



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“RED DE FLUJO
TRIDIMENSIONAL
DE LA
PRESA CHICOASÉN”**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:**

ROCÍO IVETTE CORONADO BELLO

**Director de tesis:
M.I. Reginaldo Hernández Romero**



CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.

MARZO 2008



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



A mi madre, a la cuál admiro y quiero mucho, le dedico este trabajo que es un paso más que he dado con gran esfuerzo.

A mis hermanos, Jesús, Karina, Vanessa, Diego, y Donovan, por convivir con ustedes y aprender juntos en las diferentes etapas de esta vida, los quiero mucho y a ti Donovan siempre contarás conmigo hermanito e iremos con la mirada hacia adelante.

A lo largo de mi vida he conocido muchas personas, varias de ellas son mis amigos los cuales en algún momento han compartido algunas alegrías, tristezas o enojos y otras personas que han sido de paso las cuales alguna vez me brindaron una palabra de aliento o tan sólo una invaluable sonrisa, o un abrazo que me ha levantado, algunas de ellas están todavía conmigo otras ya no, pero a todas estas personas quiero decirles que las quiero mucho y que han sido parte de este trabajo que llega a su culminación y que no escribo aquí sus nombres por que ya lo saben y lo sienten igual que yo.

A los ingenieros de la Comisión Federal de Electricidad por su apoyo para la obtención de la información para desarrollar este trabajo.

Al Ing. Reginaldo por formar parte en este trabajo, por el apoyo y paciencia que me ha brindado siempre como profesor y como persona.

A la Facultad de Ingeniería, UNAM, por haberme dado la oportunidad de pertenecer a ella.

Por mi raza hablará el espíritu



Índice

CONTENIDO	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	- 2 -
1 GENERALIDADES DE LA PRESA	- 4 -
1.1 Ubicación	- 4 -
1.2 Geología en la boquilla	- 12 -
1.3 Geometría de la cortina	- 14 -
1.4 Instrumentación en la cortina	- 17 -
1.4.1 Piezómetros en cortina	- 22 -
2. FLUJO DE AGUA EN SUELOS	- 48 -
2.1 Flujo establecido	- 48 -
2.2 Red de flujo bidimensional	- 49 -
2.3 Red de flujo en presas	- 52 -
2.4 Sección transformada	- 58 -
3. CÁLCULO DE LA RED DE FLUJO TRIDIMENSIONAL	- 60 -
3.1 Niveles del embalse y precipitación	- 60 -
3.2 Niveles piezométricos en la cortina	- 62 -
3.3 Red de flujo	- 77 -
3.4 Análisis de resultados	- 87 -
4. CONCLUSIONES	- 88 -
5. BIBLIOGRAFÍA	- 90 -



INTRODUCCIÓN

El agua constituye uno de los elementos más importantes que hace la vida posible sobre la faz de la tierra. Aunque es un beneficio para el hombre también presenta ciertos comportamientos que resultan perjudiciales.

El poder destructor que adquiere una masa de agua en movimiento, sobre la superficie terrestre, puede ser muy grande. Los daños causados por inundaciones en terrenos agrícolas y zonas pobladas, el agua presente en las grietas y cavidades de las rocas y la contenida en los poros del suelo, ejercen fuerzas increíblemente grandes que provocan movimientos de masas térreas y destrucción de las obras de ingeniería.

Las presas, elementos de contención del agua, al mismo tiempo que benefician a la humanidad en sus actividades de riego, control de avenidas y generación de energía, representan una amenaza potencial debido a que sus fallas causan pérdidas de vidas humanas y propiedades o deterioro del medio ambiente, por lo que es muy importante la seguridad de éstas estructuras. En éstas obras la geotecnia es relevante y trascendental, no obstante, además de la ingeniería sísmica en zonas afectadas por temblores, la geología regional, la topografía del sitio, la hidráulica y la hidrología, se debe tener en cuenta que un mal diseño, una construcción deficiente o la mala operación, pueden traer consecuencias catastróficas.

Dentro de las fallas que se originan en las presas de tierra se encuentran las que se deben al flujo de agua, una de ellas es la tubificación, la cuál ha originado la tercera parte de las fallas que han ocurrido en las presas de tierra construidas en todo el mundo.

La tubificación es un fenómeno que se debe a la remoción y arrastre de partículas de suelo a través de conductos que se forman dentro del cuerpo de la cortina o su cimentación, puede comenzar en cualquier grieta causada por asentamientos diferenciales de la cortina, temblores, agujeros dejados por raíces y troncos podridos, o incluso por hoyos o madrigueras de roedores. Así también, con frecuencia la tubificación se inicia en los contactos entre los miembros estructurales rígidos de la cortina y los materiales de suelo susceptibles a erosionarse, especialmente si estos se encuentran sueltos o mal compactados, por ésta razón muchas fallas de presas se han originado a lo largo de las tuberías que atraviesan la cortina o a lo largo de las paredes de los vertedores. En estos sitios el gradiente de salida de agua donde es mayor puede identificarse fácilmente mediante el método de las redes de flujo.



Otra de las causas de falla es la subpresión que el agua ejerce sobre la cimentación de una cortina o bordo, y a la inestabilidad de taludes debido a las fuerzas de flujo, por otro lado otra de las fallas se debe al exceso de fuga de agua.

Los métodos más comunes para resolver estos problemas de flujo de agua son:

- Selección adecuada de los materiales de construcción.
- Reducción del flujo de agua mediante un diseño óptimo que tome en cuenta las condiciones geológicas del sitio de la cortina y la permeabilidad de los materiales de la cimentación.
- Control estricto de la compactación y demás especificaciones de diseño durante el proceso constructivo.
- Utilización de zonas de transición entre materiales de diferente granulometría, en combinación con el diseño y construcción de filtros graduados.
- Empleo de drenes de alivio que permitan la disminución y control de las presiones del agua.

Se analizarán las condiciones de flujo de agua a través del núcleo impermeable de la cortina de tierra y enrocamiento que forma parte de la Central Hidroeléctrica "Manuel Moreno Torres", Chicoasén.



1. GENERALIDADES DE LA PRESA

1.1 UBICACIÓN

En México, el río Grijalva es una de las corrientes con una gran importancia en cuanto escurrimiento, con un volumen medio anual de 30,000 millones de metros cúbicos (Mm³); cerca de su desembocadura se une con el río Usumacinta, el principal río de México. El escurrimiento medio anual de ambos es, en promedio, 98,700.51 Mm³.

El complejo hidroeléctrico del río Grijalva fue construido entre 1975 y 1987 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), con el objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica, está compuesto por cuatro presas: La Angostura (1975), Chicoasén (1980), Malpaso (1969) y Peñitas (1987); los principales datos hidráulicos se muestran en el cuadro 1.1.

Cuadro 1.1 Elevaciones y capacidades del sistema hidroeléctrico Grijalva.

Presa	Nivel Máximo de operación NAMO (msnm)	Capacidad al NAMO (Mm ³)	Nivel Máximo extraordinario NAME (msnm)	Capacidad al NAME (Mm ³)	Capacidad para regular avenidas (Mm ³)
Angostura	533.4	15, 549	539.5	19, 549	4, 000
Chicoasén	392.5	1, 299.40	395	1, 443	144
Malpaso	182.5	12, 373	188	14, 064	1, 691
Peñitas	87.4	1, 091	93.5	1, 485	394

msnm : metros sobre nivel del mar

Fuente: Marengo Mogollón,H. y O Salinas Uribe, Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano.

La Central Hidroeléctrica Chicoasén se encuentra en las coordenadas $16^{\circ} 93'$ de latitud Norte y $93^{\circ} 10'$ de longitud Oeste, a 42 km al NW de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. Se construyó entre 1977 y 1980 sobre el río Grijalva a 80 km aguas abajo de la presa La Angostura y 55 km aguas arriba de la presa Malpasó.

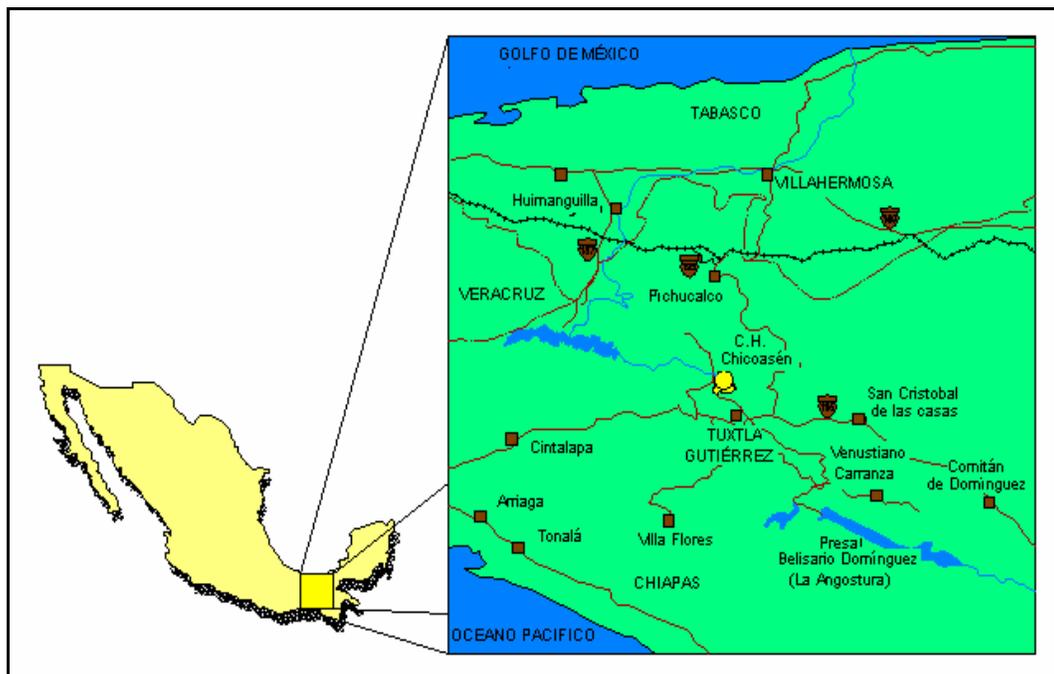


Figura 1.1 Localización geográfica de la presa Chicoasén, Chiapas

El área total de la cuenca es de $7,940 \text{ km}^2$ el escurrimiento medio anual es de $13,047 \text{ Mm}^3$ y el gasto máximo registrado de $6,214 \text{ m}^3/\text{s}$. El NAME se encuentra a la elevación 395, el NAMO a la 392 y el NAMino a la 380 msnm. El primer llenado del vaso se inició el 1 de mayo de 1980 y fue completado en sólo 79 días, dando lugar a un rápido proceso de acomodo de la estructura

La planta de generación cuenta con 1,500 MW de potencia instalada; actualmente se lleva a cabo el equipamiento de tres unidades de 300 MW cada una.

La cortina de la presa es de tierra y enrocamiento con núcleo central impermeable, tiene una altura máxima de 262 m, la longitud de la corona es de 584 m y la elevación de la corona es a la cota 402 m, los taludes exteriores son 2.1:1 y 2:1; el núcleo impermeable está a la elevación 397 m, el espesor es de 95 m en la base y de 15 m en la cresta, protegido por filtros de 7.5 m de espesor.

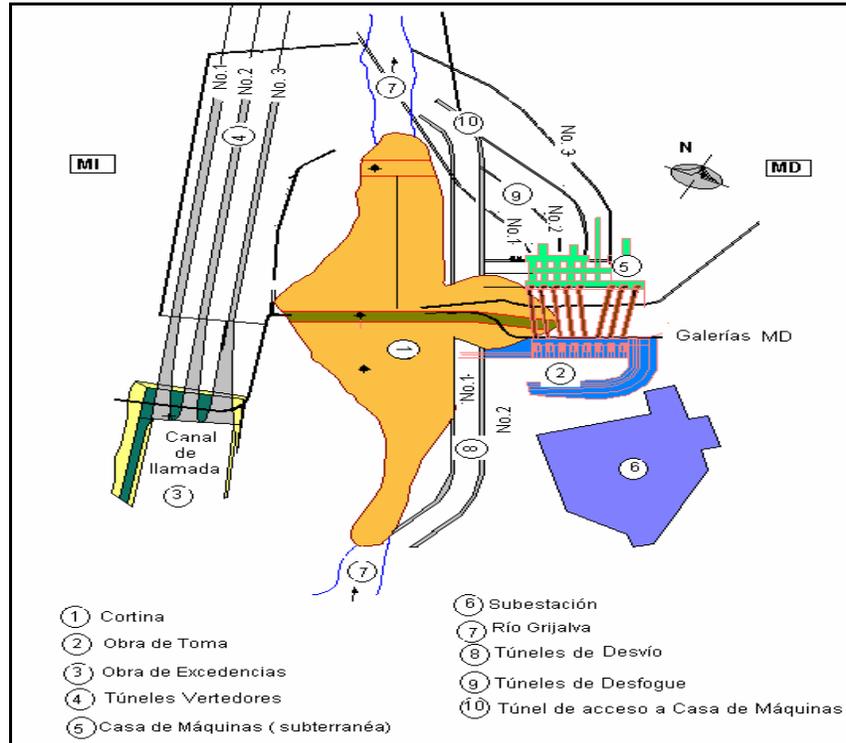


Figura 1.2 Distribución de las obras en planta



Fotografía 1.1 Distribución de las obras (vista aérea)



El enrocamiento utilizado es el producto de excavaciones realizadas para el acceso a la obra de toma y de los túneles vertedores. El volumen de almacenamiento en el vaso es de 1,680 Mm³.



Fotografía 1.3 Aguas abajo de la Cortina



Fotografía 1.4 Aguas arriba de la Cortina

La obra de desvío consta de dos túneles excavados en la margen derecha, de sección portal sin revestir, de 13 m de ancho y 13 m de altura. Cada túnel cuenta con una estructura de entrada para facilitar las operaciones de control.

La obra de excedencias consiste básicamente de tres vertedores en túnel alojados en la margen izquierda, controlados por compuertas radiales, la capacidad de descarga del vertedor de 17, 000 m³/s.

El acceso del agua a los vertedores es a través de un canal excavado a cielo abierto. En cada uno de los vertedores hay tres compuertas radiales de 8.40 m de claro por 19 m de altura. La cresta del cimacio permite evacuar un gasto de 15,000 m³/s (5,000 m³/s por túnel).



Fotografía 1.5 Obra de Excedencias



Fotografía 1.6 Túneles vertedores



La planta hidroeléctrica, localizada en la margen derecha, consta de: obra de toma, conducción a presión, casa de máquinas subterránea, galería de transformadores, galería de oscilación, túneles de desfogue y subestación eléctrica.

La obra de toma se encuentra ubicada a 182 m aguas arriba de la casa de máquinas y a 112 m del eje de la cortina. Consiste en un canal de acceso y 8 tomas independientes, una para cada grupo generador, las cuales están provistas de rejillas y compuerta automática de accionamiento hidráulico, que fueron diseñadas para un gasto de $189 \text{ m}^3/\text{s}$ cada una.



Fotografía 1.7 Obra de Toma



La casa de máquinas subterránea se encuentra en el margen derecha; tiene 199 m de longitud, 20.5 m de ancho y 43 m de altura, tiene ocho generadores, cada uno constituido por una turbina Francis de 416,326 CV (caballos de vapor) con una carga de 185.05 m y un alternador de 345,000 KVA (kilo volts amperes) a 80°C.



Fotografía 1.8 Casa de Máquinas

El eje de las galerías de oscilación se localiza a 142 m aguas abajo del eje de la cortina y a 69.45 m del eje de la casa de máquinas; son dos galerías de oscilación, una para cinco turbinas y otra para tres (ampliación).



El desfogue de las turbinas es restituido al río aguas abajo de la cortina de margen derecha, cada turbina desfoga a un túnel que se conecta a la galería, son tres túneles de desfogue, los dos primeros para la primera galería de oscilación, que regula cinco unidades; y el tercero para la segunda, que regula tres.

La subestación se encuentra en la margen derecha, los transformadores van conectados a través de un sistema de buses de 400 KV (kilo volts) con 19 circuitos: 8 de los transformadores de Chicoasén, 2 de La Angostura, 2 de Malpaso, 2 de Itzantun, 2 de la subestación Temascal.



Fotografía 1.9 Galería de Oscilación



Fotografía 1.10 Túneles de Desfogue

1.2 GEOLOGÍA EN LA BOQUILLA

El cañón de Chicoasén se formó por erosión en el flanco NE del anticlinal de Chicoasén. La topografía en la que se encuentra el vaso es muy abrupta, ya que se encuentra en gran parte dentro del cañón del Sumidero. Este anticlinal de rumbo NW está delimitado y cortado hacia el norte por la falla Chicoasén-Malpasó y al SE el anticlinal de Chicoasén desaparece, al norte del río Hondo donde se une este río con el Grijalva.

En el cañón de Chicoasén se han definido las siguientes unidades estratigráficas:

En la parte más alta afloran lutitas, areniscas y brechas calcáreas del Terciario, subyaciéndolo se encuentra la unidad I (U1), la cual consiste de calizas estratificadas de espesores variables conteniendo capas de arcilla y lutita U1. Bajo la U1 se encuentra la unidad 2 (U2) que consiste básicamente de una caliza masiva sin estratificaciones de color blanco. Subyaciendo a la unidad 2 se encuentra la unidad 3 (U3) que consiste en calizas estratificadas de color gris oscuro, separadas por capas de arcillas carbonosas.

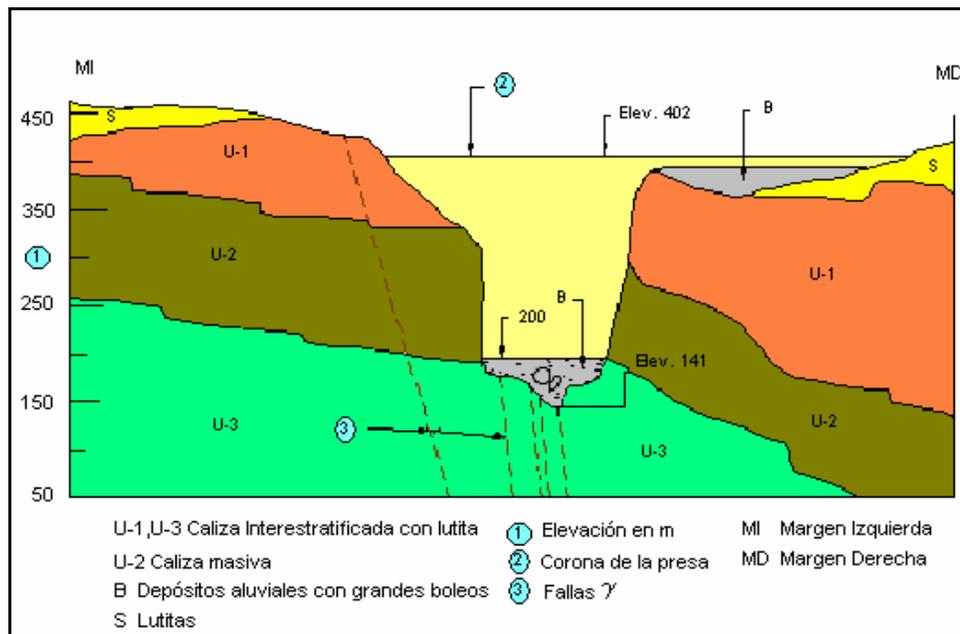


Figura 1.3 Perfil Geológico a lo largo del eje de la presa.

A lo largo de 2.5 Km del Cañón de Chicoasén, las márgenes han sido afectadas por diferentes tipos de fallas denominadas: alpha, beta y gamma.

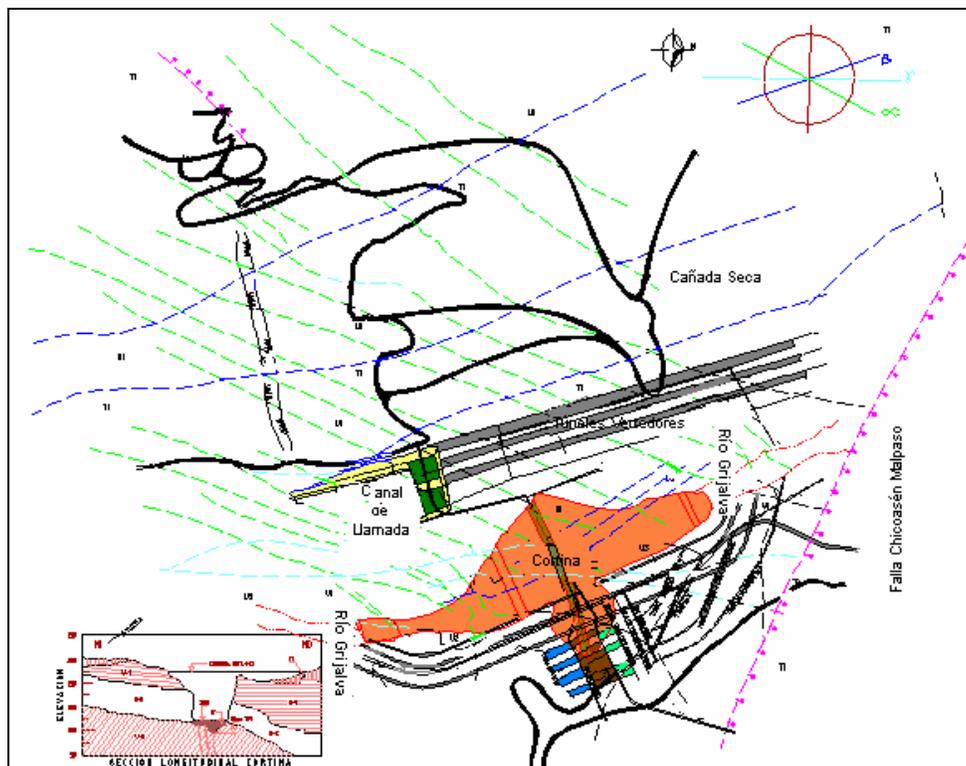


Figura 1.4 Fallas α, β, γ

I.- Alpha: Tienen rumbo general NE-SW con una inclinación al SE a la vertical variable de 70° y muy alabeadas tanto en el sentido horizontal como vertical. Producen desplazamientos de 3 a 50 m en las diferentes unidades y se produjeron por arrastre de la falla Chicoasén arqueándose el cañón y provocando el hundimiento de bloques hacia el Sur.

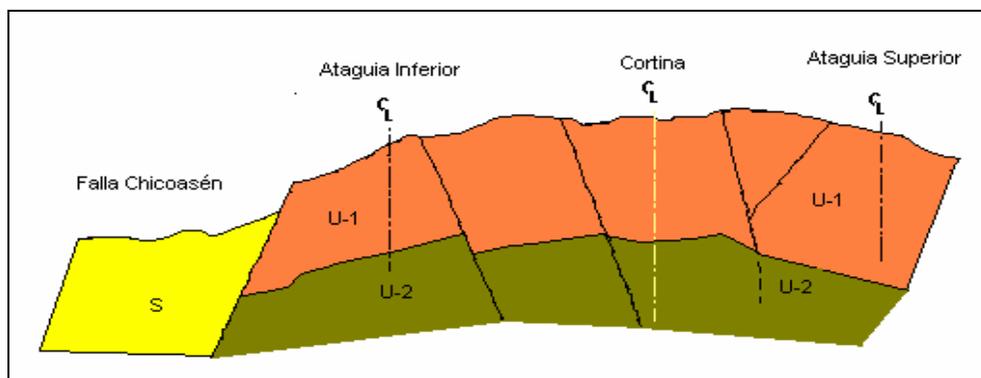


Figura 1.5 Efecto de arqueamiento por la falla Chicoasén.

Este mismo arrastre produjo varias flexuras o cambios bruscos en la inclinación de las capas. Estos cambios de inclinación bruscos produjeron las flexuras que son arqueamientos muy apretados dando lugar a zonas de concentración de esfuerzos donde se produjo fracturamiento muy fino denominado microfracturamiento.



Debido a que estos plegamientos son muy apretados y la diferencia en su capacidad para deformarse de las rocas estratificadas unidad U1 y unidad U3 y de las rocas masivas unidad U2 se ha producido los siguientes efectos:

1. Las rocas estratificadas con capas de arcilla entre las de calizas pueden arquearse acomodando su forma, deslizando unas capas sobre otras debido a que la estratificación representa planos de debilidad y a la misma plasticidad de las capas arcillosas, por este efecto y por la diferencia de propiedades mecánicas que existen en el paquete de rocas estratificadas da lugar a que el fracturamiento se engrose.
2. En las rocas competentes de la unidad U2 por su carácter masivo el callamiento es limpio, es decir sin halo de fracturamiento importante.

Estas fallas afectan severamente a la unidad U1. Donde es posible reconocer cuñas y zonas quebradas a los lados de las fallas en la unidad U1 estratificada, mientras que en la unidad U2 masiva el corte es limpio sin zonas fracturadas a los lados.

II.- Beta: Forman esencialmente una X, con las fallas alfa, son menos frecuentes y presentan los mismos efectos sobre las unidades que el sistema Alfa.

III.- Gamma: Constituyen una zona de debilidad paralela a gran parte del cañón. A través de estas fallas se ha efectuado la descompresión de las laderas al erosionarse el cañón; y su efecto en las unidades de roca es similar al de las fallas Alfa.

En exploraciones mediante socavones, excavados en diferentes sitios de las paredes del cañón, han probado que no se ha formado ninguna carsticidad de importancia a través de los sistemas de fallas y fracturas.

1.3 GEOMETRÍA DE LA CORTINA

El núcleo se construyó con un material clasificado como arena arcillosa (SC) con alto contenido de gravas, obtenido de dos bancos de préstamo identificados como Tejería y La Costilla; la fracción fina de ambos suelos está formada por arcillas de baja plasticidad (CL) (Tejería: $w_L=37\%$, $I_P=20\%$; La Costilla: $w_L=33\%$, $I_P=12\%$, en promedio), ver cuadro 1.2.



Cuadro 1.2. Valores Comparativos de Propiedades Índice en el Corazón Impermeable

Banco	Serie	Elevación aproximada m	ω_i %		Ss		$(G\omega)_i$ %		eo		gh, kg/m ³	
			Cala	Triax.	Cala	Triax.	Cala	Triax.	Cala	Triax.	Cala	Triax.
Almacenamiento Tejería	1a.	192	9.4	9.5	2.69	2.67	77	79.2	0.33	0.32	2204	2180
			7.6	7.7	2.69	2.65	68	62.0	0.3	0.329	2212	2147
			7.6	7.6	2.68	2.66	75	60.0	0.27	0.338	2254	2140
			8.3	9.8	2.66	2.63	74	76.0	0.3	0.338	2207	2158
			8.2		2.68		98		0.25		2314	
	Promedio		8.2	8.6	2.68	2.65	78	69.3	0.29	0.331	2238	2156
	2a.	199	8.4	6.2	2.66	2.64	86	55.8	0.26	0.293	2280	2168
			7.9	8.1	2.68	2.67	95	65.3	0.25	0.332	2311	2167
			8.1	8.4	2.68	2.62	100	76.5	0.2	0.3	2395	2192
			7.6	8.1	2.7	2.66	76	68.1	0.27	0.318	2291	2190
7.3				2.68		70		0.28		2244		
Promedio		7.9	7.7	2.68	2.65	85.4	66.4	0.25	0.311	2304	2179	
Lutita Procesada "La Costilla"	3a.	209	9.5	10.8	2.74	2.71	100	73.1	0.26	0.4	2373	2144
			10.2	9.7	2.74	2.71	78	73	0.36	0.359	2218	2187
			10.8	8.9	2.75	2.72	96	72	0.31	0.343	2331	2211
			11.8	9.1	2.71	2.74	104	65.1	0.3	0.384	2318	2160
			10.4		2.72		79		0.36		2212	
			10.9		2.74		76		0.39		2182	
	Promedio		10.6	9.6	2.73	2.72	89	70.8	0.33	0.371	2272	2175
	4a.	220	9.9	9.0	2.74	2.72	85	73.1	0.32	0.335	2280	2221
			10.1	10.0	2.73	2.72	100	75.8	0.24	0.361	2414	2200
			10.3	8.8		2.69		69.2		0.344	2291	2178
			11.5		2.74		85		0.37		2237	
			9.4		2.74		87		0.3		2316	
	Promedio		10.2	9.3	2.74	2.71	89	72.7	0.31	0.347	2308	2197
	6a.	233	9.5	9.2	2.73	2.72	89	72.3	0.29	0.345	2311	2208
			9.9	9.0	2.72	2.7	94	68.6	0.29	0.353	2328	2174
			9.9	8.8	2.72	2.7	83	67.8	0.32	0.351	2258	2174
11.8				2.71		100		0.27		2387		
10.6				2.71		100		0.27		2365		
Promedio		10.3	9.0	2.72	2.71	93.2	69.6	0.29	0.35	2330	2185	
8a.	253	9.5	9.5	2.72	2.71	93	78.5	0.28	0.327	2328	2235	
		9.3	9.0	2.74	2.73	94	86.4	0.27	0.283	2358	2312	
		9.4	8.8	2.74	2.69	72	69.2	0.36	0.344	2209	2178	
		8.6		2.74		94		0.25		2386		
Promedio		9.2	9.1	2.73	2.71	88	78	0.29	0.318	2320	2242	

wi Contenido de agua inicial Ss Densidad de sólidos $(G\omega)_i$ Grado de saturación inicial
 eo Relación de vacíos inicial γ_h Peso volumétrico natural Triax. Especímenes pruebas triaxiales

Estos materiales fueron tratados para obtener la granulometría y contenido de agua requerido y después colocados con la humedad óptima en capas de 25 cm de espesor, compactadas con rodillo vibratorio de almohadillas de 7 toneladas (t). Con objeto de aumentar la producción del banco de La Costilla, se agregó grava cuando la cantidad de finos excedía el porcentaje especificado.

Para los filtros se utilizó arena bien graduada (SW); en el filtro aguas arriba se utilizó material proveniente de depósitos aluviales, y en el de aguas abajo el producto de trituración, cribado y lavado de la roca caliza. En ambos casos se colocaron en capas de 40 cm de espesor, mezcladas con motoconformadora y compactadas con dos pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 t.

Para las transiciones se utilizaron gravas producto de trituración y cribado, y en menor proporción gravas de depósitos aluviales; ambas con tamaño máximo de 15 cm (GW a GP), colocadas en capas de 40 cm de espesor y compactadas con rodillo vibratorio de 10 t.

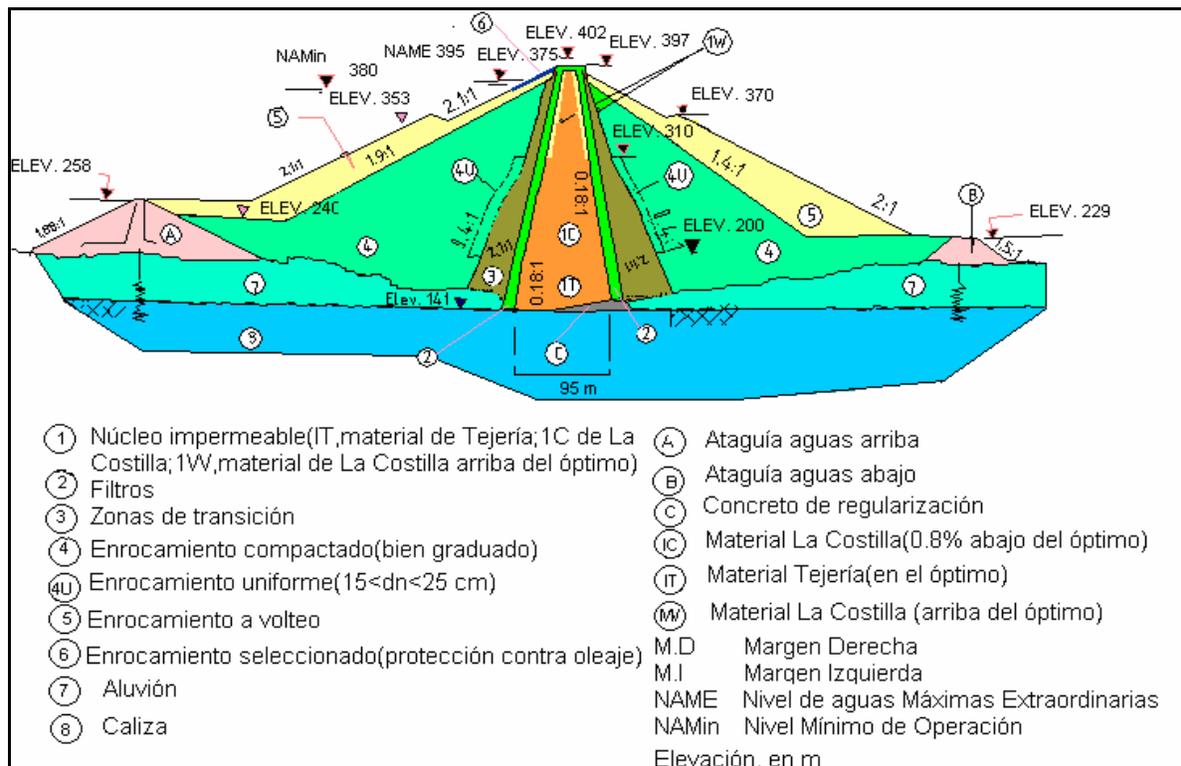


Figura 1.6 Sección transversal máxima

Los enrocamientos se construyeron con roca caliza de buena calidad proveniente de canteras; para las zonas de enrocamiento compactado se utilizaron tamaños máximos entre 40 y 50 cm, colocados en capas de 60 cm densificadas con rodillo vibratorio de 12 t; las zonas a volteo se extendieron con tractor en capas de 1 m de espesor y los fragmentos más grandes se arrastraron a los taludes exteriores.

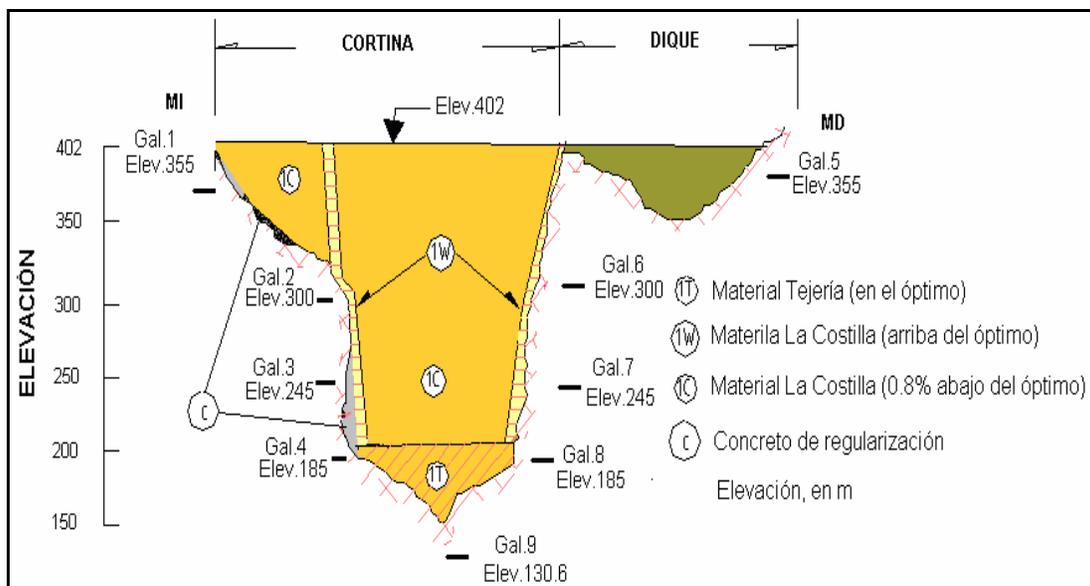


Figura 1.7 Sección Longitudinal

1.4 INSTRUMENTACIÓN EN LA CORTINA

La instrumentación de una presa se lleva a cabo para conocer su comportamiento y detectar oportunamente problemas o deficiencias en el comportamiento de estructuras térreas y cimentaciones durante la construcción y operación posterior para corregirlas oportunamente.

La mayoría de los incidentes en presas de tierra y enrocamiento han ocurrido después de una falla previa, tales fallas son generalmente procesos complejos que se desarrollan en función del tiempo, emitiendo por adelantado señales de advertencia que pueden detectarse mediante la instrumentación; por lo que, las presas deben estar instrumentadas. Así, es necesaria la instalación de un sistema de instrumentación que permita el registro de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a desarrollarse durante la construcción así como durante la vida útil de la obra.

Las presas de tierra y enrocamiento tienden a fallar más lentamente, pero son obviamente más susceptibles a la erosión interna y externa. Las principales causas de falla en presas de tierra y enrocamiento son; el potencial de licuación, inestabilidad de taludes, filtraciones excesivas, tubificación y erosión de taludes.

Las variables que se pueden medir en geotecnia son: nivel freático, presión de poro, cargas, presiones totales dentro de la masa de suelo, empujes de tierra, asentamiento o bufamiento de la superficie, desplazamientos, giros, deformaciones, desplomes, cargas, temperatura, vibraciones, aceleraciones, caudales de agua, apertura y cierre de grietas o juntas.

Para medir desplazamientos se utilizan inclinómetros, péndulos, clinómetros. Para medir los asentamientos se utilizan placas de asentamiento, deformómetros, inclinómetros, sondas de inducción, celdas hidráulicas. Los instrumentos que se utilizan para medir niveles de agua y presiones de agua de denominan piezómetros, para medir deformaciones están los extensómetros.

La presa Chicoasén se instrumentó con 380 aparatos y varias líneas de referencias topográficas, localizados en las secciones máximas longitudinal y transversal para observar su comportamiento.

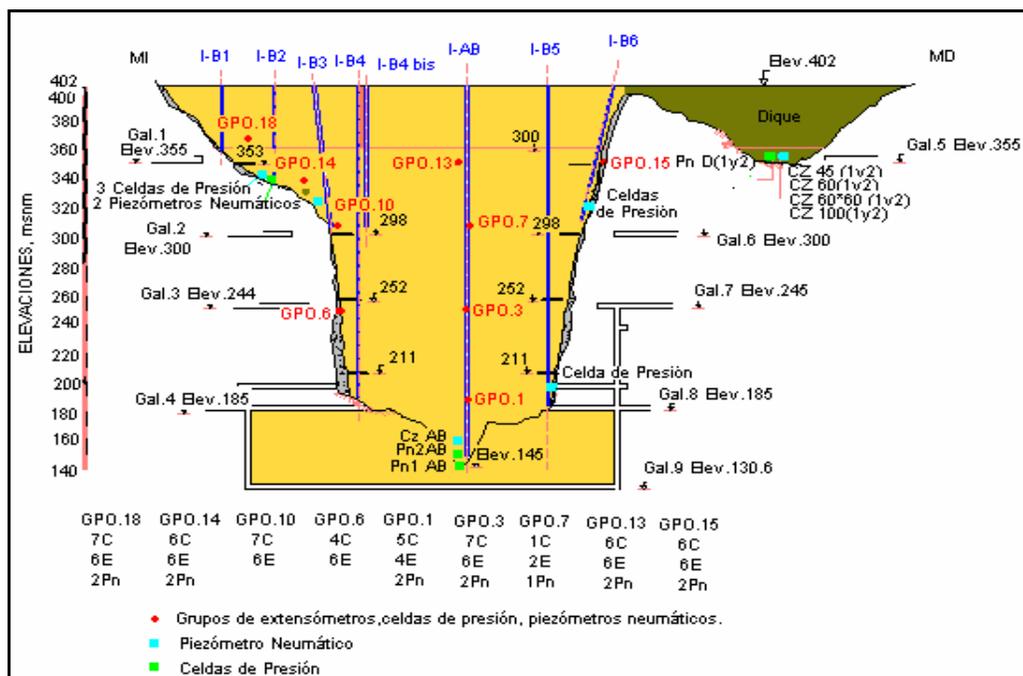


Figura 1.8 Instrumentación Longitudinal Máxima

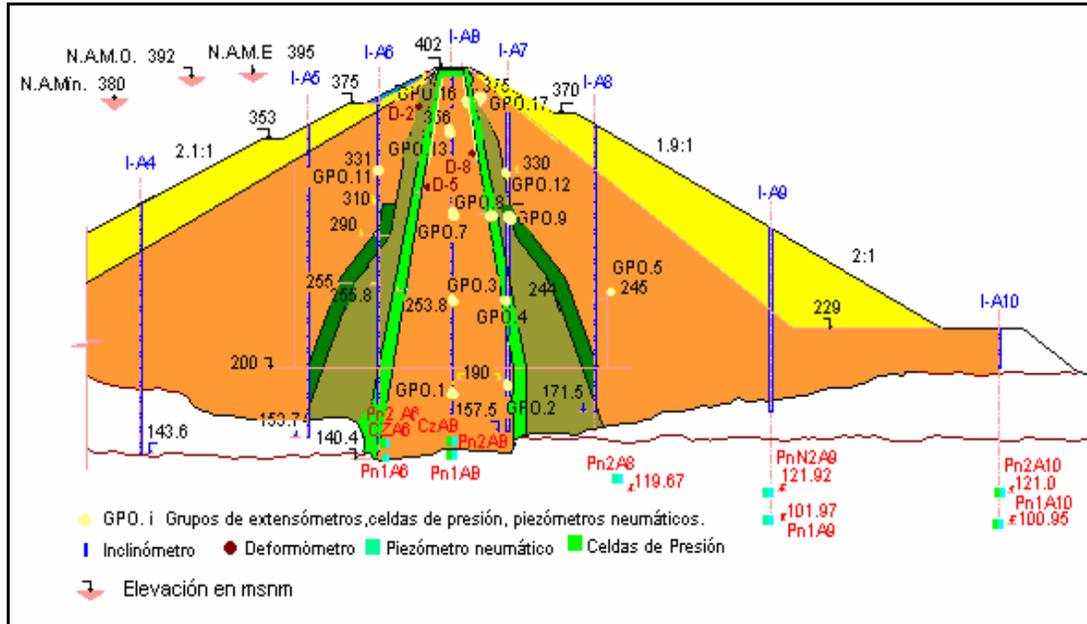


Figura 1.9 Instrumentación Transversal Máxima

En la presa Chicoasén se instalaron 20 inclinómetros para medir deformaciones horizontales en el sentido del eje del río (eje A) y el eje de la cortina (eje B) a cualquier profundidad de su sitio de instalación, así como deformaciones verticales localizados de la siguiente manera: 5 en ataguía aguas arriba (A1,A2,A3,C1 y C2),3 en el eje río aguas arriba (A4,A5 y A6), 8 en la corona (AB ,B1,B2,B3,B4, B4 bis, B5 y B6), y 4 más localizados sobre el eje río aguas abajo (A7,A8,A9 y A10).

Para medir asentamientos se instalaron 9 deformómetros, 3 se localizan en el material de transición aguas arriba, otros 3 en el filtro aguas arriba y los 3 restantes en el filtro aguas abajo.

Se instalaron niveles hidráulicos a la elevación 248, 308, 358 m a partir de la margen derecha, a la elevación 247, 305, 360 m a partir de la margen izquierda. Se colocaron vertedores en la cercanía de la margen derecha a la elevación 355 m.

En los 18 grupos que se instalaron se colocaron celdas de presión para medir esfuerzos (las celdas se pueden colocar en cualquier dirección x, y, z y combinaciones de estas), piezómetros neumáticos que miden la presión hidrostática de flujos por estratos permeables y presión de poro en el material del núcleo, también se colocaron celdas de presión aisladas localizadas en el fondo a la elevación 152 m y en las laderas a las elevaciones 194, 312 y 355 m.

Los extensómetros miden la deformación longitudinal en el sentido que se orienten, en los 18 grupos instrumentados se instalaron 94 extensómetros en diferentes direcciones alrededor de un punto dado, además se instalaron instrumentos en series a las elevaciones 355, 396 m en la sección longitudinal y de una ladera a otra 24 y 40 extensómetros, respectivamente, localizados en el núcleo de la presa.

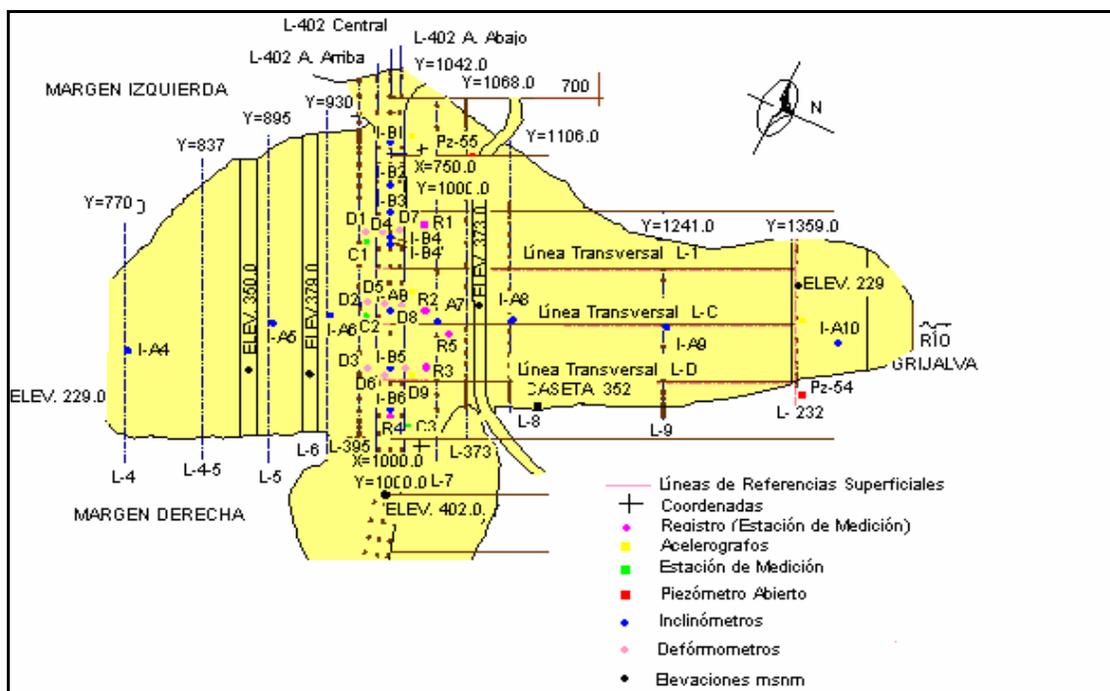


Figura 1.10 Instrumentación en Planta

La instrumentación sísmica consta de cinco acelerógrafos digitales instalados en diferentes niveles de la cortina y otro en el poblado, sobre roca. Cada registrador cuenta con sensores triaxiales ortogonales, uno vertical y dos horizontales, estos últimos orientados uno paralelo al eje de la cortina (Longitudinal) y el otro paralelo al eje río, es decir perpendicular al eje de la cortina (Transversal).

Se construyeron 17 líneas de mojoneras de las cuales solo se observan 9, el resto de las líneas dejó de observarse por encontrarse dentro del embalse (cuadro 1.3).

Aun cuando en la presa Chicoasén se encuentran instalados inclinómetros, defómómetros, líneas de referencia superficial, celdas de presión, niveles hidráulicos, extensómetros, vertedores en galerías, acelerógrafos, piezómetros abiertos en laderas y piezómetros neumáticos en la cortina (cuadro 1.4), se analizara únicamente la información obtenida con estos últimos.



Cuadro 1.3. Ubicación de las Referencias Superficiales

Referencias Superficiales colocadas a diferentes elevaciones			
Nomenclatura	Elevación	Mojoneras	Localización
L-395	395	29	Aguas arriba
L-402 AAr	402	33	Corona
LCentral	402	24	Corona
L-402 AAb	402	32	Corona
L-7	389	31	Aguas abajo
L-8	361	22	Aguas abajo
L-9	292	18	Aguas abajo
L-282	232	15	Aguas abajo

Cuadro 1.4. Instrumentación instalada

Aparato	Cantidad	Localización	Estado
Inclinómetros	20	En los ejes principales, eje río y eje cortina	Se miden 12, 8 están cubiertos por el agua.
Deformómetros	9	6 en el respaldo de aguas arriba y 3 en de aguas abajo	6 en operación, 3 con obstrucción
Referencias Superficiales	327	7 líneas en el talud de aguas arriba, 3 en la corona, 5 en el talud aguas abajo	6 cubiertas por el embalse
Celdas de Presión	114	En grupos y aisladas	68 dan lectura
Extensómetros Eléctricos	174	En grupos y aislados	155 dan lectura
Piezómetros Neumáticos	26	En grupos y aislados	18 dan lectura
Niveles Hidráulicos	34	En la zona del núcleo próxima a las laderas	8 dan lectura
Piezómetros Abiertos	47	En margen derecha y en la izquierda.	Red actual
Vertedores de Aforo	20		Todos funcionan
Extensómetros de Barra	14		
Acelerógrafos	5	5 en cortina, el sexto en el poblado	Todos funcionan
Bancos de Nivel	18		



1.4.1 PIEZÓMETROS EN CORTINA

En el análisis y desarrollo del proceso de consolidación de terraplenes o de cimentaciones construidas sobre suelos blandos, se necesitan medir presiones de poro, siendo también parte importante para la investigación del terreno, ya que su conocimiento en el terreno natural antes y después de la construcción puede destacar la necesidad de tomar medidas especiales durante la vida útil de la obra, los instrumentos que se utilizan para medir niveles y presiones de agua se denominan piezómetros.

Las aplicaciones de los piezómetros caen en dos categorías generales: para conocer el patrón de flujo de agua dentro de la masa de suelo o roca, y para proporcionar un índice de la resistencia o estabilidad de una masa de suelo o roca (esfuerzos efectivos, supresiones, etc.); por lo que la medición del nivel o presión del agua es un aspecto de gran importancia en Geotecnia.

Se agrupan en dos categorías generales; para medición de nivel freático y para la medición de la presión de poro en una zona localizada del subsuelo, debiendo el piezómetro estar sellado dentro de esa zona. Los piezómetros se pueden clasificar en cinco tipos:

- Abiertos
- Hidráulicos cerrados
- Neumáticos
- Eléctricos a base de cuerda vibrante
- Eléctricos a base de strain gages semiconductores.

El principio básico de operación de todos los piezómetros de uso común estriba en la colocación de un elemento poroso dentro del suelo, en forma tal que se genere un flujo de agua continuo a través de los huecos del elemento y ésta se acumule en una cavidad. Se puede medir el nivel del agua en la cavidad o registrar la presión hidrostática dentro de la misma y de ahí determinar la presión de poro del suelo. Una medición correcta implica alcanzar el equilibrio entre la presión de poro y la presión dentro de la cavidad.

Los coeficientes de permeabilidad de los suelos pueden variar en 10⁸ órdenes de magnitud, por lo que para seleccionar un piezómetro es preciso tomar en cuenta el tipo de suelo.



Los principales requisitos que debe satisfacer cualquier tipo de piezómetro son:

- Registrar con precisión las presiones de poro del terreno ya sean positivas o negativas (succión).
- Interferir lo menos posible con el terreno natural y con la respuesta del suelo en el cual se coloque.
- Responder rápidamente ante los cambios en las condiciones del agua freática.
- Ser robusto, confiable y debe permanecer estable durante largos periodos de tiempo.
- Registrar en forma continua o intermitente según se requiera.

a) Pozos de Observación. Consiste en una sección de tubo ranurado llamado bulbo, unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados en un barreno que se rellena con gravilla.

En la superficie se construye un tapón generalmente con mortero de cemento para evitar que agua superficial entre al barreno y el nivel de agua se determina utilizando una sonda eléctrica que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo que se detecta desde el exterior por un amperímetro, un foco o un timbre, la profundidad del agua en el tubo. Una desventaja particular de este sistema es que los mantos colgados o artesianismo que exista en ciertos estratos pueden quedar interconectados por el barreno y hacer que el nivel del agua registrado represente la carga hidráulica promedio existente a todo lo largo del pozo, la cual puede tener poca significación.

b) Piezómetros abiertos. Al igual que los pozos de observación, excepto que se forma una cámara piezométrica sellando el bulbo del barreno a una cierta altura, el sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento solo responda al nivel o presión del agua en la zona de la cámara piezométrica, esto se logra normalmente utilizando sellos de bentonita. El resto del barreno se rellena usualmente con mortero de cemento, aunque no resulta satisfactorio en suelos con coeficientes de permeabilidad muy bajos debido al tiempo hidrodinámico de retraso, ni en suelos parcialmente saturados debido a la dificultad para evaluar el significado de la carga medida; la simplicidad, robustez y confiabilidad del instrumento lo hacen el más utilizado de todos, aunque en el diseño original se utilizó una piedra porosa en el bulbo en vez de tubería ranurada, se controla la relación:

$$R_u = (\text{presión de poro} / \text{altura del terraplén})$$

La técnica más común para registrar el nivel de agua, a pesar de existir métodos más sofisticados, es la observación del espejo de agua en un barreno no adomado o en un pozo de observación.

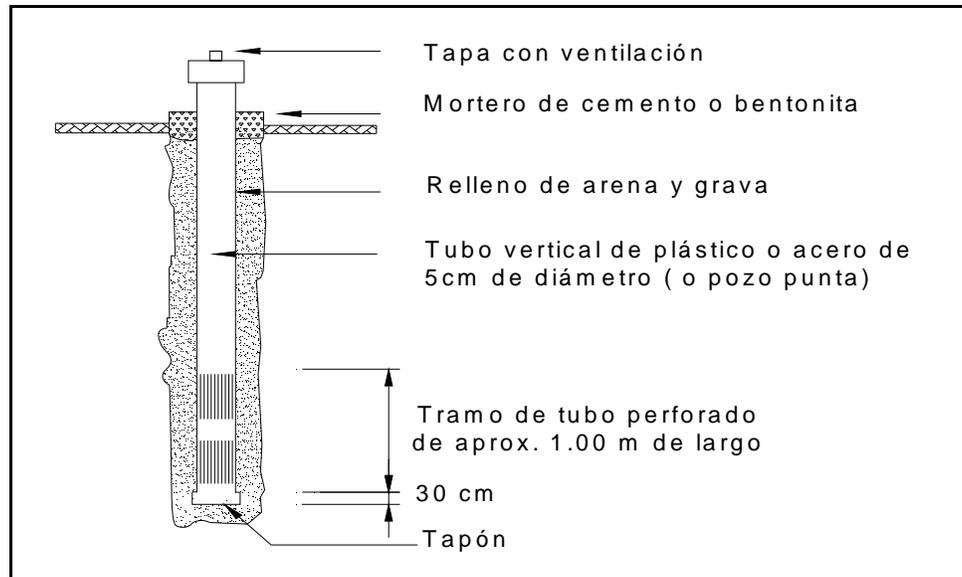


Figura 1.11 Croquis esquemático de un piezómetro abierto

b) Piezómetro abierto tipo Casagrande. Para poder medir la presión de poro en suelos cohesivos, para los cuales los piezómetros abiertos comunes y corrientes no son lo suficientemente sensibles, Arturo Casagrande desarrolló un piezómetro simple y barato que combina el principio de medición del abierto con los siguientes requisitos:

- Usar un bulbo poroso y tubería no metálica
- Que el bulbo poroso tenga un área de contacto con el suelo suficiente para garantizar una respuesta rápida del nivel del agua dentro del tubo a los cambios de presión de poro.
- Usar un tubo abierto que tenga el menor diámetro posible pero que aún permita la medición precisa del nivel del agua.
- Usar un sello efectivo entre el tubo vertical de plástico y el ademe dentro del cual se coloca el piezómetro (se recomienda el sello de bentonita).

En la figura 1.12 se muestra el diseño original del piezómetro tipo Casagrande, la operación exitosa de dicho depende en gran medida de la atención cuidadosa que se preste a todos los detalles indicados en dichas referencias.

La finalidad del elemento filtrante en la punta del piezómetro es separar la presión de poro de la presión total; debe ser lo suficientemente resistente para soportar la presión máxima por sobrecarga del relleno y lo suficientemente poroso para permitir el paso del fluido que llena los poros hacia el interior del bulbo sin permitir el arrastre de partículas del suelo.

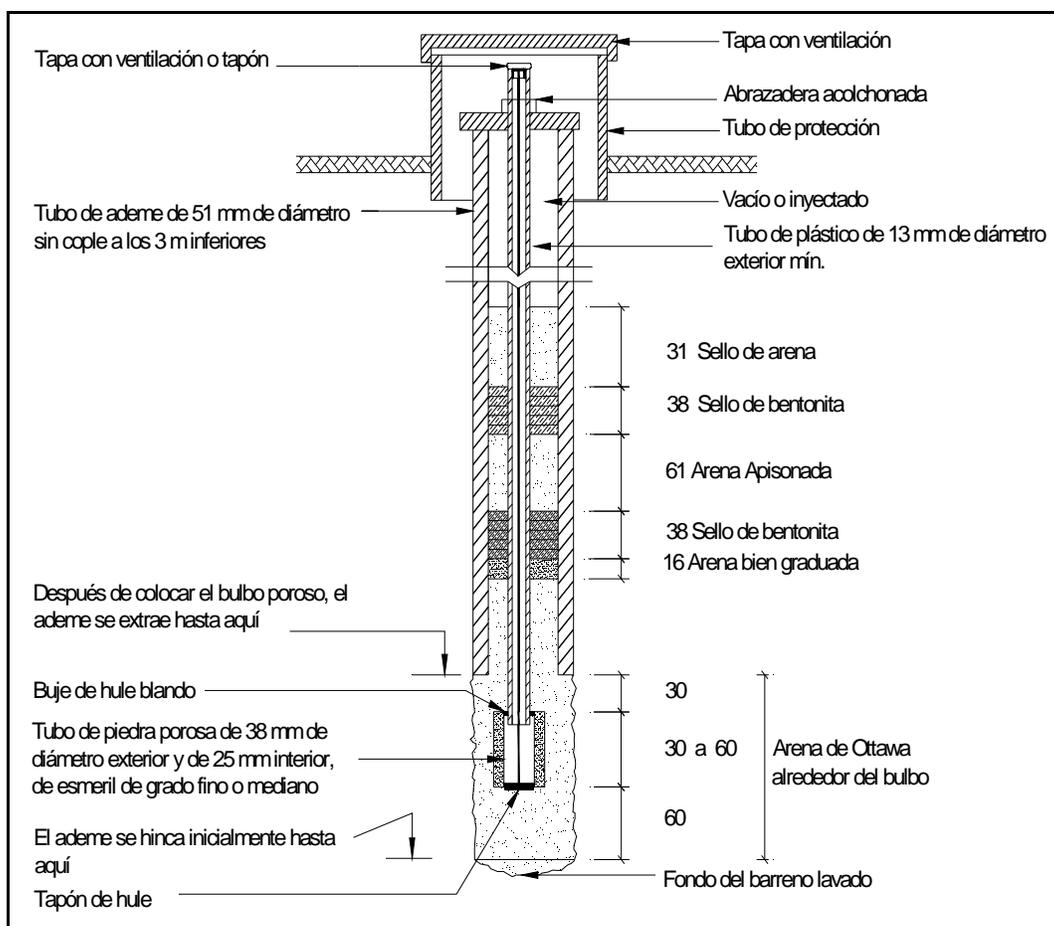


Figura 1.12 Piezómetro abierto tipo Casagrande

Originalmente se usó un bulbo no metálico de piedra porosa (abrasivo para esmeril) pero era susceptible a dañarse durante la instalación. Recientemente se han fabricado bulbos a base de tubería PVC ranurada horizontalmente con un filtro interior de arena protegido con una malla metálica, haciendo las veces de un filtro invertido. Fig. 1.13.

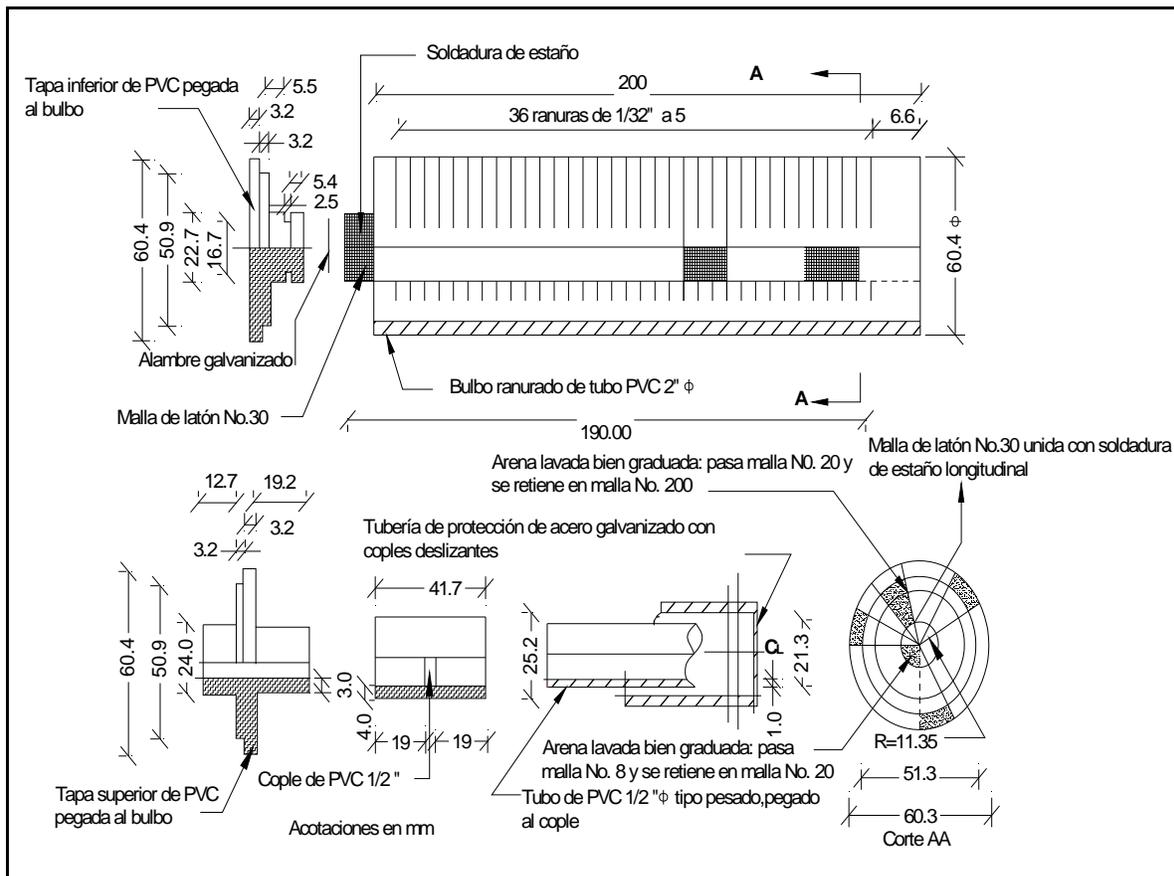


Figura 1.13 Bulbo de piezómetro tipo Casagrande a base de tubería ranurada de PVC (desarrollado por la CFE).

Para medir el nivel del agua dentro del tubo se hace descender con contrapesos de plomo un alambre eléctrico flexible hasta que las puntas de los electrodos hagan contacto con la superficie del agua. En ese momento el contacto se registra claramente por medio de la señal en un óhmetro de precisión al cual se conectan los cables. El uso del óhmetro tiene la ventaja de que la medición del nivel del agua se puede repetir todas las veces que sea necesario sin perder precisión, ya que la medición de la resistencia eléctrica produce únicamente una corriente despreciable entre las puntas la cual no induce la formación de burbujas de gas entre los electrodos.

Entre las ventajas del piezómetro tipo Casagrande se tienen:

- El área de entrada relativamente grande del bulbo y el pequeño diámetro de la tubería vertical minimizan el gasto hidráulico necesario para equilibrar los cambios de presión de poro.



- El elemento filtrante se puede colocar en forma tal que se aíslen las presiones de agua existentes en un estrato de espesor limitado, aunque esas presiones sean superiores a la hidrostática (si las presiones en el bulbo poroso hacen que el nivel del agua suba más arriba de la boca del tubo vertical, se pueden colocar extensiones o un manómetro de *Bourdon*).
- El aparato está fabricado con materiales inertes y durables a los que no les afecta la corrosión ni el deterioro.
- Se pueden efectuar pruebas sencillas en el piezómetro después de su instalación para verificar su sensibilidad y para determinar la permeabilidad del suelo a su alrededor.
- El aparato es en sí autodesaireable ya que el diámetro interior del tubo es suficiente para que las burbujas de aire escapen libremente a la atmósfera.

La confiabilidad de piezómetros sin experiencia previa en su uso a menudo se evalúa sobre la base de comparación con los resultados de piezómetros abiertos colocados a un lado.

d) Piezómetros hidráulicos cerrados. Un piezómetro abierto se convierte en "cerrado" cuando el tubo vertical se prolonga hasta conectarse a un medidor de vacío y/o presión o a un manómetro, ya sea de *Bourdon* o de mercurio. Este último sistema es apropiado para efectuar observaciones durante la construcción de presas de tierra.

En la figura 1.14 se muestra esquemáticamente un piezómetro hidráulico, debido al retraso en el tiempo de respuesta asociado al flujo de agua en suelos de grano fino hacia el piezómetro, es común en la práctica conectar al piezómetro dos mangueras en paralelo (doble tubo). Una de las mangueras pasa por la punta del bulbo poroso fino y la otra termina en la parte superior del bulbo. Después de instalado, se hace circular agua para eliminar las burbujas de aire o de gas. Esto se logra inyectando agua por la punta del bulbo y dejando que regrese por la otra manguera. Terminado el desaireado y lleno de agua los conductos, se cierra la manguera de inyección y el tubo de retorno se conecta a un manómetro o a un transductor. A este sistema se le conoce como piezómetro hidráulico de doble tubo lleno de agua.

Entre las ventajas de los piezómetros hidráulicos se tienen las siguientes:

- El sistema se puede desairear durante su operación.

- El tiempo de retraso se puede controlar seleccionando adecuadamente el diámetro de los tubos.
- Los medidores de presión están en el exterior y se puede reparar, reemplazar si su capacidad resulta insuficiente, sustituir por un dispositivo más moderno, recalibrar y verificar su lectura cero en cualquier momento.
- Los bulbos porosos y las mangueras de protección son económicos.
- No hay partes móviles enterradas y su confiabilidad a largo plazo es muy buena; también se pueden usar para medir la permeabilidad "in situ" del terraplén, para inyectar colorantes y detectar los patrones de flujo en la presa, y para muestrear el agua freática, así como para efectuar pruebas de fracturamiento hidráulico, sobre todo en el núcleo de arcilla.

Entre los inconvenientes se tienen:

- La compresibilidad de las mangueras impide que los tiempos de respuesta sean muy rápidos.
- Los tubos y el bulbo poroso se deben llenar inicialmente con agua desaireada.
- Se deben evitar las fugas en las conexiones de unión entre tramos de manguera y dejar "colas de cochino" en su unión con el piezómetro.
- Los tubos deben revisarse antes de su instalación; los procedimientos de desaireado y circulación de agua pueden afectar y cambiar las lecturas de presión de poro.

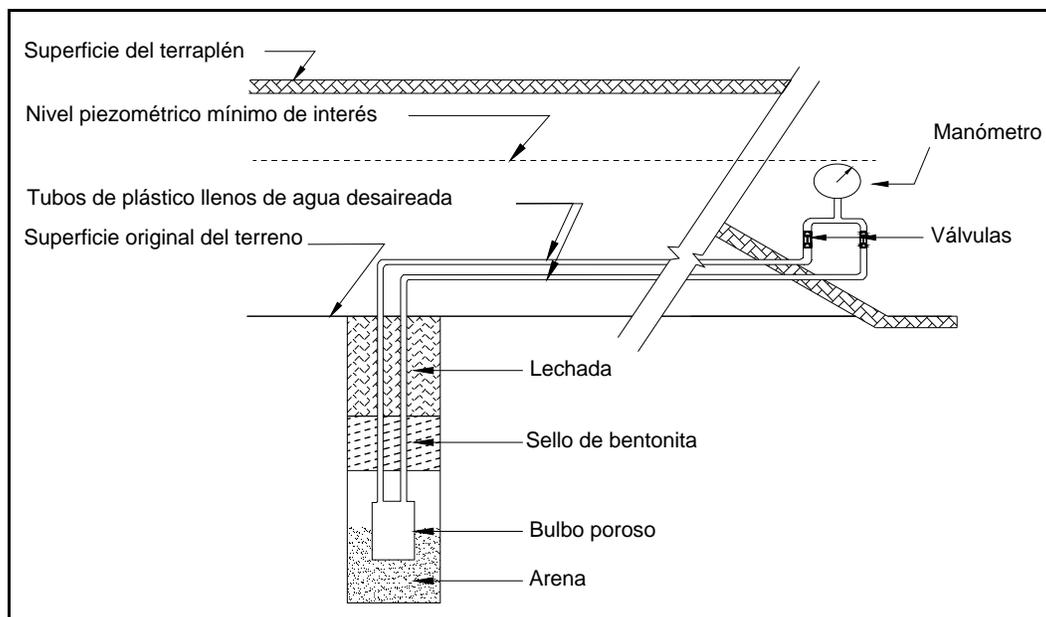


Figura 1.14 Croquis esquemático de un piezómetro hidráulico cerrado

Se pueden encontrar otros tipos de piezómetros hidráulicos dependiendo del tamaño y tipo de la cavidad de recolección de agua y de las piedras porosas, del tamaño y tipo de las mangueras, y del diseño de los medidores de presión y de los sistemas de circulación.

e) Piezómetros neumáticos. Los piezómetros neumáticos constan esencialmente de tres partes: una válvula check sensible, mangueras de aire, y un dispositivo de medición que permite también inyectar aire a presión. En este tipo de piezómetros se mide la presión " p ", transmitida a través de un bulbo poroso fino, se aplica una cierta presión de aire por el tubo de entrada y cuando excede el valor de " p " se flexiona el diafragma, dejando que el aire pase por detrás del diafragma hacia el tubo de retorno, y este flujo de aire se detecta mediante el burbujeo de un recipiente lleno de agua; se cierra entonces la inyección de aire con la válvula de paso de entrada y cualquier presión remanente en los tubos mayor que " p " se deja escapar lentamente, en forma tal que el diafragma regresa a su posición original cuando la presión en el tubo de entrada iguala el valor de " p ". Esta presión se lee en un manómetro de *Bourdon* y es la que interesa conocer. La versión más simple de un piezómetro neumático se muestra en la figura 1.15.

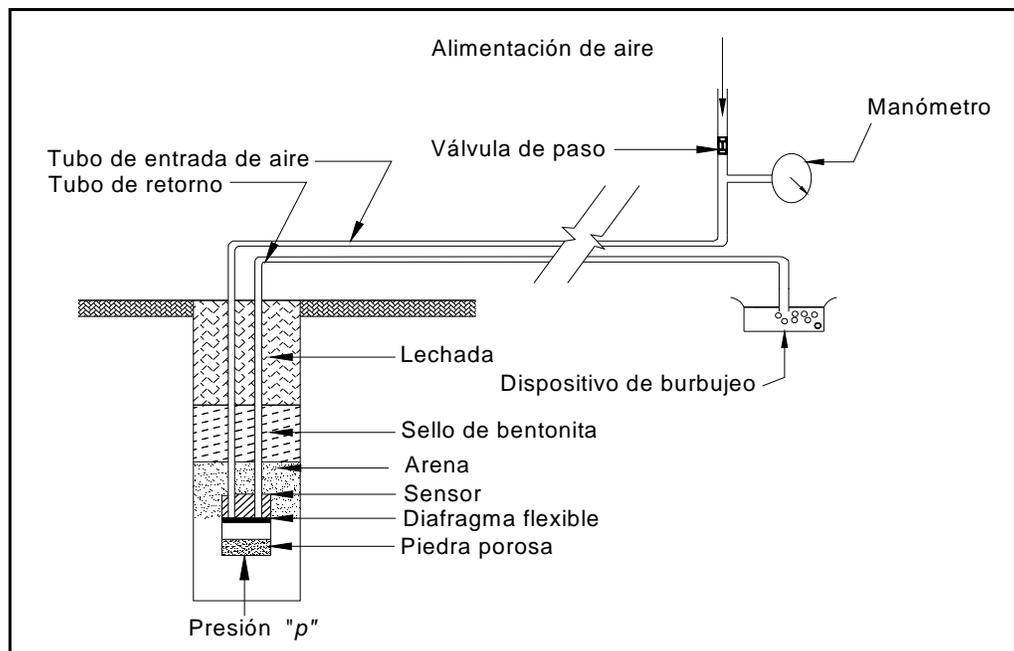


Figura 1.15 Principio de medición del piezómetro neumático

Para que un piezómetro neumático registre un valor correcto de " p " es importante que la deflexión del diafragma no origine un cambio en " p " en el momento de la lectura, cuando se instala en suelos arcillosos, el movimiento del diafragma de hecho induce un

cambio en “ p ” ya que la deflexión hacia fuera del diafragma causa una disminución de volumen y un aumento en la presión aplicada al exterior del diafragma, están disponibles comercialmente tienen desplazamientos volumétricos comprendidos entre 0.5 y 0.002 cm³ y se deben seleccionar los de menor magnitud, varían en función del tipo de válvula sensible a la presión.

Los piezómetros neumáticos varían en función del tipo de la válvula sensible a la presión. En la figura 1.16 se muestra un aparato desarrollado por la CFE a base de un transductor neumático operado con un diafragma de lana de acero recocido idéntico al empleado en las celdas de presión, el cual en este caso lleva una piedra porosa de cerámica para filtrar el agua que entra a través del bulbo ranurado de PVC. Las mangueras neumáticas son de nylon.

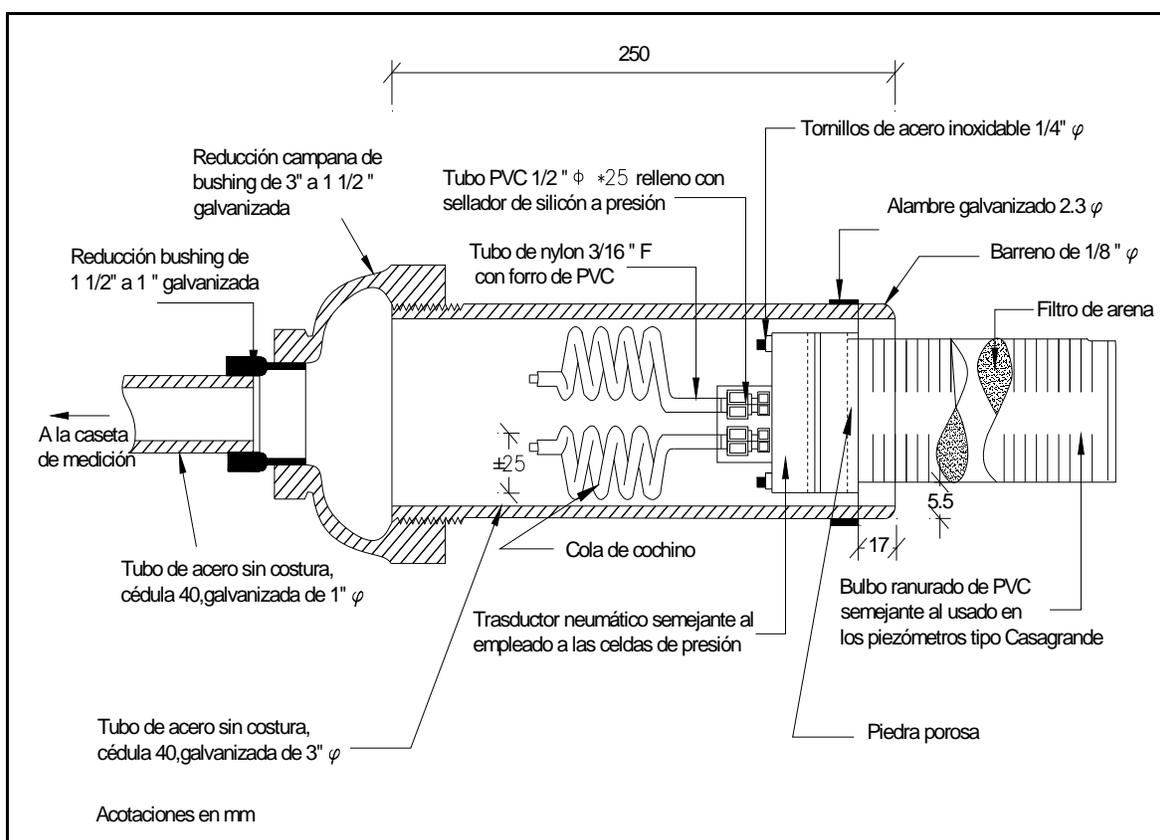


Figura 1.16 Piezómetro neumático desarrollado por la CFE

Antes de seleccionar un piezómetro neumático para una aplicación en particular, se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:



- Usar un gas seco (CO_2 o nitrógeno seco) en vez de aire para evitar condensación del agua en los tubos. En su defecto se puede usar un tanque de aire comprimido y un elemento desecador.
- Instalar un filtro en la línea de alimentación para evitar que materiales extraños tapen los conductos de cierre del diafragma.
- El desplazamiento del diafragma debe ser mínimo.
- El material del bulbo poroso debe ser resistente a la corrosión y a fenómenos electrolíticos. El diafragma debe ser flexible para evitar que se deforme permanentemente en caso de una sobrepresión accidental.

Las ventajas que presentan los piezómetros neumáticos son las siguientes: se requiere un cambio volumétrico muy pequeño para operar la válvula sensible, por lo que el tiempo de respuesta es despreciable; simplicidad en su operación (se pueden usar consolas portátiles de lectura); interferencia mínima con la construcción; estabilidad a largo plazo; posibilidad de sopletear las líneas; se puede usar tubo de plástico de bajo costo para inyectar el aire al piezómetro; las lecturas son directas; no se necesitan desairear las líneas, entre las desventajas están la lentitud y tardanza para obtener las lecturas.

Las causas de falla más comunes en los piezómetros neumáticos son: fugas en las conexiones, fugas en las mangueras o tubos de medición por defectos, por degradación o por vandalismo, estrangulamiento de mangueras durante la construcción, obstrucción de los orificios de la cabeza de piezómetro por rebabas u otros materiales o sustancias, identificación inadecuada de mangueras cuando se instalan varios piezómetros, saturación inadecuada de los piezómetros antes de su instalación y pérdida de saturación durante la instalación.

f) Piezómetros eléctricos de cuerda vibrante. Son aparatos que utilizan un transductor de cuerda vibrante en los que un extremo está sujeto a una membrana metálica. La presión del agua causa un cambio en la deflexión de la membrana; lo que provoca a su vez un cambio en la tensión de la cuerda que puede ser medido al medir su frecuencia de vibración, algunas desventajas de este tipo de transductor son la corrosión del alambre, para lo cual algunos fabricantes han implementado algunas medidas correctivas; sin embargo este tipo de instrumentos es mejor para la obtención de datos confiables de gran precisión a corto plazo que a largo plazo. En la figura 1.17 se muestra esquemáticamente un piezómetro eléctrico a base de cuerda vibrante.

Existen otros tipos de piezómetros eléctricos y las diferencias estriban en el tipo de transductor, el elemento poroso y la geometría del cuerpo del piezómetro. Entre los más comunes se tienen los transductores a base de strain gages (dispositivo cuya resistencia varía proporcionalmente a una fuerza, peso, torque, presión o desplazamiento aplicado al dispositivo o a lo largo de su eje sensible, esta variación de la resistencia se detecta generalmente a un puente de Wheatstone¹) de resistencia o de inductancia eléctricas.

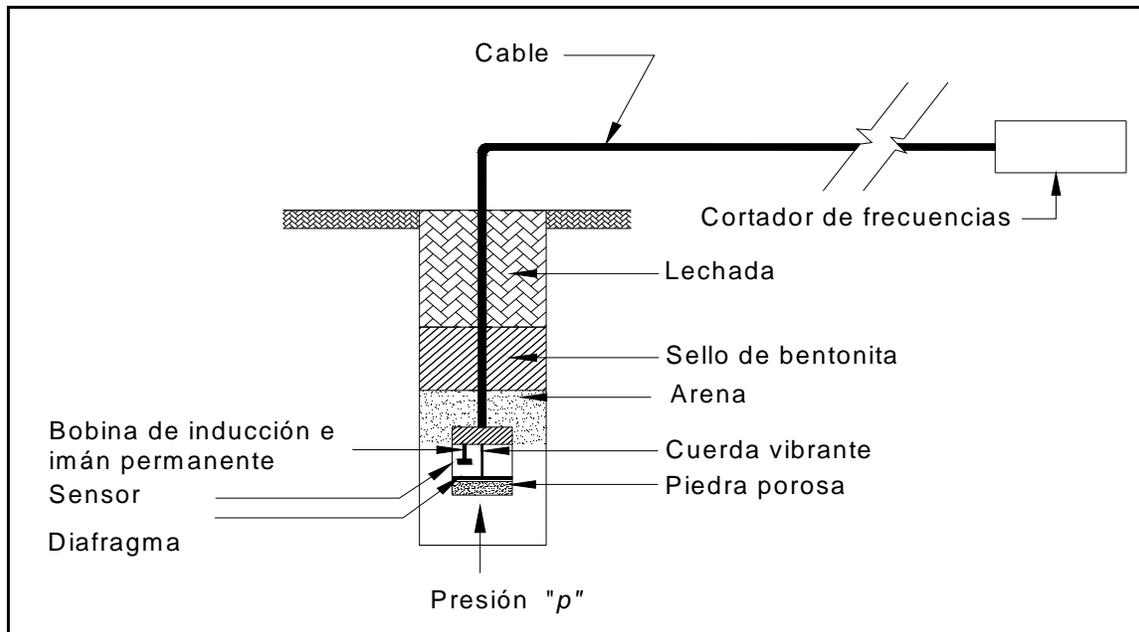


Figura 1.17 Croquis esquemático de un piezómetro eléctrico a base de transductor de cuerda vibrante

g) Piezómetros eléctricos a base de strain gages semiconductores. En este caso se emplea un transductor de presión del tipo semiconductor cuya cara sensible esta en contacto directo con la presión de poro transmitida por el agua que fluye a través de la piedra porosa. Presentan como ventajas su facilidad de lectura, tiempos de respuesta rápidos, pueden leer presiones de poro negativas y sirven para mediciones dinámicas y registro automático. Sin embargo, algunos modelos son sensibles a la temperatura, su estabilidad a largo plazo no se ha demostrado y las mediciones se pueden alterar si se transmiten a largas distancias.

¹ Puente Wheatstone. Tipo de puente estándar en el cuál todas las ramas del mismo son resistencias, también se usa mucho como indicador de salida de transductores electromecánicos (o sensores) tales como strain gages.



Cuadro 1.5 Ventajas y limitaciones de varios tipos de piezómetros (CFE, 1983).

Tipo	Precisión y confiabilidad	Ventajas	Limitaciones
Pozo de observación ademado	± 3 Excelente	Simple, económico y adecuado para la mayoría de los problemas en suelos. Se puede hincar en el lugar. Disponible universalmente.	No es aplicable cuando existen mantos colgados o artesianismo. Los elementos metálicos pueden sufrir corrosión. Tiempos de respuesta largos en materiales poco permeables. No mide presiones de poro negativas.
Piezómetros abiertos tipo Casagrande	Excelente	Simple, económico, confiable; generalmente no tiene partes metálicas. Se ha empleado durante mucho tiempo. Se puede convertir al tipo neumático. Es autodesaireable.	El filtro poroso se puede tapan después de varios ciclos de entrada y salida de agua. Tiempo de respuesta largo. La tubería tiene que instalarse casi vertical. No se puede usar si el nivel piezométrico está arriba de la boca del tubo vertical. Propenso a daños por el equipo de construcción y la consolidación del suelo alrededor del tubo. Se requiere instalar en un barreno y colocar cuidadosamente sellos de bentonita o mortero.
Piezómetros hidráulicos cerrados (de doble tubo)	Dependen del tipo de manómetro. Excelente	Simple y confiable. Menor tiempo de respuesta y menos riesgos de daño respecto al tipo abierto. Se puede tener un sistema central de observación. Puede medir presiones de poro negativas. Se puede usar en suelos de baja permeabilidad. Se puede usar para medir la permeabilidad in situ y para pruebas de fracturamiento hidráulico.	Las tuberías no deben estar muy arriba de la elevación piezométrica. Se necesitan desairear periódicamente, aunque esto se puede hacer durante su operación.
Piezómetro neumático	$\pm 1\%$ del intervalo de medición, dependiendo del tipo de transductor. Buena a regular	Estable. Fácil de leer. Tiempos de respuesta cortos. Se pueden purgar las líneas. Interferencia mínima con la construcción. El nivel de las mangueras y del medidor es independiente de la elevación del bulbo poroso. Se puede tener un sistema central de observación. Empleado en materiales de baja permeabilidad. Usar manguera de diámetro pequeño y bajo costo.	Es costoso y difícil de instalar y operar. No se ha demostrado su longevidad (más de 15 años). Problemas de fugas y humedad en las líneas. Se deben tomar en cuenta varios detalles al hacer la selección. Más costoso que los tipos anteriores.
Piezómetro eléctrico a base de transductor de cuerda vibrante	Buena a regular	Facilidad de lectura. Puede leer presiones de poro negativas. Tiempo de respuesta corto. Interferencia mínima con la construcción. El nivel de los conductores y del medidor es independiente de la elevación del transductor con piedra porosa. Adecuado para registro automático. Se puede usar un sistema central de observación. La señal de frecuencia permite que los datos se transmitan a distancias largas.	Sensible a la temperatura si los coeficientes térmicos del cuerpo y del alambre no son compatibles. Algunas versiones tienen corrimiento del cero. Costo semejante al de piezómetros neumáticos. Puede haber corrimiento del cero si se les golpea.
Piezómetro eléctrico a base de <i>strain gages</i> semiconductores	Buena a regular	El transductor de presión es fácil de leer. Registra presiones de poro negativas. Adecuado para registro automático. Mínima interferencia con la construcción. El nivel de los conductores y del medidor es independiente de la elevación del bulbo. Se puede usar un sistema central de observación. Tiempo de respuesta rápido.	Algunos modelos son sensibles a la temperatura. Los datos se pueden alterar si se transmiten a largas distancias. Puede haber corrimiento del cero si se les golpea.

En la presa Chicoasén se instalaron 47 piezómetros abiertos tipo Casagrande en ambas laderas, margen derecha y margen izquierda.

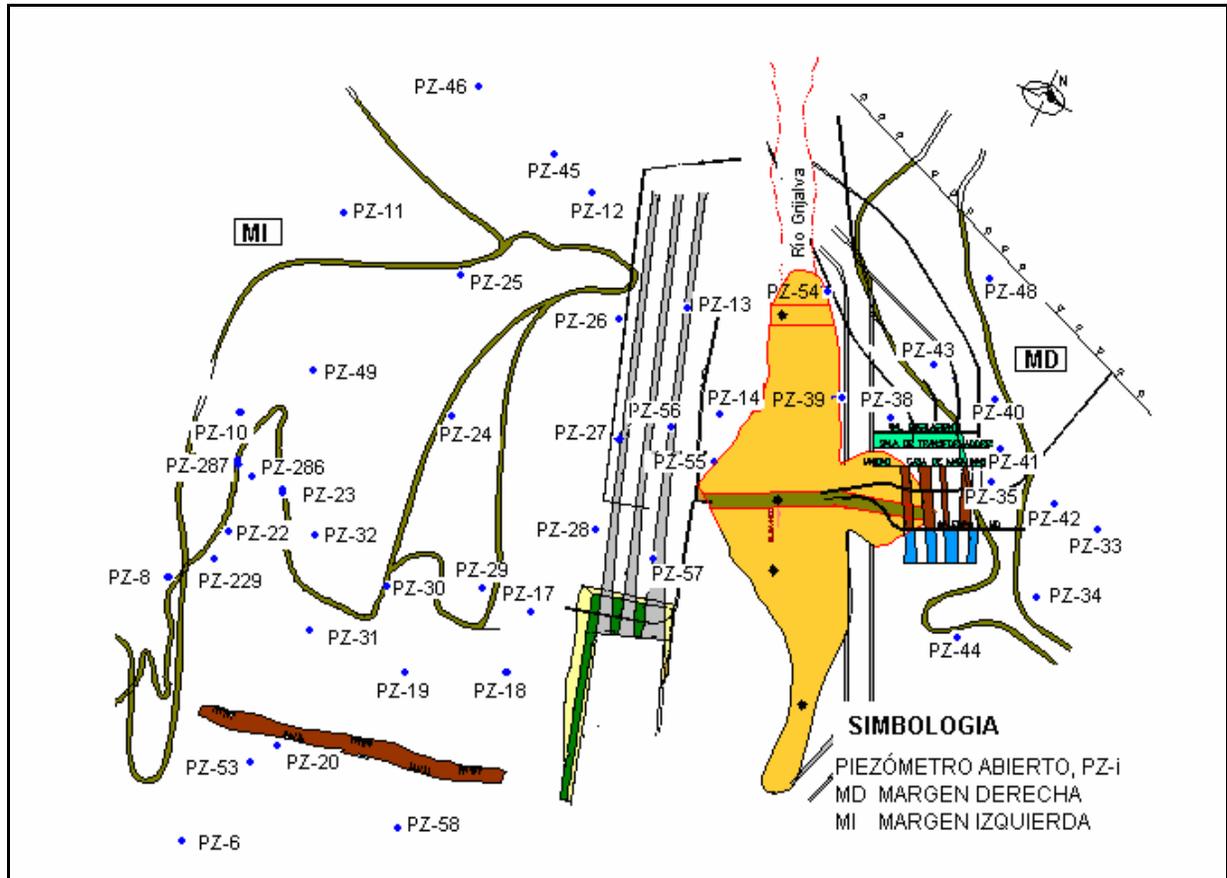
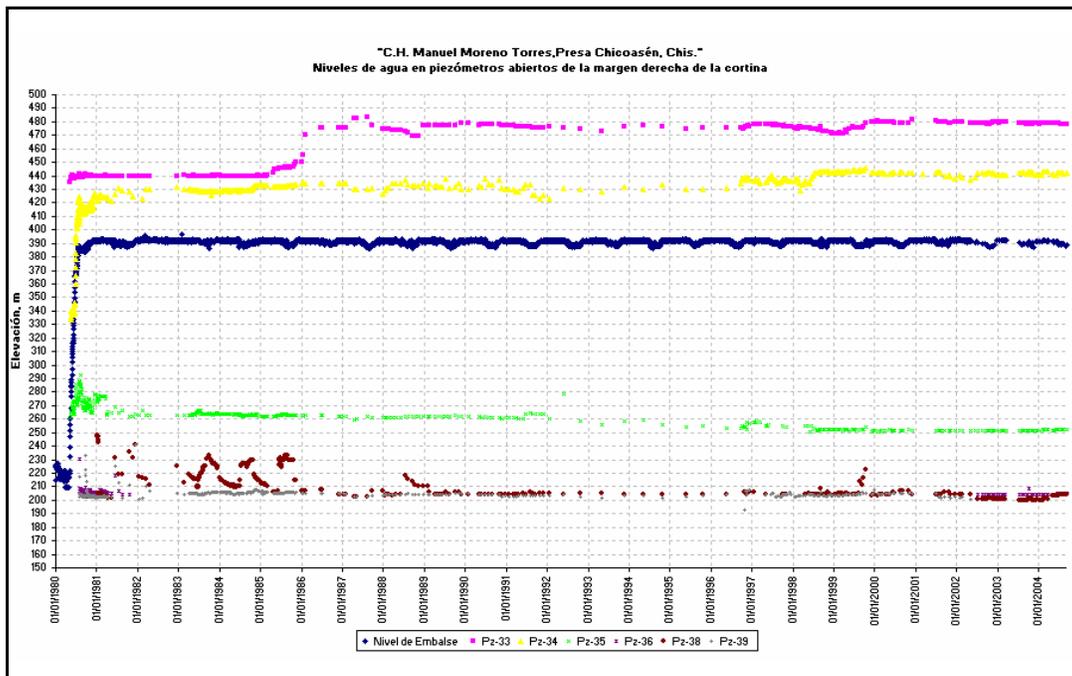


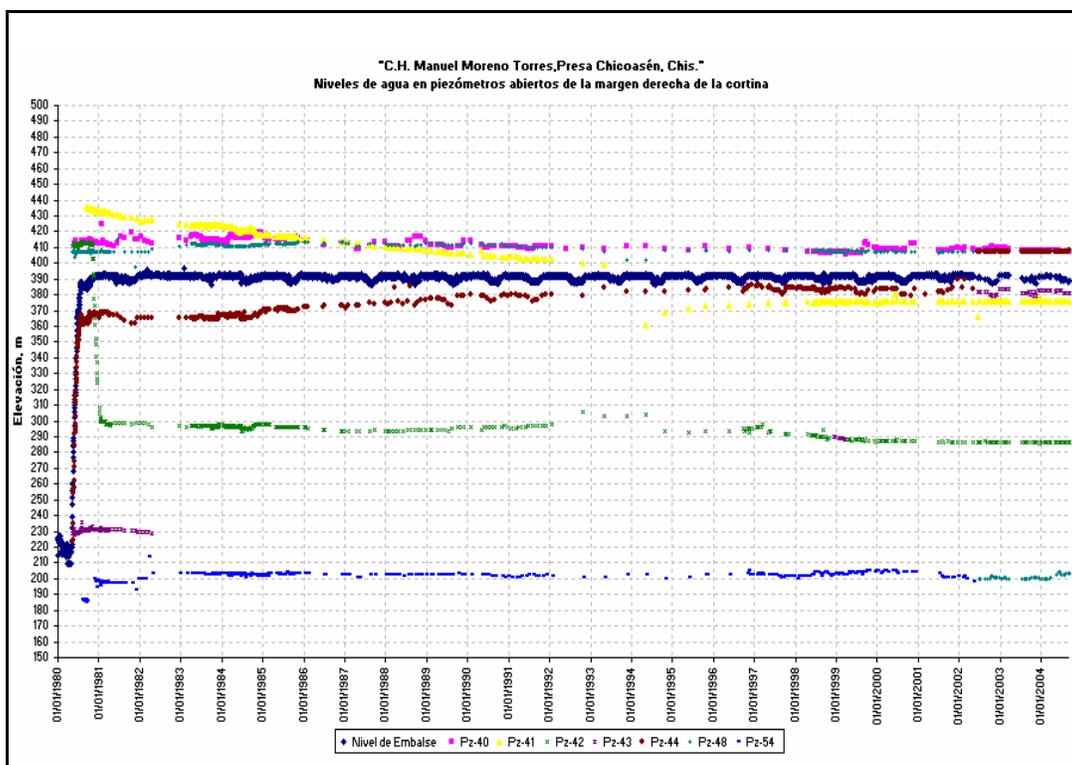
Figura 1.18 Localización Piezométrica en Planta

Los piezómetros Pz-33 con elevación de boca a la 523 msnm y el Pz-34 con una elevación de boca a la 456.27 msnm, registran niveles mayores que los del embalse, la máxima elevación que presenta cada uno de ellos es de 482.95 y 445.42 m respectivamente. La última medición considerada del 9 de septiembre de 2004 con un nivel de embalse de 388.95 m es de 478.18 m para el Pz-33 y de 442.62 m para el Pz-34.

Los piezómetros Pz-40, Pz-41 y Pz-48 con una elevación de boca a la 407.81, 375.02 y 407.34 msnm respectivamente; la máxima elevación que registran es de 424.52 m en el Pz-40, 435.32 m en el Pz-41 y 415 m en el Pz-48. El Pz-44 comenzó con un incremento el 4 de julio de 2002 registrando una elevación de 407.61 m, la máxima registrada ha sido de 407.99 m.



Gráfica 1.1 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Derecha Pz-33 a Pz-39



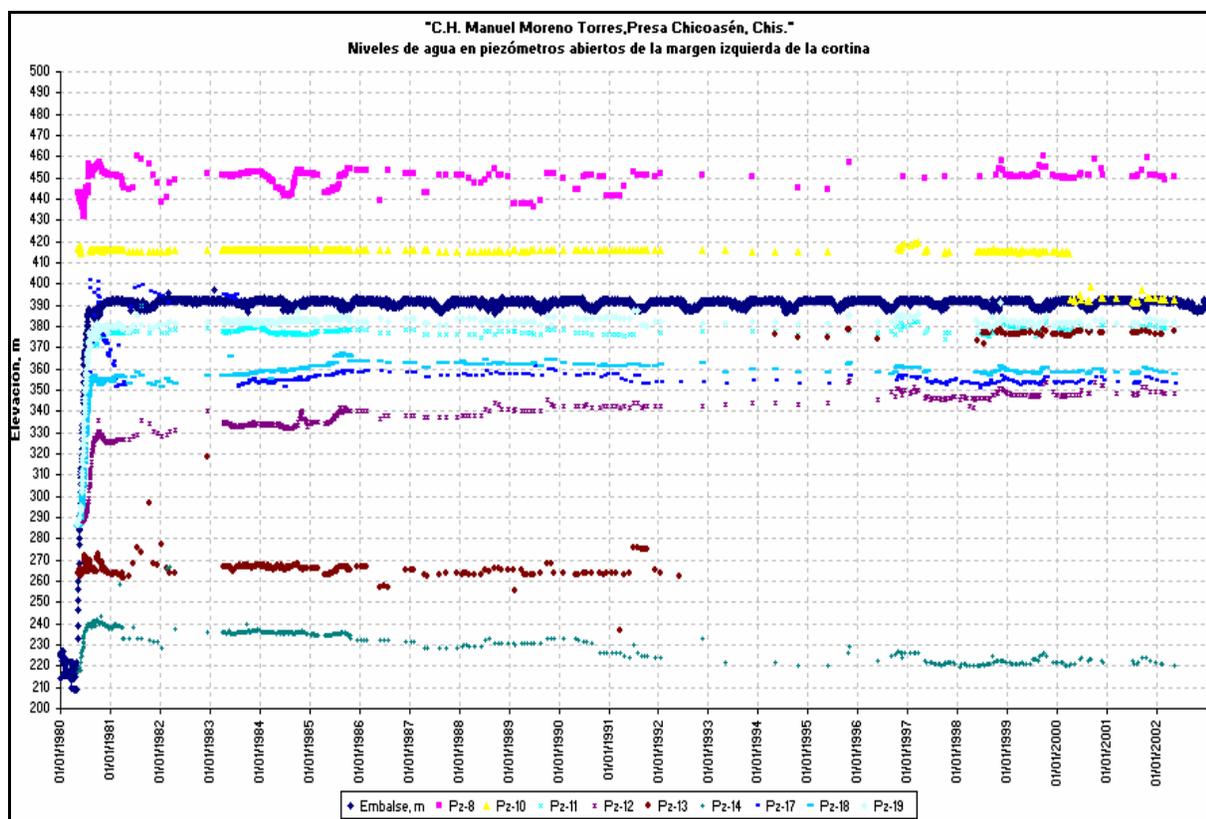
Gráfica 1.2 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Derecha Pz-40 a Pz-54



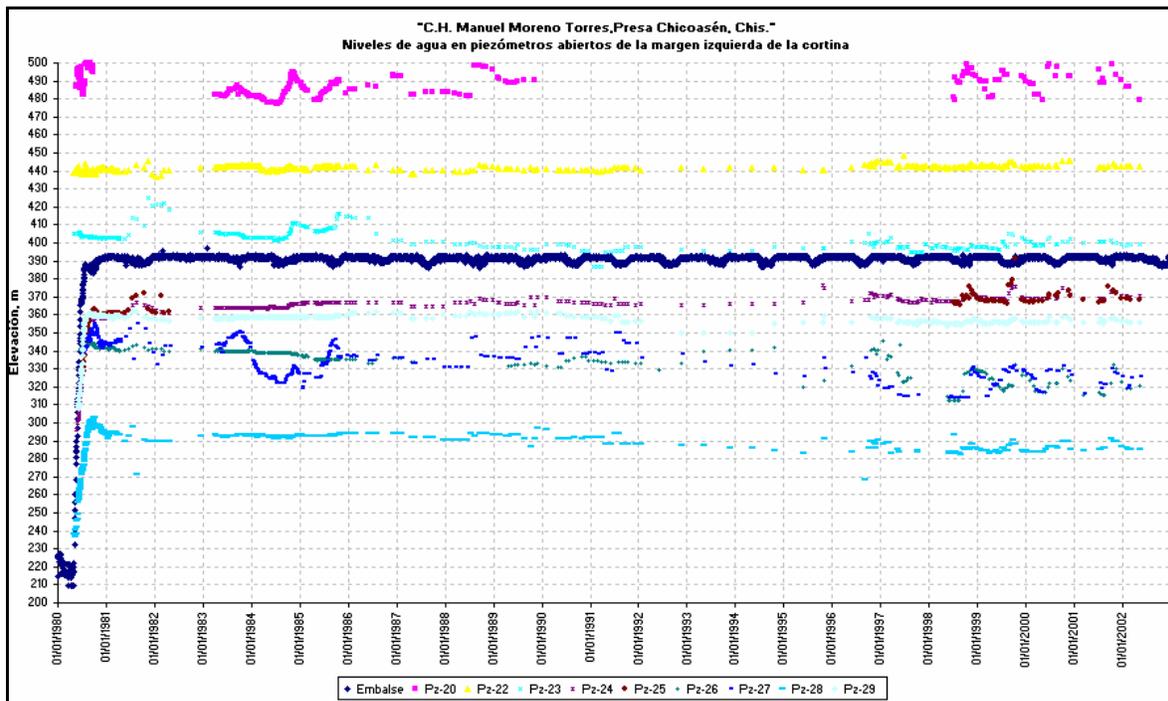
Los piezómetros que registran una elevación mayor a la del embalse son el Pz-8, Pz-10, Pz-20, Pz-22, Pz-229, Pz-286 y Pz-287, con elevaciones de boca a la 600.31 ,573.27, 562.21, 571.15, 575.78, 565.37 y 539.54 msnm respectivamente.

Los piezómetros Pz-8 y Pz-10 no han tenido variaciones significativas, las elevaciones máximas registradas han sido de 460.04 y 419.42 m .

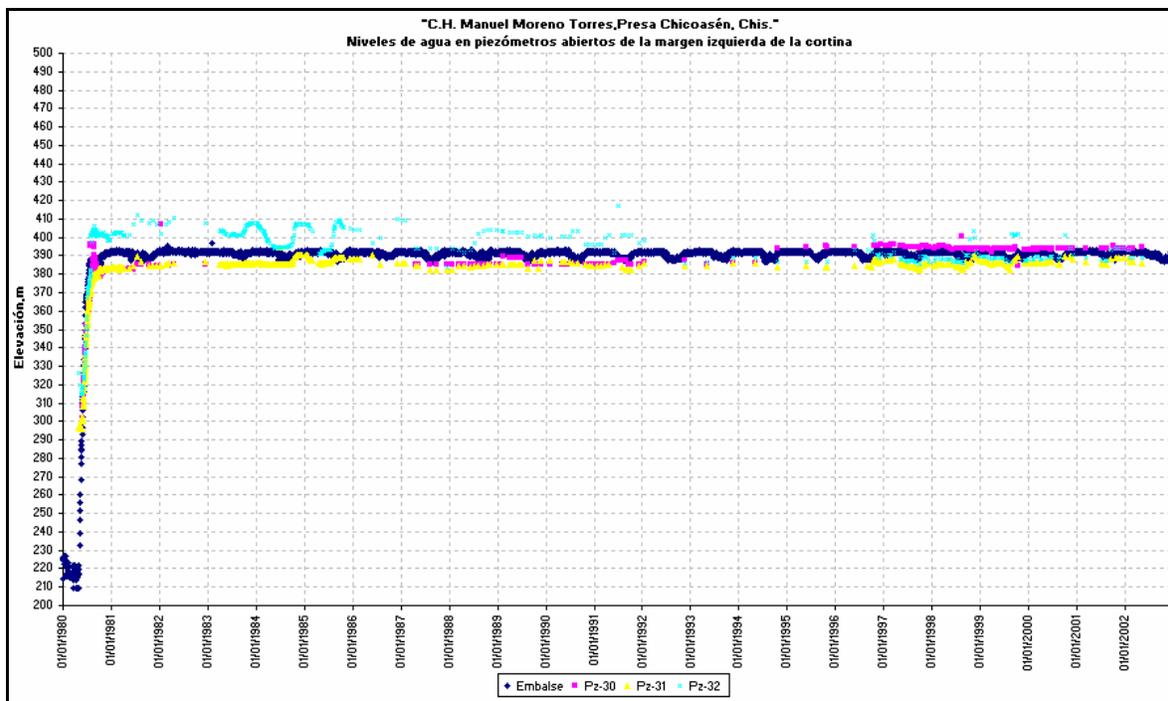
Se puede apreciar que el piezómetro Pz-22 ha tenido variaciones, el nivel máximo que ha registrado es de 448.80 m. Los piezómetros Pz-229, Pz-286, y Pz-287, han alcanzado un nivel máximo de 465.21,421.61 y 433.60 m.



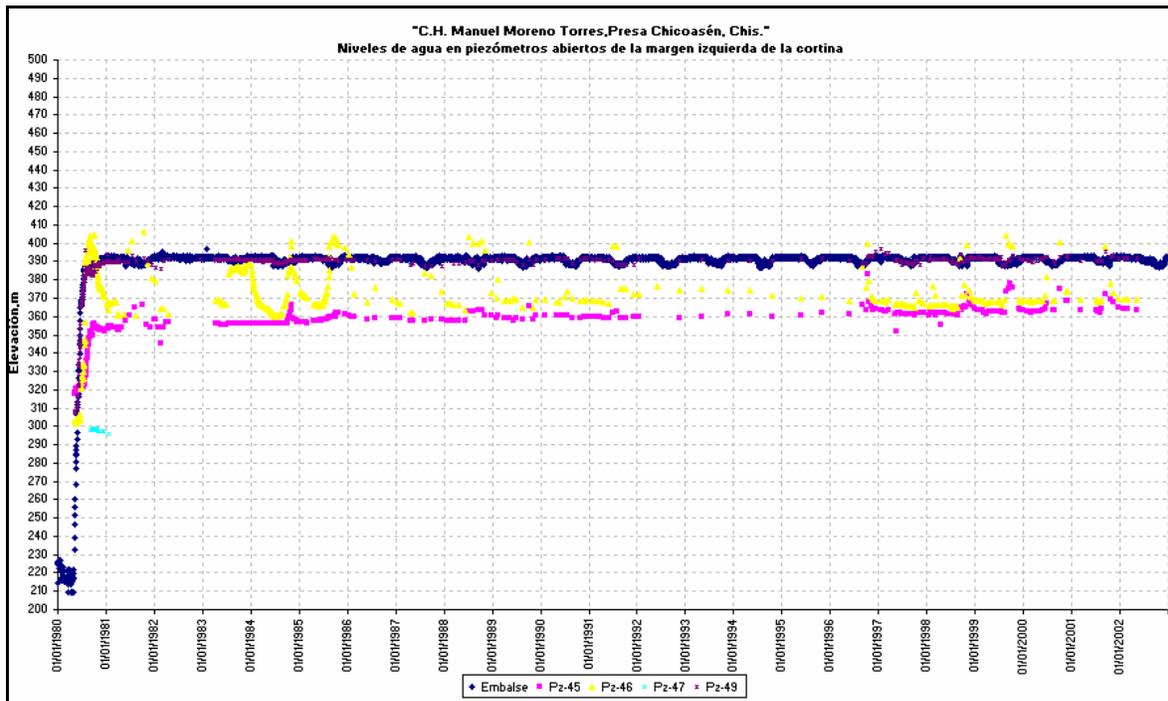
Gráfica 1.3 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda Pz-8 a Pz-19



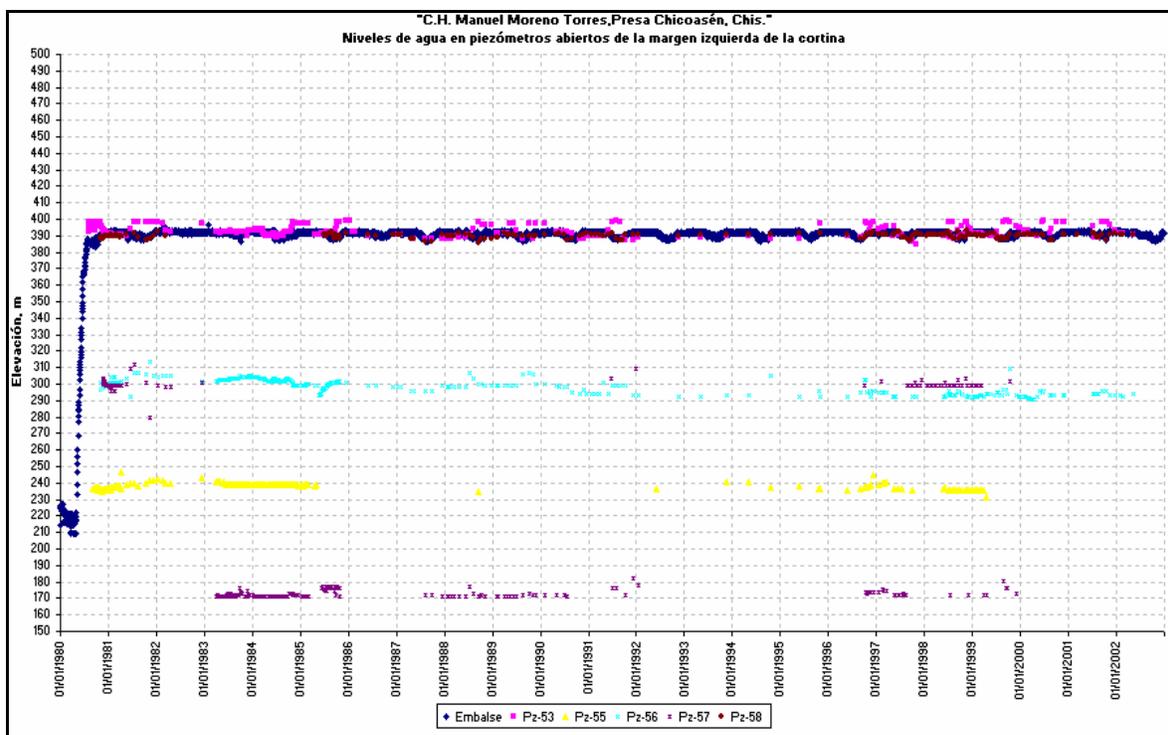
Gráfica 1.4 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda
Pz-20 a Pz-29



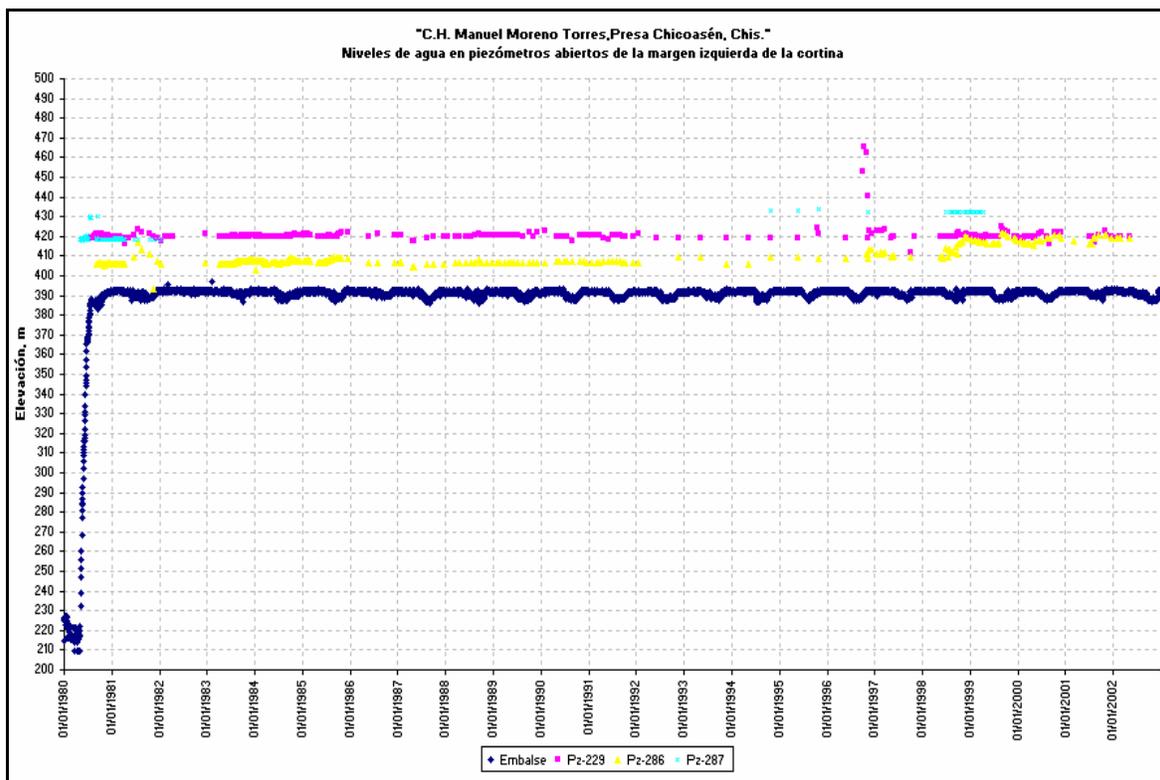
Gráfica 1.5 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda
Pz-30 a Pz-32



Gráfica 1.6 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda
Pz-45 a Pz-49



Gráfica 1.7 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda
Pz-53 a Pz-58



Gráfica 1.8 Niveles de agua en piezómetros abiertos de la Margen Izquierda
Pz-229, Pz-286 y Pz-287

En los cuadros 1.6 y 1.7 se presenta la medición del 22 de septiembre de 2004 con un nivel de embalse de 391.52 m para los piezómetros de la margen derecha, y para los de la margen izquierda se tienen fechas del 22, 23, y 27 de septiembre del 2004 y niveles de embalse de 391.52, 389.92 y 391.39 m respectivamente.



Cuadro 1.6 Medición registrada de los piezómetros abiertos en margen derecha

OFICINA DE INSTALACIÓN Y MEDICIONES C.H. ING. MANUEL MORENO TORRES "CHICOASEN" CHIS.													
OBSERVÓ: <u>O.G.M.Y I.S.G.</u>				OBSERVACIÓN: <u>02-2004</u>				CALCULÓ: <u>I.S.G.</u>		REVISÓ: <u>A.V.C.</u>			
PIEZÓMETROS UBICADOS EN MARGEN DERECHA DE LA CORTINA													
Fecha de medición	Piezó metro	Elevación piezómetro m.s.n.m		Longitud en m		Profundidad agua piezómetro				Elevación agua piezómetro		Dif. ⁵ en m	Elev. ⁶
		Boca	Fondo	Piezó metro Mayo 1998	Col. ¹ de agua	Tomada en campo	Corr. ²	Corr. ³	Clas. ⁴ de la sonda	Actual	Anterior		
22 sep 04	PZ-33	523.0	369.0	154.0		45.2	0.0	45.2	EZIB-029	477.7	478.5	-0.88	391.5
22 sep 04	PZ-34	456.2	305.5	150.7	135.0	16.8	-1.1	15.6	EZIB-006	440.5	441.8	-1.29	391.5
22 sep 04	PZ-35	414.2	249.2	164.9	2.3	162.6	0.0	162.6	EZIB-029	251.6	251.9	-0.31	391.5
22 sep 04	PZ-38	374.6	203.7	170.9	0.7	170.2	0.0	170.2	EZIB-029	204.4	204.3	0.12	391.5
22 sep 04	PZ-39	344.0	158.8	185.2	185.2	Tapón a 1.9 m	0.0	0.0	EZIB-029	344.0	200.4	143.6 2	391.5
22 sep 04	PZ-40	431.9	339.2	92.6	68.5	25.2	-1.1	24.1	EZIB-006	407.8	408.5	-0.75	391.5
22 sep 04	PZ-41	444.3	331.6	112.7	43.4	70.6	-1.2	69.3	EZIB-006	375.0	375.6	-0.58	391.5
22 sep 04	PZ-42	485.6	275.8	209.8	10.3	199.4	0.0	199.4	EZIB-029	286.2	285.9	0.23	391.5
22 sep 04	PZ-44	423.8	223.9	199.8	156.3	43.5	0.0	43.5	EZIB-029	380.2	381.5	-1.23	391.5
22 sep 04	PZ-48	449.4	392.4	57.0	14.9	43.3	-1.2	42.1	EZIB-006	407.3	407.5	-0.18	391.5
22 sep 04	PZ-54	233.3	153.6	84.4	50.0	31.4	0.0	31.4	EZIB-029	203.6	199.8	3.85	391.5

1 Columna de agua

2 Corrección aplicable según tabla

3 Corrección

4 Clasificación de la sonda

5 Diferencia en m

6 Elevación

7 Embalse



Cuadro 1.7 Medición registrada de los piezómetros abiertos en margen izquierda

OFICINA DE INSTALACIÓN Y MEDICIONES													
C.H. ING. MANUEL MORENO TORRES "CHICOASEN" CHIS.													
OBSERVÓ: O.G.M. Y I.S.G.				OBSERVACIÓN: 02-2004				CALCULÓ: I.S.G.		REVISÓ: A.V.C.			
PIEZÓMETROS UBICADOS EN MARGEN IZQUIERDA DE LA CORTINA													
Fecha de medición	Piezó metro	Elevación piezómetro m.s.n.m		Longitud en m		Profundidad agua piezómetro				Elevación agua piezómetro		Dif. ⁵ en m	Elev. ⁶ Emb. ⁷
		Boca	Fondo	Piezó metro Mayo 1998	Col. ¹ de agua	Tomada en campo	Corr. ²	Corr. ³	Clas. ⁴ de la sonda	Actual	Anterior		
22 sep 04	PZ-6	512.9	326.5	186.4	64.6	123.1	-1.3	121.8	EZIB-007	391.1	389.6	1.5	391.4
23 sep 04	PZ-8	600.3	439.1	161.2	12.4	148.8	0.0	148.8	EZIB-009	451.5	454.2	-2.7	391.5
23 sep 04	PZ-10	573.3	339.5	233.8	51.8	182.0	0.0	182.0	EZIB-009	391.3	392.5	-1.3	391.5
23 sep 04	PZ-11	576.1	308.8	267.3	69.5	197.8	0.0	197.8	EZIB-009	378.3	381.1	-2.7	391.5
22 sep 04	PZ-12	478.4	247.0	231.4	102.0	129.4	0.0	129.4	EZIB-009	349.0	351.4	-2.4	391.5
22 sep 04	PZ-13	457.5	372.9	84.6	5.9	80.1	-1.4	78.7	EZIB-007	378.8	376.6	2.3	391.5
23 sep 04	PZ-14	360.7	207.6	153.1	13.2	139.9	0.0	139.9	EZIB-009	220.9	221.4	-0.6	391.4
22 sep 04	PZ-17	450.6	281.5	169.1	71.4	97.7	0.0	97.7	EZIB-029	352.9	354.5	-1.6	390.7
22 sep 04	PZ-18	452.8	314.6	138.1	45.8	93.6	-1.2	92.4	EZIB-007	360.4	358.9	1.5	391.5
22 sep 04	PZ-19	471.9	297.9	174.0	84.5	90.6	-1.2	89.4	EZIB-007	382.4	382.1	0.4	391.5
27 sep 04	PZ-20	562.2	465.7	96.5	30.8	65.7	0.0	65.7	EZIB-029	496.5	493.4	3.1	391.4
23 sep 04	PZ-22	571.2	424.0	147.2	20.3	126.9	0.0	126.9	EZIB-029	444.3	443.1	1.2	391.4
22 sep 04	PZ-23	523.3	393.5	129.9	4.6	126.5	-1.3	125.2	EZIB-007	398.1	400.2	-2.1	391.4
22 sep 04	PZ-24	474.3	291.3	183.0	77.7	106.5	-1.2	105.2	EZIB-007	369.1	372.0	-2.9	391.5
23 sep 04	PZ-25	525.4	345.8	179.6	24.0	155.6	0.0	155.6	EZIB-029	369.7	372.1	-2.3	391.5

1 Columna de agua

2 Corrección aplicable según tabla

3 Corrección

4 Clasificación de la sonda

5 Diferencia en m

6 Elevación

7 Embalse



Fueron instalados 18 grupos integrados por extensómetros, celdas de presión y piezómetros neumáticos. En el cuadro 1.8 se detalla la relación de algunos aparatos instalados hasta el 11 de abril de 1980, cuyas terminales se localizan en los nichos de instrumentación, en las diferentes galerías de ambas márgenes del río.

Cuadro 1.8 Relación de tableros en galerías

Galería No. 1 Elevación 355	Tablero No. 1 Grupo 18	6 extensómetros 7 celdas de presión 2 piezómetros neumáticos
	Tablero No. 2 Grupo 14 y línea de Extensómetros en M.I	19 extensómetros 8 celdas de presión 4 piezómetros neumáticos
Galería No. 2 Elevación 300	Tablero No. 3 Grupo 10	6 extensómetros 7 celdas de presión 2 piezómetros neumáticos
	Tablero No. 4 Elevación \pm 335	3 celdas de presión 2 piezómetros neumáticos
	Tablero No. 5 Elevación \pm 312	2 celdas de presión 1 medidor de deformación
	5 vertedores	
Galería No. 3 Elevación 244	Tablero No. 6 Grupo 6	4 celdas de presión 6 extensómetros
Galería No. 6 Elevación 300	Tablero No. 7 Grupos 7,8 y 9	14 extensómetros 15 celdas de presión 1 piezómetro neumático
	Tablero No. 8 Elevación \pm 312	2 celdas de presión 1 medidor de deformación
	5 vertedores	
Galería No. 7 Elevación 245	Tablero No. 9 Grupos 3,4 y 5	18 extensómetros 20 celdas de presión 2 piezómetros neumáticos
	Tablero No. 10 Grupos 1,2 y cimentación	10 extensómetros 15 celdas de presión 6 piezómetros
	4 vertedores	
Caseta	Tablero No. 11 Grupos 13,15 y línea de extensómetros M.D.	12 celdas de presión 18 extensómetros 5 piezómetros neumáticos
	9 vertedores	



Cada uno de los piezómetros neumáticos se les asignó una nomenclatura, lugar de ubicación, fecha de instalación, elevación del bulbo y coordenadas de instalación.

Cuadro 1.9 Nomenclatura de piezómetros neumáticos

PIEZÓMETROS NEUMÁTICOS	
NOMENCLATURA	SIGNIFICADO DE LA NOMENCLATURA
13PN-1	Piezómetro Neumático 1,Grupo 13
13PN-2	Piezómetro Neumático 2,Grupo 13
13PNELD-1	Piezómetro Neumático 1,Grupo 13, ladera derecha
3PN-2	Piezómetro Neumático 2,Grupo 3
7PN-300	Piezómetro Neumático Elevación 300,Grupo 1
14PN-1	Piezómetro Neumático 1,Grupo 14
14PN-2	Piezómetro Neumático 2,Grupo 14
PN1-A6	Piezómetro Neumático 1,cerca del inclinómetro A6
PN2-A6	Piezómetro Neumático 2,cerca del inclinómetro A6
PN1-A9	Piezómetro Neumático 1,cerca del inclinómetro A9
PN2-A9	Piezómetro Neumático 2,cerca del inclinómetro A9
16PN-1	Piezómetro Neumático 1,Grupo 16
16PN-2	Piezómetro Neumático 2,Grupo 16
18PN-1	Piezómetro Neumático 1,Grupo 18
18PN-2	Piezómetro Neumático 2,Grupo 18
PN1-AB	Piezómetro Neumático 1,cerca del inclinómetro AB
PN2-AB	Piezómetro Neumático 2,cerca del inclinómetro AB
PNELI-1	Piezómetro Neumático 1, Ladera Izquierda
PNELI-2	Piezómetro Neumático 2, Ladera Izquierda
1PN190-1	Piezómetro Neumático 1,Elevación 190,Grupo 1
1PN190-2	Piezómetro Neumático 2,Elevación 190,Grupo 1
3PN245-1	Piezómetro Neumático 1,Elevación 245,Grupo 3
3PN245-2	Piezómetro Neumático 2,Elevación 245,Grupo 3
PN1-A10	Piezómetro Neumático 1,cerca del inclinómetro A10
PN2-A10	Piezómetro Neumático 2,cerca del inclinómetro A10
PNA5-1	Piezómetro Neumático 1,cerca del inclinómetro A5
PNELI-1	Piezómetro Neumático 1, Ladera Izquierda
PNELI-2	Piezómetro Neumático 2, Ladera Izquierda



Cuadro 1.10 Ubicación de los piezómetros neumáticos

PNU	PIEZÓMETROS NEUMÁTICOS			COORDENADAS		
	Ubicación	Fecha de instalación	Nomenclatura	Elev. Bulbo	X	Y
Inclinómetro I-A9	05-Mar-76	PN1-A9	101.970	915.030	1240.560	101.970
Inclinómetro I-A9	09-Mar-76	PN2-A9	121.920	915.030	1240.560	121.920
	11-Mar-76	PN1-A8	101.180	905.650	1125.600	101.180
Inclinómetro I-A8	15-Mar-76	PN2-A8	119.670	905.650	1125.600	119.670
Cimentación, cerca del A10	25-Oct-76	PN1-A10	100.950	910.922	1406.514	100.945
Cimentación, cerca del A10	01-Nov-76	PN2-A10	121.000	910.922	1406.514	120.995
En el fondo del cauce, cerca del A6	30-Ene-77	PN1-A6	140.380	897.620	951.700	140.380
En el fondo del cauce, cerca del A6	30-Ene-77	PN2-A6	149.400	897.620	951.700	149.400
En el fondo del cauce, cerca del AB	01-Feb-77	PN1-AB	145.390	884.180	1000.000	145.380
En el fondo del cauce, cerca del AB	01-Feb-77	PN2-AB	145.390	884.180	1000.000	151.890
Material impermeable, cerca de G1	06-May-77	1PN-1	189.920	879.230	1001.440	189.920
Material impermeable, cerca de G1	06-May-77	1PN-2	189.920	879.230	1001.440	189.820
Material impermeable, cerca de G3	02-Ene-78	3PN-1	246.000	889.940	1001.500	246.000
Material impermeable, cerca de G3	02-Ene-78	3PN-2	246.000	889.540	1001.500	245.490
Material impermeable, cerca de G3	02-May-78	3PN245-1	245.997	889.941	1001.500	245.997
Material impermeable, cerca de G3	02-May-78	3PN245-2	245.490	893.541	1001.500	245.491
	28-Feb-79	6PN	301.701	891.541	1002.750	301.701
Material impermeable, cerca de G7	28-Mar-79	7PN-300	301.700	891.541	1002.750	301.701
Material impermeable, cerca de G13	13-Nov-79	13PN-1	354.860	875.841	1004.500	354.860
Material impermeable, cerca de G13	13-Nov-79	13PN-2	354.750	878.241	1004.500	354.741
Material impermeable, cerca de G1	16-Nov-79	15PN-1	354.850	974.258	998.500	354.853
Material impermeable, cerca de G15	16-Nov-79	15PN2	354.850	971.858	998.500	354.845
Ladera Izquierda	17-Nov-79	PNLI-1	334.520	766.089	997.600	357.881
Ladera Izquierda	Nov-79	PNLI-2	334.980	856.489	997.600	357.936
Material impermeable, cerca de G13	25-Nov-79	13PNELD-1	355.070	880.241	1001.600	355.066



PNU	PIEZÓMETROS NEUMÁTICOS			COORDENADAS		
Ubicación	Fecha de instalación	Nomenclatura	Elev. Bulbo	X	Y	Z
Dique	08-Dic-79	PND-1	252.000	1085.691	987.023	351.997
Dique	08-Dic-79	PND-2	252.010	1085.100	987.127	352.011
Material impermeable, cerca de G14	10-Dic-79	14PN-1	356.690	791.230	1000.500	356.687
Material impermeable, cerca de G14	10-Dic-79	14PN-2	356.620	793.630	1000.500	356.620
Material impermeable, cerca de G16	18-Feb-80	16PN-1	373.540	882.341	1010.750	373.539
Material impermeable, cerca de G16	18-Feb-80	16PN-2	373.650	885.041	1010.750	373.652
Material impermeable, cerca de G18	15-Mar-80	18PN-1	374.780	725.577	1000.000	374.783
Material impermeable, cerca de G18	15-Mar-80	18PN-2	374.850	729.177	1000.000	374.853
Ladera Izquierda	13-Nov-79	PNELI-1	357.880			
Ladera Izquierda	13-Nov-79	PNELI-2	357.940			
Material impermeable, cerca de G1	05-Sep-77	1PN190-1	189.920	879.230	1001.440	189.918
Material impermeable, cerca de G1	05-Sep-77	1PN190-2	189.890	881.630	1001.340	189.894

En la presa Chicoasén se instalaron 808 instrumentos, de los cuales algunos ya han dejado de medirse por estar dentro del embalse, ya no se encuentran en buen estado y por que ya no se tienen las condiciones necesarias ni el acceso para realizar la medición, en el cuadro 1.11 se registra la segunda observación del día 22 de octubre de 2004 de los piezómetros neumáticos que todavía registran medición.



Cuadro 1.11 Formato de registro de observaciones de los piezómetros neumáticos

SUBGERENCIA DE COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ELECTROMECHANICA									
OFICINA DE INSTALACIÓN Y MEDICIONES									
C.H. ING. MANUEL MORENO TORRES "CHICOASEN" CHIS.									
OBSERVACIÓN DE PIEZÓMETROS NEUMÁTICOS									
OBSERVÓ: <u>O.G.M. Y I.S.G.</u>		OBSERVACIÓN: <u>02-2004</u>			CALCULÓ: <u>I.S.G.</u>		REVISÓ: <u>A.V.C.</u>		
ELEVACIÓN EMBALSE									
Fecha de medición	Nomenclatura	Elevación del piezómetro	Presión kg/cm ²		Dif. kg/cm ²	Elevación Embalse	Alcance del transductor	Clasificación de calibración	Sitio de medición
			Actual 19 oct. 04	Anterior 24 abril 04					
22 octubre 04	1 PN 190-1	190.00	9.194 ¹	0.114 ¹					Galería No.7
22 octubre 04	1 PN 190-2	190.00	9.096	0.676					Galería No.7
	3 PN 245-1	245.00							Galería No.7
	3 PN 245-2	245.00							Galería No.7
	7 PN 300	302.00							Galería No.6
	13 PN-1	355.00							Caseta elevación 352
	13 PN-2	355.00							Caseta elevación 352
22 octubre 04	14 PN-1	356.00	0.280	0.275	0.005				Galería No.1
22 octubre 04	14 PN-2	356.00	0.255	0.252	0.003				Galería No.1
	15 PN-1	355.00							Caseta elevación 352
	15 PN-2	355.00							Caseta elevación 352
	16 PN-1	373.00							Talud A/Abajo Letra "F"
	16 PN-2	373.00							Talud A/Abajo Letra "F"
22 octubre 04	18 PN-1	375.00	1.050	1.041	0.009				Galería No.1
22 octubre 04	18 PN-2	375.00	0.748 ²	0.743 ²	0.005				Galería No.1
	PND-1	352.00							Caseta Dique
	PND-2	352.00							Caseta Dique
22 octubre 04	PNELI-1	375.00	0.115	0.110	0.005				Galería No.1
22 octubre 04	PNELI-2	375.00	0.297 ²	0.292 ²	0.005				Galería No.1
	PNLI-1	352.00							Galería No.2
	PNLI-2	352.00							Galería No.2
	PN1 A6	149.00							Galería No.7
	PN2 A6	149.00							Galería No.7
	PN1 AB	151.00							Galería No.7
	PN2 AB	151.00							Galería No.7

¹ OBTURA MUY LENTO

² NO OBTURA, VA BAJANDO LENTAMENTE

2. FLUJO DE AGUA EN SUELOS

2.1 FLUJO ESTABLECIDO

El flujo establecido o permanente, es aquel en que las características hidráulicas en una determinada sección del conducto permanecen constantes para cualquier instante y no varían con el tiempo, de lo anterior se deduce que:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho, V, Q) = 0$$

Es decir, en cada punto del flujo las características principales del movimiento, la presión y la velocidad (p, v), permanecen inalteradas con el transcurso del tiempo, tal movimiento se denomina estable.

El flujo establecido se caracteriza por tener vectores velocidad en todos los puntos de la región de flujo como funciones independientes del tiempo; o sea, $v = \text{constante}$. Se puede citar como ejemplo de flujo establecido aquel que se presenta en un recipiente en el cual se mantiene constante el nivel de agua.

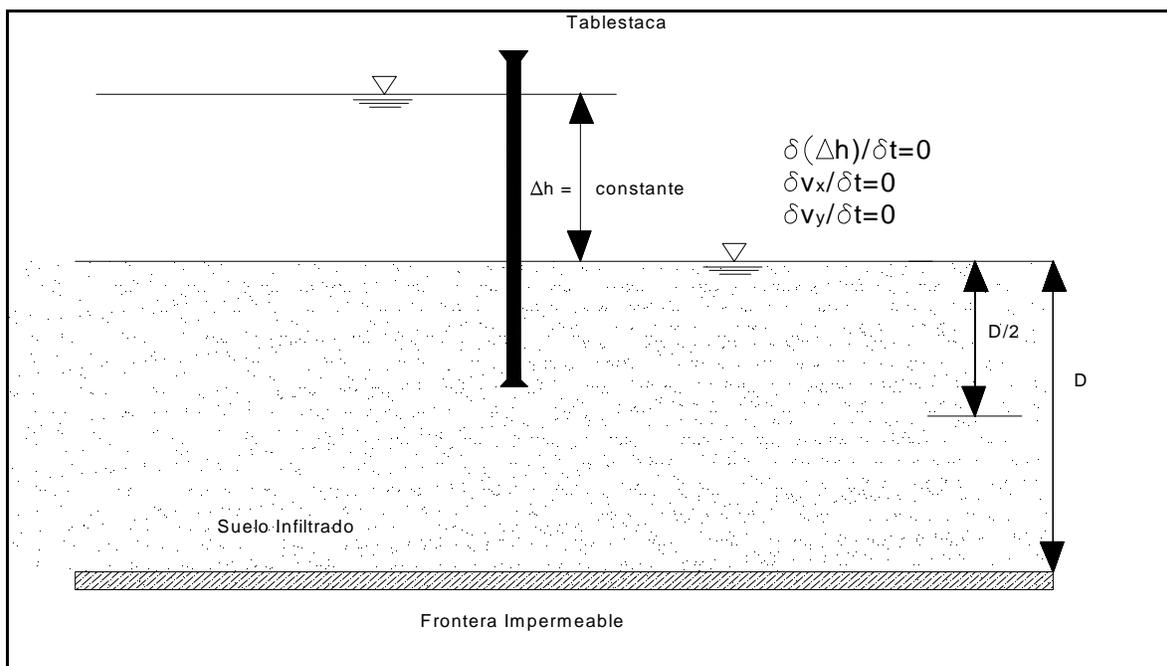


Figura 2.1 Flujo Establecido



2.2 RED DE FLUJO BIDIMENSIONAL

Una red de flujo es la representación gráfica del flujo a través del suelo y es de gran ayuda en gran número de problemas de ingeniería. De la red de flujo se podrá obtener información de la cantidad de infiltración o escurrimiento debajo de una presa, la presión ascendente causada por el agua en la base de una presa de concreto, así como la posibilidad de peligro de una acción movediza o de licuación en aquellos puntos donde el escurrimiento llega a la superficie del terreno. El análisis de filtraciones en redes de flujo contribuye al adecuado diseño y construcción de varios tipos de estructuras.

El flujo del agua a través de un suelo saturado se puede representar por líneas de flujo, que son los caminos que toman las partículas de agua en movimiento. El agua tiende a seguir el camino más corto entre un punto y otro, pero al mismo tiempo los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves.

Las líneas de flujo son por lo tanto, líneas curvas que tienen algún paralelismo. Las diferentes cantidades de energía o carga se pueden representar por líneas equipotenciales, que son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual carga.

Las líneas equipotenciales son como curvas de nivel de igual energía, las líneas de flujo las cortan en ángulo recto, ya que el agua se mueve de los niveles de mayor energía a los de menor siguiendo los caminos de gradientes de máxima energía; de la misma manera que el agua corre hacia abajo de la ladera de una colina, de los niveles superiores a los inferiores siguiendo la línea de máxima pendiente.

Las líneas de flujo y equipotenciales forman la red de flujo y es un instrumento poderoso para la solución de los problemas de filtración de agua.

Para la construcción de redes de flujo se deben tomar en consideración los siguientes pasos:

- Dibujar la sección transversal de estudio y comenzar a construir la red de flujo.
- Ser práctico en el número de líneas dibujadas, no dibujar muchas líneas, pero no usar tan pocas que las características básicas se pierdan. Las partes de una red de flujo pueden ser subdivididas a cualquier grado que sea requerido para tener más detalle.

- Las líneas de flujo deberán cruzarse con las equipotenciales en ángulos rectos, para obtener los cuadrados singulares.
- Seleccionar una buena escala para no perder tiempo cuando se borra y hacer el reajuste de las líneas.
- Se deben examinar las condiciones límite que se tengan. En cada red de flujo algunas líneas de flujo y algunas equipotenciales son establecidas por las condiciones límites antes de comenzar la red de flujo.
- En redes de flujo para secciones compuestas (algunas tienen más que una permeabilidad), es necesario determinar la posición de la línea superior de corriente (para el flujo a través de presas de tierra, las soluciones matemáticas aproximadas sugieren que la gran parte de la longitud de la línea superior de corriente tiene forma de parábola) y la sección debe ser transformada antes de trazar la red de flujo, se debe de buscar la parte dominante, si es permeable o impermeable ya que algunas partes tienen mayor influencia sobre el modelo de flujo.
- No preocuparse de ajustar los detalles antes de que el conjunto de la red no esté aproximadamente correcto.

Las reglas deben de seguirse, de lo contrario se cometen errores como el que se muestra en la figura 2.2 y 2.3 en donde aparecen líneas equipotenciales mal hechas aguas arriba y aguas abajo de la estructura y las líneas de flujo desaparecen.

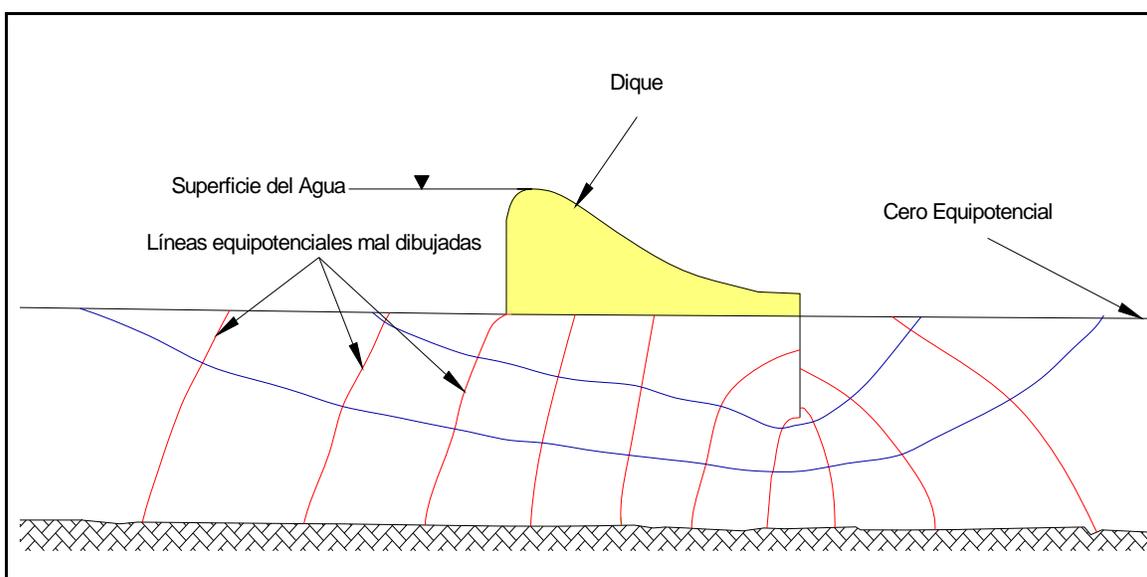


Figura 2.2 Líneas equipotenciales mal dibujadas

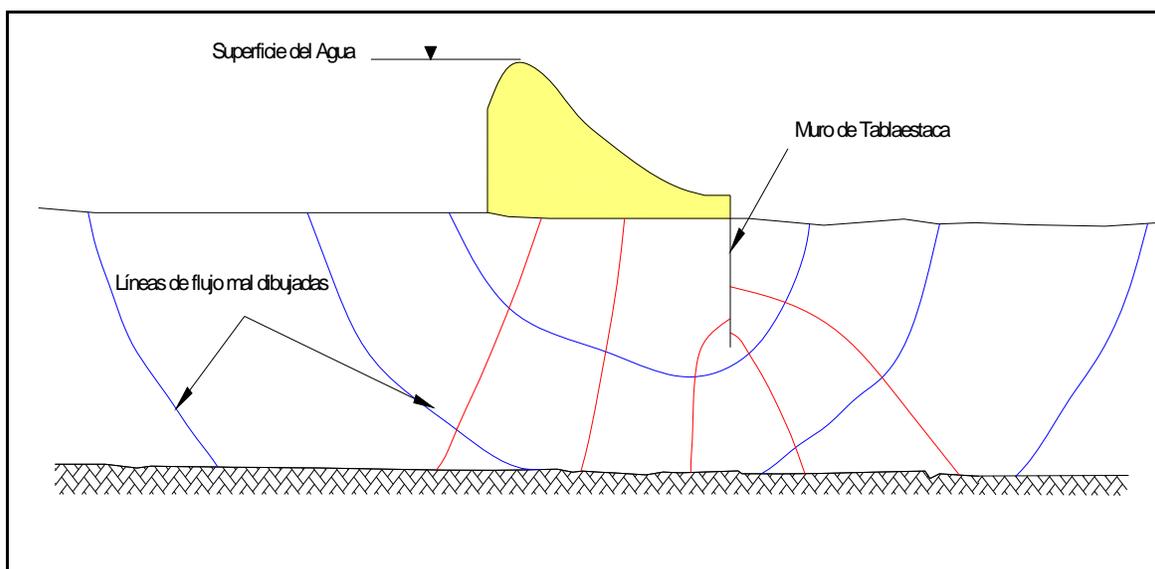


Figura 2.3 Líneas de flujo mal dibujadas

Las redes de flujo pueden ser de varios tipos, dependiendo de la configuración y del número de zonas de sólido o roca a través de donde la filtración este teniendo lugar.

Una primera subdivisión puede hacerse dependiendo de las siguientes condiciones:

1. El flujo está confinado dentro de los límites conocidos de saturación y la línea de nivel freático es por tanto conocida.
2. El flujo es no confinado y la línea de saturación (línea de nivel freático) no es conocida.

Una segunda subdivisión puede ser hecha si: a) la sección transversal puede ser dibujada como una zona o unidad única de una sola permeabilidad o b) la sección transversal contenga dos o más zonas o unidades de diferentes permeabilidades.

Este criterio da cuatro posibles combinaciones de condiciones de flujo:

- 1a. Flujo confinado solamente en secciones permeables.
- 1b. Flujo confinado en secciones compuestas (estas tienen dos o más permeabilidades).
- 2a. Flujo no confinado solamente en secciones permeables.
- 2b. Flujo no confinado en secciones compuestas.



Algunos de estos tipos pueden ser construidas para suelos isótropos o para suelos anisótropos. La regla para corregir condiciones anisótropas en una sola transformación es aplicando un factor de transformación en la sección.

2.3 RED DE FLUJO EN PRESAS

Cuando la línea de saturación es conocida, el proceso para obtener la red de flujo es más simple; cuando la línea freática no es conocida esta debe ser supuesta simultáneamente con el dibujo de la red de flujo.

Para las filtraciones a través de una presa de tierra homogénea, tenemos condiciones conocidas que se muestran en la figura 2.4, la línea AB es la cara de la presa y es la línea de máximo equipotencial, la línea AC es la base de la presa y es una línea de flujo.

La posición exacta de la línea saturación no es conocida, pero se espera que quede en alguna parte de la zona sombreada.

La condición general es que la superficie libre del agua sea conocida y se sabe que la red de flujo debe de componerse de cuadrados curvilíneos.

Antes de empezar a dibujar la red de flujo la carga total debe ser dividida en partes iguales Δh , y se dibujan ligeras líneas por la región en que se espera que la línea de saturación quede como se muestra en la figura 2.4.

Las condiciones que establecen la posición de la línea de saturación en esta figura son las siguientes:

1. La carga debe ser igual entre las partes colindantes y las líneas equipotenciales.
2. Las líneas equipotenciales deben cruzar la línea de saturación en la elevación correcta.
3. Para satisfacer los puntos 1 y 2, cada línea equipotencial debe cruzar la línea de saturación con la línea de carga apropiada. Estos pasos son la clave para satisfacer todas las redes de flujo que tienen la línea de saturación desconocida.

La red de flujo tiene que estar compuesta de cuadrados, los cuales no son verdaderos cuadrados, ya que esta rodeado de líneas curvas que satisfacen la relación ancho-largo constante, en la figura 2.5 se observa también que esta regla no se cumple y en la figura 2.6 se muestra la red de flujo terminada después de hacer las correcciones.

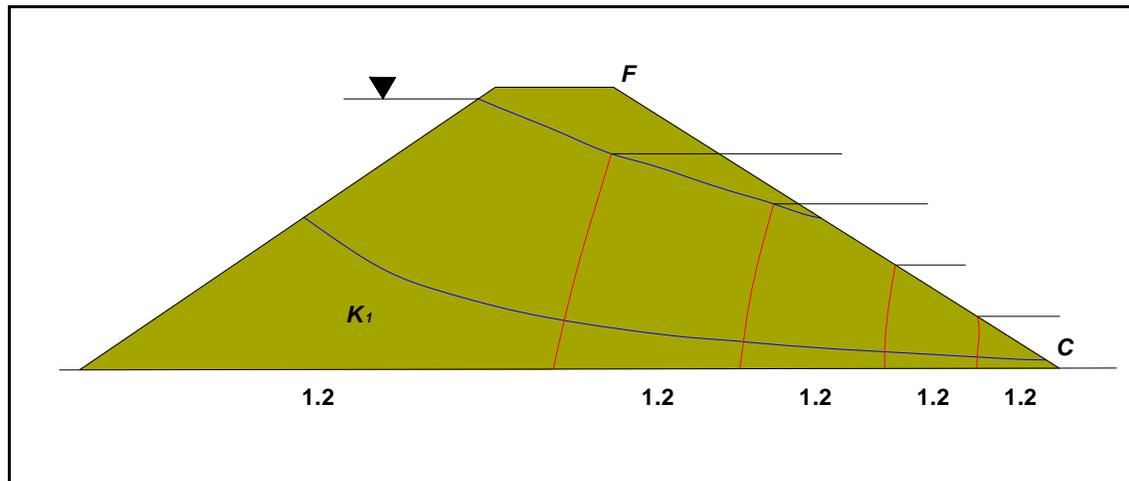


Figura 2.6 Red de flujo final.

Para hacer las correcciones necesarias a una red de flujo hay dos caminos:

1. Haciendo la inspección visual se nota que las figuras no son cuadradas y se cambia la dirección de las líneas, en la figura 2.5 las flechas muestran un ajuste inicial. Si esta modificación es correctamente aplicada, el dibujo de la red de flujo puede ser más exacto hasta que la red de flujo sea compuesta de cuadrados y tenga el mismo número de canales de flujo como en la figura 2.6.
2. Si no se está seguro de mejorar la red de flujo sólo por inspección, entonces se usa el segundo método.
3. Se usa una escala y se mide el largo y ancho de los cuadrados, se calcula el número de canales de flujo entre dos pares de equipotenciales. Para que la red de flujo esté balanceada el número total de canales de flujo debe ser el mismo como se muestra en la figura 2.6.

Como se observa en la figura 2.6 la línea de saturación quedó por arriba de la supuesta en la figura 2.5, lo que forja a mover las líneas equipotenciales en la dirección correcta, después se examina nuevamente la red de flujo y si las figuras no son cuadrados y el número de canales de flujo no es similar en todas partes el procedimiento mostrado debe ser repetido hasta que se obtenga una red de flujo satisfactoria como en la figura 2.6.

Si la revisión de la red de flujo es hecha de forma apropiada la calidad esta garantizada, y así la línea de saturación será llevada a su correcta posición, en el desarrollo de este tipo de red de flujo resolvemos de forma simultánea lo relacionado a la red y a la línea de saturación.

Si la línea CF en la figura 2.6 fuera un límite entre dos zonas de diferentes permeabilidades k_1 o k_2 la forma de la red de flujo dependería de la relación k_1 a k_2 , si la segunda zona es considerada más permeable que la primera ($\frac{k_2}{k_1} = 1000$ o más), la influencia en la segunda zona en la red de flujo usualmente es ignorada.

SECCIONES COMPUESTAS CON LA LÍNEA DE SATURACIÓN NO CONOCIDA

En la figura 2.7 se muestra un tipo de sección transversal compuesta con la línea de saturación desconocida, esto es para una zona de tierra de la presa con un suelo de una permeabilidad ligeramente inferior en la parte de aguas arriba que en la parte aguas abajo.

Cuando el flujo de agua en una sección entra en el límite de un suelo de diferente permeabilidad, los cuadrados en el segundo suelo deben ser alargados o acortados para satisfacer la relación largo-ancho que satisfaga la ecuación (1).

$$\frac{c}{d} = \frac{k_2}{k_1} \quad (1)$$

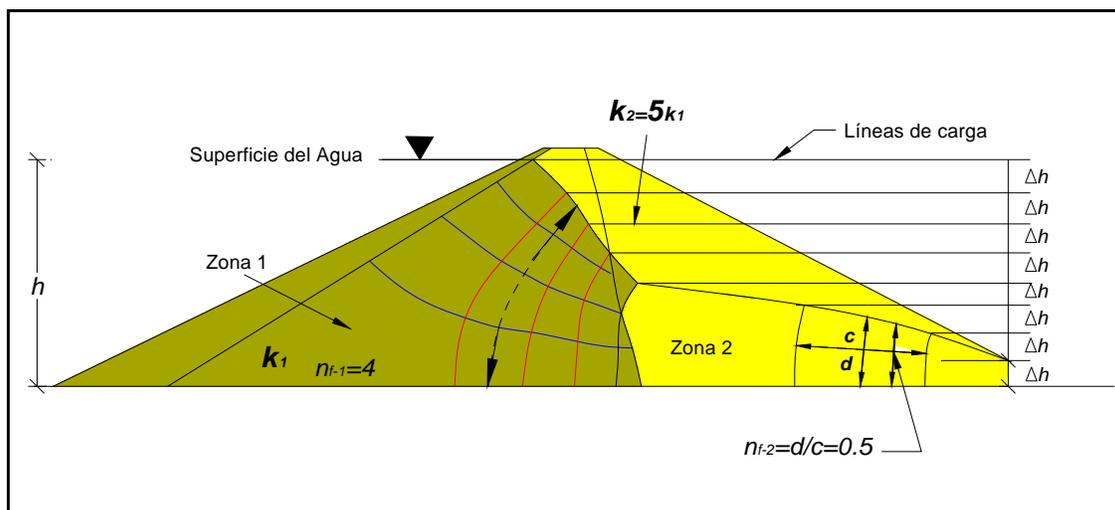


Figura 2.7 Dibujo de red de flujo incorrecta para secciones compuestas



En la ecuación (1) c es el largo y d el ancho, de los cuadrados en el segundo suelo: la permeabilidad del primer suelo es k_1 , la del segundo es k_2 .

En la figura 2.8 la sección que se tiene es un tipo 2b porque es para flujo no confinado en una sección compuesta.

Para dibujar la red de flujo para este tipo de sección se llevan a cabo los siguientes pasos:

1. Localizar el nivel del embalse y el nivel de aguas abajo, anotando la diferencia en carga h y dividiendo en un número de partes iguales o incrementos Δh . Dibujar una serie de líneas horizontales que son las líneas de carga en intervalos de Δh en la parte de la sección aguas abajo como se muestra en la figura 2.7.
2. Suponer la posición de la línea de saturación en ambas zonas y dibujar una red de flujo preliminar como se muestra en la figura 2.7, hacer los cuadrados en zona 1 y rectángulos en zona 2, hacer la relación de todos los rectángulos en zona 2 para que estén aproximadamente iguales y así modificar la línea de saturación. Cuando se realiza este paso el dibujo de la red de flujo muestra estar bien hecho. Se deben satisfacer los requerimientos de la forma básica de una red de flujo, pero la relación largo-ancho en la zona 2 podría no satisfacer la ecuación (1), aunque la red de flujo será dibujada para una sección compuesta, la relación de $\frac{k_2}{k_1}$ probablemente no es igual a la relación $\frac{k_2}{k_1}$ original asumida por la sección.
3. Calcular la relación de $\frac{k_2}{k_1}$ para el dibujo de la red de flujo simplemente construida. Hay que hacer esta importante revisión procediendo como sigue:
 - a. Contar el número de canales de flujo llenos entre cualquiera de las líneas equipotenciales colindantes en zona 1 y marcar este número n_{f-1} .
Donde $n_{f1} = \text{numero de canales de flujo}$.

- b. Contar el número de canales de flujo llenos entre cualquiera de las líneas equipotenciales colindantes en zona 2 y marcar este número n_{f-2} . El $n_{f-2} = \text{relación} \frac{d}{c}$.
- c. El actual valor de $\frac{k_2}{k_1}$ para el dibujo de la red de flujo puede ser determinada con la ecuación : $k_2 = k_1 \frac{n_{f-1}}{n_{f-2}}$ o $\frac{k_2}{k_1} = \frac{n_{f-1}}{n_{f-2}}$ (2)
- d. Si la relación calculada es alta, la línea de saturación en zona 2 esta baja y debe elevarse. Si la razón calculada $\frac{k_2}{k_1}$ es baja, la línea de saturación en zona 2 esta elevada y debe ser disminuida. Se debe aumentar o disminuir el nivel general de la línea de saturación en zona 2 como es indicado y construir otro dibujo de red de flujo.
- e. Repetir pasos (a) a través de (d) hasta que la red de flujo obtenida tenga la exactitud deseada, como se muestra en la figura 2.8.

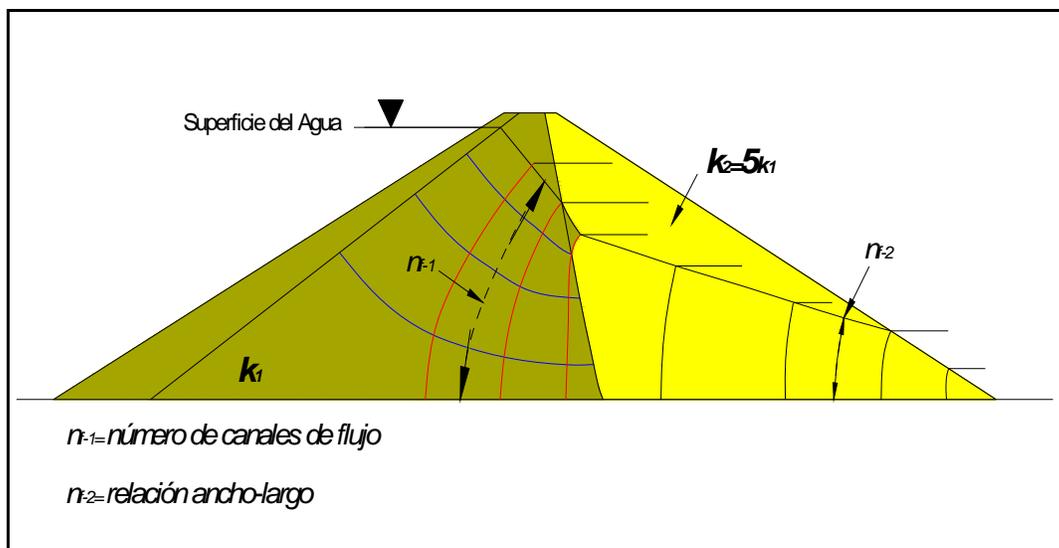


Figura 2.8 Red de flujo para secciones compuestas correctamente dibujada

La ecuación 2 se puede volver a calcular para la cantidad de filtraciones en zona 1 y 2 usando la siguiente ecuación:

$$q = kh \frac{n_f}{n_d} \quad (3), \text{ en zona 1, } q = k_1 h \left(\frac{n_{f-1}}{n_d} \right) \text{ y en zona 2 } q = k_2 h \left(\frac{n_{f-2}}{n_d} \right).$$

Para dar una carga h ,

$$q \approx k_1 \left(\frac{n_{f-1}}{n_d} \right) \approx k_2 \left(\frac{n_{f-2}}{n_d} \right) \text{ y } \frac{q}{n_d} \approx k_1 n_{f-1} \approx k_2 n_{f-2} .$$

La ecuación 2 se puede utilizar para determinar la relación de permeabilidades $\frac{k_2}{k_1}, \frac{k_3}{k_2}$, y así sucesivamente, para cualquier red de flujo compuesta.

2.4 SECCIÓN TRANSFORMADA

En la figura 2.9 se muestra una presa de tierra (o dique) con un cimiento de baja permeabilidad en relación con el terraplén.

Cuando la filtración se da a través de dos zonas distintas pero más o menos similares como en la figura 2.9, donde domina el modelo de flujo de filtración a través de la zona.

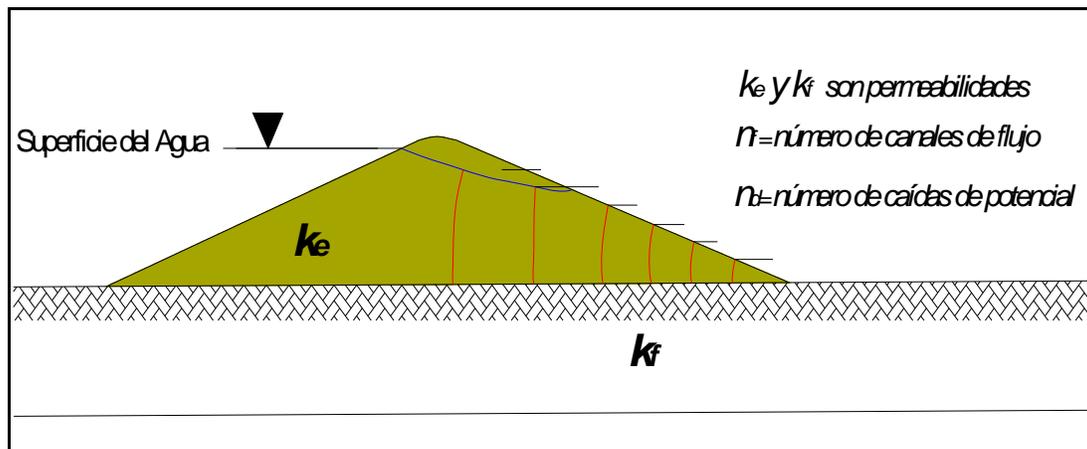


Figura 2.9 Red de flujo para una presa de baja permeabilidad.

En la figura 2.10 las líneas equipotenciales se extienden hacia abajo en la parte más permeable y por ensayo y error la red de flujo es desarrollada y equilibrada como en la figura 2.11, en la red de flujo de la figura 2.11 un canal de flujo en la cimentación nos muestra como se marcan las líneas por que estas no rodean los canales de flujo llenos.

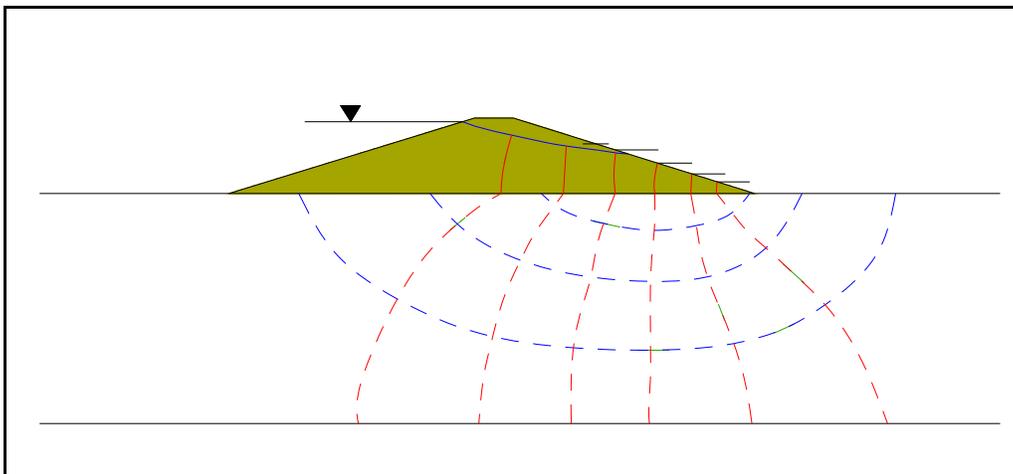


Figura 2.10 Extensión de las líneas equipotenciales.

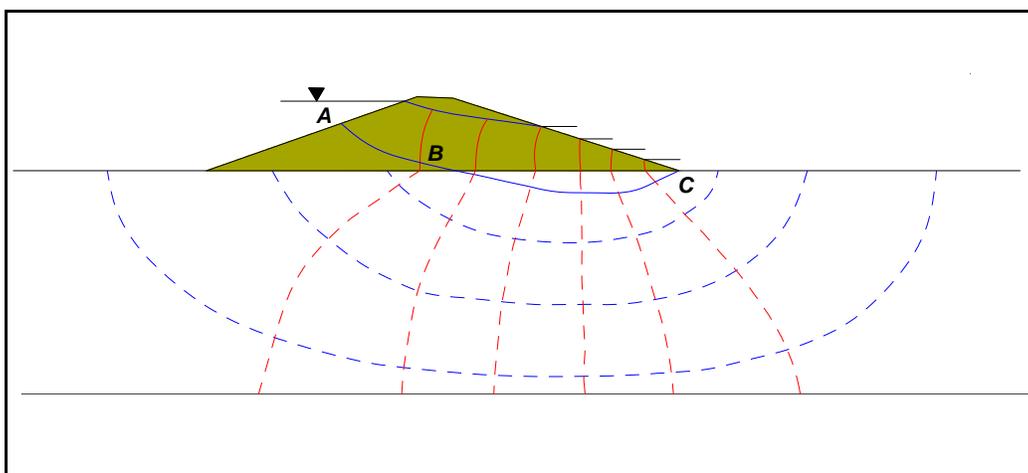


Figura 2.11 Ajuste de líneas equipotenciales y de flujo para el balance de la red dibujada

En la construcción de una red de flujo para una sección de este tipo, es útil pensar en las condiciones para conducir el agua en suelos de diferentes permeabilidades. Así que si la cimentación tiene una permeabilidad inferior que el terraplén, se necesita un gran espesor de suelo de baja permeabilidad para conducir mucha cantidad de agua. Por que más del flujo esta a través del terraplén, la posición de las líneas equipotenciales esta influenciada ligeramente por el flujo a través de la cimentación.

Como se mencionó anteriormente, la red de flujo es una herramienta muy poderosa para obtener la cantidad de infiltración o escurrimiento así como otros parámetros y es un sistema de cuadrados o rectángulos formados por la intersección de líneas de flujo y líneas equipotenciales y en un suelo anisótropo, la sección de suelo debe transformarse antes de trazar la red de flujo, y siguiendo todos los métodos anteriores se llegará a un adecuado dibujo de la red de flujo.

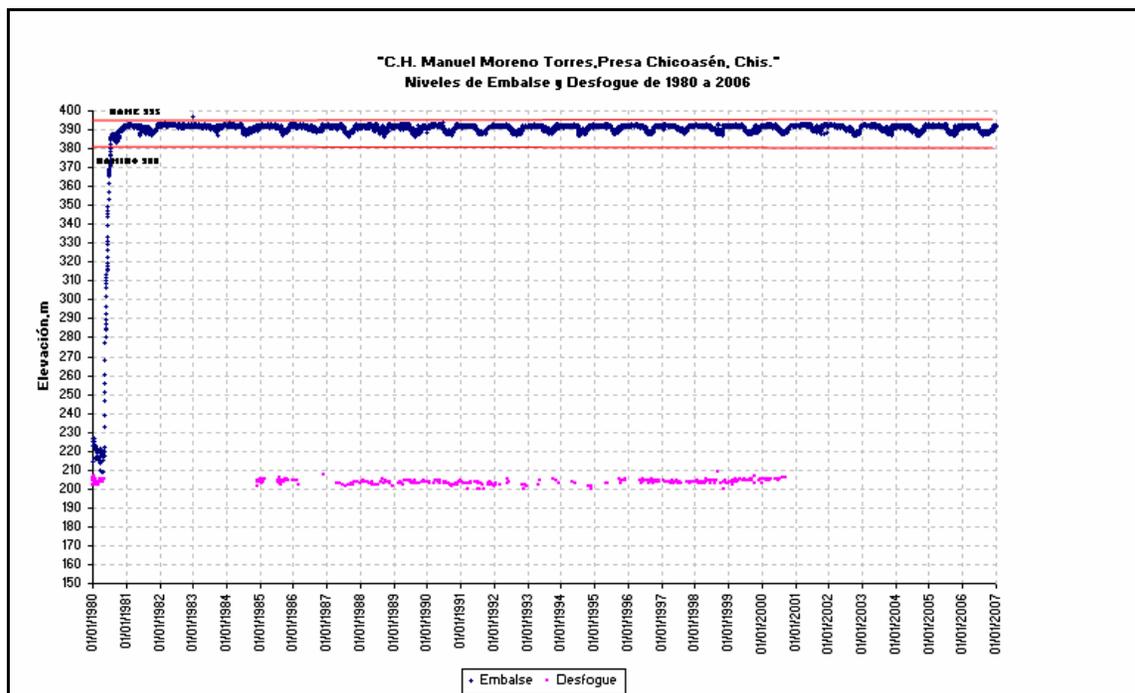


3. CÁLCULO DE LA RED DE FLUJO TRIDIMENSIONAL

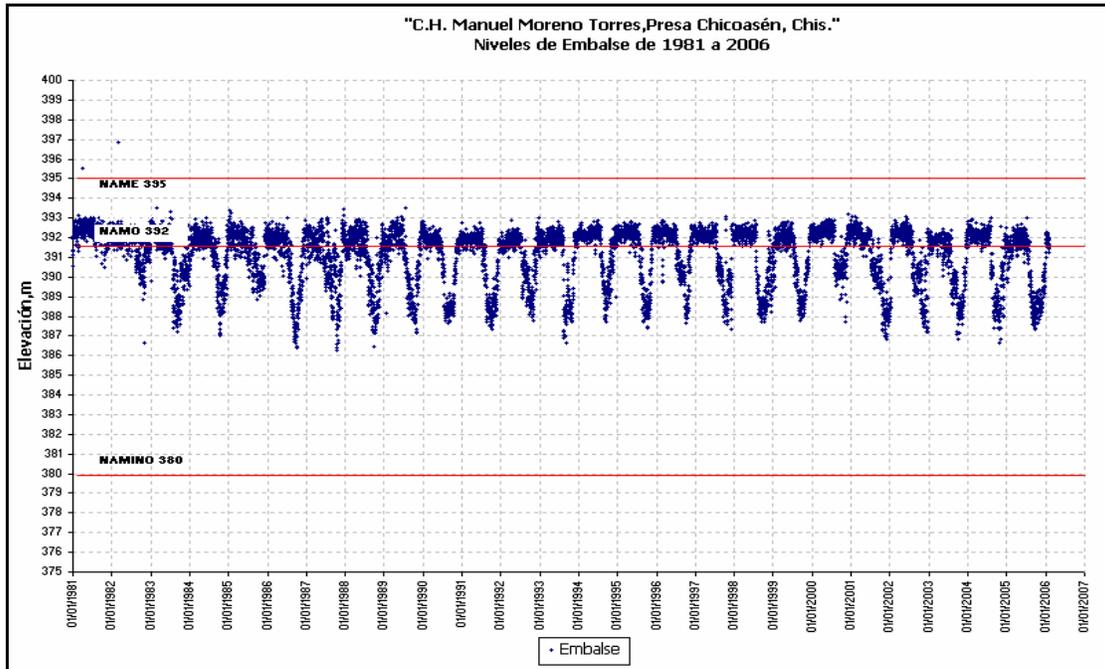
3.1 NIVELES DEL EMBALSE Y PRECIPITACIÓN

El llenado del embalse de la presa Chicoasén inició en mayo de 1980 y se completó en tan sólo 79 días (mayo a julio de 1980). El NAME se definió a la elevación 395, el NAMO a la 392 y el NAMINO a la 380 msnm. Se cuenta con los registros diarios de la elevación del embalse entre 1980 y 2007, el máximo nivel alcanzado es de 396.88 m el día 1º de febrero de 1983, y el desfogue presento su máximo el día 10 de septiembre de 1998 a una elevación de 208.8 m. Los niveles de embalse fluctúan entre las elevaciones 386.25 y 393.0 m por arriba de la elevación del NAMO, y presenta variaciones asociadas a las políticas de operación.

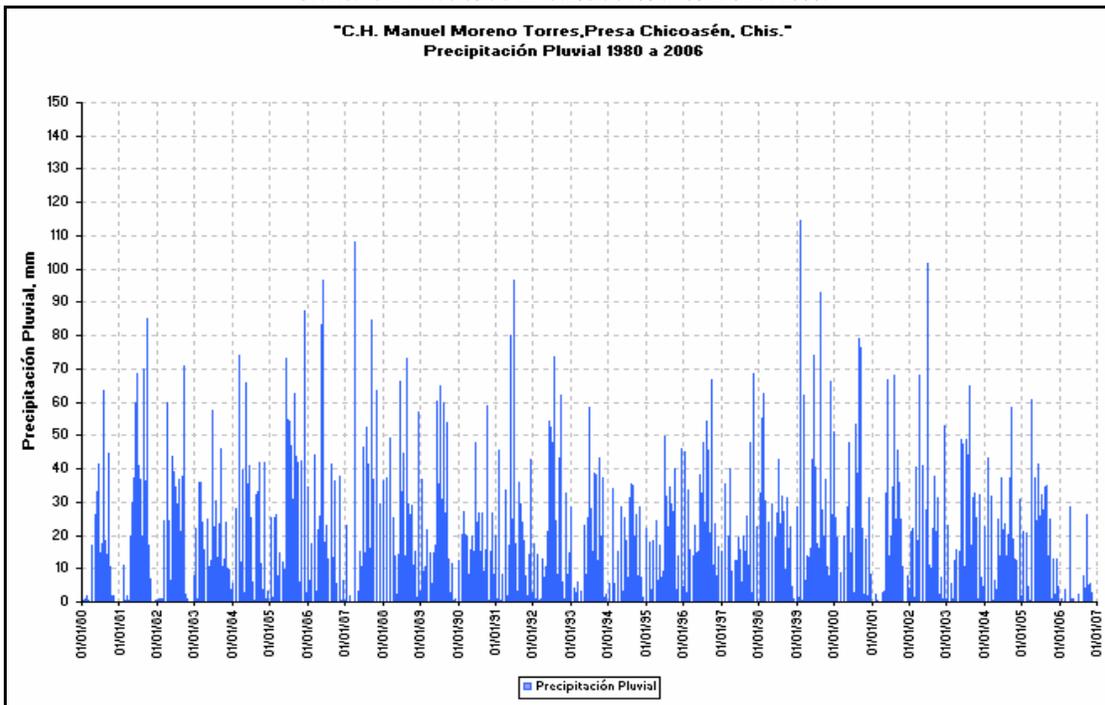
El clima donde se localiza la presa es cálido húmedo con lluvias intensas en verano, y con precipitación media anual de 1,050 mm. La máxima precipitación se registró el 2 de agosto de 1999 con 114.6 mm y la máxima anual en 1981 con 1,465.65 mm.



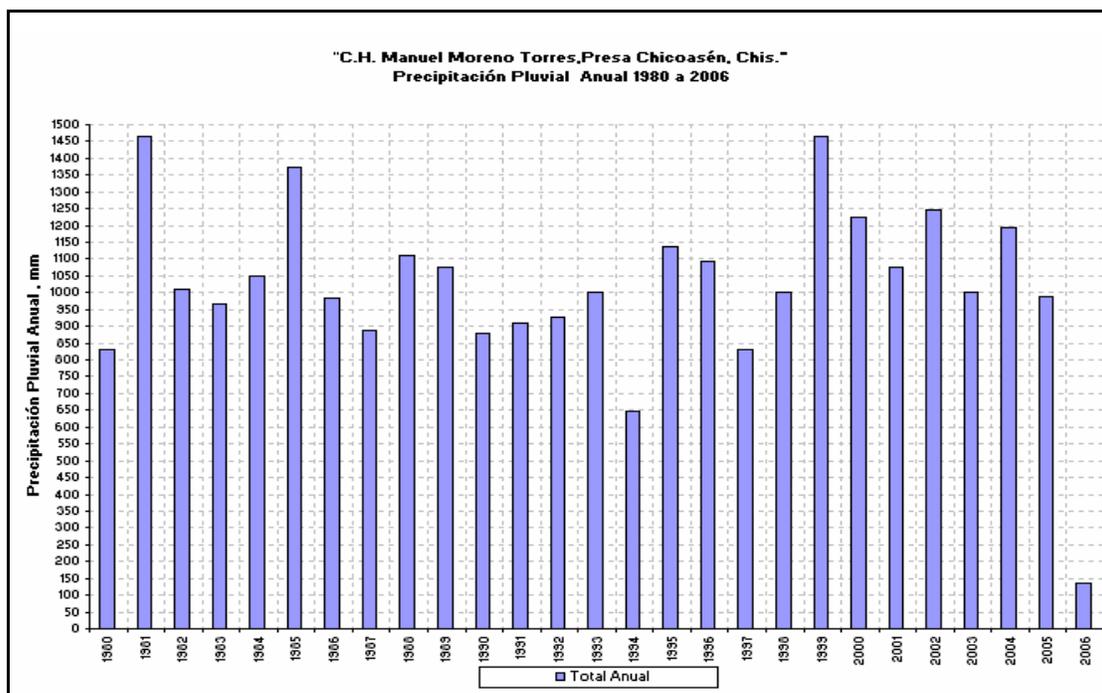
Gráfica 3.1 Niveles de Embalse y Desfogue de los años 1980 al 2006



Gráfica 3.2 Niveles de Embalse de los años 1981 al 2006.



Gráfica 3.3 Precipitación mensual



Gráfica 3.4 Precipitación anual

Para obtener la red de flujo se consideraron los niveles de embalse a las elevaciones 391.48 y 392.50 m, que se presentaron el 29 de abril de 2004 y 17 de diciembre de 1981, respectivamente.

3.2 NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN LA CORTINA

El máximo nivel alcanzado para el piezómetro neumático PnAB-1 fue de 228.38 m, y para el PnAB-2 de 199.89 m, el piezómetro PnAB-1 registra su última medición el 21 de diciembre de 1979 mientras que el piezómetro PnAB-2 fue hasta el 6 de marzo de 1980.

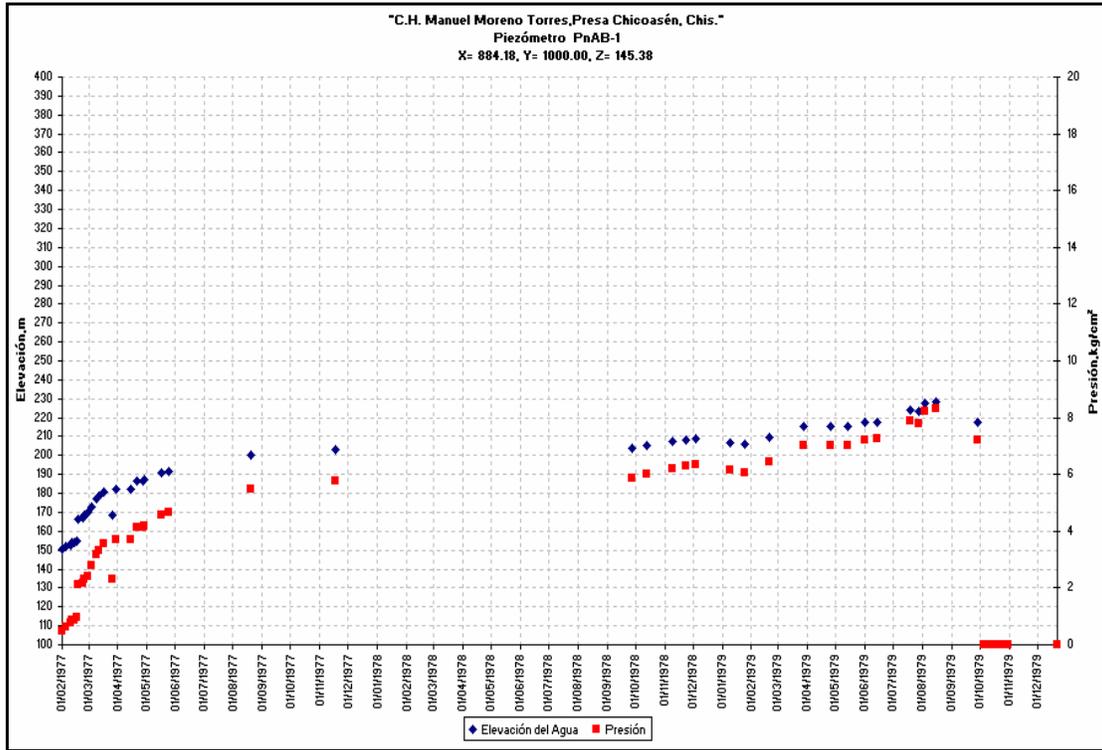
Las mediciones de los piezómetros neumáticos Pn1-A6 y Pn2-A6, instalados en el fondo del cauce cerca del inclinómetro A6, se registraron hasta el día 19 de mayo del 2000. Al inicio del llenado del embalse la presión en el piezómetro Pn1-A6 aumento hasta llegar a 5.34 kg/cm², correspondiente a una elevación del agua de 193.75 m, con el llenado del embalse la elevación del agua en este piezómetro se mantuvo entre las elevaciones 140 y 141 m.

El piezómetro Pn2-A6 alcanzó una presión de 5.2 kg/cm² correspondiente a una elevación del agua de 201.40 m, el rango de las elevaciones que se midieron fue entre 149 y 150 m.

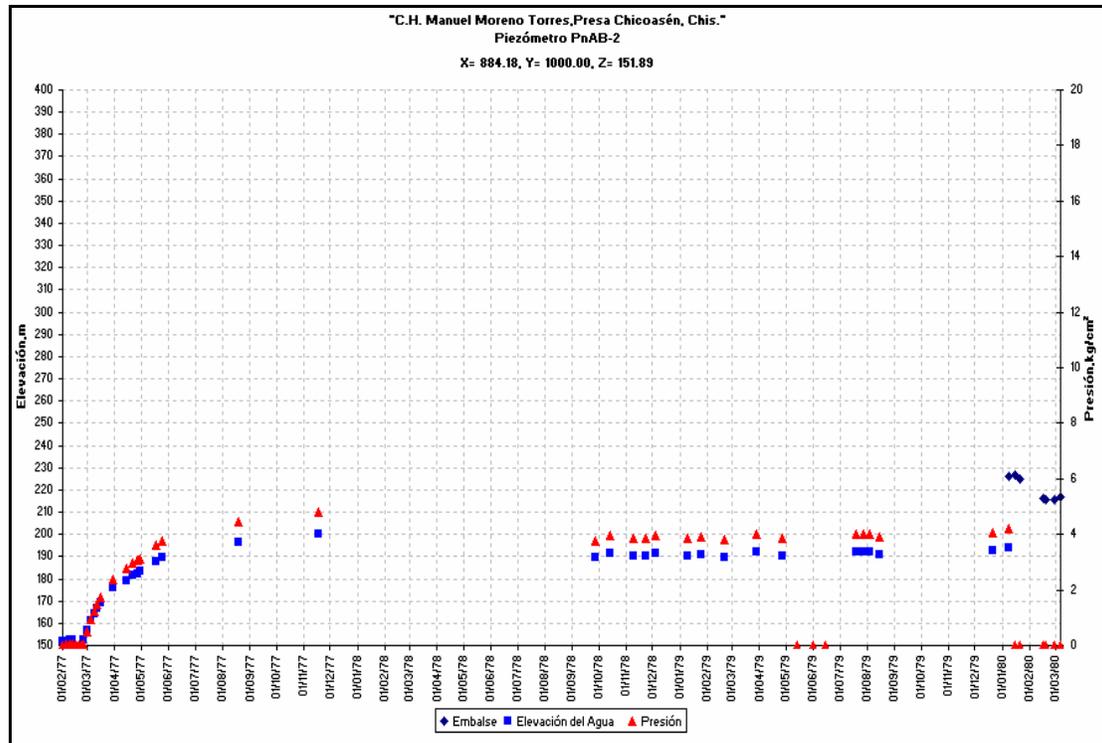


RED DE FLUJO TRIDIMENSIONAL DE LA PRESA CHICOASÉN

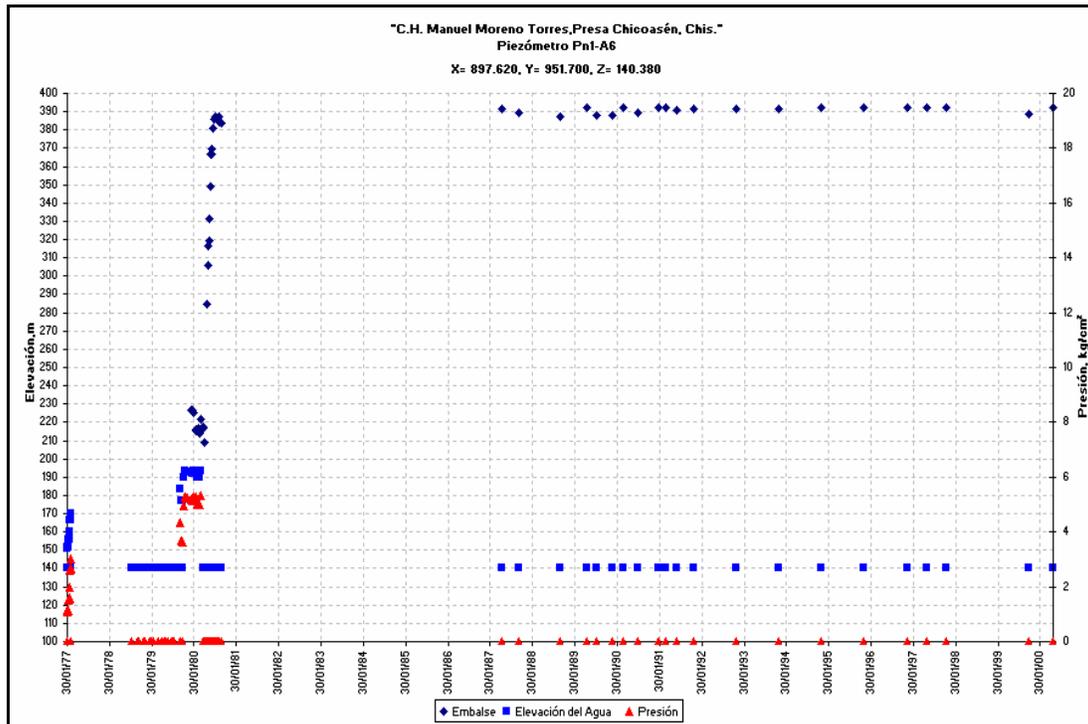
Capítulo 3. Cálculo de la red de flujo tridimensional



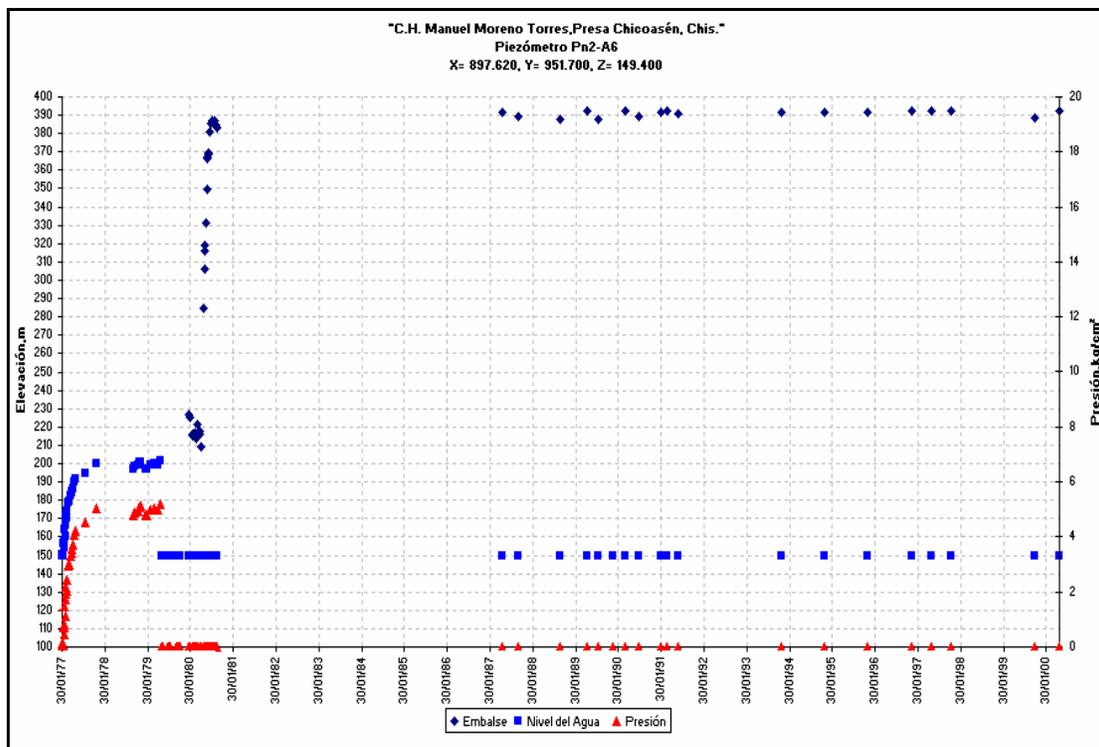
Gráfica .3.5 Nivel de agua en piezómetro neumático PnAB-1



Gráfica .3.6 Nivel de agua en piezómetro neumático PnAB-2



Gráfica 3.7 Nivel de agua en piezómetro neumático Pn1-A6



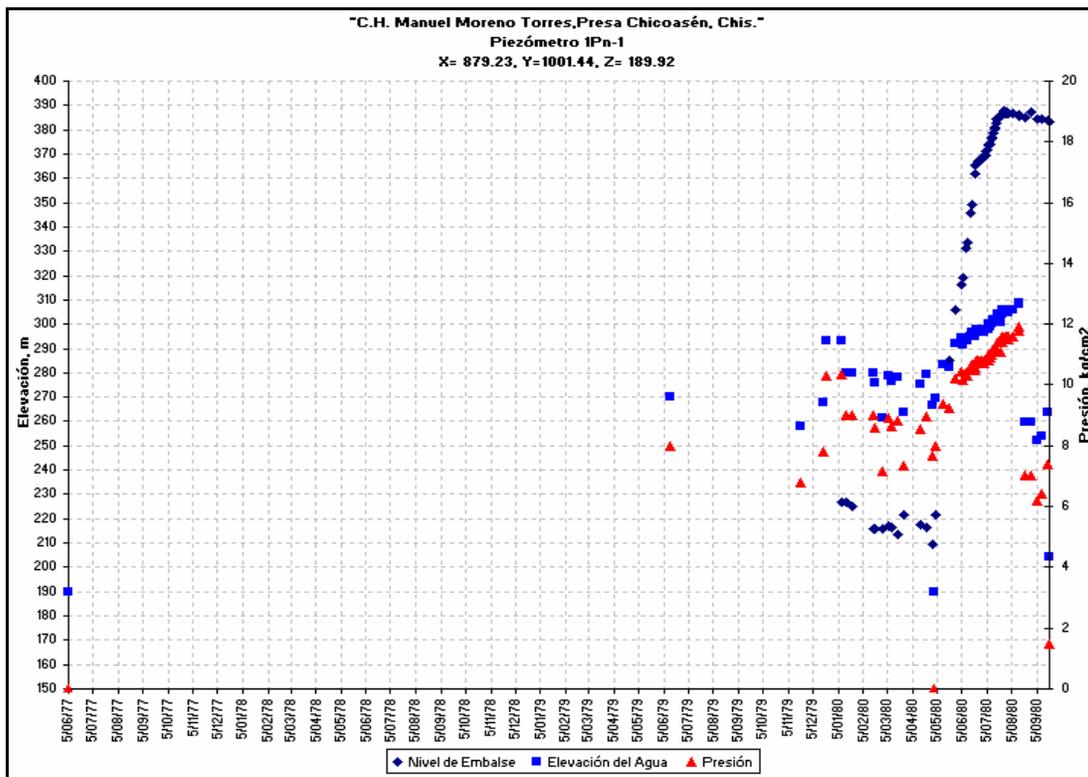
Gráfica 3.8 Nivel de agua en piezómetro neumático Pn2-A6



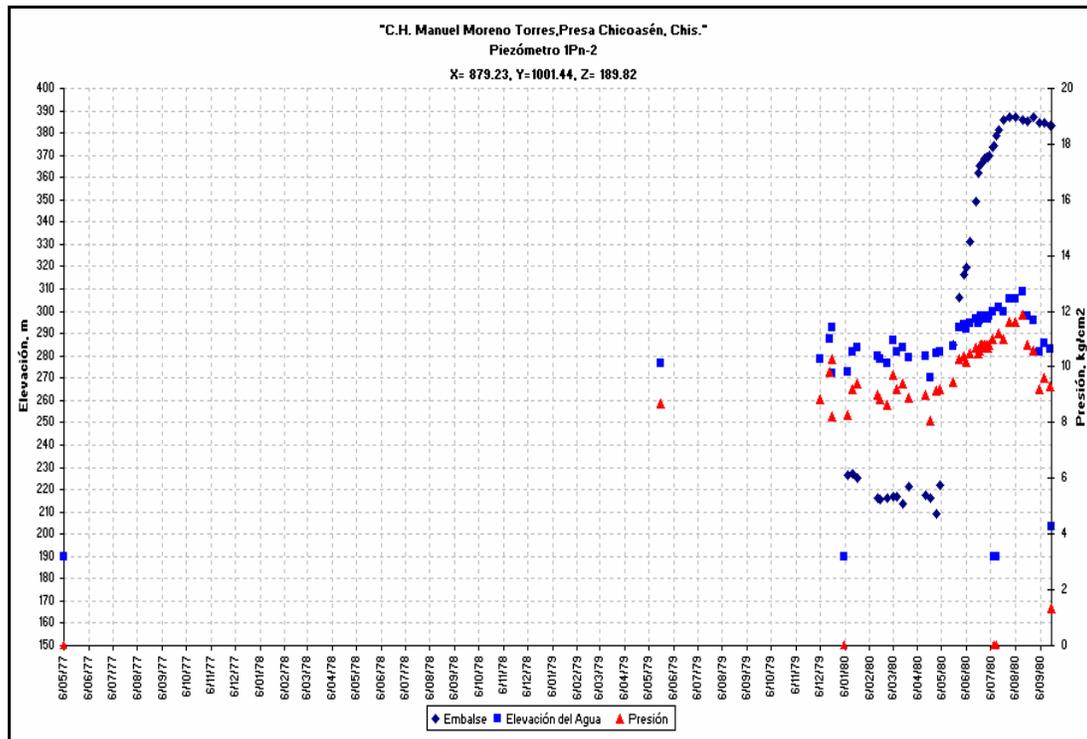
La última medición registrada para los piezómetros neumáticos 1Pn-2 fue el 19 de septiembre de 1980, con el llenado del embalse estos piezómetros comenzaron a incrementar su presión, los dos piezómetros registraron una presión de 11.90 kg/cm² para tener una elevación de 308.92 m en el piezómetro 1Pn-1 y de 308.82 m en el piezómetro 1Pn-2.

Los piezómetros neumáticos instalados en el material impermeable cerca del grupo 1 a la elevación 190 msnm tienen mediciones registradas hasta el 10 de diciembre de 2001, en los años de 1981 y 1982 el piezómetro 1Pn190-1 incremento su presión, la máxima que registró fue de 14 kg/cm² y una elevación de 329.92 m. El piezómetro neumático 1Pn190-2 registró una máxima presión de 12.40 kg/cm² con una elevación de 313.89 m.

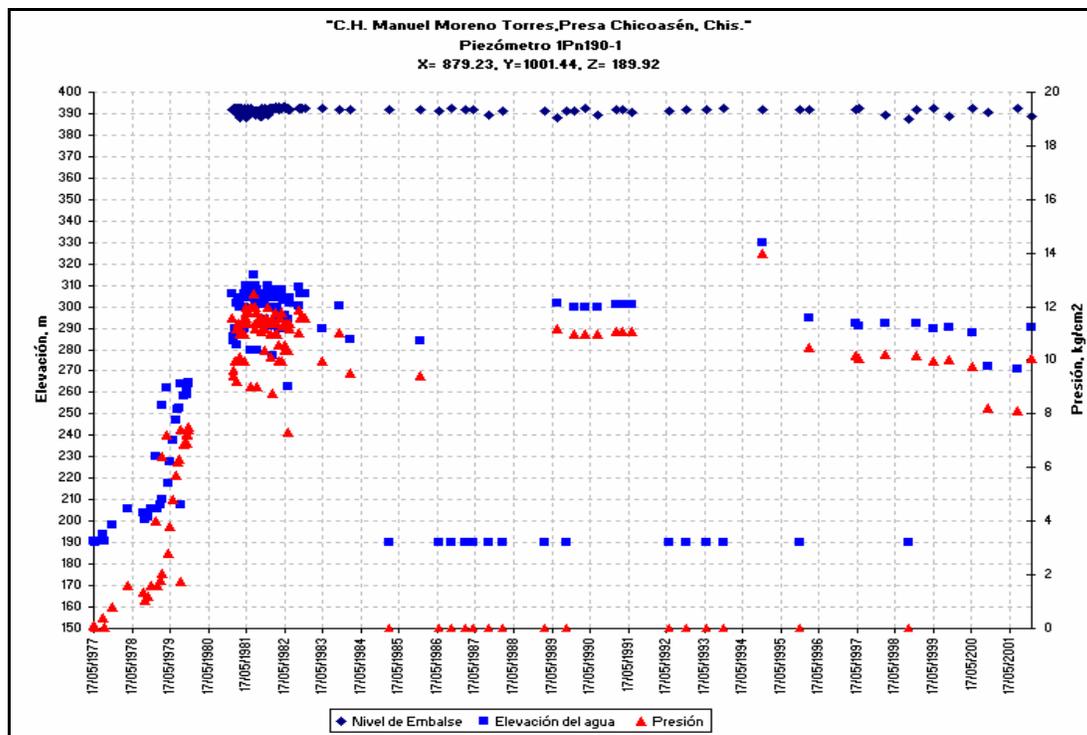
En ambos piezómetros ya se empezaban a incrementar sus presiones antes del llenado del embalse, entre ellos se tiene un comportamiento muy similar, con algunas variaciones en las últimas mediciones realizadas en los años de 1995 al 2001. Los valores de las presiones medidas son entre los 8 kg/cm² y los 10 kg/cm².



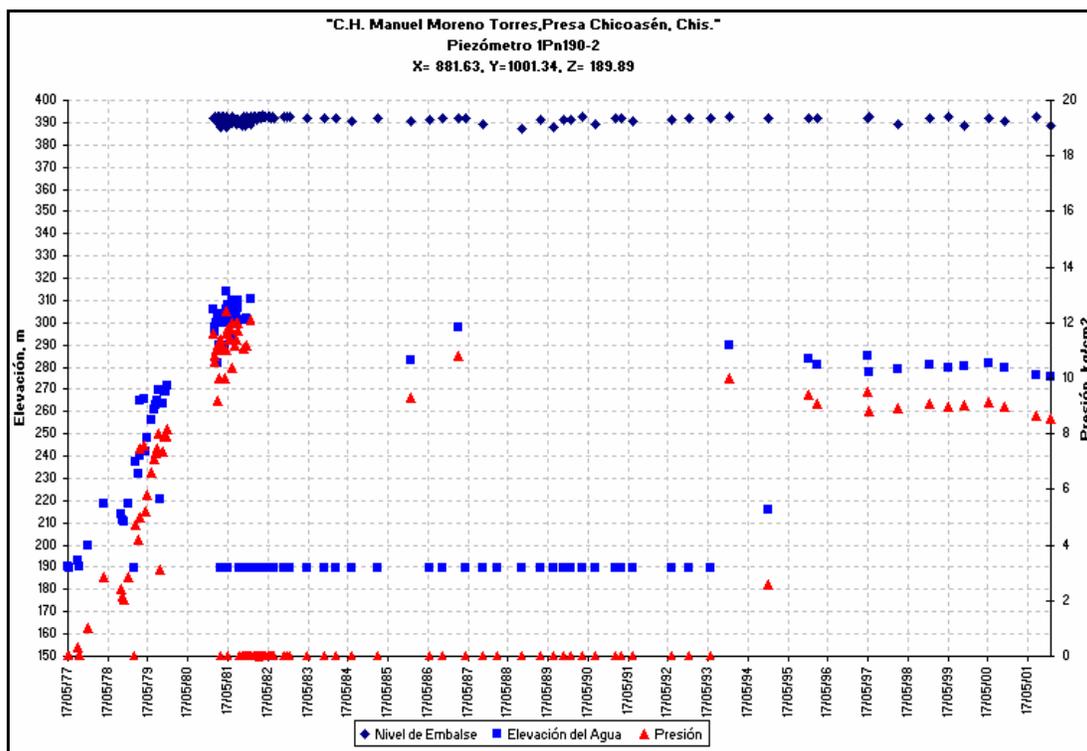
Gráfica 3.9 Nivel de agua en piezómetros neumáticos 1Pn-1



Gráfica 3.10 Nivel de agua en piezómetro neumático 1Pn-2



Gráfica 3.11 Nivel de agua en piezómetro neumático 1Pn190-1



Gráfica 3.12 Nivel de agua en piezómetro neumático 1Pn190-2

Los piezómetros neumáticos 3Pn-1 y 3Pn-2, instalados en el material impermeable cerca del grupo 3, tienen registrada su última medición del día 18 de septiembre de 1980, el piezómetro 3Pn-1 alcanzó una elevación de 262.16 m con una presión de 16.16 kg/cm² y el piezómetro 3Pn-2 registro una presión de 19 kg/cm² para una elevación de 264.49 m.

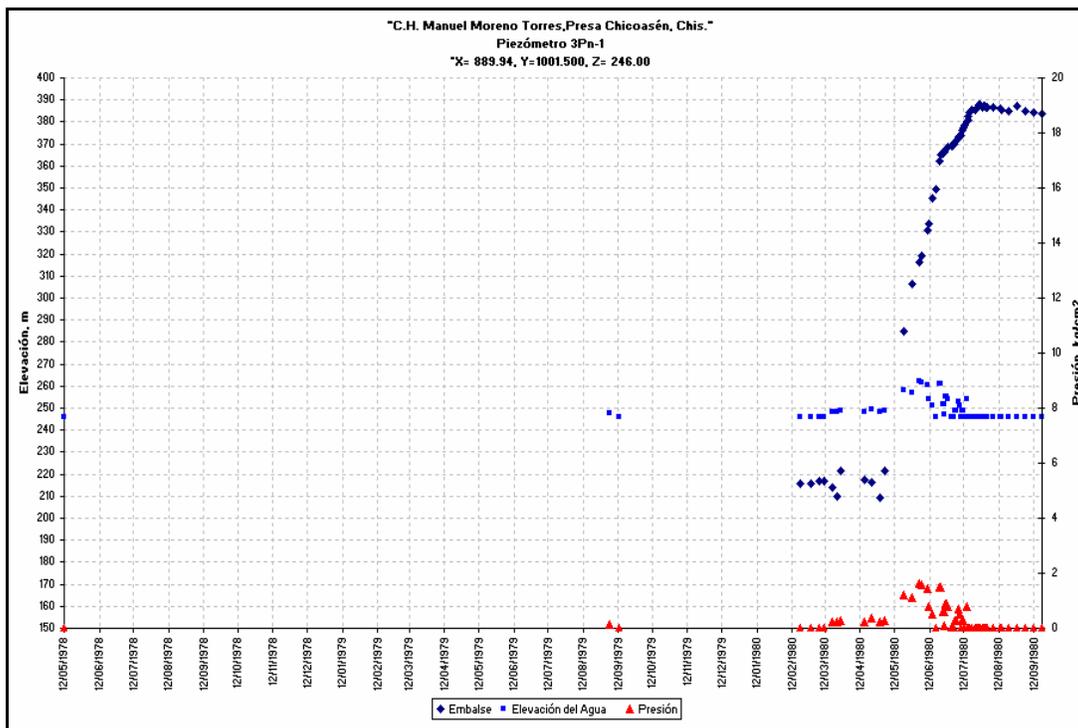
En los piezómetros neumáticos del grupo 3 a la elevación 245 msnm, la máxima presión alcanzada en el piezómetro 3Pn245-1 fue de 11 kg/cm² correspondiente a una elevación de 356 m, en el año 1982 este piezómetro dejó de registrar presión. En el piezómetro 3Pn245-2 se registra una presión de 0.10 kg/cm² para una elevación de 246.50 m, en las últimas mediciones realizadas en este piezómetro la presión registrada es cero.

En el grupo siete a la elevación 300 msnm se instaló únicamente el piezómetro neumático 7Pn-300; este piezómetro no presentó variaciones importantes con el llenado del embalse, la máxima elevación fue de 307.70 m con una presión registrada de 0.60 kg/cm², y se mantuvo entre las elevaciones 301 y 309 m.

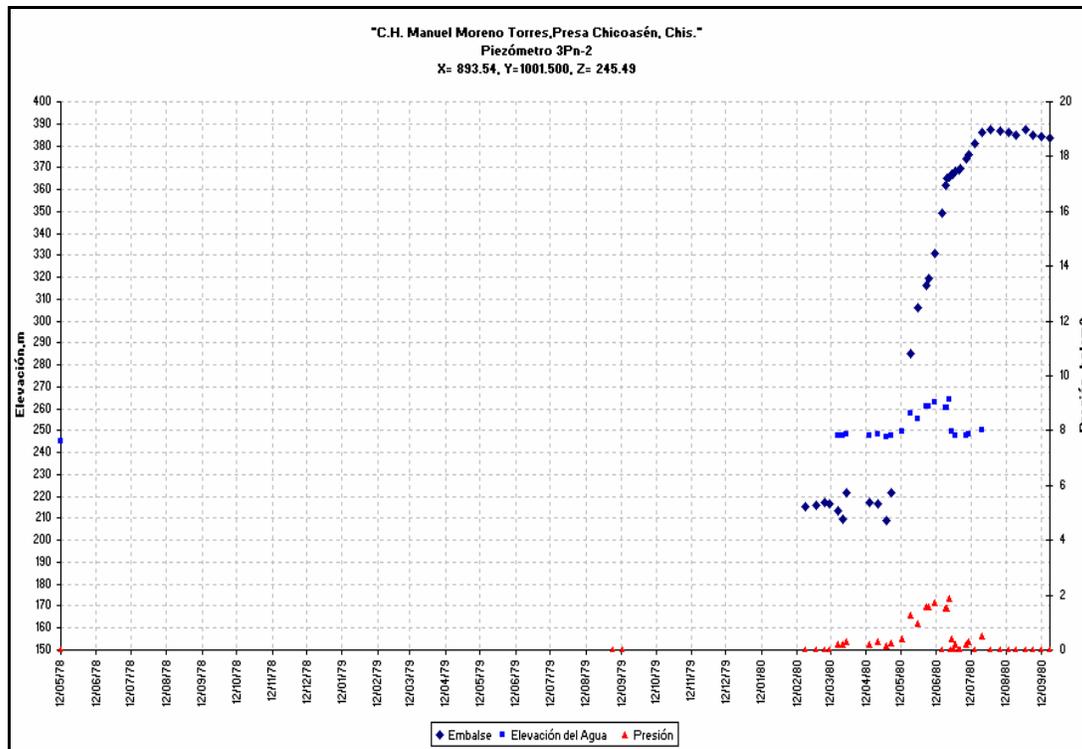


RED DE FLUJO TRIDIMENSIONAL DE LA PRESA CHICOASÉN

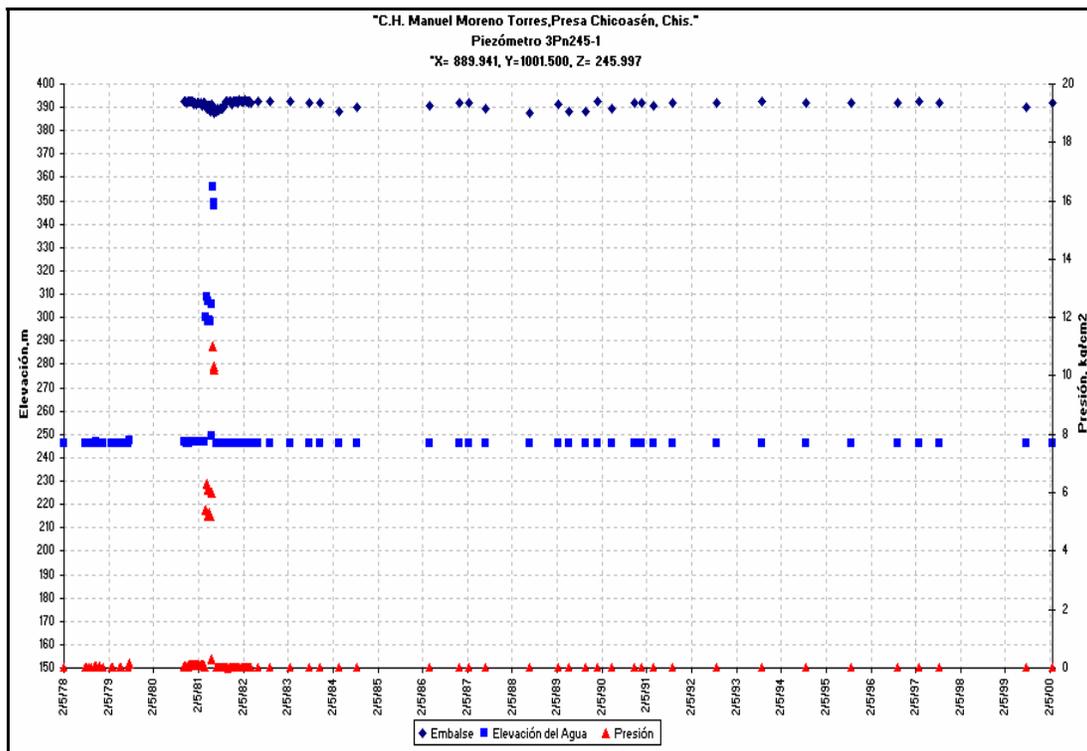
Capítulo 3. Cálculo de la red de flujo tridimensional



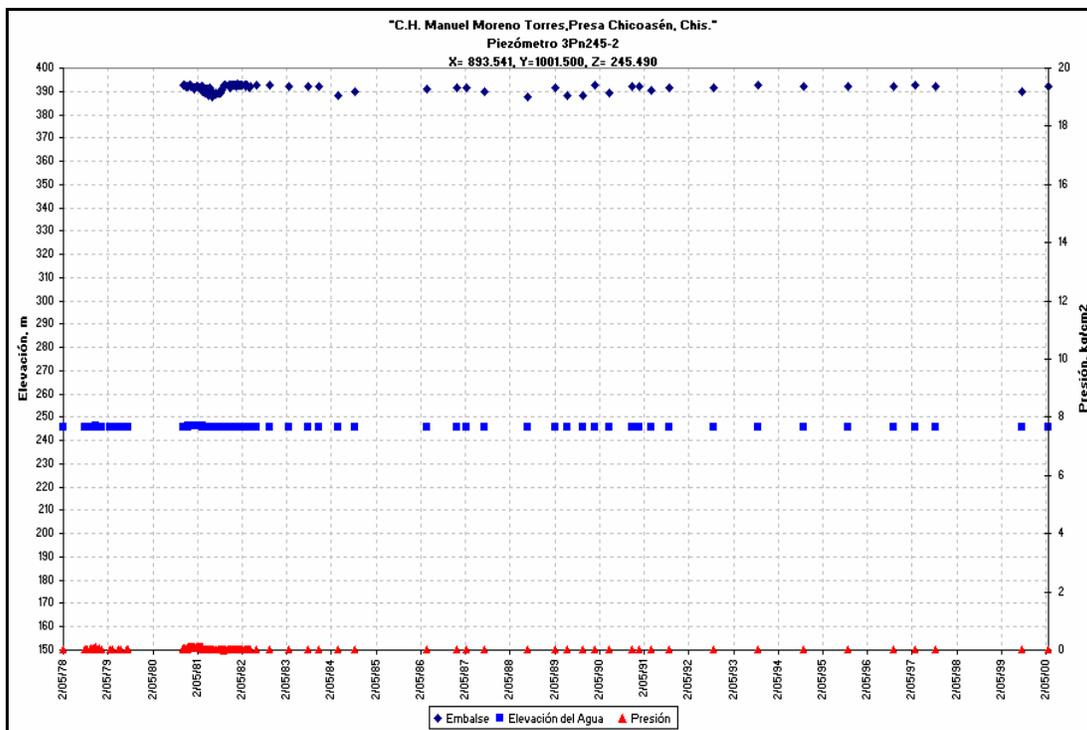
Gráfica 3.13 Nivel de agua en piezómetro neumático 3Pn-1



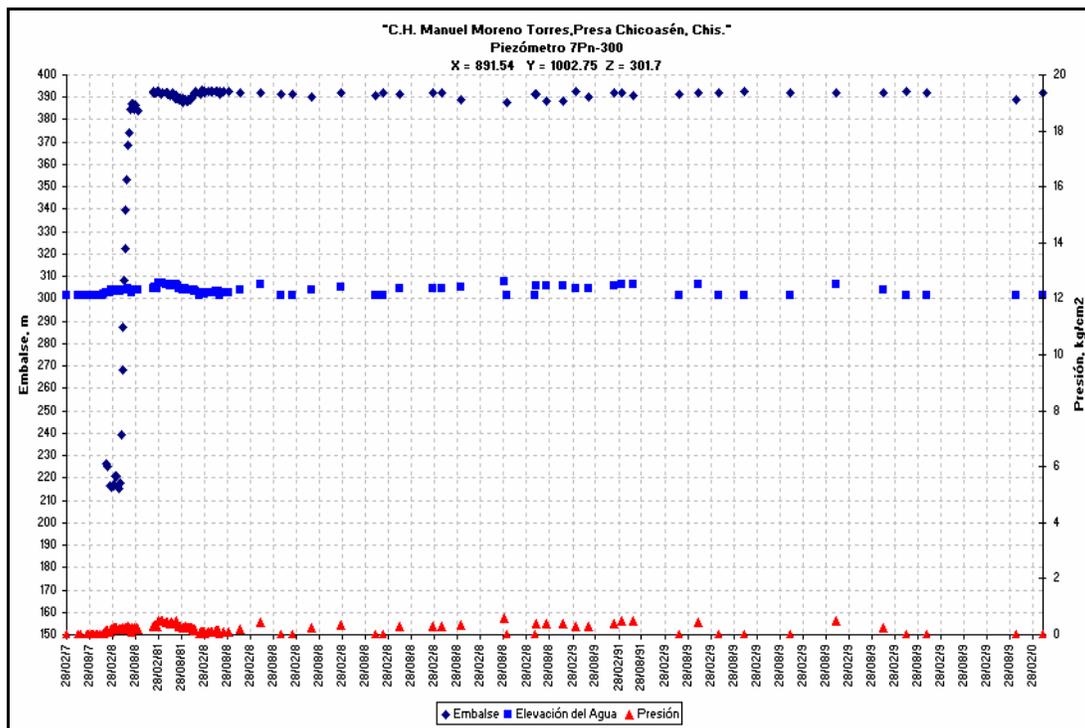
Gráfica 3.14 Nivel de agua en piezómetro neumático 3Pn-2



Gráfica 3.15 Nivel de agua en piezómetro neumático 3Pn245-1



Gráfica 3.16 Nivel de agua en piezómetro neumático 3Pn245-2

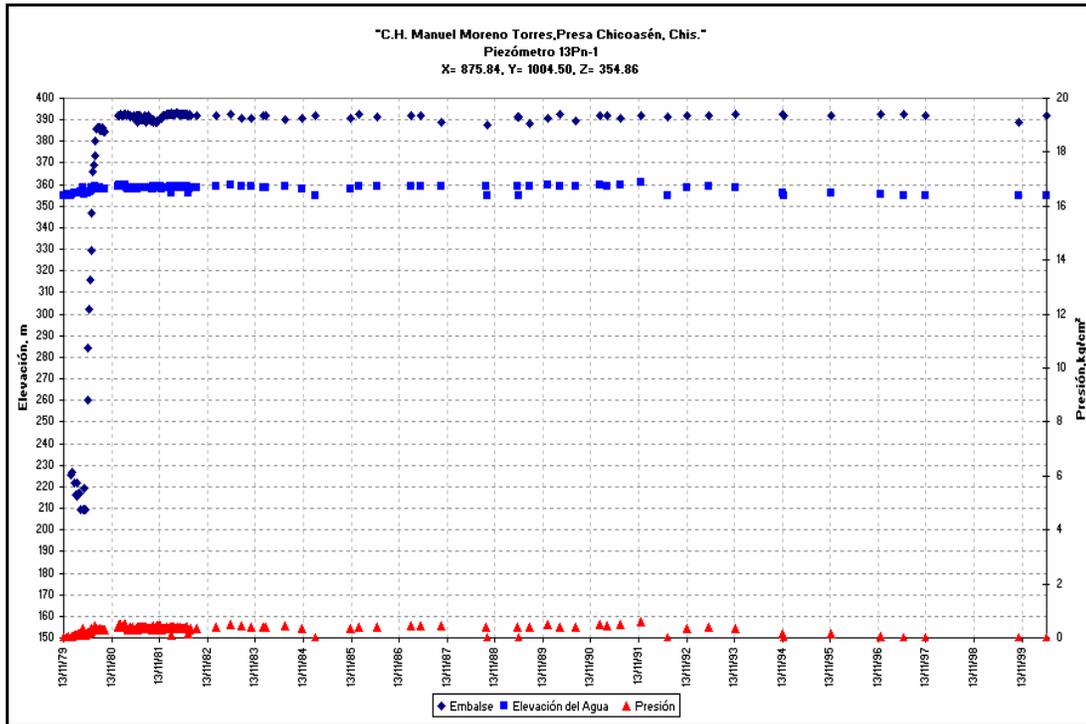


Gráfica 3.17 Niveles de agua en piezómetros neumáticos 7Pn-300

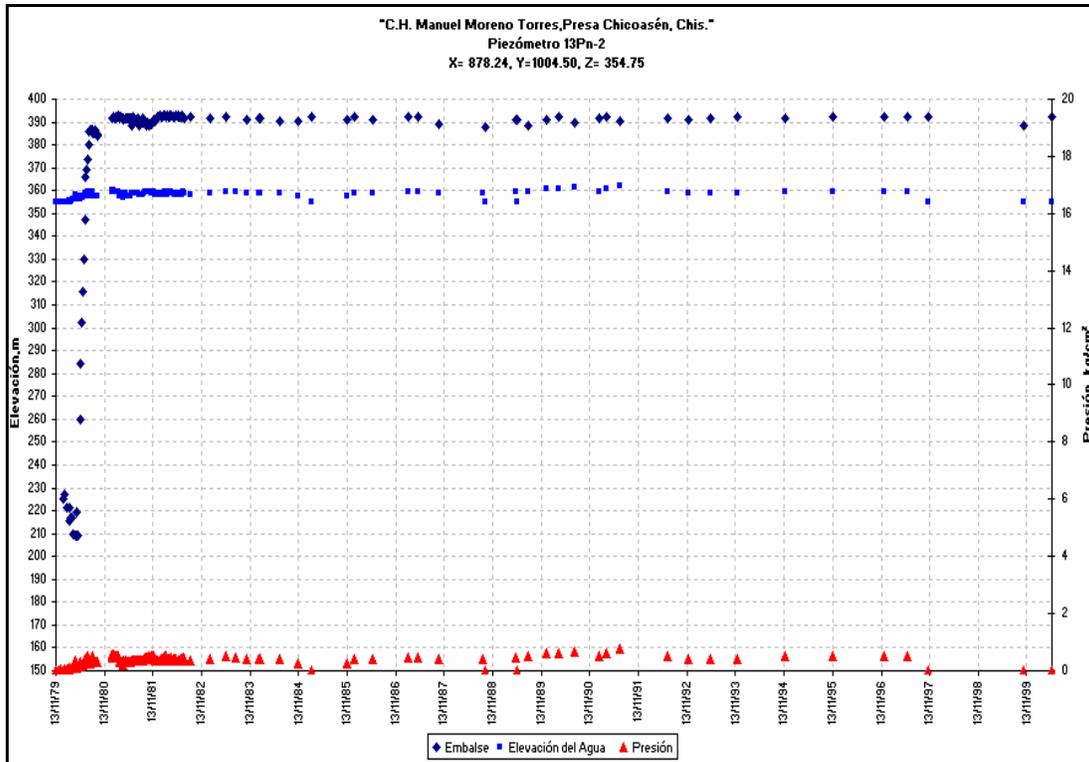
En el grupo trece se instalaron los piezómetros neumáticos 13Pn-1 y 13Pn-2, localizados cerca del material impermeable. Estos piezómetros se instalaron el 13 de noviembre de 1979 y la última medición fue el día 19 de mayo del 2000, la máxima presión alcanzada en el piezómetro 13Pn-1 fue de 0.60 kg/cm² para alcanzar una elevación de 360.86 m. En el piezómetro 13Pn-2 la máxima presión registrada fue de 0.75 kg/cm² para llegar a una elevación de 362.25 m, estos piezómetros presentaron un comportamiento similar y no registraron variaciones significativas cuando comenzó el llenado del embalse.

Los piezómetros neumáticos del grupo 14 fueron instalados el 10 de diciembre de 1979, la última medición que se tiene es del 12 de octubre del 2001, para el piezómetro 14Pn-1 la máxima presión fue de 1.57 kg/cm², con una elevación máxima de 372.34 m al comienzo del llenado del embalse.

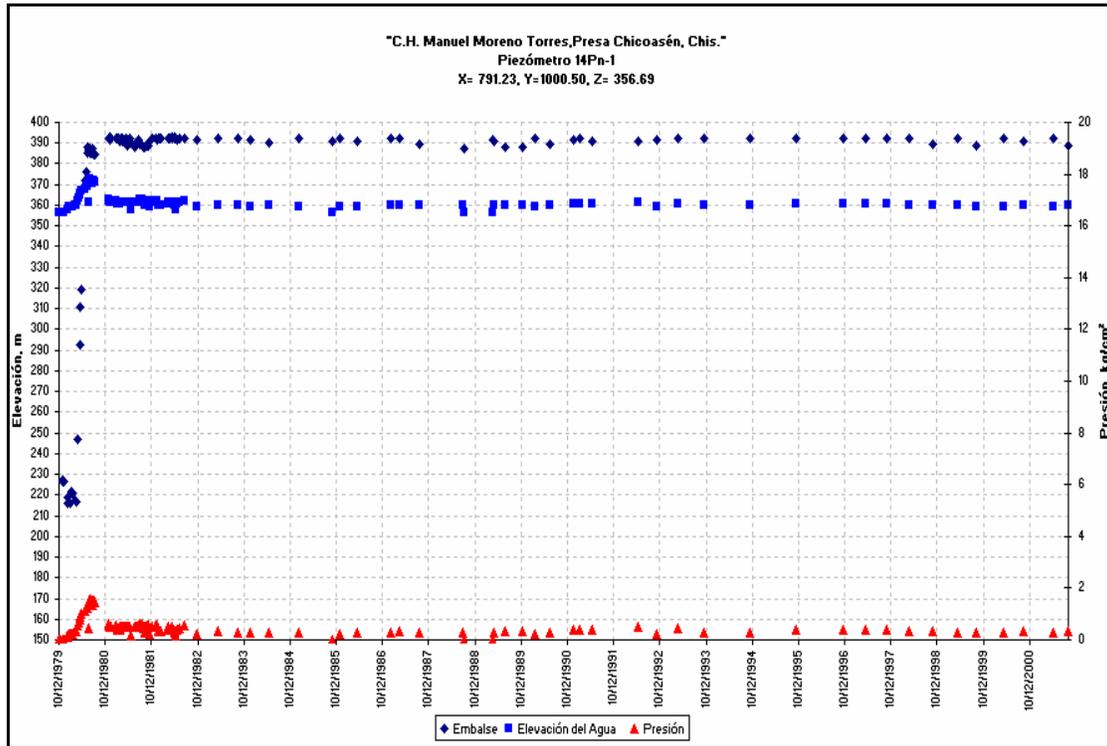
Al comienzo del llenado del embalse el piezómetro 14Pn-2 registró una presión máxima de 1.57 kg/cm² para alcanzar una elevación de 372.27 m.



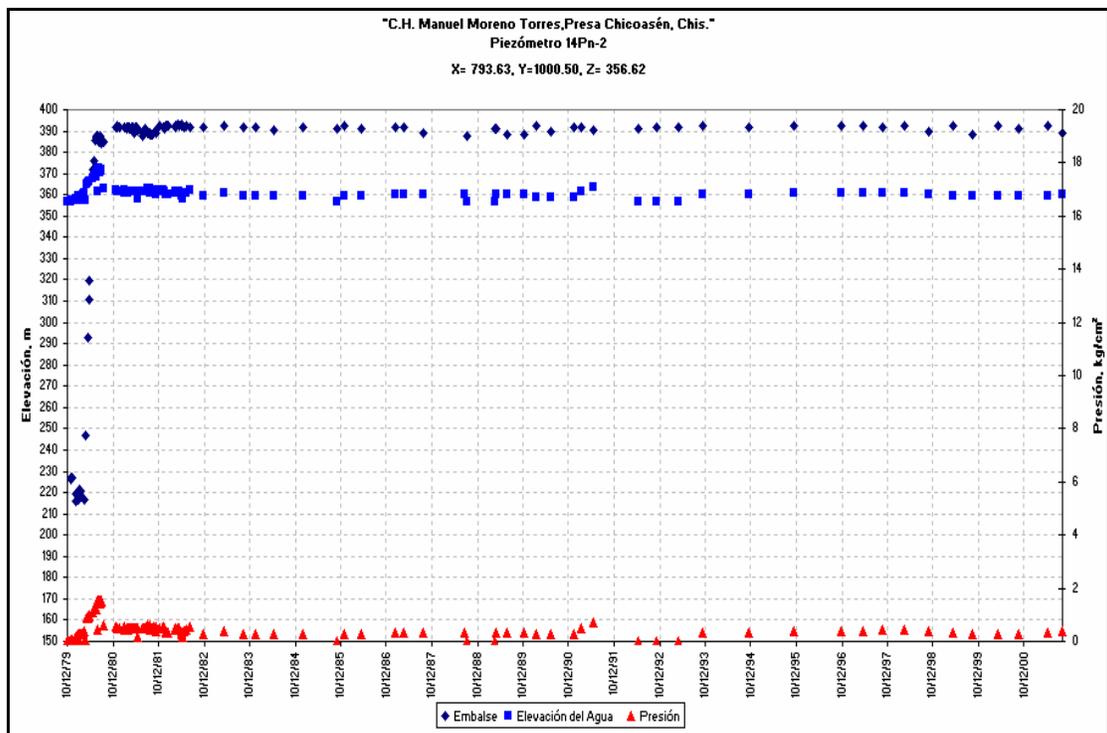
Gráfica 3.18 Nivel de agua en piezómetro neumático 13Pn-1



Gráfica 3.19 Nivel de agua en piezómetro neumático 13Pn-2



Gráfica 3.20 Nivel de agua en piezómetro neumático 14Pn-1



Gráfica 3.21 Nivel de agua en piezómetro neumático 14Pn-2

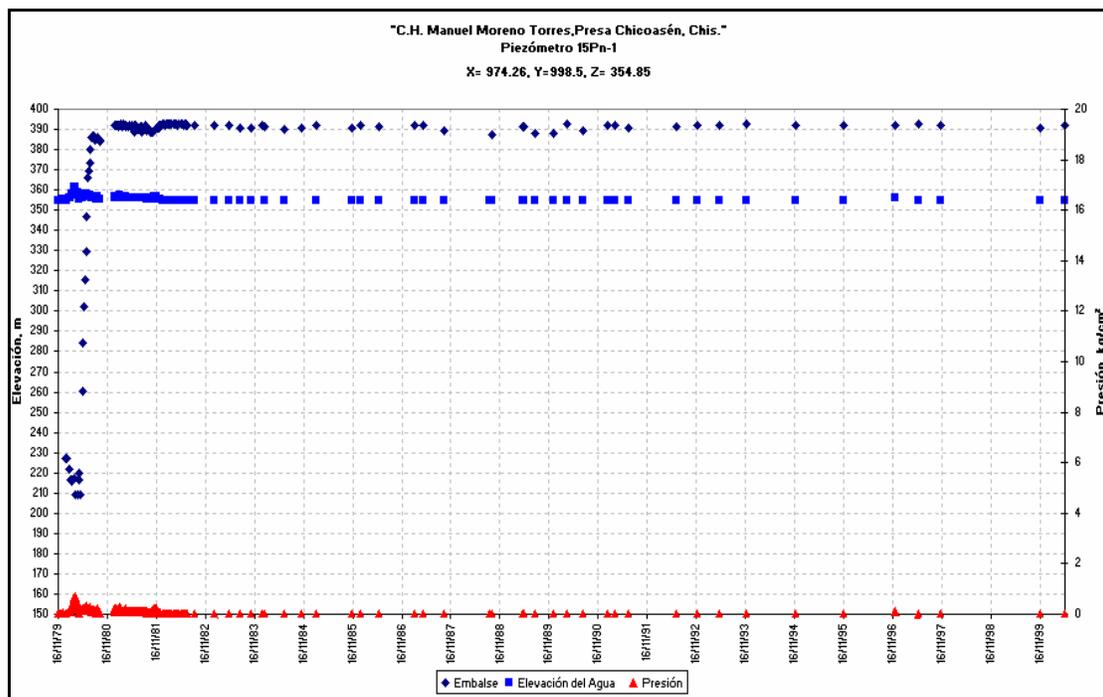


Los piezómetros neumáticos del grupo 15 fueron instalados el 16 de noviembre de 1979, y la última medición realizada fue el 19 de mayo del 2000.

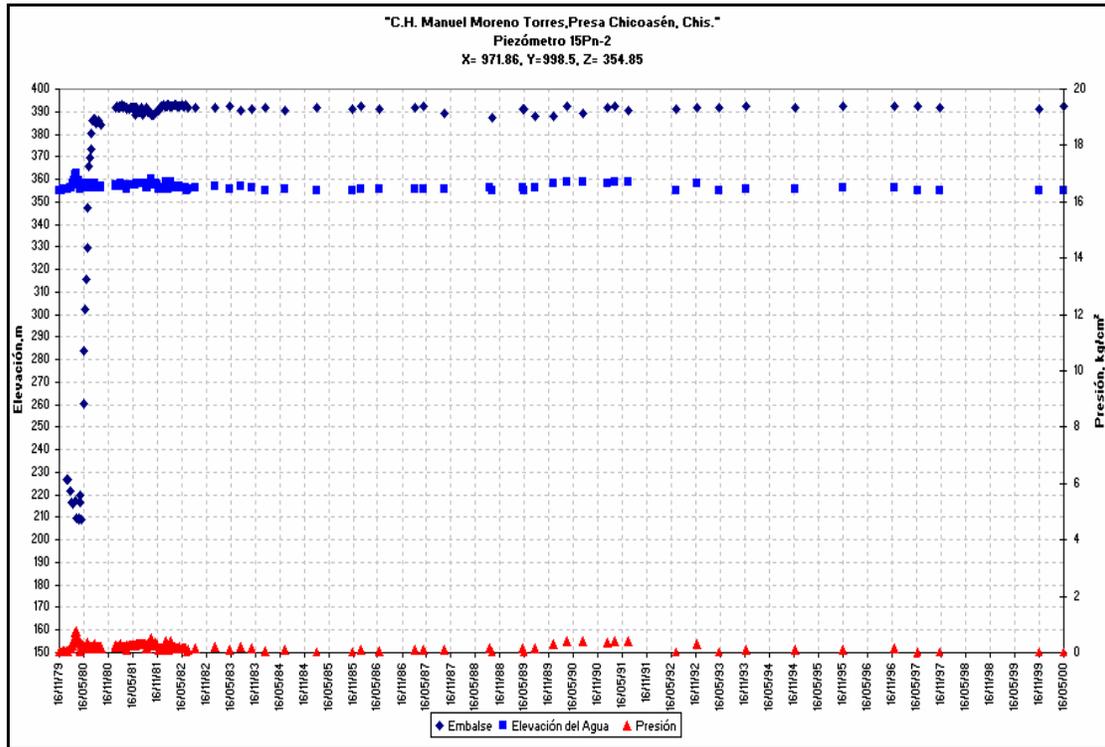
Los piezómetros neumáticos 15Pn-1 y 15Pn-2 registran las máximas presiones al inicio del llenado del embalse, en el piezómetro 15Pn-1 se midió una presión de 0.68 kg/cm² con una elevación de 361.64 m y en el piezómetro 15Pn-2 la presión máxima que se registró fue de 0.76 kg/cm² para alcanzar una elevación de 362.40 m.

En el grupo 16 se instalaron los piezómetros neumáticos 16Pn-1 y el 16Pn-2 en el material impermeable con fecha de instalación el 18 de febrero de 1980, la última medición realizada fue el día 19 de mayo del 2000. Los dos piezómetros registraron una presión máxima de 0.65 kg/cm² para alcanzar una elevación de 380.08 m para el piezómetro 16Pn-1 y para el piezómetro 16Pn-2 la elevación fue de 380.19 m.

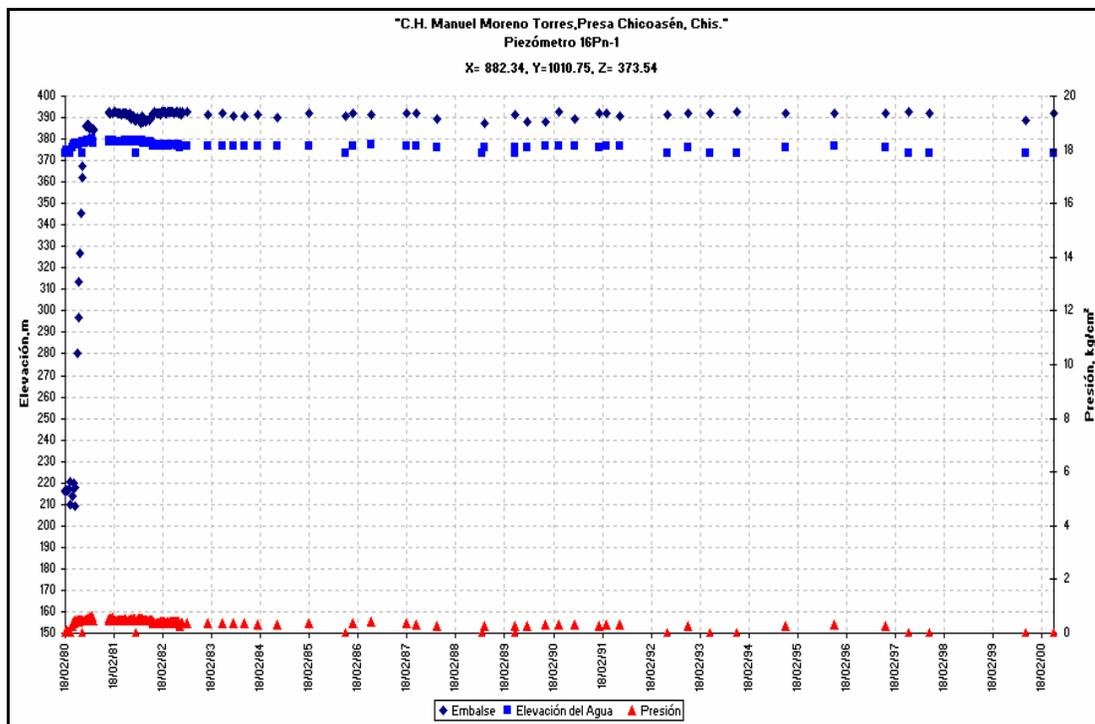
En el grupo 18 se instalaron los piezómetros neumáticos 18Pn-1 y el 18Pn-2 el 15 de marzo de 1980, con el llenado del embalse estos piezómetros no tuvieron incrementos significativos, la máxima presión alcanzada en ambos piezómetros fue de 1 kg/cm²; el piezómetro 18Pn-1 alcanzó una elevación de 384.83 m y el piezómetro 18Pn-2 de 384.85 m. La última medición realizada en estos piezómetros fue el 12 de octubre del 2001.



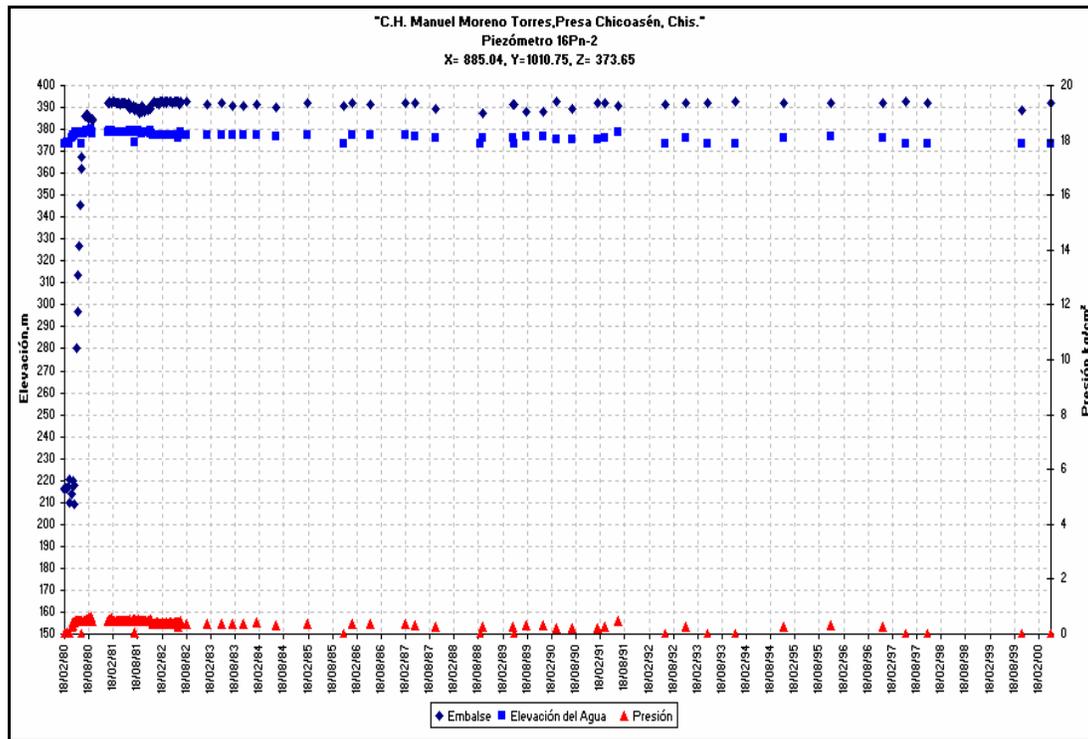
Gráfica 3.22 Nivel de agua en piezómetro neumático 15Pn-1



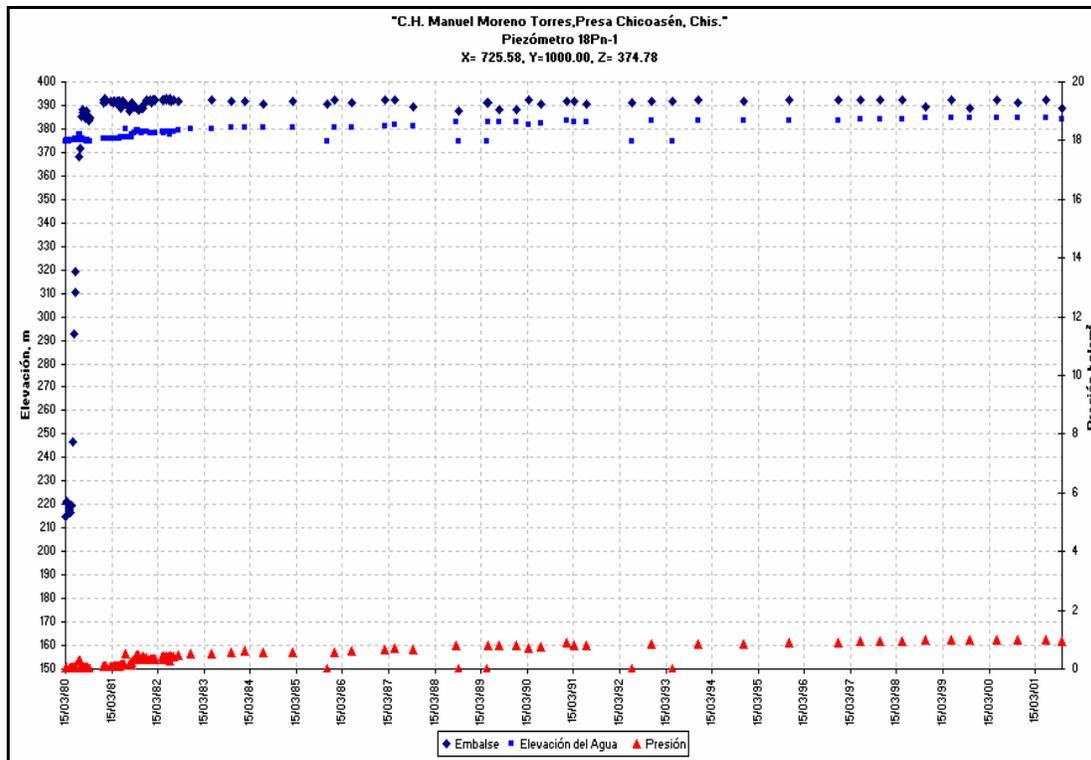
Gráfica 3.23 Nivel de agua en piezómetro neumático 15Pn-2



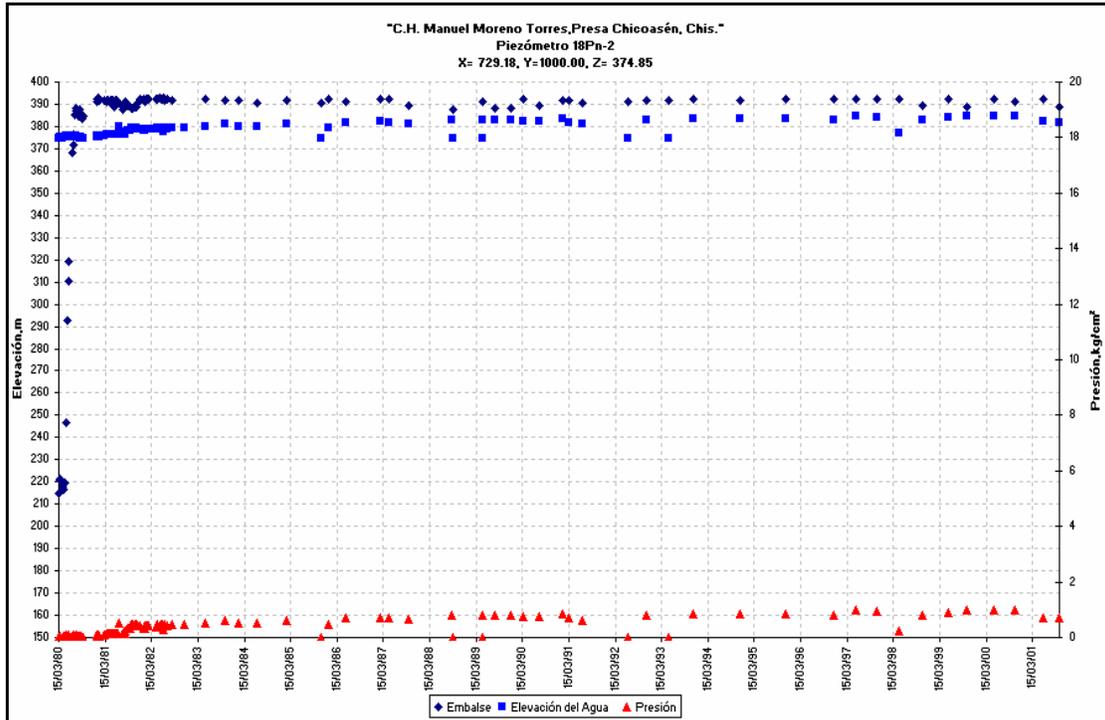
Gráfica 3.24 Nivel de agua en piezómetro neumático 16Pn-1



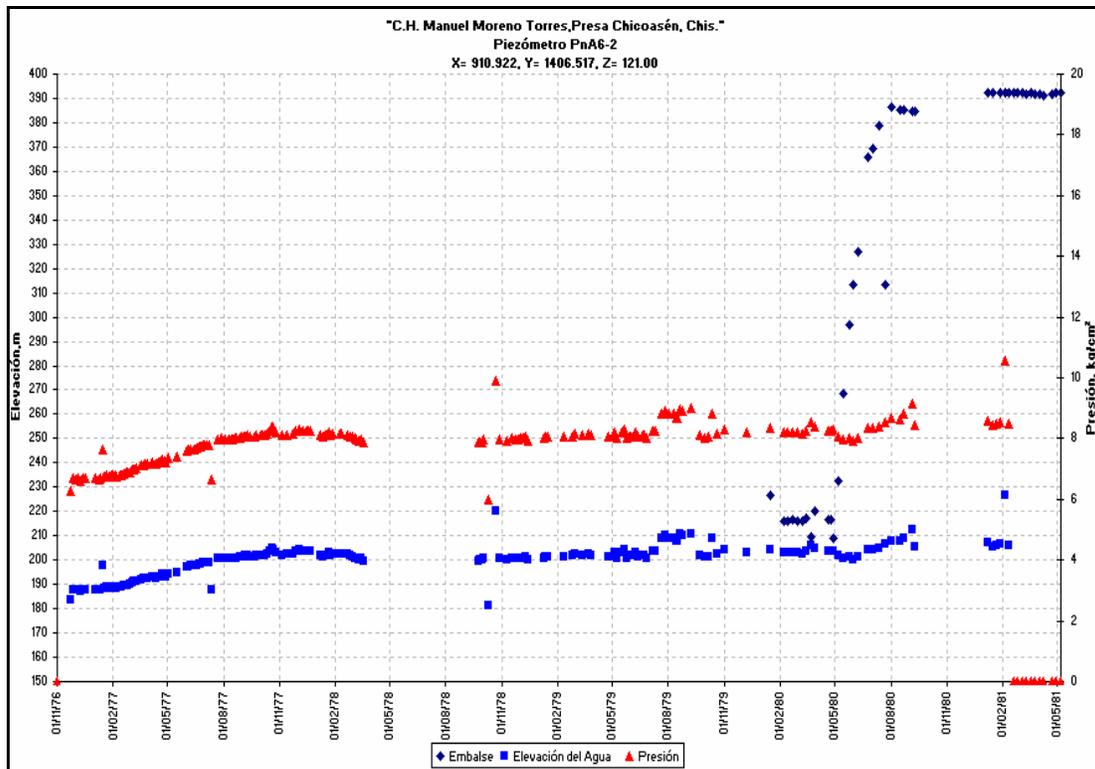
Gráfica 3.25 Niveles de agua en piezómetros neumáticos 16Pn-2



Gráfica 3.26 Nivel de agua en piezómetro neumático 18Pn-1



Gráfica 3.27 Niveles de agua en piezómetros neumáticos 18Pn-2



Gráfica 3.28 Niveles de agua en piezómetros neumáticos PnA6-2



El piezómetro neumático PnA6-2 instalado el día 30 de enero de 1977 en el cauce del río cerca del inclinómetro A6 registró una presión máxima de 10.57 kg/cm^2 para alcanzar una elevación de 226.65 m, la última medición realizada fue el 6 de mayo de 1981.

3.3 RED DE FLUJO

Para el cálculo de la red de flujo se consideraron dos fechas características: el 17 de diciembre de 1981 por que se tiene el mayor número de mediciones de los piezómetros neumáticos y el 29 de abril de 2004 por que al transcurso del tiempo, en algunos piezómetros ya no se registra medición alguna y en esta fecha se tienen algunos piezómetros que todavía son medidos. El 17 de diciembre de 1981 el nivel de embalse se encontraba a la elevación 392.50 m y el 29 de abril de 2004 a la elevación 391.48 m.

El núcleo impermeable se dibujó en tres dimensiones, y se obtuvieron secciones bidimensionales en los cambios de geometría del eje.

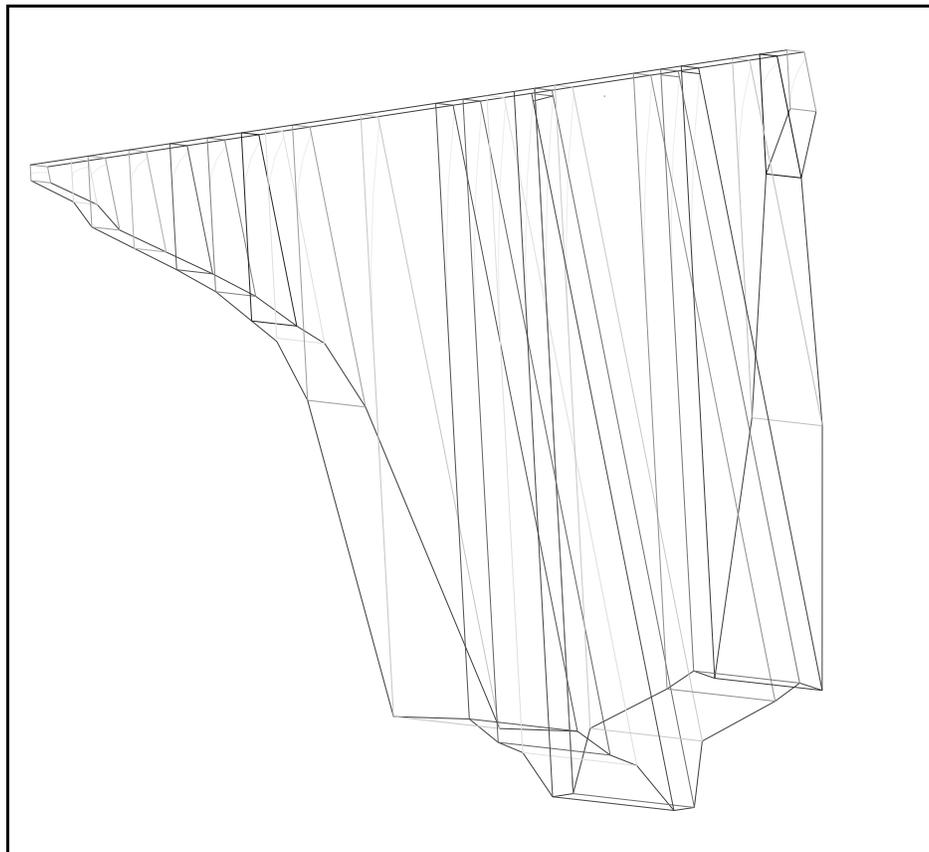


Figura 3.1 Geometría tridimensional del núcleo impermeable

Para obtener la línea de corriente superior en cada sección se realizaron los siguientes pasos por medio de la solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra $60^\circ < \alpha < 180^\circ$.

1. En cada sección se obtiene la dimensión m .

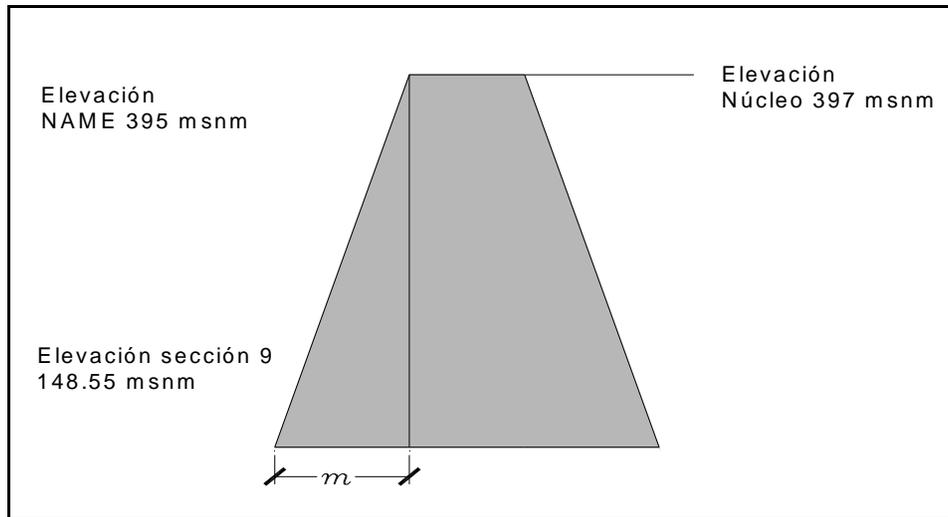


Figura 3.2 Primer paso para obtener la línea de corriente superior

2. El punto M es el valor de la distancia que se obtiene del valor de $0.3m$.

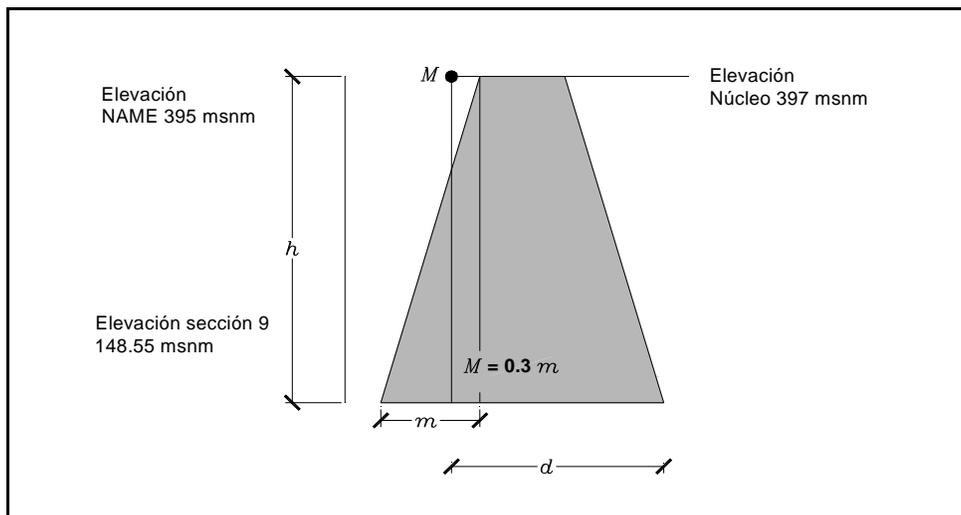


Figura 3.3 Segundo paso para obtener la línea de corriente superior

3. Se obtiene la distancia ∂o , por medio de la ecuación $\partial o = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + h^2} - d)$.

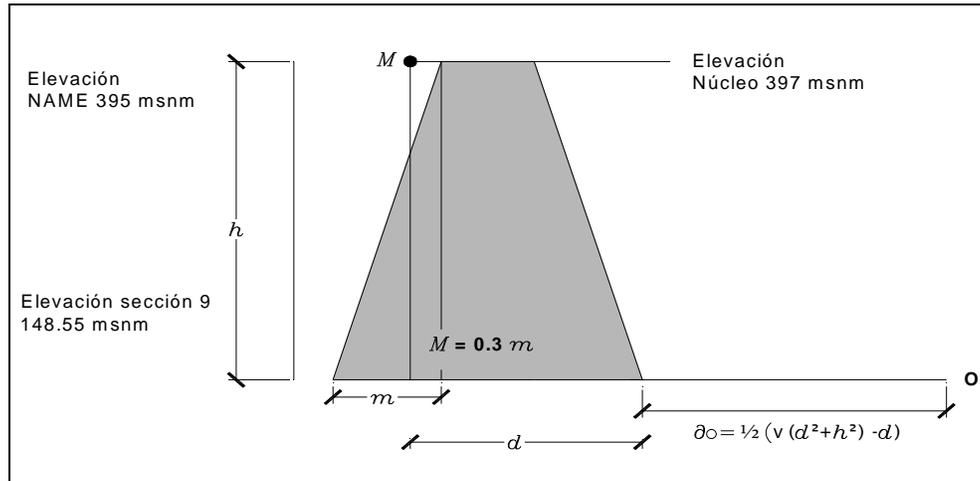


Figura 3.4 Tercer paso para obtener la línea de corriente superior

4. A. Casagrande extendió la solución rigurosa de Kozeny de manera de llegar a soluciones aproximadas, pero de alto valor práctico útiles para todos los casos en que el ángulo α tiene valores comprendidos entre 60° y 180° ; por lo que se procede a trazar gráficamente de manera sencilla, pero suficientemente aproximada, la parábola básica de Kozeny. Por O puede trazarse una vertical hasta cortar a una horizontal trazada por el punto M . El segmento OB se divide en un cierto número de partes iguales. Ahora deberán trazarse por O rectas que unan este punto con las divisiones realizadas en el segmento MB .
5. Por las divisiones trazadas sobre el segmento OB deben trazarse horizontales que intercepten al abanico de rectas que salen de O , dichas intersecciones son puntos de la parábola básica.

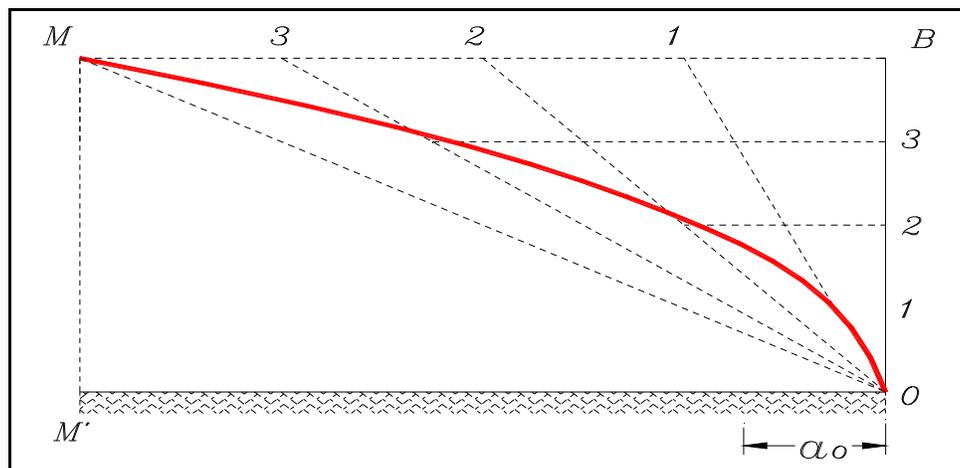


Figura 3.5 Método gráfico para obtener la parábola básica de Kozeny

6. Una vez que se ha dibujado la parábola básica, el paso siguiente del método es hacer la corrección estableciendo la posición del punto 4, por medio de la distancia "a". A. Casagrande, después de dibujar las redes de flujo para diferentes ángulos comprendidos entre 60° y 180° , al comparar la distancia $a' = a + \Delta a$ entre el pie del talud de aguas abajo y la intersección de la parábola básica y dicho talud con la correspondiente distancia "a" entre el pie del talud y el punto 4, encontró que existe una relación entre "a" y "a'", lo que permite obtener "a" conociendo "a' ". Esta relación expresada en la forma $a/(a + \Delta a)$ es la que aparece en la figura 3.6.

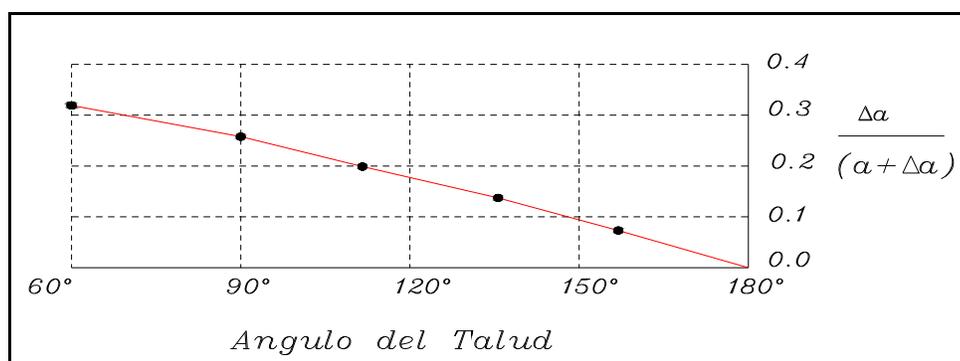


Figura 3.6 Corrección de A. Casagrande para la obtención del punto de salida de la línea de corriente superior.

Los puntos denotados por círculos pequeños en esta gráfica fueron determinados por A. Casagrande trazando la red de flujo para los casos correspondientes. El valor de $a/(a + \Delta a)$ decrece cuando el ángulo α crece y su valor es nulo cuando $\alpha=180^\circ$. Una vez obtenido el punto 4, se traza a mano la corrección a la parábola básica para obtener la línea de corriente superior, ver figura 3.7.

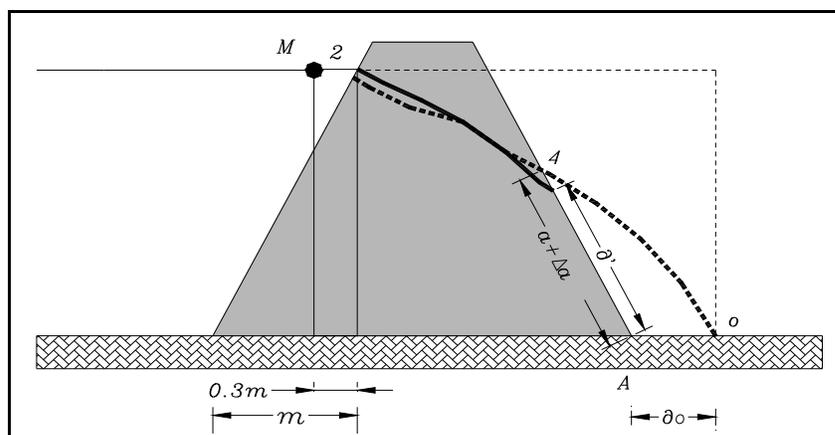


Figura 3.7 Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior con $60^\circ < \alpha < 180^\circ$

La red de flujo tridimensional teórica obtenida para la carga hidráulica correspondiente al nivel de embalse de 392.50 m con fecha del 17 de diciembre de 1981 se muestra en la figura 3.8.

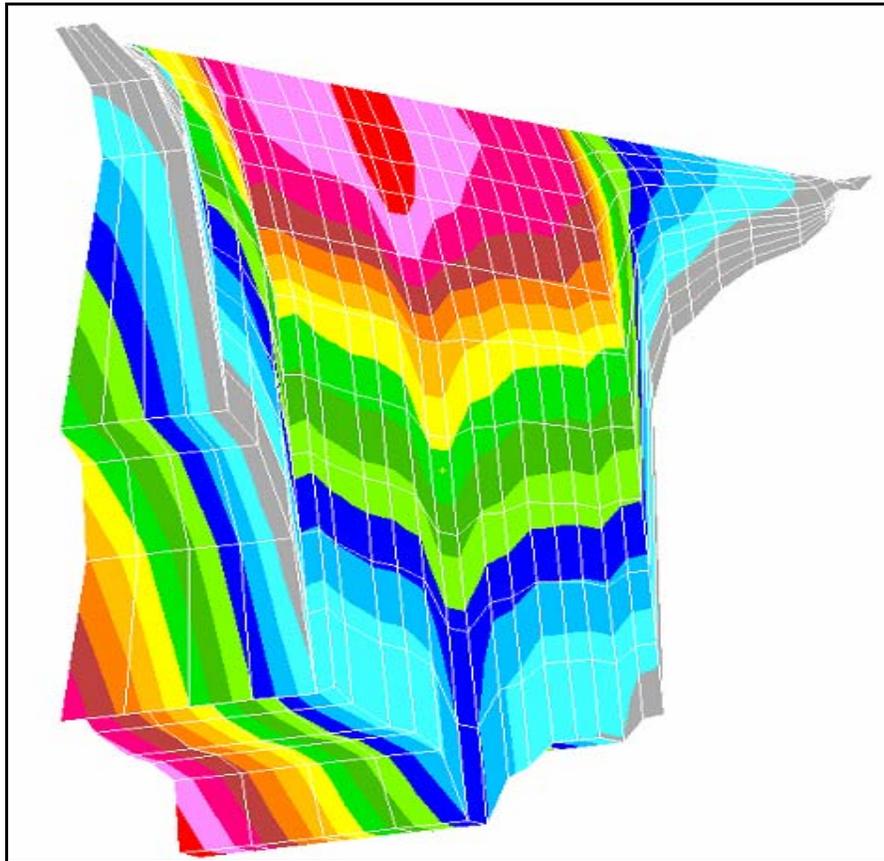


Figura 3.8 Geometría tridimensional del núcleo impermeable

En la figura 3.9 se muestra una de las secciones centrales de la cortina donde se encuentran instalados los piezómetros neumáticos de los grupos 1, 3, 7 y 13, con su respectiva carga hidráulica obtenida con la red de flujo, para este nivel de embalse los piezómetros neumáticos si registran medición.

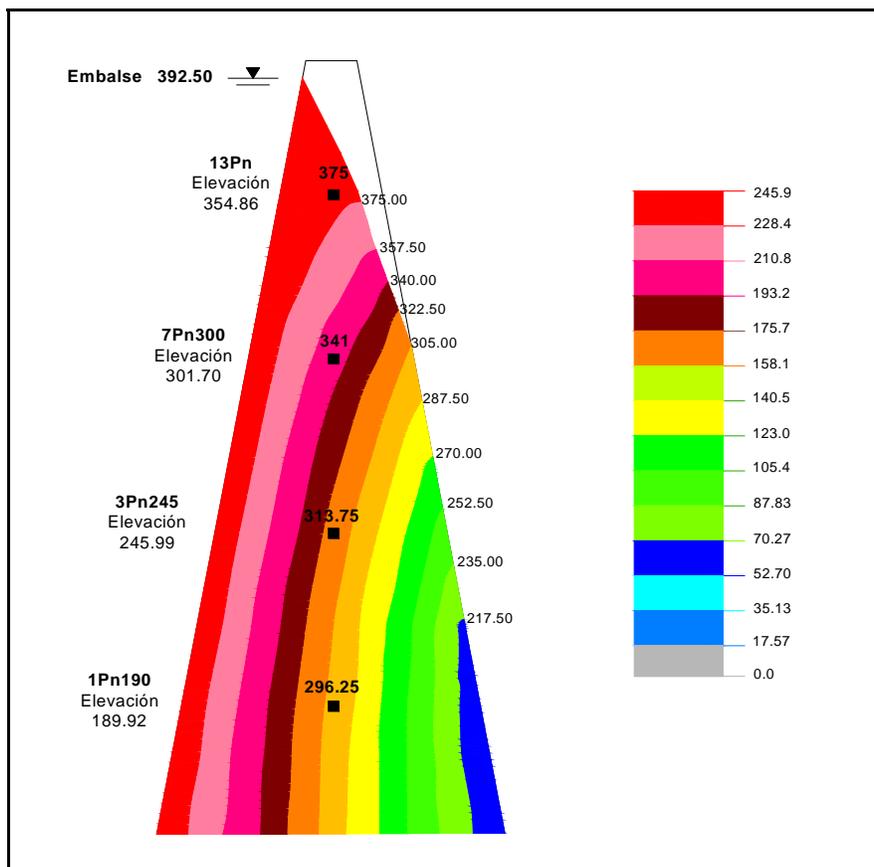


Figura 3.9 Carga hidráulica teórica para los piezómetros neumáticos de los grupos 1, 3, 7, y 13

En el cuadro 3.1 se registra la carga hidráulica medida y la obtenida por medio de la red de flujo, como se observa para los piezómetros neumáticos 3Pn245, 7Pn300 y 13Pn la carga hidráulica es menor a la calculada teóricamente con la red de flujo, no lo es así para el piezómetro neumático 1Pn190 del grupo 1, ya que registra una carga hidráulica mayor a la teórica.

Cuadro 3.1 Carga hidráulica en los piezómetros instalados en los grupos 1, 3, 7 y 13.

Piezómetro neumático	Elevación	Ubicación	Fecha de Instalación	Presión Medida	Presión Teórica
				m en columna de agua	
1Pn190	189.92	Material impermeable, grupo 1	05-sep-77	303.92	296.25
3Pn245	245.99	Material impermeable, grupo 3	02-may-78	245.99	313.75
7Pn300	301.70	Material impermeable, grupo 7	28-mar-79	303.21	341.00
13Pn	354.86	Material impermeable, grupo 13	13-nov-79	358.38	375.00

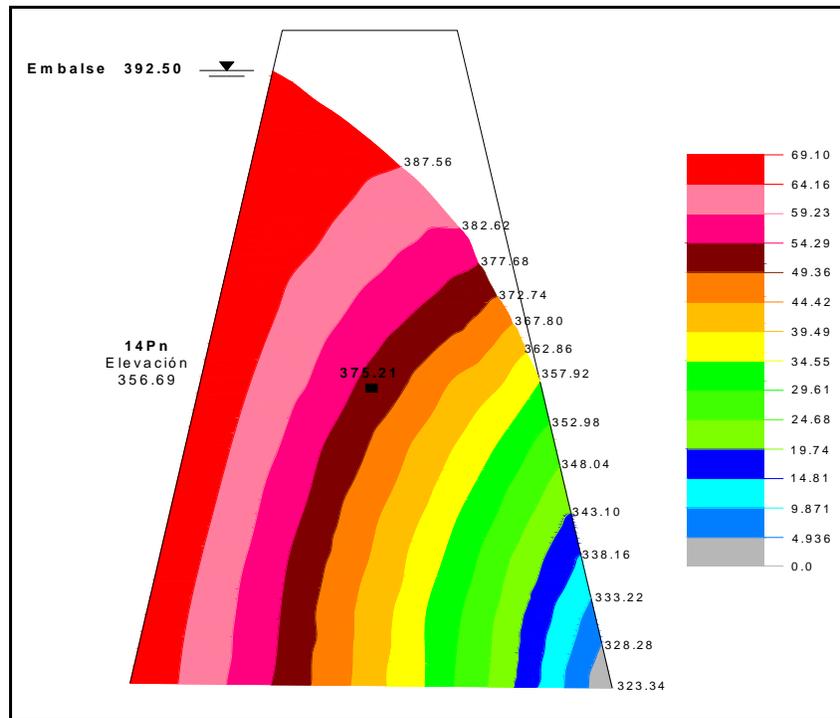


Figura 3.10 Carga hidráulica teórica para el piezómetro 14Pn

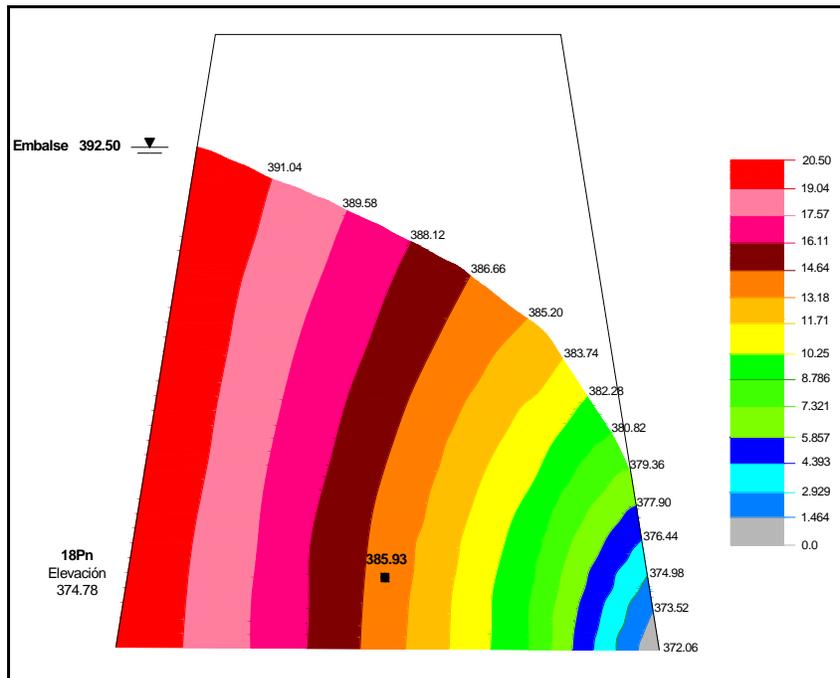


Figura 3.11 Carga hidráulica teórica para piezómetro 18Pn

En la figura 3.10 y 3.11, se muestran las secciones donde se localizan los piezómetros neumáticos de los grupos 14 y 18, en el cuadro 3.2 se registra la carga hidráulica medida y la teórica obtenida con la red de flujo, en ambos casos la presión medida es inferior.



Cuadro 3.2 Carga hidráulica en los piezómetros instalados en los grupos 14 y 18.

Piezómetro neumático	Elevación msnm	Ubicación	Fecha de Instalación	Presión Medida	Presión Teórica
				m en columna de agua	
14Pn	356.69	Material impermeable, grupo 14	10-dic-79	361.72	375.21
18Pn	374.78	Material impermeable, grupo 18	15-mar-80	378.60	385.93

La red de flujo tridimensional para el 29 de abril de 2004 con un nivel de embalse de 391.48 m se presenta en la figura 3.12.

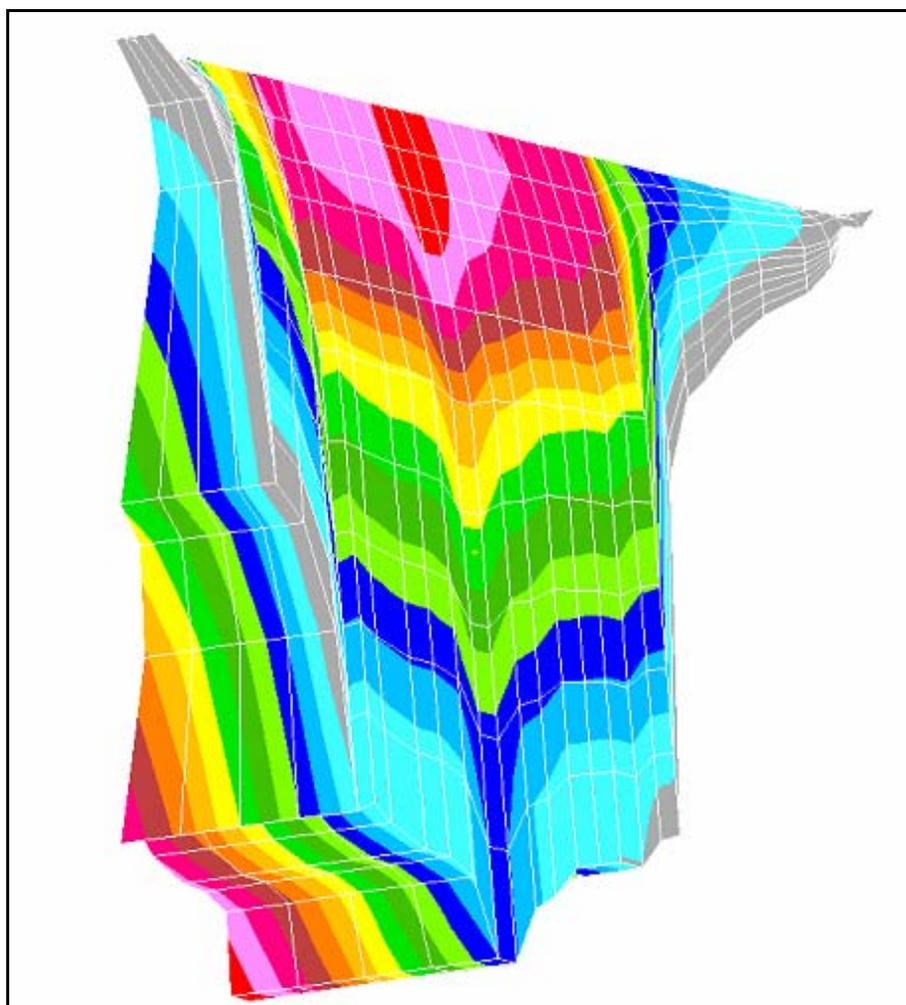


Figura 3.12 Geometría tridimensional del núcleo impermeable

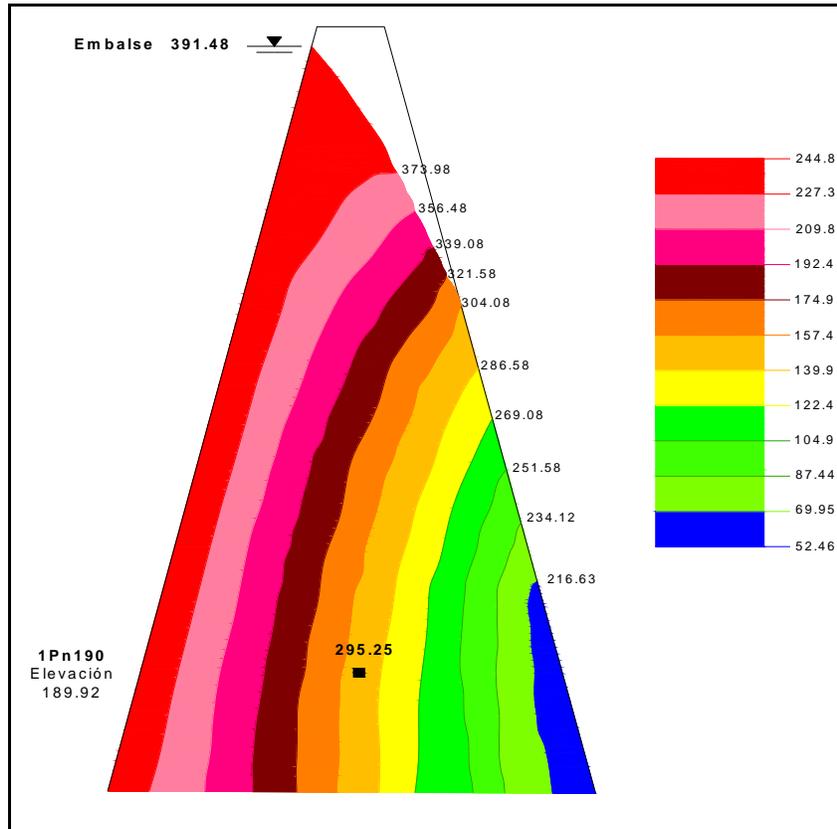


Figura 3.13 Carga hidráulica teórica en el piezómetro 1Pn190

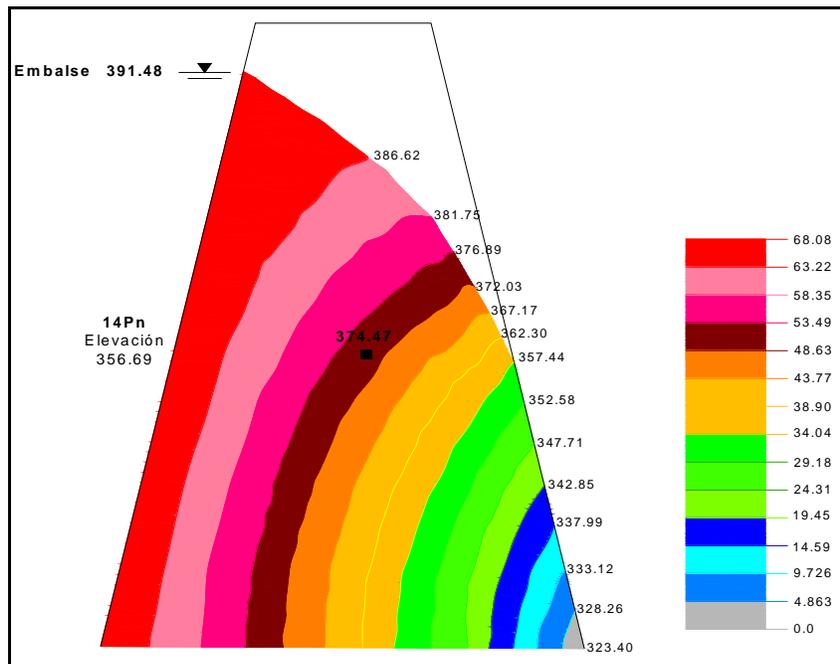


Figura 3.14 Carga hidráulica teórica en el piezómetro 14Pn

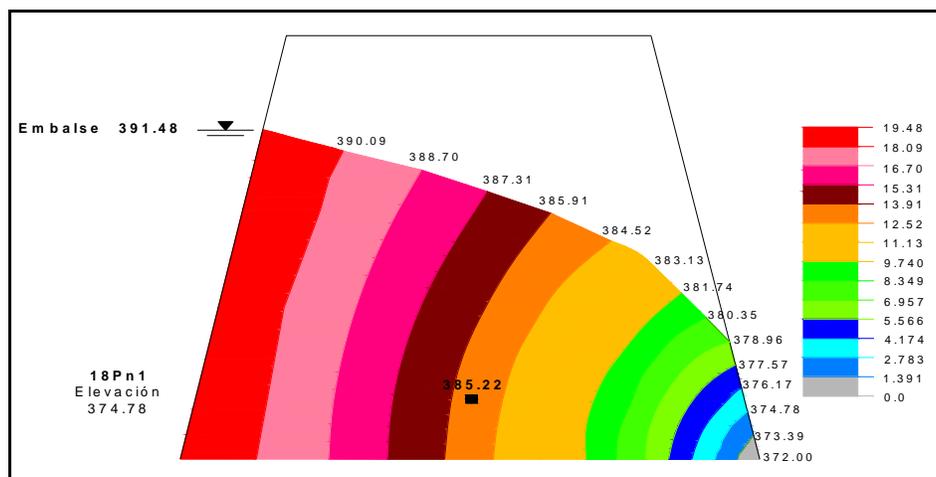


Figura 3.15 Carga hidráulica teórica en el piezómetro 18Pn

En el cuadro 3.3 se registran las cargas hidráulicas para un nivel de embalse de 391.48 m, en la sección donde se tienen instalados los piezómetros neumáticos de los grupos 1, 3,7 y 13, sólo se tiene medición registrada del piezómetro neumático 1Pn190, la presión medida es inferior a la obtenida con la red de flujo teórica, en los piezómetros neumáticos 14Pn y 18Pn la carga hidráulica teórica obtenida con la red de flujo es superior a la que se ha registrado con las mediciones.

Cuadro 3.3 Carga hidráulica en los piezómetros instalados en los grupos 1, 14 y 18.

Piezómetro neumático	Elevación msnm	Ubicación	Fecha de Instalación	Presión Medida	Presión Teórica
				m en columna de agua	
1Pn190	189.92	Material impermeable, grupo 1	05-sep-77	280.72	296.25
14Pn	356.69	Material impermeable, grupo 14	10-dic-79	359.44	374.47
18Pn	374.78	Material impermeable, grupo 18	15-mar-80	385.19	385.22

3.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los resultados obtenidos podemos observar que para la fecha del 17 de diciembre de 1981, se registra lectura en la mayoría de los piezómetros neumáticos y la carga hidráulica es inferior a la teórica calculada con la red de flujo para un embalse a la elevación 392.50 m.

El piezómetro neumático 3Pn del grupo 3 no registra presión, mientras que en el piezómetro neumático del grupo 1 se registro una carga hidráulica mayor a la calculada



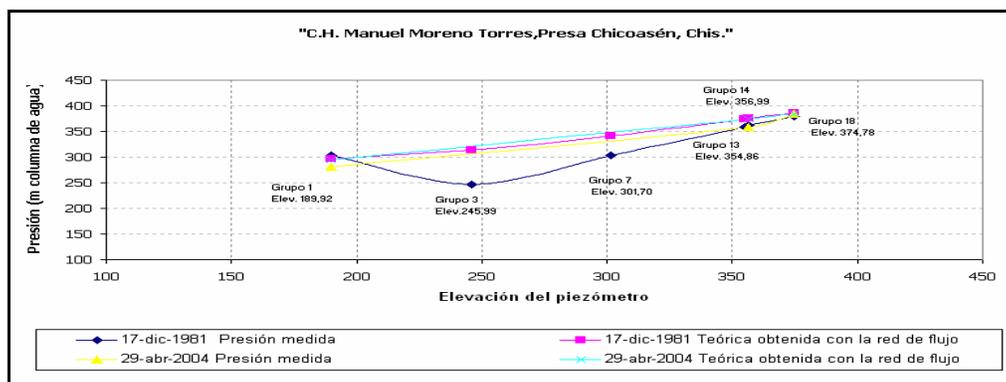
teóricamente con la red de flujo, para la segunda fecha de 29 de abril de 2004 solamente se tienen mediciones de los piezómetros de los grupos 1, 14 y 18 en donde la carga hidráulica medida es menor a la calculada teóricamente con la red de flujo para un embalse a la elevación 391.48 m.

En el piezómetro neumático 1Pn190 para el nivel de embalse de 392.50 m, la carga hidráulica registrada fue mayor a la teórica con una diferencia de 7.67 m, este incremento no es considerable y no implica que se tenga una reducción en la eficiencia del núcleo impermeable.

Para el nivel de embalse de 391.48 m la carga hidráulica teórica es de 295.25 m, 14.53 m superior a la medida en ese piezómetro neumático, hay diferencia en estos resultados esto se puede deber a que ya algunos instrumentos ya están fallando, incluso algunos instrumentos ya dejaron de funcionar, es el caso de los piezómetros neumáticos de los grupos 3,7 y 13, para esta segunda fecha de embalse ya no registraron medición.

El piezómetro neumático 14Pn del grupo 14 en ambos casos su carga hidráulica teórica obtenida con la red de flujo es superior a la medida, para el nivel de embalse de 392.50 m se registró una carga hidráulica de 375.21 m, 13.49 m superior a la medida y para el nivel de embalse de 391.48 m la carga hidráulica fue de 374.47 m, 15.03 m por arriba de la medida; los valores obtenidos son similares entre ellos.

Para el piezómetro neumático 18 Pn del grupo 18 las cargas hidráulicas son similares, para el embalse de 392.50 m se tiene una carga medida de 378.60 m, mientras que para el embalse de 391.48 m se tiene una carga medida de 385.19 m, la carga teórica obtenida con la red de flujo nos arroja valores muy similares entre ellas de 385.93 m y 385.22 m, superiores a las medidas.



Gráfica 3.29 Carga hidráulica en piezómetros neumáticos



4. CONCLUSIONES

Al realizar el diseño, planeación y construcción de los proyectos de Ingeniería Civil, es necesario tener todas las consideraciones necesarias, como lo es el caso de las presas, que pueden alcanzar grandes dimensiones, una falla en la etapa de construcción, primer llenado u operación puede causar numerosas pérdidas humanas y económicas, así como daños en el medio ambiente.

La factibilidad técnica y justificación económica de un proyecto para una nueva presa son secundarias en comparación con las consideraciones sociales, políticas y ambientales; los ingenieros deben tener un entendimiento de las consecuencias ambientales, sociales y económicas de los proyectos de nuevas presas propuestas, a fin de poder combinar los aspectos social y ambiental con la evaluación técnica y económica.

Una parte importante en el diseño de una presa es la realización de un sistema de auscultación tomando en cuenta:

- el tipo de presa, su altura y geometría
- las características geológicas, hidráulicas, topográficas y geométricas específicas del sitio
- las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción
- las hipótesis y resultados de cálculo de diseño de la estructura

La selección de los sitios donde se instalaran los instrumentos debe ser tal que se obtenga el comportamiento previsto de la estructura, particularmente para las zonas críticas, los sitios instrumentados deben ser representativos de las diversas zonas de materiales y partes que integran la estructura.

Se debe tener presente que en un proyecto siempre se va a presentar la posibilidad de cambiar la ubicación de algún instrumento en base a los resultados que se obtengan, anomalías que se detecten, modificaciones en la geometría o en el proceso constructivo.

En la cortina de la Central Hidroeléctrica Manuel Moreno Torres “Chicoasén”, se instalaron piezómetros neumáticos que miden la presión hidrostática así como la presión de poro en el material del núcleo.



En nuestro modelo teórico utilizamos una constante de permeabilidad, los resultados que obtuvimos con nuestra red de flujo son favorables, los piezómetros neumáticos instalados registran que los niveles de agua medidos fueron menores que los arrojados por nuestra red de flujo.

Para el piezómetro neumático 14Pn con una elevación de embalse de 392.50 m la carga hidráulica medida fue de 361.7 m y la teórica fue de 375.21 m con una diferencia de 13.4 m, para el nivel de embalse de 391.48 m la carga hidráulica medida fue de 359.44 m y la teórica de 374.47 m con una diferencia de 15.03 m; los piezómetros neumáticos 3Pn245, 7Pn300, 13Pn la carga hidráulica medida fue menor a la obtenida con la red de flujo para un nivel de embalse a la elevación 392.50 m.

Para el nivel de embalse a la elevación 391.48, los piezómetros 1Pn190, 18Pn que todavía registran medición la carga hidráulica teórica fue mayor que la medida, solo se hizo el análisis de estos piezómetros, ya que con el tiempo los piezómetros neumáticos han tenido fallas por lo que han dejado de funcionar y no tienen registro de medición.

El procedimiento constructivo para la compactación de los materiales de la cortina de esta Central Hidroeléctrica fue muy importante, ya que con la información obtenida se observa que el núcleo impermeable sigue siendo funcional, pero debemos de tener en cuenta llevar a cabo una evaluación de los piezómetros que todavía se encuentren en buen estado y sean funcionales así como realizar una inspección visual a la obra.

La facultad de Ingeniería, UNAM, a nosotros como ingenieros civiles nos ha dado una preparación básica, en la cuál se incluye el compromiso que se tiene con uno mismo y la sociedad de seguir preparándose para enfrentar nuevos retos y aplicar las nuevas tecnologías, así como buscar alternativas para resolver cuestiones reales de Ingeniería, pero sin olvidarnos ni dejar de lado el aspecto humanista.



BIBLIOGRAFÍA

- Barrios Ma. Gpe.(2003), “ C.H. Manuel Moreno Torres y presa Chicoasén, chis, Informe de Inspección, octubre de 2003. Comisión Federal de Electricidad, informe 841.01-161/03.
- Pérez C. (2004). “C.H. Manuel Moreno Torres; presa Chicoasén, chis, Informe de Inspección (19 al 21 de mayo de 2004). Comisión Federal de Electricidad, informe 841.01-059/2004.
- Pérez C. (2004). “C.H. Manuel Moreno Torres; presa Chicoasén, chis, Informe de Inspección (27 al 29 de octubre de 2004). Comisión Federal de Electricidad, informe 841.01-167/04.
- Pérez C. (2005). “C.H. Manuel Moreno Torres; presa Chicoasén, chis, Informe de Inspección (18 al 20 de mayo de 2005). Comisión Federal de Electricidad, informe 841.01-075/05.
- Pérez G.C. (2005). “C.H. Manuel Moreno Torres; presa Chicoasén, chis, Informe de Comportamiento al 2005. Comisión Federal de Electricidad, informe 841.01-011/06
- Juárez Badillo E. Tomo III “Flujo de Agua en Suelos”. Editorial Limusa. México 1984.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.V., “Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa. México 1990.
- Harry R. Cedergren. Wiley Professional Paperback Series. Seepage, Drainage, and Flow Nets. Third Edition.
- Raúl Esquirol D. “Pruebas de Laboratorio con materiales colocados en la cortina del P.H. Chicoasén, Chis.”
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA.” Geotecnia en Ingeniería de Presas”. México, 2001.
- Comisión Federal de Electricidad.”Comportamiento de Presas construidas en México (1974-1984).”Vol. II. Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, Lausanne, Suiza, 1985.
- Marengo Mogollón,H. y O.Salinas Uribe, “Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano”.
- N.N. Pashkov,F.M. Doloqachev. “Hidráulica y Máquinas Hidráulicas.”Editorial Mir,Moscú, 1985.
- Uriel Mancebo del Castillo.”Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en Ingeniería Hidráulica”. Editorial Limusa, 1987.
- B.Nekrasov.”Hidráulica”. Editorial Paz, Moscú.
- M.I. Reginaldo Hernández R.” Técnicas numéricas para el calculo de flujo de agua en suelos”. Marzo ,2002.
- http://es.wikipedia.org/wiki/R%C3%A9gimen_de_flujo
- <http://fluidos.eia.edu.co/lhidraulica/guias/flujouniforme/flujouniforme.html>
- http://72.14.253.104/search?q=cache:FFlr1pkZ1KEJ:www.insoam.com/ayuda/Ayuda_Alcanarillados.doc+FLUJO+PERMANENTE+DE+AGUA&hl=es&ct=clnk&cd=14&gl=mx
- <http://www.geocities.com/gsilvam/hidro.htm>
- www.monografias.com