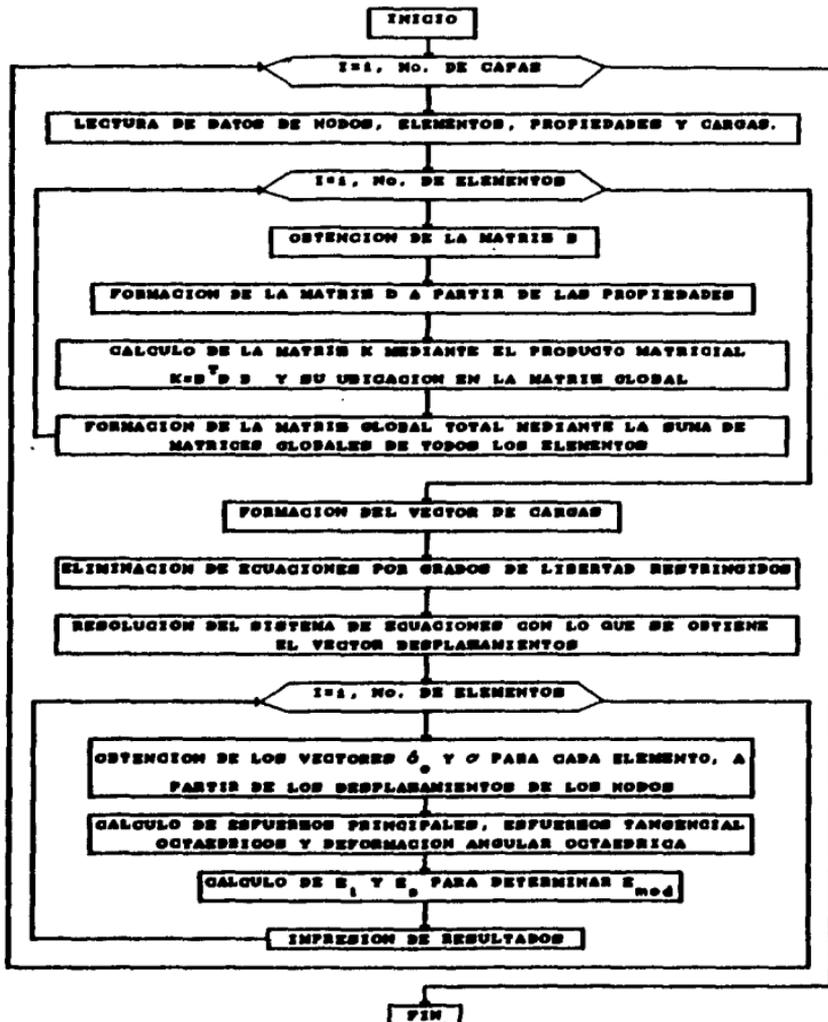


fig 4.2

Para realizar esta simulación se utilizó una malla que constó de 444 elementos finitos, la cual se subdividió en ocho niveles para la realización del análisis por capas. Las iteraciones se realizaron para cada capa durante la simulación de la construcción de la cortina y del llenado del embalse fig 4.3b.

El análisis se comenzó con valores iniciales de módulo de elasticidad para cada zona de la presa fig 4.3a (corazón, filtros, transiciones, enrocamientos), obteniéndose el estado de esfuerzos debido al peso propio de los materiales. Conociendo este estado en cada elemento, se obtuvieron los nuevos módulos aplicando la ecuación 4.3.15 y auxiliándonos de la curva esfuerzo-deformación (fig 4.1). Por lo general existió congruencia con una o dos iteraciones para cada capa y la etapa de llenado.

El efecto del agua se tomó en cuenta aplicando cargas concentradas en cada nodo ubicado en la cara del talud aguas arriba. La magnitud y dirección de las cargas se obtuvieron de la siguiente manera:

Para cada elemento que se encontraba en la cara del talud aguas arriba, se calcularon las presiones hidrostáticas en cada uno de los nodos que se encontraban abajo del nivel del agua. Se obtuvo un resultado total al multiplicar dicha presión por el área sumergida de la cara de cada elemento; esta carga total se distribuyó en cada uno de los nodos sumergidos de cada elemento, siguiendo una ley de distribución lineal hidrostática. Las cargas calculadas actúan perpendicularmente en las caras de los taludes por lo que tienen componentes en x, y, z. Además se consideraron otras fuerzas que se deban al efecto de flotación, las cuales están dirigidas verticalmente hacia arriba, que se presentan en todos los elementos que se encuentran abajo de la línea superior de corriente de la red de flujo que existe en la cortina, y del lado de aguas arriba en relación al corazón de arcilla. Para la evaluación de estas fuerzas se determinó el volumen sumergido de cada elemento, el cual se multiplicó por el peso volumétrico del agua; con esto se obtuvo el empuje total, el cual se distribuyó entre sus nodos.

4.4. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.

Como resultado del análisis por elementos finitos se obtienen los esfuerzos y deformaciones de cada elemento integrante de nuestra malla para las diferentes etapas en la simulación de la construcción de la cortina y el llenado del embalse. Para visualizar todo el comportamiento de la estructura, se presentan en forma gráfica los resultados correspondientes a la última etapa de construcción, antes del llenado y los obtenidos después de este.

4.4.1. ANTES DEL LLENADO.

4.4.1.1. Esfuerzo σ_x

Con respecto al esfuerzo σ_x (que es paralelo al eje de la corona) fig 4.4b, se observa claramente que existe una gran concentración de esfuerzos de compresión en la base de la boquilla, alrededor del centro de línea de la sección máxima, abarcando la zona de filtros y el corazón impermeable de arcilla. Esta tendencia se observa también en análisis teóricos bidimensionales de cortinas homogéneas elásticas.

Como las laderas de la boquilla se consideran rígidas, y tienen forma de "V" esto ocasiona una reorientación de los desplazamientos actuantes (producidos en un principio por el peso del material colocado) hacia el vértice. Dicha concentración de esfuerzos se reduce un poco después del llenado del embalse.

Otro efecto es la presencia de una zona de tensiones en la corona de la cortina, debido también a la geometría de la boquilla.

El esfuerzo σ_x que se presenta en las demás partes del cuerpo de la cortina a lo largo de su sección máxima fig 4.4a, no es tan relevante como el descrito, debido a que va ampliándose la sección de la boquilla y la altura del material colocado va disminuyendo.

4.4.1.2. Esfuerzo σ_y

Para el estado de esfuerzos σ_y , cuyo eje "Y" coincide con el de la sección máxima de la cortina (según la dirección del río, fig 4.5a), se puede observar también la presencia de una zona de concentración de esfuerzos, la cual coincide con la observada para σ_x y también con la de σ_x , en la parte inferior de la zona de filtros y la del corazón impermeable (al igual que en la solución teórica bidimensional ref. 4).

Esto se debe a que en la zona ubicada en la base del centro de línea tanto el talud de aguas arriba como el de aguas abajo encuentran apoyo.

4.4.1.3. Esfuerzo σ_x

El estado de esfuerzos σ_x muestra una distribución obvia con valores nulos en la corona, incrementándose hasta alcanzar su máximo valor en la base de la cortina, alrededor del centro de línea (cubriendo la zona de filtros y el corazón impermeable), de manera semejante a la que se observa en la solución teórica mencionada antes.

Considerando que el esfuerzo σ_x se calcula burdamente multiplicando el peso volumétrico del material por la profundidad a la que se desea determinar dicho esfuerzo, se concluye que esta idealización no se cumple de acuerdo a lo observado en los cortes de la sección máxima (fig 4.6a), más sin embargo se aprecia una ligera tendencia lineal.

También se nota que el corazón impermeable se está colgando de la zona de filtros, ya que las curvas de isoesfuerzos crecen en forma de jorobas hacia la corona.

En los cortes correspondientes a la boquilla (fig 4.6b) aparece una zona de tensión en la corona producida por un efecto de reorientación de los esfuerzos, similar a la que se presenta para el estado de esfuerzos σ_x .

4.4.1.4. Esfuerzo Cortante τ_{xy}

En relación a los esfuerzos cortantes que se presentan, en el plano X-Y, o sea según la planta del cuerpo de la cortina, muestran que esta tiende a arquearse hacia aguas abajo en sus contactos con la ladera en la boquilla (fig 4.7b) cediendo al empuje del agua.

En el corte correspondiente a la sección máxima (fig 4.7a), se ve que los máximos valores de los esfuerzos τ_{xy} aparecen en el desplante del talud aguas arriba en la zona de transición cercana al filtro, cambiando de sentido en el filtro; otra concentración aunque de menor magnitud se presenta en el desplante del talud aguas abajo, existiendo también un cambio en el sentido del esfuerzo.

En el talud aguas arriba, la magnitud de los esfuerzos τ_{xy} va disminuyendo conforme se va subiendo, con lo que se va reduciendo la tendencia al giro (hasta cambiar este de sentido), efecto atribuido a la geometría de la sección, ya que esta bermas es de mayor altura y el cañón es más ancho; sin embargo, este estado de esfuerzos no es tan alarmante, puesto que los giros en este plano difícilmente podrían presentarse debido al confinamiento proporcionado por las laderas del cañón.

4.4.1.5. Esfuerzo Cortante τ_{yz}

Refiriéndonos al esfuerzo cortante τ_{yz} , que es el actuante en el plano que corta a la sección máxima de la cortina (fig 4.8a y 4.8b), se aprecia que existen concentraciones que definen posibles superficies de falla de formas casi circular, que pueden provocar deslizamientos hacia aguas arriba, en especial son dos zonas: una que se encuentra entre la elevación 120 y la corona (cubriendo la zona de transición y la de enrocamiento), y otra de la elevación 60 hasta la 120 abarcando la zona de aguas arriba. Además se presenta otra zona de concentraciones alrededor del centro de línea (que invade la zona de filtro, transición y el corazón de arcilla del talud aguas arriba y también del de aguas abajo). También del lado del paramento aguas abajo se presentan zonas de concentración, que revelan una tendencia al deslizamiento hacia aguas abajo de una zona muy amplia (que corre desde la corona hasta el desplante del talud para salir a la elevación 80).

4.4.1.6. Esfuerzo Cortante τ_{zx}

Para los esfuerzos actuantes en el plano Z-X (que coincide con nuestra boquilla, tomando de referencia a la fig 4.9a), vemos que al igual que los actuantes en el plano X-Y, los máximos valores se presentan en el desplante del talud aguas arriba en la zona de transición cercana al filtro, cambiando de sentido en el filtro. Otra concentración aunque de menor magnitud aparece también en el desplante del talud aguas abajo, presentándose también un cambio en el sentido del esfuerzo. Parece lógico que estas zonas de concentración se presenten en dichos sitios, puesto que los contactos y el vértice del ceflon son las zonas más rígidas (Fig. 4.9b).

4.4.1.7. Módulo de Elasticidad.

A partir de los estados de esfuerzo y deformación se determinan los nuevos módulos de elasticidad de los materiales, por lo que al observar las figuras 4.10a,b y compararlas con la figura 4.3a en donde se muestran los módulos de elasticidad iniciales, se deduce que al finalizar la construcción de la cortina ya existían zonas de plastificación del material, esto es, que el material había agotado casi en su totalidad la capacidad de soportar esfuerzos y deformaciones; la zona principalmente afectada abarca el corazón impermeable y la zona de filtros, desde su desplante hasta la corona, así como el material de transición cercano a esta zona, de la elevación 120 hasta la corona. Este efecto se hace extensivo dentro del corazón de arcilla casi a todo lo largo de la boquilla (fig 4.10b), no obstante en los contactos de la corona con la laderas el material casi no se ve tan afectado como en otras regiones.

4.4.2. DESPUES DEL LLENADO.

4.4.2.1. Esfuerzo σ_x

Mientras los esfuerzos en la base de la cortina tienden a reducirse por el efecto de flotación (fig 4.11a, inducido por la presencia del agua), la tensión se incrementa un poco en la corona, lo cual se refleja en el contacto de la misma con las laderas, donde se observa un pequeño incremento en los esfuerzos de compresión, tal como se aprecia en los cortes de la boquilla (fig 4.11b).

4.4.2.2. Esfuerzo σ_y

El llenado del embalse en la zona permeable del talud aguas arriba permite una liberación de esfuerzos fig 4.12a, sin embargo dicho efecto sólo se manifiesta en la zona del corazón hacia aguas arriba, en tanto que en la región aguas abajo permanecen casi iguales. Dicha redistribución es provocada por el efecto del empuje hidrostático tanto horizontal como ascendente, y a la oposición que producen las laderas en el talud de aguas abajo que al estrecharse sirve como respaldo y reduce la tendencia al volteo. A su vez este talud por estar del lado seco sufre una leve redistribución de esfuerzos quizá debido a que el módulo de elasticidad promedio del material de la cortina disminuyó bastante con respecto a su valor inicial al finalizar la construcción, perdiendo por lo mismo capacidad de carga.

Por otra parte en los cortes de la boquilla (fig 4.12b) se ve que la tensión en la corona tiende a incrementarse ligeramente, quizá debido a la acción combinada del empuje ascendente del agua y a la tendencia a la flexión que produce esta al actuar sobre la corona, cuyo movimiento es restringido por el contacto de las laderas.

4.4.2.3. Esfuerzo σ_z

El llenado produce una redistribución de esfuerzos de compresión notándose que las curvas del talud aguas arriba son más pegadas al corazón impermeable, así mismo en términos generales disminuyen los esfuerzos (fig 4.13a). Sin embargo, en el paramento seco se presenta un aumento en los esfuerzos, sobre todo en la zona de transición adyacente a la zona de filtro del talud aguas abajo, tal vez debido a que el colgamiento del corazón se incrementa. Pero más allá de esta zona, los esfuerzos prácticamente mantienen la misma magnitud.

En lo que resta del talud aguas abajo se aprecia que los esfuerzos tienen una distribución, cuyas curvas de nivel son casi horizontales, quizá inducida por tener esta sección una zona de apoyo más amplia.

También existe una reducción en las magnitudes de los esfuerzos en el contacto de la corona del corazón impermeable con las laderas (fig 4.13b), y desaparece la zona de tensión en la misma.

4.4.2.4. Esfuerzo Cortante τ_{xy}

Los resultados obtenidos antes del llenado muestran que la cortina en sus contactos con la ladera tiende a arquearse hacia aguas abajo cediendo al empuje del agua, este efecto se incrementa después del llenado, ya que tal tendencia en los contactos se hace ahora extensiva hasta la corona abarcando casi todo el cuerpo del corazón impermeable, esto puede verse en las gráficas de la boquilla (fig 4.14b).

4.4.2.5. Esfuerzo Cortante τ_{yz}

Después del llenado la magnitud de los esfuerzos en la bermas aguas arriba (fig 4.15a) se liberan al igual que los cercanos al centro de línea, mientras que los de la elevación 120 a 180 se incrementan, al igual que los del paramento seco, aumentando los esfuerzos actuantes alrededor del centro de línea. En este plano Y-Z es más factible que se desarrollen superficies de falla puesto que es el plano que coincide con la sección máxima y no existen elementos lo suficientemente rígidos que eviten dichos desplazamientos.

4.4.2.6. Esfuerzo Cortante τ_{zx}

Después del llenado (fig 4.16a y 4.16b) la magnitud de los esfuerzos en el paramento mojado se reducen pero en el paramento seco incrementan su magnitud notablemente.

4.4.2.7. Módulo de Elasticidad.

Después del llenado todos los materiales que están en contacto con el agua se recuperan un poco, es decir aumenta su capacidad de carga y el módulo de deformación (fig 4.17a), efecto que es muy notable únicamente en los contactos del material arcilloso de la corona con las laderas, en donde casi se alcanza su módulo original (fig 4.17b). Sin embargo en el paramento seco (fig 4.17a) como tiene que soportar también el empuje del agua, las magnitudes del los módulos decrecen, con tendencia a aumentar la zona de plastificación ya existente.

4.5. CONSIDERACIONES GENERALES.

4.5.1. ANTES DEL LLENADO.

Considerando las gráficas observadas de los tres esfuerzos normales, se nota que las magnitudes de los esfuerzos son todas casi del mismo orden para antes y después del llenado (figs 4.4 a la 4.6 y 4.11 a la 4.13), que todos tienden a concentrarse en la base del centro de línea (alrededor de la zona de filtros y del corazón), y en la zona de transición adyacente a la zona de filtro del talud aguas abajo, en donde se supone que deberían de ir decreciendo, efecto inducido por la geometría de la sección, ya que en esta zona es en donde hay más apoyo. Se presentan zonas de tensión en la corona, la cuales se convierten en zonas de compresión en los contactos con las laderas, efectos producidos por el arqueo y colgamiento de la cortina.

Se aprecian otras distribuciones que aparentemente no tienen explicación, tal es el caso del pie del talud aguas abajo en donde en lugar de ir disminuyendo con la profundidad las magnitudes de los esfuerzos sucede lo contrario, dando la impresión que en esta zona existe un elemento lo suficientemente rígido que provoca tal fenómeno (fig 4.5 a 4.6 y 4.11 a 4.13).

Comparando las tres gráficas (fig 4.7, 4.8 y 4.9), se observa que los esfuerzos σ_x son los de mayor magnitud, pero los τ_{xy} son los de mayor importancia, por ser en este plano Y-Z en donde se pueden desarrollar con mayor facilidad las superficies de falla.

En general los esfuerzos normales (fig 4.4 a 4.6) por condiciones de asimetría, y a cambios en la topografía de la boquilla, se inducen irregularidades en la distribución de estos.

Al observar las figuras 4.18a y 4.18b en donde se presentan los contornos deformados, se aprecia una tendencia al deslizamiento hacia aguas arriba, la cual es atribuible a la asimetría y a la colocación de los materiales.

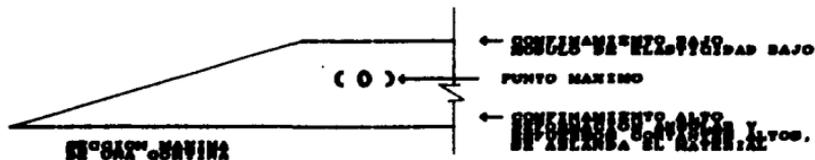
Otro efecto observado es que los esfuerzos son más grandes en el talud aguas abajo, debido a que el material es más rígido y a que las laderas son más cerradas.

Sin embargo cabe hacer notar que las concentraciones se parecen a las que se presentan en la solución teórica para presas homogéneas (figs 1.29, 1.29, 1.35, 1.43).

Existe una solución teórica bidimensional (ref.4) para los esfuerzos cortantes τ_{yx} , sin embargo en ese estudio se vió que las concentraciones aparecen cerca del pie del talud (fig. 1.25), debido a la tendencia al desplazamiento horizontal. Para nuestro estudio el cortante τ_{yx} máximo se ubica en una posición diferente a la mencionada antes, lo cual sugiere que las bermas alteran la ubicación de este. Los resultados de nuestro análisis obtenidos en el talud aguas abajo se asemejan un poco más a dicho estudio.

El esfuerzo cortante τ_{xy} (fig 4.7) máximo aparece aguas arriba por la tendencia al deslizamiento, lo cual se puede corroborar con las figuras de los contornos deformados (fig 4.18), mientras que el cortante τ_{yx} máximo se presenta en el talud aguas arriba (fig 4.9).

En lo que respecta a los módulos de elasticidad, se aprecia una distribución asimétrica de estos, además en todas las zonas el material ha perdido resistencia (fig 4.10). Así mismo el corazón se ablandó en forma global, siendo la base de este la más afectada; lo mismo ocurre con los módulos de elasticidad del material en las zonas cercanas a los pies de los taludes. Los máximos valores de los módulos de elasticidad que se presentan pueden deberse a que el efecto de confinamiento se contrapone al de ablandamiento por deformación angular.



En relación al esfuerzo σ_x (fig 4.4b) puede decirse que es lógica la concentración en la ladera del vértice de la boquilla, por ser esta la parte inferior y al efecto de confinamiento de las laderas; para los esfuerzos σ_y y σ_z (figs 4.5b, 4.6b) se presenta lo mismo.

Para el esfuerzo cortante τ_{xy} se notan dos valores máximos (fig 4.7b), el positivo en la misma zona donde hay concentraciones de esfuerzos normales (figs 4.4b a 4.6b), y el negativo casi cerca del centoride de la figura. Puede inferirse que el deslizamiento de la masa produce movimientos en diferentes sentidos en planos horizontales, en la parte inferior se mueve hacia el talud y en la intermedia hacia el centro de la presa (fig 4.7a).

La fig 4.8a y b, que muestra al esfuerzo cortante τ_{xy} se ve la existencia de dos valores máximos (uno positivo y otro negativo) lo cual sugiere el mismo efecto descrito para el esfuerzo cortante τ_{xy} , pero este se presenta en planos verticales. Para el esfuerzo cortante τ_{xz} (fig 4.9a y b) hay una sola área de cortante máximo tendiendo a formarse una zona de falla paralela a la ladera fig 4.9b.

En las figuras 4.10a y b que presentan las distribuciones de los módulos de elasticidad se aprecia que el material se ha ablandado más al centro debido a la simetría de la presa (fig 4.10a), a que la magnitud del cortante τ_{xz} (fig 4.9a) es grande, y además en la misma zona el esfuerzo τ_{xy} (fig 4.8a) es de consideración.

En la parte superior se ha ablandado poco por haber cortantes pequeños, y a que hay poco confinamiento.

4.5.2. DESPUES DEL LLENADO.

Una vez que se ha llenado el embalse se modifican un poco las distribuciones de los esfuerzos normales y cortantes; observando en las figuras que nos muestran los contornos deformados para después del llenado (fig 4.17) se ve que se ha levantado un poco la cortina debido al efecto de flotación del material sumergido, lo que incluso ha producido tendencia al deslizamiento contrario de la presa hacia aguas abajo. Esta situación explica el que todas las componentes de esfuerzos cortantes y normales disminuyan en esta zona de aguas arriba, mientras que se produce un ligero incremento en la zona de aguas abajo, lo cual se ha reflejado en los módulos de elasticidad (si se comparan las figuras 4.10 y 4.17 para las condiciones de antes y después del llenado), los cuales crecen relativamente aguas arriba y disminuyen aguas abajo (fig 4.17a).

El análisis efectuado revela que aparentemente se ha estabilizado el talud aguas arriba (al reducirse el momento motor), ya que el peso disminuyó por estar sumergido el material, por lo que el material sufre una descarga trayendo consigo un incremento en su módulo de elasticidad, esto nos puede llevar a una conclusión errónea, ya que en el modelo matemático empleado para simular el comportamiento del material (ley de Kodner) no se ha considerado el efecto del incremento de la presión de poro, lo cual reduciría los esfuerzos efectivos actuantes en el material.

Será recomendable, por tanto, al tratar de introducir esta consideración dentro del modelo matemático, para lo cual tal vez sea necesario el acoplar a este programa, uno en el que se maneje el problema de difusión, mediante la técnica del elemento finito y así poder evaluar las presiones de poro en diferentes puntos.

EDIFICACION DE LOS MATERIALES

No.	MODULO DE ELASTICIDAD $\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$	
1	250	OSBAZON
2	320	FILTROS
3	315	EMBOCAMIENTO
4	315	EMBOCAMIENTO COMPACTADO
5	150	EMBOCAMIENTO A VOLTEO
6	150	EMBOCAMIENTO DE GRAN TAMAÑO
7	250	OSBAZON

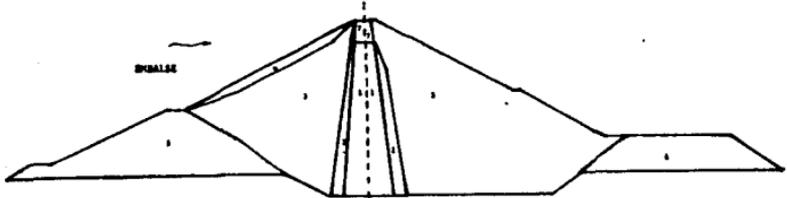


FIG. 4.3A

MALLA DE ELEMENTOS FINITOS SECCION MARINA

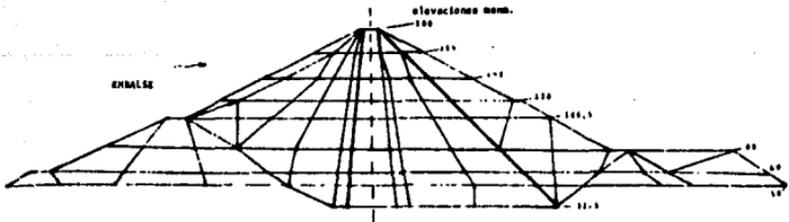
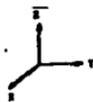


FIG. 4.3B

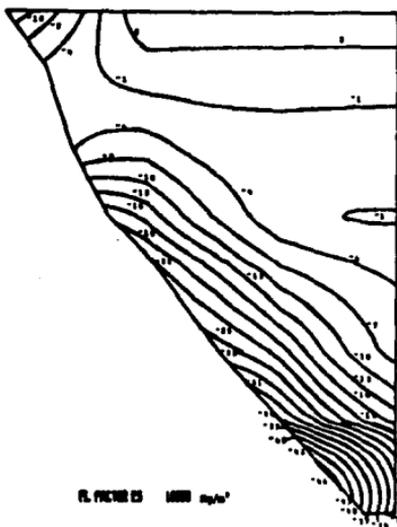
ANTES DEL LLENADO ESPESOR NORMAL σ_y



PL FACTOR ES 10000 kg/cm²



FIG. 4.5A

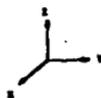


ANTES DEL LLENADO
ESPESOR NORMAL σ_y

PL FACTOR ES 10000 kg/cm²

FIG. 4.5B

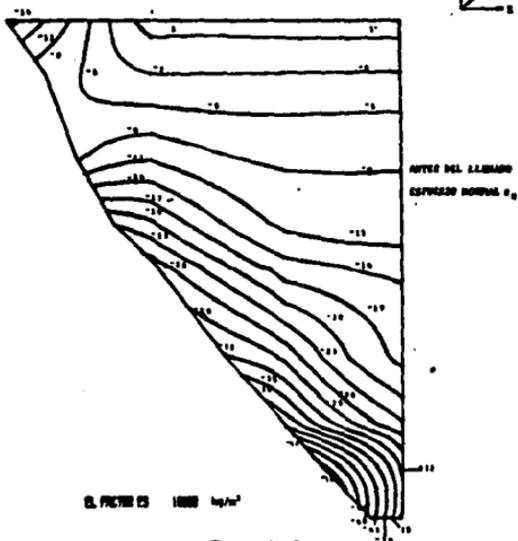
ANTES DEL LLENADO ESFUERZO NORMAL σ_x



PL. FACTOR ES 10000 kg/m²



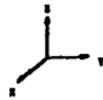
FIG. 4.6A



ANTES DEL LLENADO
ESFUERZO NORMAL σ_x

EL FACTOR ES 10000 kg/m²

FIG. 4.6B



ANTES DEL LLENADO ESPESOR CONSTANTE 1,27

EL FACTOR ES 1000 kg/cm²

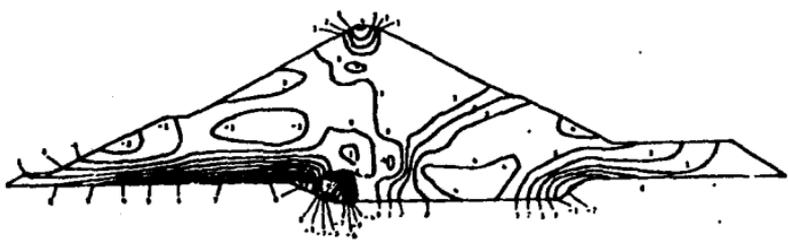
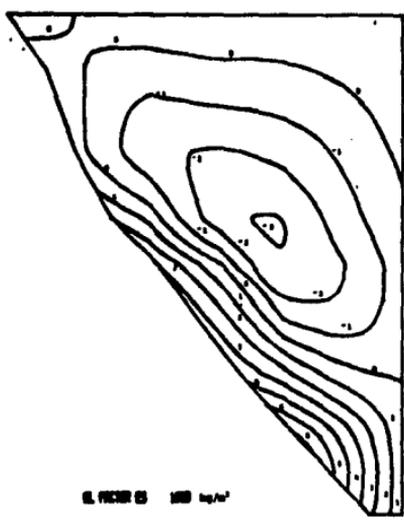


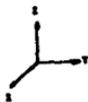
FIG. 4.7A



ANTES DEL LLENADO
ESPESOR CONSTANTE 1,27

EL FACTOR ES 100 kg/cm²

FIG. 4.7B



ANTES DEL LLENADO ESPESOR CARTAPE $\frac{1}{2}$ "

EL FACTOR ES 1000 kg/m²

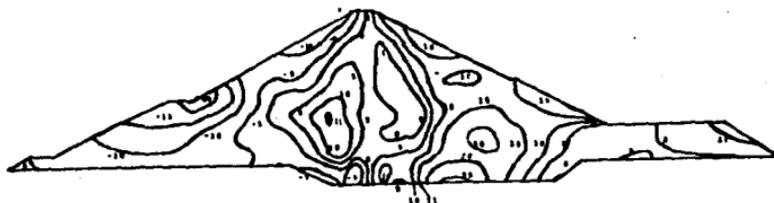
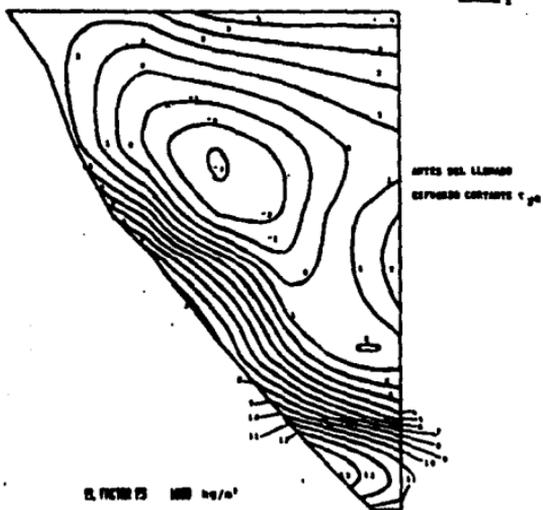


FIG. 4.8A

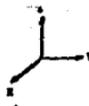


ANTES DEL LLENADO
ESPESOR CARTAPE $\frac{1}{2}$ "

EL FACTOR ES 1000 kg/m²

Fig. 4.8B

ANTES DEL LLENADO ESPESOR CONSTANTE 1_{22}



EL FACTOR ES 1000 kg/m^3

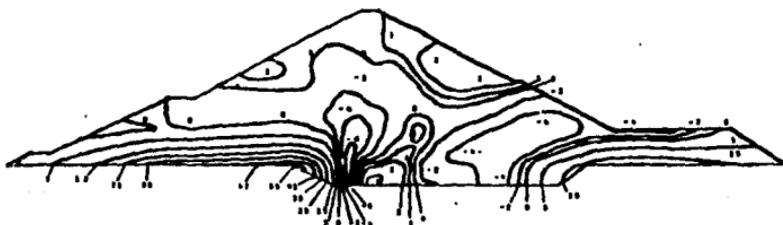
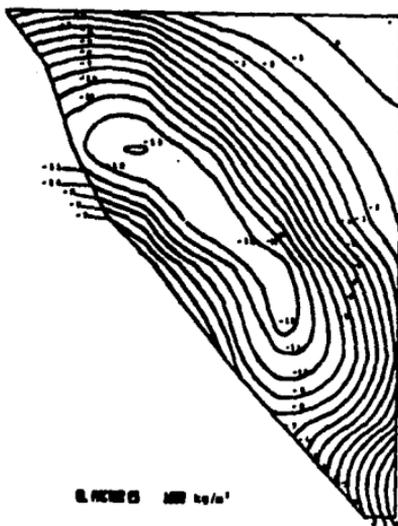


FIG. 4.9A



DESPUES DEL LLENADO
ESPESOR CONSTANTE 1_{22}

EL FACTOR ES 1000 kg/m^3

FIG. 4.9B

ANTES DEL LLEGAO TORSULO DE ELASTICIDAD



EL FACTOR ES 1×10^2 kg/m²

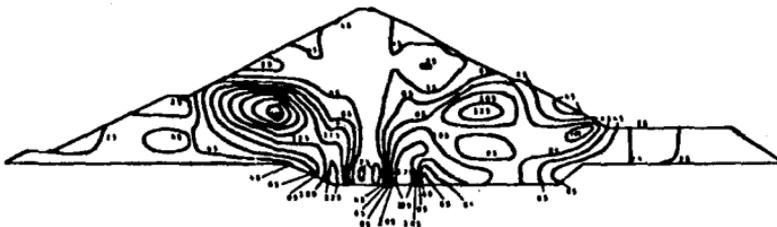
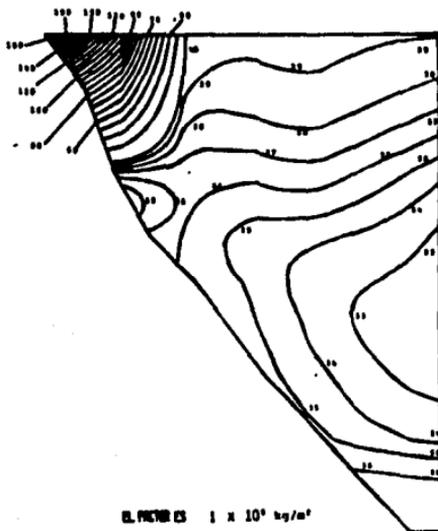


FIG. 4.10A



ANTES DEL LLEGAO
TORSULO DE ELASTICIDAD

EL FACTOR ES 1×10^4 kg/m²

FIG. 4.10B

DESPUES DEL LLEGAO ESFUERZO NORMAL σ_x



EL FACTOR ES 10000 kg/m²

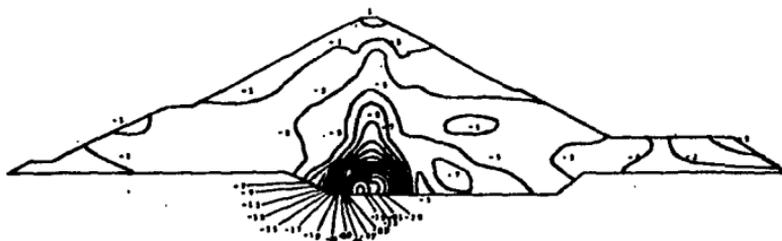
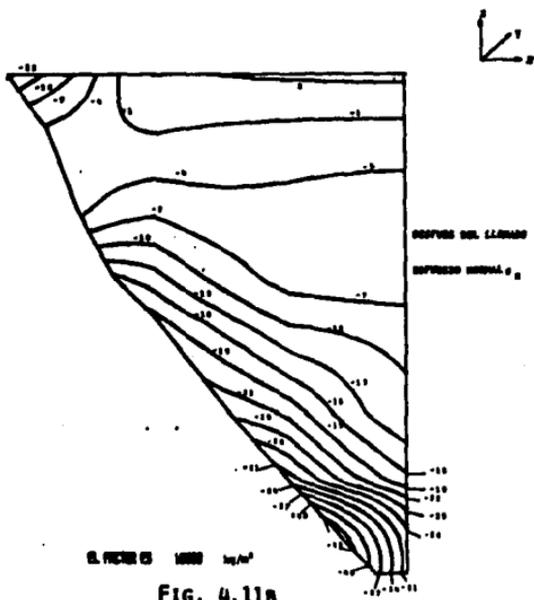


FIG. 4.11A



EL FACTOR ES 1000 kg/m²

FIG. 4.11B

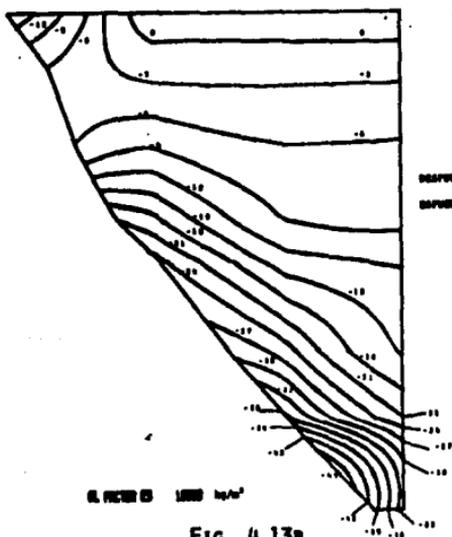
DESPUES DEL LLEPADO ESPRESION NORMAL σ_x



EL FACTOR ES 1000 kg/cm²



FIG. 4.13A

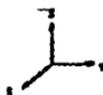


DESPUES DEL LLEPADO
ESPRESION NORMAL σ_x

EL FACTOR ES 1000 kg/cm²

FIG. 4.13B

DESFILES DEL LLENADO ESPESOR CONSTANTE τ_{xy}



EL FACTOR ES 1000 kg/cm²

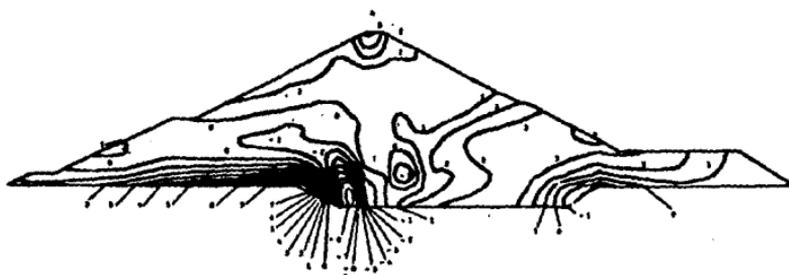
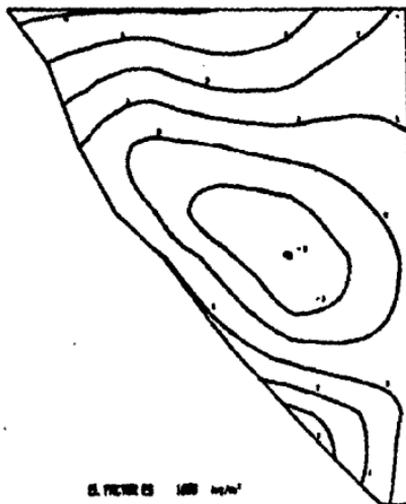


FIG. 4.14A

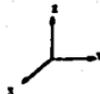


DESFILES DEL LLENADO
ESPESOR CONSTANTE τ_{xy}

EL FACTOR ES 1000 kg/cm²

FIG. 4.14B

DESPUES DEL LLENADO ESFUERZO CORTANTE τ_{yz}



EL FACTOR ES 1000 kg/m²



FIG. 4.15A

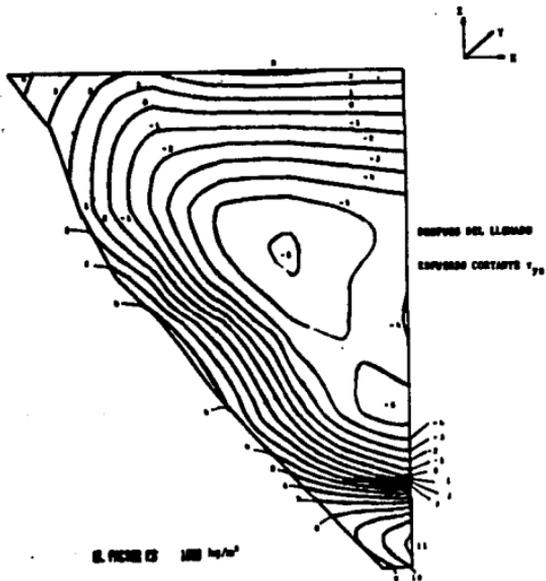


FIG. 4.15B

DESPUES DEL LLENADO ESFUERZO CORTANTE τ_{22}



EL FACTOR ES 1000 kg/cm^2

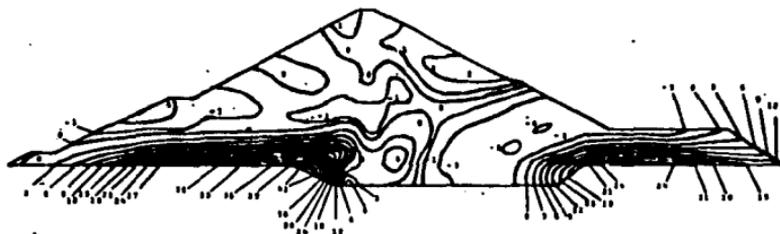


FIG. 4.16A

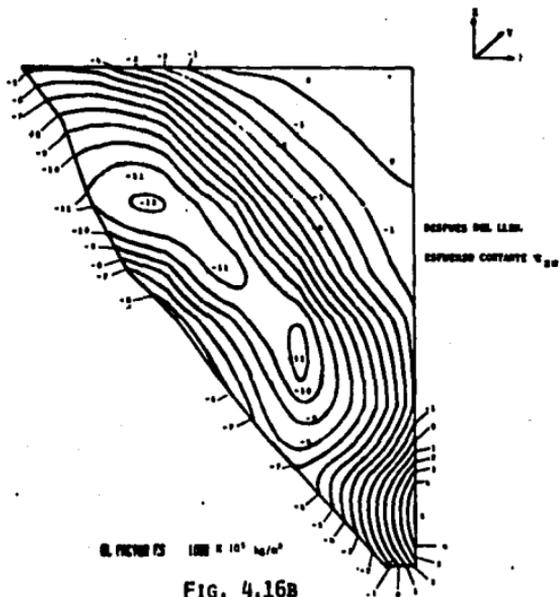
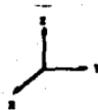


FIG. 4.16B

DESPUES DEL LLENADO PORALO DE ELASTICIDAD



EL FACTOR ES $1 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$

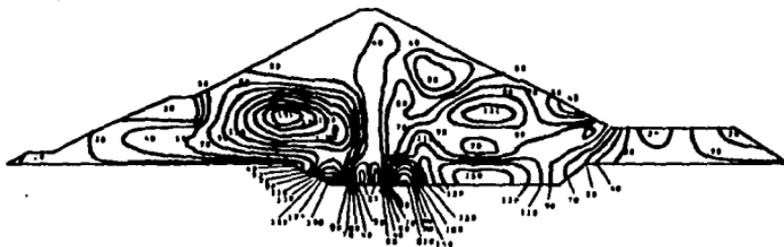
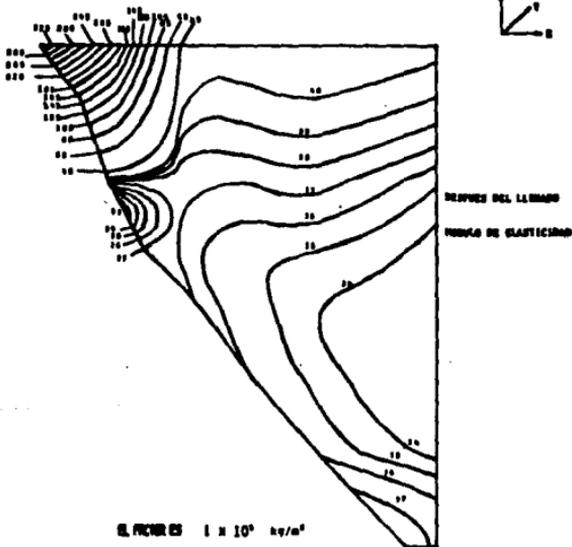


FIG. 4.17A



EL FACTOR ES $1 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$

FIG. 4.17B

PRESA EL INFIERNILLO

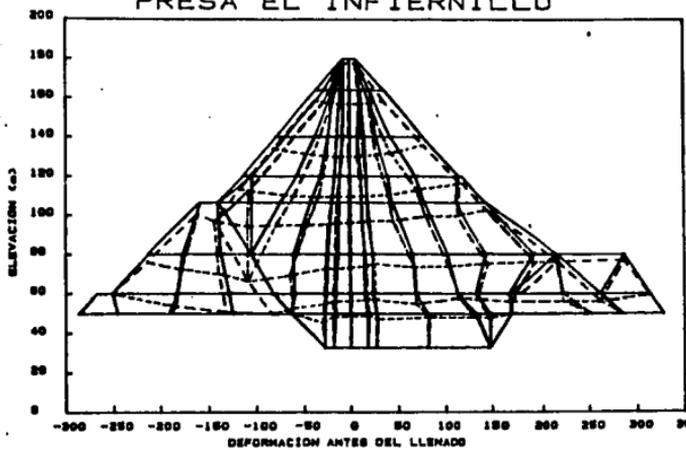


FIG. 4.18A

PRESA EL INFIERNILLO

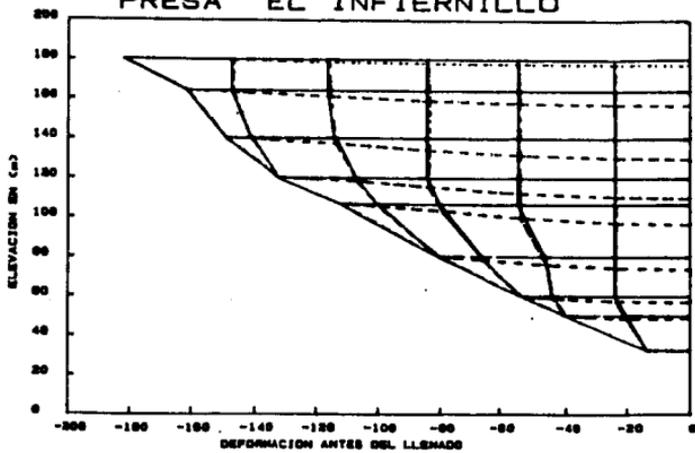


FIG. 4.18B

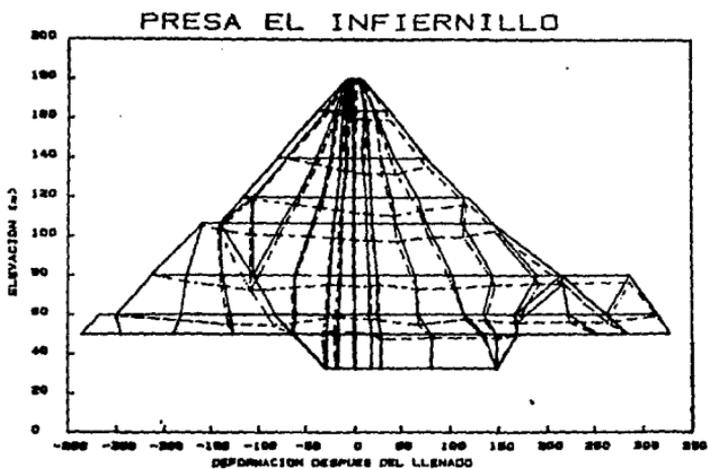


FIG. 4.19A

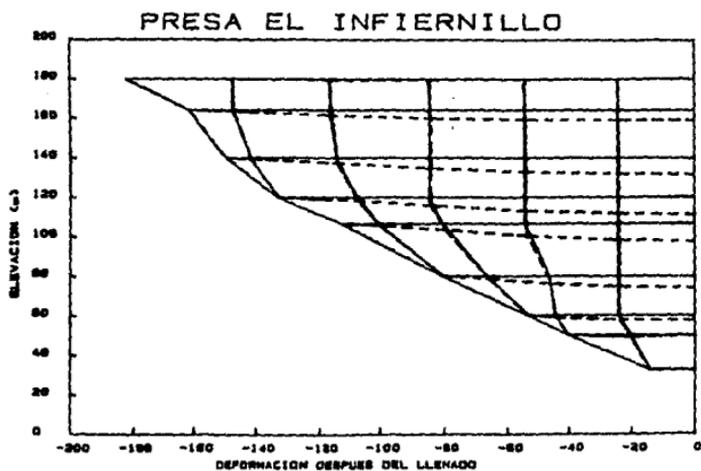


FIG. 4.19B

CAPITULO V

CONCLUSIONES

En este capítulo se aplicarán las últimas etapas de la metodología de investigación, las cuales como se mencionaron antes, consisten en realizar una evaluación, generalización y recomendaciones sobre los resultados obtenidos a lo largo de toda la investigación.

Así pues, para tener puntos de comparación procederemos a mencionar algunos estudios alternativos que se han realizado por otras personas.

5.1 SOLUCIONES TEÓRICAS. (Ref. 51)

El problema de estado de esfuerzos y desplazamientos en terraplenes y taludes ha sido estudiado en forma teórica por Clough y Woodward en 1967 y por Poulos, Booker y Ring en 1972.

Los estudios realizados han consistido en obtener en forma teórica los campos de esfuerzos y desplazamientos que se presentan en los terraplenes como consecuencia del peso propio del material. Sin embargo, estas investigaciones se hicieron tomando en cuenta muchas idealizaciones. Consideraron que todo el cuerpo del terraplén era homogéneo, el material constitutivo tenía comportamiento elástico y se limitaron a considerar el problema en forma bidimensional.

En la fig. 5.1 se muestra un corte del terraplén y la notación utilizada.

Entre los resultados obtenidos por Poulos et al 1972, se muestran las curvas de isoesfuerzos verticales, horizontales y cortantes, así como también las de isodesplazamientos en sus dos direcciones (horizontal y vertical), tomando en cuenta un terraplén cuyo talud es de 30° y su $\nu = 0.3$ (fig. 5.2 a 5.6).

Como se podrá apreciar en la fig. 5.2, la distribución de las curvas tiene una tendencia lineal, lo cual indica que los esfuerzos tienen una distribución uniforme, presentándose el valor máximo del esfuerzo vertical en la base del talud (cercano al centro de línea), y siendo nulo en la corona del terraplén.

En esta figura se dibujaron las curvas para diferentes etapas de construcción, en las cuales se aprecia que cuando la altura del terraplén es baja, los valores de los esfuerzos son pequeños, y las curvas son paralelas al borde de la sección del terraplén; con lo cual también se confirma la uniformidad de la distribución de los esfuerzos.

En la fig. 5.3 se muestran las curvas de isoesfuerzos horizontales, se ve que cuando la altura del terraplén es pequeña $\frac{h}{H} \leq 0.6$ (fig. 5.1) todas las curvas son paralelas al borde de la sección del terraplén y tienen tendencia y distribución uniforme, siendo nulos los esfuerzos en la corona y máximos en la base del mismo cercano al centro de línea.

En la parte superior del terraplén es cercana a la máxima, las curvas no siguen esta tendencia; teniéndose que la primer curva es paralela al borde del talud y a la corona, mientras que las demás ya no lo son, sin embargo siguen teniendo su valor máximo en la base del talud cercano al centro de línea.

En la fig. 5.4 que nos muestra al esfuerzo cortante se aprecia que desde el inicio de la construcción del terraplén los esfuerzos máximos tienden a concentrarse al pie del talud, disminuyendo su valor y cambiando la distribución de estos hacia el centro de línea. Esta zona de concentración de esfuerzos sugiere aquí la factibilidad del desarrollo de superficies de falla.

Las gráficas que muestran las curvas de asentamientos (fig. 5.5) indican que estas tienen tendencia paralela a la base del terraplén, los máximos asentamientos se presentan en la corona, y en la base del talud son mínimos.

Los desplazamientos horizontales mostrados en la fig. 5.6 indican que estos tienden a concentrarse hacia el talud desde que el terraplén tiene una altura pequeña y hasta que se alcanza la altura definitiva, efecto atribuible a la falta de confinamiento en esta cara, ya que en el centro de línea y en la base del terraplén los desplazamientos son nulos.

En las figuras 5.7 a 5.12 se muestran las curvas de factores de asentamientos verticales, elaboradas para tres diferentes taludes (20° , 30° y 40°) y dos relaciones de Poisson (0.3 y 0.48). La relación entre el factor de desplazamiento λ y la altura relativa del punto con respecto a la base del terraplén, z/H , está graficada para cinco diferentes alturas del terraplén, h/H , donde H es la máxima altura del terraplén. Con estas curvas se puede calcular el asentamiento vertical de cualquier otro terraplén (que se asemeje al estudiado) mediante la siguiente expresión:

$$\rho \left(\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right) = 1 \gamma \frac{H^2}{E}$$

en donde γ es el peso volumétrico y E el módulo de elasticidad del material que constituye al terraplén.

Para un terraplén en particular Clough y Woodward (1967) hicieron estudios (fig. 5.13) y sus resultados se muestran en las figs. 5.14 a 5.16.

En la fig. 5.14 se muestran las curvas de isofactores de esfuerzos, los cuales están dados para que cuando se desee conocer algún esfuerzo se multiplique el peso volumétrico del material por dicho factor. En la figura 5.15 aparecen las curvas de isofactores de desplazamiento horizontal y asentamientos verticales. Estos resultados sirven para dos tipos de construcción del terraplén, los contornos del lado izquierdo se calcularon considerando la construcción en una sola etapa (creación instantánea) y se aprecia que los máximos asentamientos se presentan en la corona del terraplén, coincidiendo estos con los mostrados en la fig. 5.5. A su vez en la parte derecha de la fig. 5.15 se consideró la construcción del terraplén por etapas, y al final del estudio se ve que los asentamientos en la corona son nulos, lo cual se asemeja a la deformación vertical que se muestra en la fig. 5.16, en donde también aparecen las curvas de deformación horizontal y angular.

5.2 ANALISIS BIDIMENSIONAL

(Ref. 4)

Para interpretar los hechos observados durante la construcción y posterior a ella (mencionados en el capítulo I inciso 1.2.2.3), se analizó el estado de esfuerzos y deformaciones en la sección máxima de la cortina de la presa El Infiernillo, mediante el método de elementos finitos, suponiendo que se presentaba un estado plano de deformaciones, en esta modelación se consideraron los diferentes materiales con los que está construida la cortina, así como sus propiedades. El comportamiento de los materiales se determinó utilizando la Ley de Kondner (inciso 4.3 cap IV). En este estudio que resulta ser más preciso que el comentado en el inciso 5.1, se obtienen resultados interesantes.

En las Figs. 1.25b y 1.25c se aprecia que los esfuerzos verticales y cortantes presentan una distribución relativamente uniforme en la zona de enrocamientos, sin embargo al llegar a la zona de filtros, aparecen incrementos bruscos en dichos esfuerzos y estos vuelven a disminuir en el corazón. Este efecto de incremento en la zona de filtros, reveló que existe un fenómeno de colgamiento del material adyacente debido a una notable disminución en su capacidad de carga, esto motivó la conclusión principal de este estudio (fig. 1.25) según la cual el núcleo y las zonas adyacentes se encuentran plastificadas, es decir, que fallaron por esfuerzo cortante al terminarse la construcción de la cortina.

Al comparar las distribuciones de los esfuerzos de las figs. 1.25b y 1.25c con las figs. 5.2 y 5.4 se ve que en la zona cercana al talud tienen cierta semejanza, sin embargo al llegar a la zona de filtros (figs. 1.25b y 1.25c) la distribución y magnitud de las curvas es completamente diferente a las de las figs. 5.2 y 5.4. Esto no quiere decir que el estudio elaborado por Poulus et al (1972) esté mal, sino que no se ajusta a nuestras condiciones, debido a que nuestro terraplén está construido con diferentes materiales que además no son elásticos.

5.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES.

Como se mencionó anteriormente el programa inicial de instrumentación para la presa "El Infiernillo" incluía un número limitado de instrumentos, cuyo propósito era únicamente la determinación de la magnitud y distribución de las deformaciones y desplazamientos. El plan original de observaciones se iba a realizar a lo largo de dos secciones (fig. 3.37, Cap.III), una en un plano vertical contenido en el eje de la cortina (sección A), y el otro paralelo al eje del río cruzando la estación 0+135 (sección B). No se colocaron instrumentos en el centro del valle a la altura de la máxima sección transversal, con la finalidad de no afectar las operaciones del llenado inicial.

Posteriormente, con el propósito de investigar las causas de deformaciones imprevistas, atribuidas al efecto de interacción entre los filtros y el corazón, se construyeron puntos de referencia superficiales durante 1968 e inclinómetros en 1970.

Las mediciones hechas en los bancos de nivel de la corona, permiten determinar los asentamientos que esta sufre (figs. 1.24b y 3.43) conforme el tiempo transcurre.

Al comparar estas mediciones experimentales con los resultados dados por Poulus (fig. 3.5), se aprecia cierta semejanza, ya que en ambos hay asentamientos de la corona. Poulus muestra en sus gráficas que la magnitud de los asentamientos verticales van disminuyendo conforme se va llegando a la base del terraplén (debido a las idealizaciones de su estudio), sin embargo esto no se observa en los datos medidos, ya que durante los periodos de construcción de la obra, (ver las gráficas de la fig. 1.21b) la zona que más asentamientos sufre (en cuanto a magnitud) es la que se encuentra entre las elevaciones 100 y 150, registrada por el inclinómetro I-1 ubicado en el corazón de arcilla, curiosamente esta elevación coincide con la zona plastificada del núcleo (figs. 1.25a, 1.25b y 1.25c) que se determinó en el estudio planteado en el inciso 5.2.

Aún inclusive, en las mediciones hechas durante la operación de la presa, se observa que los asentamientos continúan, y que estos en la elev. 140 (fig. 3.41a, Inclinómetro I-1) son muy grandes debido a la plastificación del material.

Observando los asentamientos sufridos por el enrocamiento (fig. 3.41a, Cross-ara D-1 y D-2) se ve que son uniformes y que tienen una tendencia lineal, siendo nulos en el desplante y máximos en la superficie del talud, sin embargo se aprecia que los asentamientos son mayores en el paramento húmedo que en el seco.

Esto se comprende ya que en las pruebas de compresión triaxial y unidimensional realizadas en especímenes del enrocamiento, se ha demostrado que las relaciones esfuerzo-deformación son fuertemente afectadas por la rotura de granos, fenómeno vinculado con la granulometría, la compacidad relativa, el nivel de esfuerzos y la presencia de agua en la masa. Así mismo en igualdad de las demás condiciones, un espécimen ensayado en estado seco experimenta deformaciones adicionales al saturarlo, cuya magnitud depende de la composición mineralógica y grado de alteración de los granos (ref. 4).

La instrumentación también registra los desplazamientos en el cuerpo de la cortina a lo largo del eje de la corona (figs. 1.22a y 1.22b gráfica λy , 3.42 y 3.43), aspecto no cubierto en los análisis bidimensionales de los incisos 5.1 y 5.2, por estar fuera del plano de estudio.

Las evaluaciones de los movimientos acumulados durante la vida de la presa de El Infiernillo, indican que la cortina ha tenido movimientos importantes.

5.4. RESULTADOS CALCULADOS.

Hasta la fecha sólo se habían realizado estudios bidimensionales en la sección máxima de la cortina. Dada la naturaleza tridimensional del problema, es evidente que los resultados de análisis planos no proporcionan información para entender globalmente el comportamiento de la cortina.

Por tal motivo, se realizó esta investigación teórica que incluyó análisis tridimensionales con el método de elemento finito.

El procedimiento consistió en realizar análisis estáticos no lineales, simulando la construcción de la cortina por etapas y además el llenado del embalse. Con estos análisis se buscó cubrir las posibles variaciones en las propiedades de los materiales constitutivos.

Al comparar las gráficas correspondientes presentadas por Poulus et al (1972) (figs. 5.2 a 5.6) con las obtenidas en nuestro análisis (figs. 4.4 a 4.19) podemos decir que a primera vista son diferentes. En la fig. 4.6a del Cap. IV que nos muestra las curvas de isoesfuerzos verticales se aprecia que las curvas llevan una tendencia aproximadamente lineal, con una distribución uniforme en la zona del enrocamiento aguas arriba, tendiendo a concentrarse sus máximos valores en la base del terraplén (cercano al centro de línea), caso similar al presentado por Poulus en su fig. 5.2; sin embargo, se puede ver en la fig. 4.6a que en las zonas de filtros adyacentes al núcleo existen quiebres bruscos similares a los que se presentan en la fig. 1.25b del análisis bidimensional. Desafortunadamente, debido a que la presa no se instrumentó con celdas para determinar esfuerzos, no tenemos parámetros de comparación en lo que respecta a la magnitud y distribución de los sismos en la cortina.

En relación a los esfuerzos cortantes mostrados en la fig. 4.8a se ve que la única similitud con el estudio de Poulus en su fig. 5.4, es que las curvas cercanas al centro de línea van disminuyendo en magnitud y tienden a ser casi verticales y paralelas a dicha línea central.

Al comparar la fig. 4.8a (Cap. IV) con la fig. 1.25c (Cap. I), se aprecia que son más semejantes entre sí, de modo que al hacer pasar un plano horizontal imaginario (tal como se indica en la Fig. 1.25c) por ambas figuras se nota que los esfuerzos cortantes son mayores cerca del talud, y van disminuyendo en magnitud al acercarse a la zona de

filtros aguas arriba en donde incluso cambian de sentido, presentándose incrementos bruscos, además tienden a disminuir hacia la zona de filtros aguas abajo (en la zona de enrocamiento a las elevs. 82 y 120), ambas gráficas muestran un pequeño incremento en la magnitud del esfuerzo cortante.

En este análisis también se obtuvieron gráficas de contornos deformados, los cuales podemos comparar con los datos proporcionados por los instrumentos colocados y los contornos dados por Poulus.

Como se mencionó anteriormente, Poulus muestra en su gráfica de asentamientos verticales (fig. 5.5) que los máximos asentamientos se presentan en la corona y que estos tienden a disminuir conforme nos acercamos hacia la base del terraplén, al observar los registros de datos de los instrumentos (fig. 1.21b) estos indican que entre las elevs. 100 y 150 es en donde se presentan los asentamientos más grandes, esta zona coincide con la zona plástica obtenida en el análisis bidimensional, a su vez las figs. 4.18a, 4.18b, 4.19a y 4.19b, indican que la zona en donde se presentan los máximos asentamientos es en el cuerpo de la atagufa aguas arriba (fig. 4.18a, que forma parte del cuerpo de la cortina cuando se completa la construcción del terraplén); sin embargo, esta zona se recupera después del llenado, teniéndose en este caso que el máximo asentamiento vertical (fig. 4.19a) se presenta en el corazón y zonas adyacentes, entre las elevaciones 100 y 150 m.

Observando las gráficas correspondientes a los desplazamientos medidos en la cortina a lo largo del eje de la corona (figs. 1.22a, 1.22b y 3.43) y comparándolos con las figs 4.4b y 4.11b en donde se muestran esfuerzos normales, podemos decir que en las zonas de la corona, cercanas a los contactos con las laderas, se presentan deformaciones de tensión las cuales coinciden con esfuerzos de tensión (figs. 4.4b y 4.11b) y también en la zona cercana al centro de línea se presentan esfuerzos de compresión que coinciden con deformaciones de compresión. En la gráfica que nos muestra los asentamientos verticales medidos por los instrumentos (figs. 1.22a, 1.24b y 3.43) se infiere que de las laderas hacia el centro de línea los asentamientos (partiendo de un valor nulo) van aumentando, esta distribución coincide con las figs. 4.18b y 4.19b obtenidas en nuestro análisis.

3.5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En los incisos anteriores (dentro de este mismo capítulo), se ha llevado a cabo el proceso de evaluación correspondiente a la metodología de investigación seguida, a continuación se procederá a realizar las etapas de generalización y recomendaciones.

A partir de toda la información recopilada en el primer capítulo se pudo notar la importancia de la instrumentación, ya que con los datos proporcionados por los aparatos, se ve que al idealizar el comportamiento de los materiales en los análisis numéricos, se pueden obtener tanto resultados semejantes, así como diferentes a los registrados en el campo; esto último indicaría que las hipótesis empleadas en el modelo matemático eran incorrectas y que se requeriría de otro tipo de simulación para el comportamiento del material.

Por otra parte, esto no quiere decir que siempre los datos proporcionados por los instrumentos sean fidedignos, ya que se deben tener presentes los problemas de calibración, de colocación y deterioro de los aparatos; pero sí podemos decir que los datos que nos proporcionan sirven de parámetros comparativos, sin olvidar que el análisis numérico da información global sobre el estado de esfuerzos y deformaciones en la cortina, mientras que los instrumentos sólo la dan en zonas puntuales específicas.

A su vez, también sirvió para establecer el estado del arte en el análisis estático de presas, el cual hasta ahora sólo se había realizado bidimensionalmente por el método del elemento finito.

En el segundo capítulo, se planteó el método del elemento finito en tres dimensiones para el análisis estático de presas.

No obstante, las limitaciones de precisión mencionadas en ese capítulo, las cuales son inherentes a cualquier método numérico, este dió resultados muy satisfactorios que se graficaron mediante el uso de computadoras.

Nótese además, que los errores numéricos involucrados pueden ser del mismo orden de magnitud a los que se tienen por falta de datos experimentales completos en toda la región.

Resumiendo las conclusiones de este trabajo, se puede decir que:

- a) Al comparar las mediciones experimentales con los resultados dados por Poulos, se aprecia cierta semejanza, ya que en ambos presentan la misma distribución y orden de magnitud de asentamientos en la corona.
- b) Los datos experimentales muestran que la zona que más asentamientos sufre es la que se encuentra entre las elevaciones 100 y 150 (registrada por el inclinómetro I-1) en el corazón de arcilla, la que coincide con la zona plastificada.
- c) Las mediciones hechas durante la operación de la presa, indican que los asentamientos continúan, y que estos son muy grandes en la zona de plastificación.
- d) Los asentamientos sufridos por el enrocamiento son uniformes y tienen una tendencia lineal, sin embargo son mayores en el paramento húmedo que en el seco.

e) Al comparar nuestros resultados con las gráficas presentadas por Poulius, podemos decir que las curvas llevan una tendencia aproximadamente lineal, concentrándose sus máximos valores en la base del terraplén.

f) Existe semejanza entre los resultados teóricos bidimensionales y los obtenidos el análisis tridimensional.

g) Los máximos asentamientos en el cuerpo de la cortina sufridos durante su construcción se recuperan parcialmente después del llenado. (Análisis numérico)

h) Se presenta una gran similitud en la distribución de los asentamientos y deformaciones entre los datos experimentales y los calculados en nuestro estudio.

i) El análisis numérico da información global sobre el estado de esfuerzos y deformaciones en el cuerpo de la cortina, mientras que los instrumentos sólo la dan en zonas puntuales específicas.

j) Por todo lo anterior, los resultados obtenidos con la ley de Kodner, usada en la simulación, son aceptables.

k) Habrá que considerar el efecto del incremento de la presión de poro en la ley de Kodner para estudios futuros.

Con respecto a las recomendaciones que pueden hacerse se tiene que para tratar de reducir los errores numéricos, se debe tener presente que el análisis de los datos instrumentales (aspecto planteado en el capítulo III) es la herramienta que permitirá a futuro comprobar cuán acertadas o erradas resultan, frente a la realidad, las propiedades mecánicas supuestas en el cálculo. La instrumentación permite en particular, determinar en diferentes puntos de la estructura, la trayectoria de los esfuerzos efectivos principales y la deformabilidad de los materiales constitutivos de la presa. Para que con datos obtenidos de laboratorio y las leyes derivadas de estas observaciones, se permita efectuar a futuro los cálculos mediante elemento finito en forma más certera, y mejorar la seguridad de las estructuras por construir, aún cuando esto no se haya hecho directamente en las presas en que se efectuaron los mediciones.

En el análisis efectuado se empleó la ley de Kodner para simular el comportamiento del material; sin embargo, no se consideró el efecto del incremento de la presión de poro, lo cual reduciría los esfuerzos efectivos actuantes en el material. Será recomendable por tanto tratar de introducir esta variable dentro del modelo matemático, para lo cual será necesario acoplar a este programa, uno en el que se maneje el problema de difusión mediante la técnica del elemento finito, y así poder evaluar las presiones de poro en diferentes puntos.

Otra de las interrogantes que se tendrán, será la cantidad de instrumentación que se debe colocar en las cortinas, esto se puede definir al considerar que las cantidades registradas por los instrumentos, serán consecuencia de cambios en los materiales de la cortina y su cimentación, producidos por variaciones en la temperatura ambiental y/o en el nivel de esfuerzos, por lo que esta decisión se debe tomar considerando estudios previos mediante técnicas como la del elemento finito, que indiquen de manera preliminar las zonas en donde se puedan presentar casos interesantes (concentraciones de esfuerzos, desplazamientos excesivos, etc.), para que cuando la obra se termine de construir se tengan registros de los instrumentos, o se estudien presas ya instrumentadas, se pueda a su vez recalibrar el modelo matemático, para así tener una herramienta confiable, con la cual se pueda diseñar a futuro presas seguras y al mismo tiempo económicas.



Fig. 5.1

CURVAS DE ESFUERZOS VERTICALES PARA VARIAS
ALTURAS DEL TERRAPLEN, TALUD 30° $\nu=0.3$

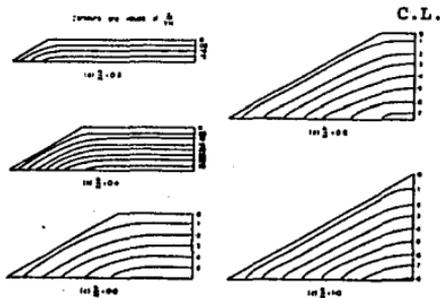


Fig. 5.2

CURVAS DE ESFUERZOS HORIZONTALES PARA VARIAS
ALTURAS DEL TERRAPLEN, TALUD 30° $\nu=0.3$

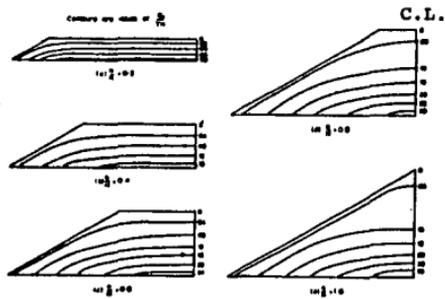


Fig. 5.3.

CURVAS DE ESFUERZOS CORTANTES PARA VARIAS
ALTURAS DEL TERRAPLEN, TALUD 30° U=0.3

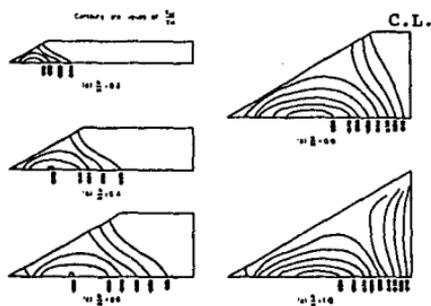


Fig. 5.4.

CURVAS DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PARA
VARIAS ALTURAS DEL TERRAPLEN, TALUD 30° U=0.3

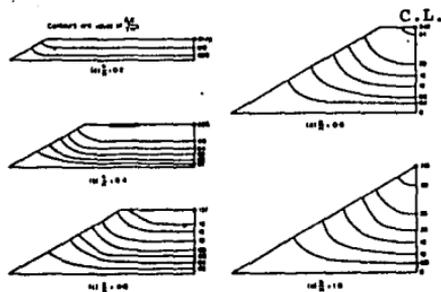


Fig. 5.5.

CURVAS DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARA
 VARIAS ALTURAS DEL TERRAPLEN, TALUD 30° $\mu=0.3$

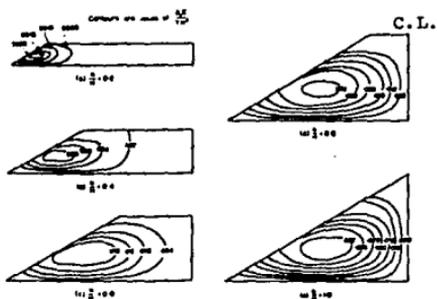


Fig. 5.6.

FACTORES DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL TERRAPLEN

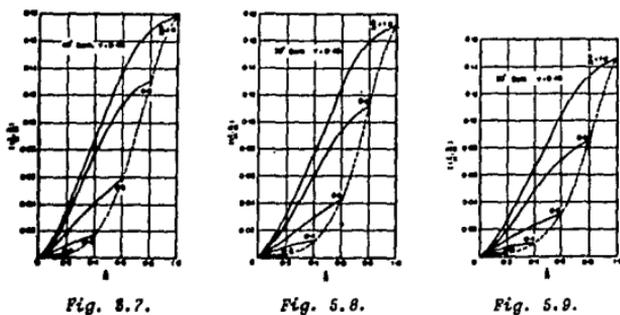


Fig. 5.7.

Fig. 5.8.

Fig. 5.9.

FACTORES DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL TERRAPLEN

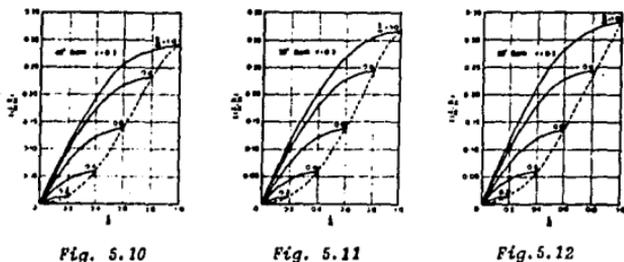


Fig. 5.10

Fig. 5.11

Fig. 5.12

TERRAPLEN ESTANDARD

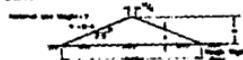
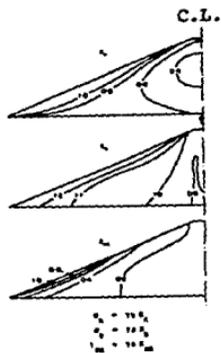


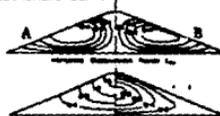
Fig. 5.13



CURVAS DE FACTORES DE ESFUERZOS.

Fig. 5.14.

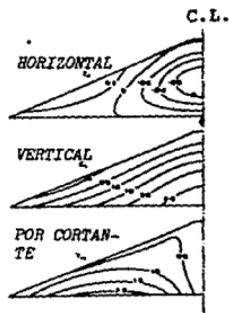
CURVAS DE FACTORES DE DESPLAZAMIENTO



A) INSTANTANEO B) POR CAPAS

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \sigma_v - 14.00 \frac{z}{h} \\ \sigma_h &= \sigma_h - 14.00 \frac{z}{h} \end{aligned}$$

Fig. 5.15.



CURVAS DE FACTORES DE DEFORMACION EN Z

Fig. 5.16.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Abadjiev B., *Seepage trough mill tailings dams*. Bulgaria. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 2.- Acutler-Hammer Company. *Strain Gage Products*. California, U.S.A
- 3.- Alberro J. *Comportamiento y seguridad de presas de tierra y enrocamiento*. Instituto de Ingeniería, UNAM. Conferencia Ibero-Americana sobre aprovechamientos hidráulicos. Lisboa, Junio 1987.
- 4.- Alberro J. *El Infernillo, Guerrero*. Comportamiento de presas construidas en México Volumen I. S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 5.- Alberro J., León J., Hanel J., Vera M., Flores J. *Guadalupe, Estado de México*. Comportamiento de presas construidas en México. Volumen I. S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 6.- Alberro J., León L., Guzmán M. *José Ma. Morelos (La Villita), Michoacán*. Comportamiento de presas construidas en México. Volumen I. S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 7.- Alberro J., Flores J. *La Amistad, Coahuila-Texas*. Comportamiento de presas construidas en México. Volumen I. S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 8.- Alberro J., Macedo G., Montañez. *Peñitas Dam In-situ stress-strain, characteristics of materials*. Instituto de Ingeniería, UNAM
- 9.- Alberro J., Arenas A., Flores J. *Requena, Hidalgo*. Comportamiento de presas construidas en México Volumen I S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 10.- Badillo, J., Rodríguez, R. *Mecánica de Suelos*. Tomo II Segunda Edición 1984.
- 11.- Basgen D. *Construction experience Cougar dam*. U.S.A. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 12.- Bernell L. *Placement of Rockfill under winter conditions*. Suecia. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 13.- Bishop, A. M., Morgenstern N. *Stability Coefficients for Earth Slopes*. Geotechnique Volumen X Londres 1960.
- 14.- Bunge, M. *La investigación científica* Barcelona 1969
- 15.- Campos J., Guzmán M. *Carlos Ramírez Ulloa (El Caracol), Guerrero*. Comportamiento de presas construidas en México. Volumen II C.F.E.

- 16.- Cook, Robert. *Concepts and applications of finite element analysis.* Segunda edición. Wiley & Sons Inc. 1981 U.S.A.
- 17.- Coxon R., Basset R. *Centrifugal modelling methods in de assessment of the performance and economics of embankments constructed on soft foundations.* Gran Bretaña. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 18.- Dos Santos G., Soerensen A. *Quality control and instrumentation of clay core placed in deep water for Itaipu cofferdams.* Brasil. Catorceavo Congreso de Grandes Presas Volumen IV Río de Janeiro, Brasil, 1982
- 19.- EDF International. *Dam monitoring in Electricite de France.* Paris, Francia. Junio 1985.
- 20.- Feiner A., Lehnert J., Lühr A. *Asphaltic concrete cores, problems and their solutions.* República Federal Alemana. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 21.- Badaie M., Delauzun J. *Concrete in an arid zone. Organisation of concreting and concrete hardening temperatures. Results obtained.* Sudán. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 22.- Barnica P., Rodriguez H. *Tesis: Análisis estático de esfuerzos de una presa con losa de concreto, por el Método de elementos finitos.* México, 1987.
- 23.- Gómez, Roberto. *"INTRODUCCION AL METODO DEL ELEMENTO FINITO"* Apuntes de clase. UNAM.
- 24.- González F., Aguirre L. *Manuel Moreno Torres (Chicocosen), Chiapas. Comportamiento de presas construidas en México.* Volumen II C.F.E.
- 25.- Good R. *Kangaroo Creek dam use of a weak schist as rockfill for a concrete faced rockfill dam.* Australia. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 26.- Handa C.L., Pais-Cuddou. *Expirience with concrete mix design and construction for major works in River Valley projects in India.* India. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 27.- Hanna T.H. *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering.* Trans Tech Publications. Primera edición, 1985. U.S.A.
- 28.- Illsley A.S., Wakeling T.R., Humphreys J. *The Kernick mica residual disposal.* Gran Bretaña. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 29.- *Instrucciones, operaciones y mantenimiento de la maquinaria del laboratorio de la Fac. de Ingenieria.* 1964.

- 30.- Kawashima T. *Munappara dam embanked using inferior quality material.* Japón. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 31.- Kern et Co. Ltd. *Distometer, precision instrument for distance measuring* Aarau, Suiza.
- 32.- KINEMATICS, INC. *Operating instructions for SMA-1 Strong Motion Accelerograph.* Pasadena, California. U.S.A. 1979
- 33.- Lauffer H., Bhober W. *The Gepatsch rockfill dam in the Kauer Valley.* Austria. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 34.- Lee C.R., Amice *Temperature and other factors influencing the cracking of concrete in a dam.* Great Britain. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 35.- Leuenberger. *Les déformations des fondations des barrages-voûte de grande portée.* Suiza. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen II México 1976
- 36.- Lewton F.L., Lester M.D. *Settlement of Rockfill dams.* Canadá. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 37.- Liamfin W.D., Byrne P.M. *Liquefaction potential of mine tailings dams.* Canadá. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 38.- Magaña R., Romo H. *Análisis de estabilidad de la presa El Infernillo Primera parte.* Instituto de Ingeniería, UNAM México, 1985.
- 39.- Magaña del Toro, R., Banginés, H., Padilla, R. *Apuntes curso taller "METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION"* UNAM.
- 40.- Magaña del toro R. *Programas de computadora para el graficador incremental.* Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 41.- Markland A., Eurenus J. *Stability investigations of an existing tailing dam.* Suecia. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 42.- Marsal R., Moreno E., Arenas A. *La Angostura, Chiapas. Comportamiento de presas construidas en México* Volumen I S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 43.- Marsal R., León J., Flores J. *Metsahualcóyotl (Malpaso), Chiapas. Comportamiento de presas construidas en México* Volumen I S.R.H., C.F.E., I.I. U.N.A.M.
- 44.- Merrit, F. *Manual del Ingeniero Civil.* Segunda Edición, 1982. Mc. Graw Hill de México.

- 45.- M. M. Micro-Measurements. *Temperature sensor gages and LST matching networks.* Romulus, Michigan. U.S.A. 1974.
- 46.- Montañez L., Castilla J. *Peñitas, Chiapas.* Comportamiento de presas construidas en México. Volumen II C.F.E.
- 47.- Moore P., Carrigan L. *Determination of crack susceptibility of clay cores in earth dams.* Australia. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 48.- Morales J., Rodriguez J., Barbi A. *Subsurface treatment of seams and fractures in foundation of Itaipu dam.* Paraguay. Catorceavo Congreso de Grandes Presas Volumen II Río de Janeiro, Brasil, 1982
- 49.- Nitchiporovitch A. *Deformations and stability of rockfill dams.* U.R.S.S. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 50.- Pinto N., Materon B. *Design and performance of Fos Do Arica concrete membrane as related to basalt properties.* Brasil. Catorceavo Congreso de Grandes Presas Volumen IV Río de Janeiro, Brasil, 1982
- 51.- Poulos, Davis. *Elastic solutions for soil and rock mechanics.* Ed. Wiley & Sons. USA 1974.
- 52.- Press H. *Studies and methods in designing and building high fill dams.* República Federal Alemana. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 53.- Banginés, H., Demeneghi, A., Magaña, R. *Apuntes: Introducción al comportamiento de materiales.* Fac. de Ingeniería, UNAM México, 1987.
- 54.- Schlick D., Wahler W. *Mine refuse impoundments in the Unite States.* U.S.A. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 55.- Shenouda K. *Quality control and testing methods as exercised in the Aswan High dam.* Egipto. Catorceavo Congreso de Grandes Presas Volumen IV Río de Janeiro, Brasil, 1982
- 56.- SINCO Slope indicator Co. *The indicator.* Seattle, U.S.A. Noviembre 1983.
- 57.- Sokolov I., Kuznetsov V., Pavlov V., Tsaryov A. *Analysis and interpretation of measurement data illustrated by the construction and staged commissioning of Murek hydropower plant.* U.R.S.S. Quinceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I Lausanne, Francia, 1985
- 58.- Stadnik, Vladimir *Measurements of thermal effects and properties of the in situ concrete of the Orlik gravity dam.* Bulgaria. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964

- 59.- Taylor H., Chow Y. *Design, monitoring and maintaining drainage system of a high earthfill dam.* Canada. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen II México 1976
- 60.- UNITED ELECTRODYNAMICS, INC. *Operation and Maintenance Manual Strong-motion Recorder model AR-240.* Pasadena California, U.S.A. 1964.
- 61.- Uriarte J., Caric D. *Itaipu main dam Geological and Geotechnical featurings affecting the design.* Paraguay. Catorceavo Congreso de Grandes Presas Volumen II Río de Janeiro, Brasil, 1982
- 62.- Vasiliev B., Mihailov M. *Deformations owed to the irregular change of the moisture in the dams.* Bulgaria. Octavo Congreso de Grandes Presas Volumen III Edimbourg, Inglaterra, 1964
- 63.- Villegas F., Mejía D. *Experience on earth dams built of silt in Colombia.* Colombia. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen I México, 1976
- 64.- Vishay Reserch & Education. *The Stress-Opticon, Instruction Manual.* Malvern, Philadelphia. U.S.A.
- 65.- Walpert-Testatron-System, AMBLER. *Fine extensometers, Table testing machine TZN 5 and TZN 10* West Germany.
- 66.- Wong, Mathaly, Taylor. *Infiltration dans le barrages d' Electricité de France.* Francia. Doceavo Congreso de Grandes Presas Volumen II México 1976