

15



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO Y SOLUCION AL PROBLEMA
DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES PRESENTES
EN UN INMUEBLE UBICADO EN ZONA DE LAGO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A :

DANIEL CISNEROS MAGAÑA



DIRECTOR DE TESIS: ING. HECTOR SANGINES GARCIA

356081



Universidad Nacional
Autónoma de México

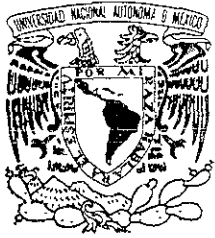


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-118/97

Señor
DANIEL CISNEROS MAGAÑA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HECTOR SANGINES GARCIA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO Y SOLUCION AL PROBLEMA DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES PRESENTES EN UN INMUEBLE EN ZONA DE LAGO"

- INTRODUCCION
- I. CARACTERISTICAS DEL INMUEBLE
- II. SEGURIDAD ESTRUCTURAL
- III. PROPUESTAS DE SOLUCION AL PROBLEMA DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES
- IV. ANALISIS DE DEFORMACIONES DEL SUBSUELO
- V. SOLUCION AL PROBLEMA DE DEFORMACIONES DIFERENCIALES, A TRAVES DE UN PROCESO DE INYECCION Y BOMBEO DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL INMUEBLE
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 2 de octubre de 1997.
EL DIRECTOR

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

MCS/GMP*lmf

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Gracias Señor por la vida que me has dado,
por tus bendiciones, por tu amor a través de
tu hijo Jesús.

A ESTELA E ISIDRO

Gracias por la dirección que le han dado a mi vida,
por sus cuidados y cariños, por su incondicional apoyo
como Padres y Amigos, hoy y siempre.

Por y para ustedes es éste trabajo.

A MIS HERMANOS

Isidro, Miguel, Guadalupe, Estela y Rafael

Gracias por el tiempo que he pasado con ustedes,
por sus enseñanzas y regaños, por su ayuda y comprensión
durante mi crecimiento.

AGRADECIMIENTOS

A BETZIRA Y ELORY

Gracias por darme esos momentos inolvidables llenos de amor y alegría, fundamentales en el desarrollo de éste trabajo, fuente de inspiración y partícipes en la etapa más importante de mi vida.

A RUBÉN Y ARACELI

Por sus innumerables consejos y palabras ricas en sabiduría y consuelo; por su amistad y apoyo. Que Dios les siga bendiciendo.

A MIS AMIGOS

Con quién he compartido momentos que han dado sabor a mi ser y han ayudado al prospero crecimiento de mi carrera. Por las experiencias compartidas.

AGRADECIMIENTOS

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

Por darme la oportunidad de formar parte de
su universo, y así, servir con honestidad y sabiduría
de acuerdo a los principios, conocimientos y
experiencias que he obtenido durante mi estancia
en ésta, la máxima casa de estudios.

Por mi raza hablará el espíritu.

AL ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA

Por sus consejos e incondicional apoyo durante la realización
de ésta tesis.

A LA SECRETARÍA DE HACIENDA Y CRÉDITO PÚBLICO

Por haberme dado la oportunidad de iniciarme como profesionista:

M.I. Raúl Luna Arriaga
Ing. Nicolás Islas Coca
Lic. Juan Godinez

A COLINAS DE BUEN

Por permitirme desarrollarme como Ingeniero y por el
tiempo compartido de trabajo.

Ing. José Luis Sánchez
Ing. Rogelio Vargas
Ing. Fernando Pérez
Ing. Cesar Urrutia

A G.H.I.

Por su apoyo en la realización de ésta tesis.

Ing. J. Victor Padilla Correa
Ing. Juan Carlos Estrada Romero

ÍNDICE.

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN.	
CAPÍTULO I. CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE.	1
I.1 ANTECEDENTES.	2
I.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.	5
I.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO.	9
I.4 CIMENTACIÓN.	20
CAPÍTULO II. SEGURIDAD ESTRUCTURAL.	25
II.1 SEGUIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO Y LA ESTRUCTURA DEL INMUEBLE DESDE SU CONSTRUCCIÓN.	26
II.2 SUCESOS RELEVANTES Y ACCIONES TOMADAS.	37
CAPÍTULO III. PROPUESTAS DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.	48
III.1 PRIMERA ACCIÓN CORRECTIVA POR MEDIO DE LASTRE.	49
III.2 UTILIZACIÓN DE LASTRE DEBIDO A LA FALLA DE LOSA DE SÓTANO EN UN MODULO DEL INMUEBLE.	61
III.3 RECOMENDACIONES PARA UN MEJOR COMPORTAMIENTO A CORTO Y LARGO PLAZO.	69
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES DEL SUBSUELO.	95
IV.1 CALCULO DE DEFORMACIONES.	96
IV.2 VELOCIDAD DE HUNDIMIENTOS Y EXPANSIONES LOCALES.	101
IV.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO.	105

	PÁGINA
CAPÍTULO V. SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE DEFORMACIONES DIFERENCIALES, A TRAVÉS DE UN PROCESO DE INYECCIÓN Y BOMBEO DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL INMUEBLE.	
	109
V.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.	110
V.2 PROYECTO DE INYECCIÓN Y BOMBEO DE AGUA AL SUBSUELO.	121
V.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL INMUEBLE DEBIDO AL MÉTODO DE CORRECCIÓN DE DEFORMACIONES EMPLEADO.	152
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES.	164
BIBLIOGRAFÍA.	

INTRODUCCIÓN.

La Ciudad de México esta dividida en tres zonas, de acuerdo al capítulo de "Diseño de Cimentaciones" del "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", en el cual se definen las características generales de cada zona como sigue:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

Esta clasificación determina la calidad y tipo de cimentación, además de la estructuración y parámetros de diseño para cada zona en particular, por lo que es importante notar que para el desarrollo de un proyecto de edificación dentro de los límites de la Ciudad de México, éste, deberá estar contemplado en alguna de las zonas antes mencionadas, y del resultado que se dé en el análisis tomar los factores que aseguren la estabilidad del inmueble, en lo concerniente a la interacción con el suelo donde se desplante y los efectos que éste último le provoquen a la estructura.

En el presente trabajo, se analizarán las características de un inmueble ubicado en Zona III (o "Lacustre"), una de las zonas donde se han presentado diferentes efectos negativos sobre las edificaciones desplazadas en ella y en la cual se ubican la mayor parte de las actividades económico, social y político de la Ciudad y en cierto grado del País.

Los objetivos de la tesis son recopilar la información que determine la historia del inmueble, determinar las características de la edificación y del subsuelo, definir los efectos del subsuelo sobre la estructura y su interacción, analizar las causas y soluciones a problemas

presentados en el inmueble debidos a hundimientos diferenciales, y por último presentar y evaluar el proceso para el control y solución al problema de hundimientos diferenciales.

Para estos fines, se dividió la tesis en seis capítulos. En el primero se hace un análisis del uso del inmueble y se definen las características de la estructura, su cimentación y el suelo donde esta desplantado el inmueble.

En el segundo capítulo se mencionan los monitoreos y el control que se le ha dado tanto a la estructura como al subsuelo del inmueble, y los diferentes eventos que han sido han sido considerados como de riesgo para la estabilidad estructural y funcionalidad del mismo y las causas que los provocaron.

El capítulo tercero describe las soluciones y propuestas al efecto causado en la estructura del inmueble, debido a los hundimientos diferenciales.

En el capítulo cuarto se hace un modelo del inmueble para analizar y comparar los resultados obtenidos por medio de herramientas teóricas, con los datos obtenidos por los diferentes especialistas involucrados en el proyecto, se analizan los efectos regionales y se describen algunas propuestas para detener el efecto negativo de los hundimientos diferenciales sobre el conjunto, así como los posibles efectos debido a las soluciones propuestas.

El capítulo quinto trata lo referente a la solución que se determinó como más viable para el control de los hundimientos diferenciales adversos, desde el estudio del sitio hasta las primeras etapas de operación del sistema a utilizar como solución al problema mencionado.

En el capítulo sexto se presentan las conclusiones y comentarios finales del análisis y resultados obtenidos en este trabajo.

Por último, cabe señalar que debido a la magnitud del inmueble en estudio, sus características, organización y control, comprende y abarca de alguna forma las áreas en las que interviene directamente el Ingeniero Civil, así como, aquellas áreas que se vinculan y relacionan indirectamente, como lo es la economía, la administración, la legislación y el ámbito social, ya que todas estas no pueden estar deslindadas de las actividades ingenieriles, pues, cada una de ellas, complementa y sustenta las bases y desarrollo de la solución al problema por resolver.

CAPÍTULO I.

CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE.

I.1 ANTECEDENTES.

I.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

I.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO.

I.4 CIMENTACIÓN.

I.1 ANTECEDENTES.

El Inmueble de análisis corresponde al proyecto denominado como "Conjunto Hidalgo". El objetivo del inmueble consistió en formar un centro operativo de oficinas administrativas y de servicios del Banco de México a finales de la década de los 70's, actualmente las instalaciones son ocupadas por personal de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público como parte del área administrativa de dicha dependencia.

Este centro se construyó sobre una extensa área conformada por siete manzanas limitadas por las calles de Valerio Trujano, Av. Paseo de la Reforma y Av. Hidalgo, al poniente del Centro Histórico del Distrito Federal; dentro de estos límites, las manzanas mencionadas se encontraban divididas por las calles: Soto, Santa Veracruz, Pensador Mexicano, Insurgentes Pedro Ascencio y Mina, como se muestra en la figura 1. EL área total es de 35, 000 m² aproximadamente.

Para la construcción del inmueble se tuvieron que demoler todas las construcciones existentes dentro de las siete manzanas, dejando solo la construcción ocupada por el Hotel Cortés, al sudoeste del predio, específicamente en la esquina de las avenidas Hidalgo y Paseo de la Reforma. El predio donde se ubica el Hotel Cortés ocupa un área en planta de 1 385 m² y actualmente se encuentra en funcionamiento, formando parte del grupo de construcciones de la época Colonial en el centro de la Ciudad de México. La ubicación y distribución final del área que ocupa el inmueble se ve en la figura 2.

Debido a las diferentes cargas a las que se sometió previamente el terreno del inmueble y a las características de las estructuras que se desplantarían sobre él, se hicieron estudios geotécnicos del subsuelo, identificando los estratos existentes y los grados de preconsolidación en las diferentes áreas del terreno con tal de asegurar la estabilidad de las estructuras, tomando en cuenta que el terreno donde se encuentra el inmueble es la denominada como Zona III o "Zona de Lago", integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo y arcilla, donde se podrían presentar hundimientos y expansiones diferenciales del subsuelo por las diversas cargas aplicadas al mismo, que alterarían la seguridad de las estructuras por construir, rebasando los estados límite de falla y de servicio.

Teniendo en cuenta estos antecedentes y basándose en los resultados obtenidos en los estudios de mecánica de suelos, se diseñaron tanto las estructuras de los edificios, como la cimentación del inmueble.

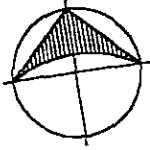


Figure # 1

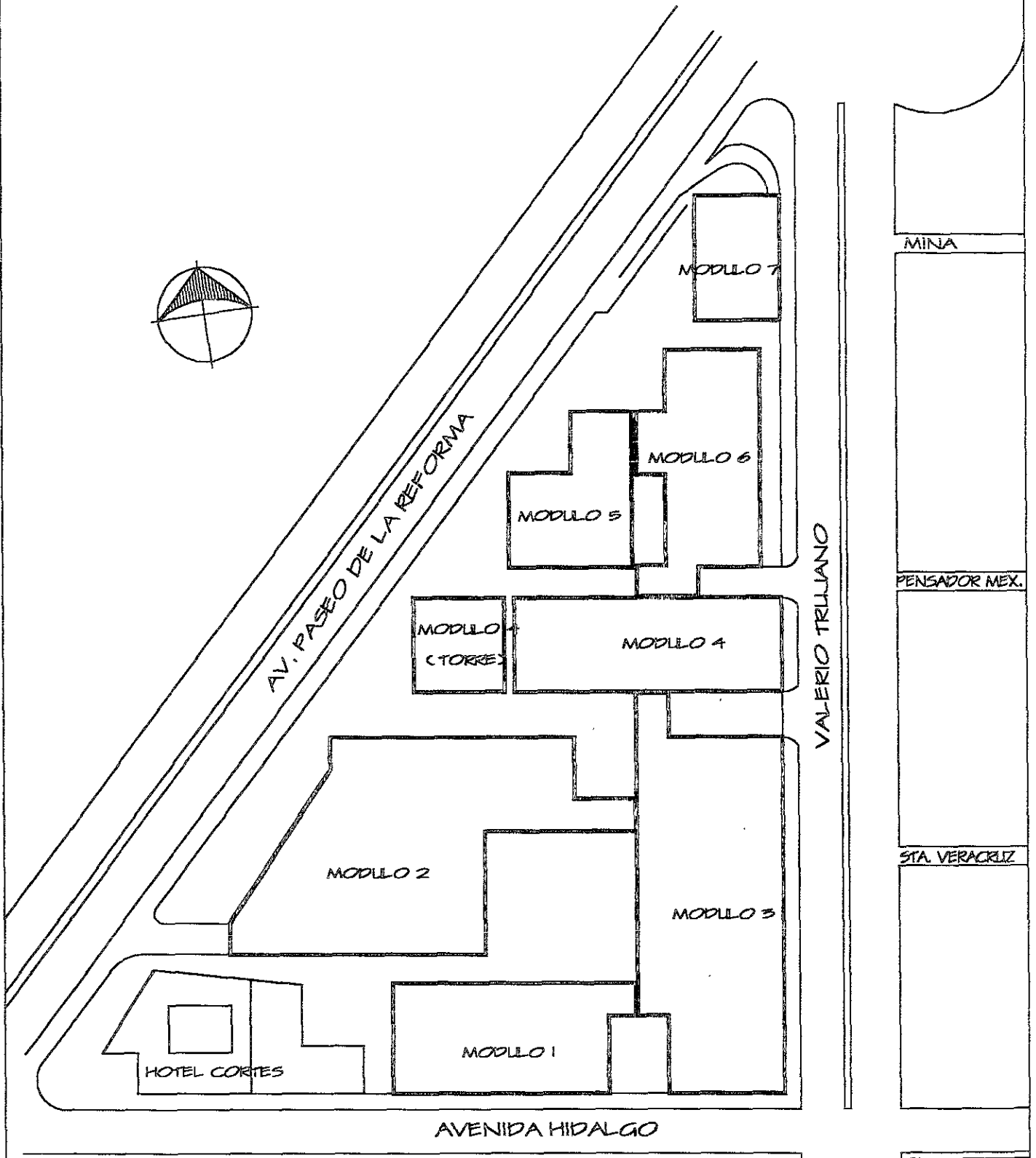


Figura #2

El proyecto denominado “Conjunto Hidalgo” está organizado de tal forma que los edificios funcionan como módulos, con dos sótanos comunes de estacionamiento en todo el inmueble; este tipo de arreglo trajo como consecuencia una excavación de hasta 6.40 m. de profundidad promedio en toda el área y consecuentemente una cimentación sobrecompensada que une tanto las estructuras independientes como las plazas y los cuerpos de liga entre edificios. Además la cimentación debería transmitir los diferentes esfuerzos aportados por las estructuras al suelo, de tal manera que toda el área trabajase como un solo cuerpo independiente para evitar las posibles deformaciones por hundimientos y expansiones diferenciales por la variación de esfuerzos transmitidos, los cuales tenderían a desestabilizar las estructuras y con ello un inadecuado funcionamiento del inmueble.

I.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

Originalmente el inmueble contempla la construcción de 7 edificios denominados Módulos, de 2 a 6 niveles y cuerpos de liga entre módulos de 4, 5 y 6 niveles combinados. Además en toda el área se tendrían dos niveles de sótanos de 6.40 m de profundidad total promedio y dos fuentes de igual profundidad.

Entre los edificios existirían áreas para plaza cuyo piso terminado estaría aproximadamente 0.70 m sobre el nivel de la calle al inicio de la construcción.

Desde el origen del proyecto hasta su construcción y posterior mantenimiento las características de las estructuras han ido cambiando por diversos factores que se analizarán *subsecuentemente en los capítulos correspondientes, actualmente se pueden identificar las características generales de cada una de las estructuras que se encuentran en servicio, como se muestran en la tabla 1.*

TABLA 1

Módulo No.	Area en planta m ²	No. de niveles ^o	Presión total transmitida t/m ² *
1	3 600	4	8.5
2	4 398	5	9.0
3	4 920	4 y 5	9.0
4	2 925	8 y 9	9.0
5	1 990	5	8.5
6	3 220	5	9.0
7	954	9	10.0
Area de plazas y jardines	10 734	2	2.5
Area de fuentes	923		2.5
Cuerpos de liga	795	4, 5 y 6	8.5 y 9.0
Total	34 459 m ²		

^o Incluye sótanos.

* Incluye sótanos jardines en las azoteas y un espesor promedio de cimentación de 0.50 a 0.60 m (Losas de cimentación y contrarabes invertidas).

Los edificios están estructurados por medio de columnas, trabes y losas de concreto reforzado, con una distancia entre ejes de columnas de 9.76 m.

En la figura 3 se observa la ubicación de los módulos y distribución de los ejes.

Así como en la figura 4 se tienen cortes verticales transversales, donde se observan los diferentes niveles de los módulos y sótanos.

El área cubierta por los módulos cuatro y siete tienen un tercer sótano con nivel de piso terminado a - 9.45 m de profundidad, con respecto al nivel de banqueteta que tiene la esquina formada por las avenidas Hidalgo y Valerio Trujano.

La dimensión de las columnas varía debido a las características de los módulos, así como a los acontecimientos que han ido ocurriendo durante la historia del conjunto, teniendo como resultado columnas de dimensiones de 60X60, 70X70 y 90X90 centímetros.

De acuerdo a la clasificación de las estructuras, definida en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.C.D.F.) y las características de funcionalidad, el inmueble pertenece al grupo B1.

Basándose en las características estructurales, geométricas y de los materiales, se considera un factor de comportamiento sísmico Q=2, esto, para los módulos de dos a tres niveles sobre el nivel de la calle; además las estructuras se consideran como regulares, ya que satisfacen

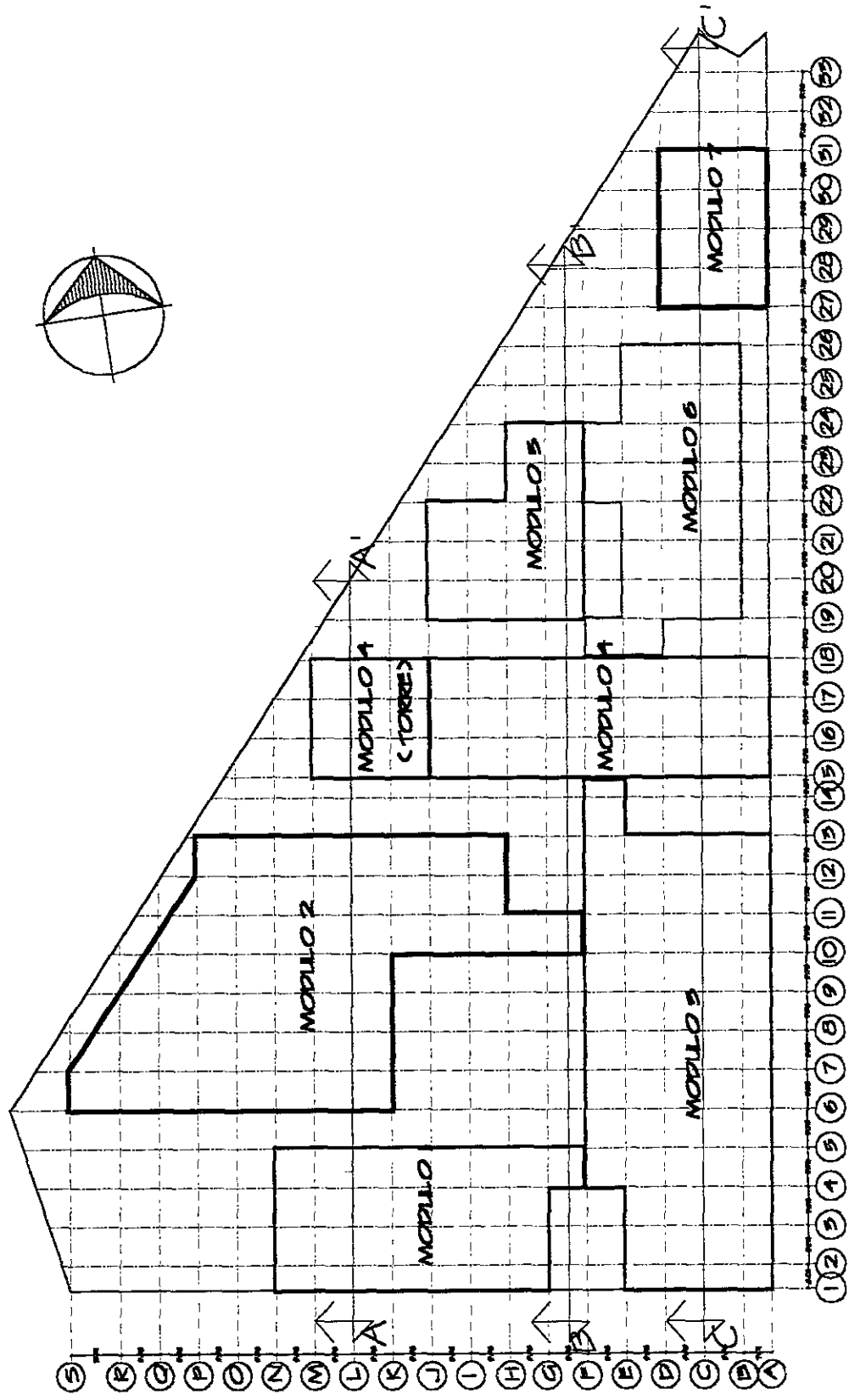


Figura 1.3

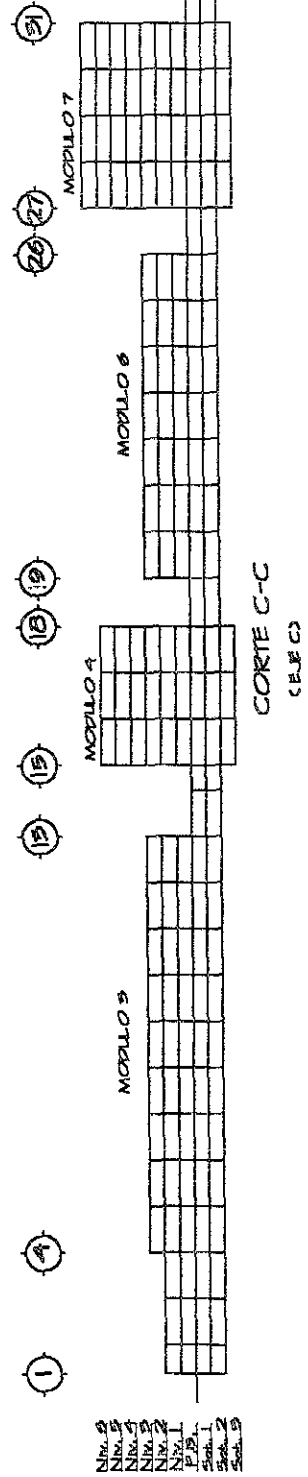
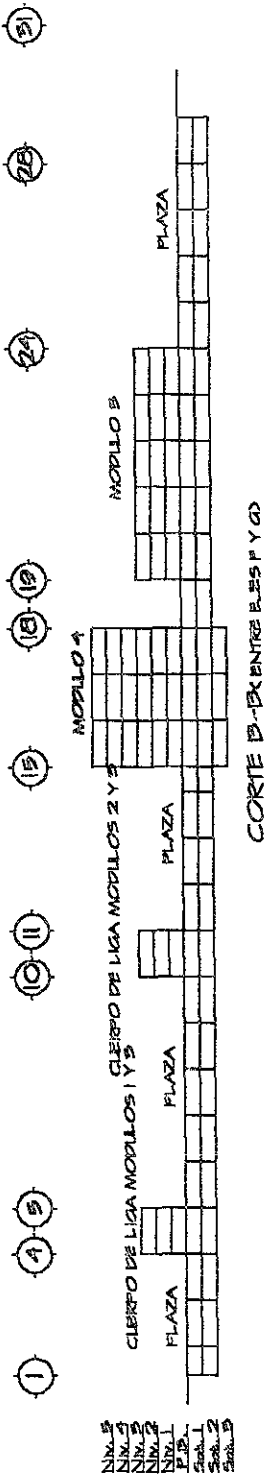
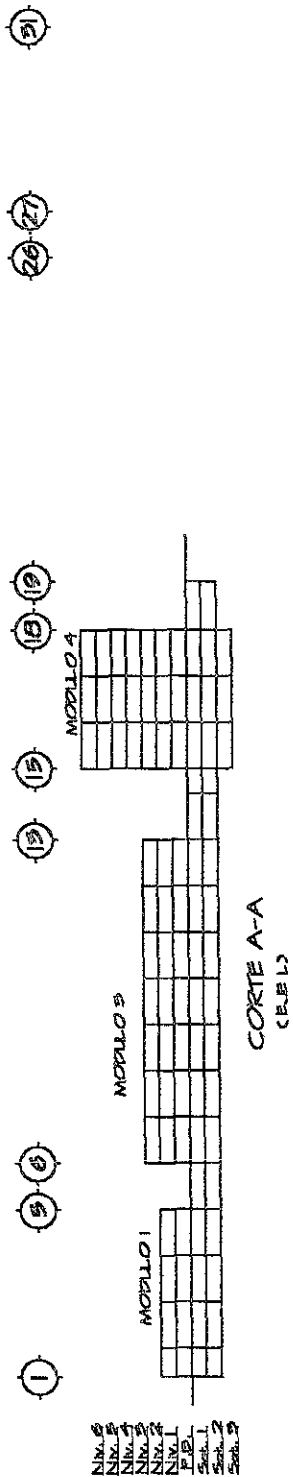


FIGURA 6.4

los requisitos de las condiciones de regularidad de las Normas Técnicas Complementarias para Sismo del R.C.D.F. por lo que el valor del coeficiente sísmico no se ve reducido.

Cabe señalar que el módulo VII tiene una estructuración mixta, esto es, contiene elementos de acero y concreto, debido a que el diseño original formado por una estructura de concreto y un número mayor de niveles a los existentes no cumplía con los lineamientos de seguridad estructural estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente al inicio de la construcción de dicho módulo.

I.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO.

Dentro del análisis de las características del inmueble, es de especial interés conocer cómo está conformado el subsuelo donde se desplanta el "Conjunto Hidalgo".

En el presente tema se identificarán las características del subsuelo según los estudios de mecánica de suelos realizados antes de la construcción del inmueble y más adelante en los subcapítulos en este mismo contexto, se analizarán los estudios que se hicieron para dar solución a los problemas que iban presentándose debido a las deformaciones que sufriría el subsuelo del inmueble después de su construcción.

Antes de que se empezara a construir y para determinar el tipo de cimentación que se debería tener (tomando en cuenta las características de las estructuras y la magnitud del proyecto), se contaba con algunos antecedentes que fueron de utilidad para apoyar los resultados del estudio de mecánica de suelos. Con estos antecedentes solo se efectuaron cinco sondeos profundos y seis sondeos de pozos a cielo abierto con una distribución que pudiera conocer las variaciones estratigráficas del predio, debido a que la zona ha sido sometida a distintas condiciones de carga durante un largo periodo de tiempo.

Dos de los sondeos profundos fueron realizados por métodos mixtos (Sondeo de Penetración Estándar y tubos de pared delgada tipo Shelby hincados a presión), de los cuales se obtuvieron muestras alteradas y muestras inalteradas en una relación 60% y 40% respectivamente; los tres sondeos restantes se realizaron por medio de Tubo tipo Shelby con muestras inalteradas, como en el caso de los pozos a cielo abierto donde además se determinó el nivel de aguas freáticas promedio a 2.00 m. y las características de los estratos de interés determinado.

En los sondeos profundos variaron de 30.20 m a 50.10 m, en tanto los pozos a cielo abierto tuvieron una profundidad entre 2.50 y 3.00 m. Cabe señalar que los sondeos profundos mixtos

llegaron hasta los depósitos profundos o segunda capa dura del Valle de México. En la figura 5 y 5-A se observan los perfiles estratigráficos de los sondeos mixtos, en tanto, en las figuras 6, 6-A y 6-B se muestran los sondeos inalterados.

Se instalaron ocho bancos de nivel someros desplantados a 9 m de profundidad en todo el perímetro del predio y dos Bancos de Nivel profundos a 33 m y 48 m, con tal de tener puntos de referencia fijos durante la construcción del conjunto; además se instalaron dos estaciones piezométricas (EP) compuestas con cuatro piezómetros cada una, la distribución es la siguiente:

EP-1 (Av. Hidalgo y Valerio Trujano) con niveles a 8.00, 21.90, 33.00 y 45 m de profundidad.

EP-2 (Av. Paseo de la Reforma y calle I. Pedro Ascencio) con niveles a 8.00, 13.50, 33.00 y 45.00 m.

En septiembre de 1979 se tomaron las primeras lecturas en las estaciones piezométricas con los siguientes resultados, mostrados en la tabla 2:

TABLA 2

EP-1

Piezómetro	Profundidad media del bulbo (m)*	Presión de agua t/m^2	Pérdida de presión t/m^2
NAF	2.00		
P-1	8.00	4.25	1.75
P-2	21.90	15.00	4.90
P-3	33.00	13.90	17.10
P-4	45.00	20.40	22.60

TABLA 2 (continuación)

EP-2

Piezómetro	Profundidad media del bulbo (m)*	Presión de agua t/m^2	Pérdida de presión t/m^2
NAF	2.00		
P-1	8.00	5.90	0.10
P-2	13.50	10.50	1.00
P-3	33.00	12.58	18.42
P-4	45.00	21.00	22.00

* Las profundidades correspondientes al brocal de cada sondeo se determinaron por medio de correlaciones lineales basadas en un plano de secciones, las cuales están referidas a un banco de nivel general de cota arbitraria 100 localizado en un arbotante ubicado en la esquina formada por las calles Valerio Trujano y Av. Hidalgo.



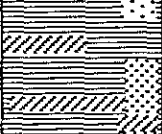
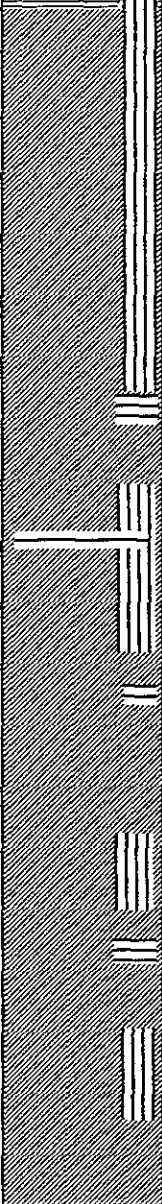
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO M-1				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
2.30	RELLENO Y RESTOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.		NAF	1
				2
				3
4.60	LIMO POCO ARCILLOSO CON ARENA MUY FINA Y SUELTA.			4
				5
				6
				7
7.30	LIMO ARCILLOSO CAFE Y GRIS EN ESTADO SUELTO.		MH	8
				9
				10
dd	ARCILLA CON FOSILES MUY BLANDA, VERDE, GRIS Y CAFE ROJIZO, CON INTERCALACIONES DE ARENA FINA.			11
				12
				13
				14
				15
				16
				17
				18
				19
				20
				21
				22
				23
				24
				25
				26
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
32.10			MH	

Figura # 5

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO M-1				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
36.10	LIMO Y LIMO ARENOSO GRIS EN ESTADO MUY COMPACTO		ML	47
				48
				49
				50
				51
				52
38.70	ARCILLA GRIS VERDOSO CON FOSILES, MUY BLANDA.		CH	53
				54
				55
39.40	VIDRIO VOLCANICO			56
44.10	ARCILLA CON FOSILES VERDE Y GRIS, MUY BLANDA			57
				58
				59
				60
				61
				62
				63
				64
50.10	LIMO COMPACTO, GRIS CON VETAS DE ARENA FINA.		CL	65
				66
				67
				68
				69
				70
				71
				72
				73

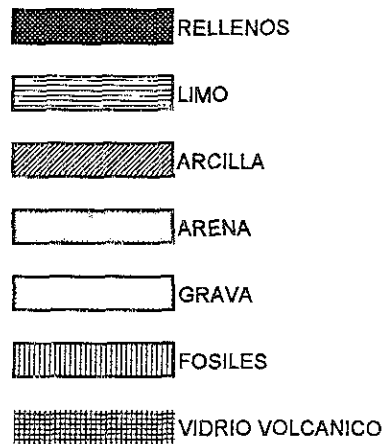


Figura # 5

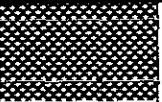
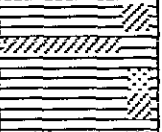
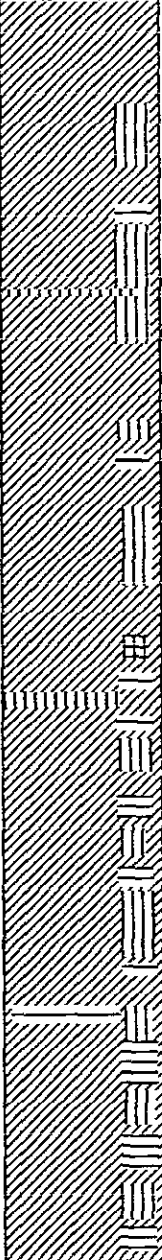
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO M-2				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS	MUESTRA #
2.30	MATERIAL DE RELLENO Y RESTOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.		NAF	1
				2
5.20	LIMO ARENOSO SUELTO CAFE Y GRIS CON INTERCALACIONES DE ARCILLA.		CH	3
				4
				5
				6
				7
5.80	ARCILLA LIMOSA GRIS.		CH	8
31.70	ARCILLA CON FOSILES MUY BLANDA, VERDE Y CAFE ROJISO CON INTERCALACIONES DE ARENA Y LIMO.			9
				10
				11
				12
				13
				14
				15
				16
				17
				18
				19
				20
				21
				22
				23
				24
				25
				26
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				

Figura # 5A

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO M-2				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
32.10	ARENA FINA GRIS			45
33.30	LIMO GRIS Y CAFE MUY COMPACTO.			46
				47
				48
36.30	ARENA FINA LIMOSA GRIS MUY COMPACTA.			49
				50
				51
				52
				53
43.80	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA MEDIA, COLOR GRIS VERDOSO Y CAFE ROJISO.			CH
			54	
			55	
			56	
			57	
			58	
			MH	
			59	
			60	
			61	
45.55	LIMO ARENOSO GRIS CLARO MUY COMPACTO.		62	
45.55	LIMO ARENOSO GRIS CLARO MUY COMPACTO.		63	
			64	
			65	


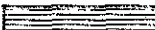





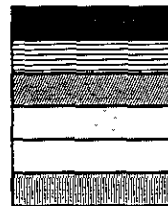
-  RELLENOS
-  LIMO
-  ARCILLA
-  ARENA
-  GRAVA
-  FOSILES
-  VIDRIO VOLCANICO

Figura # 5A

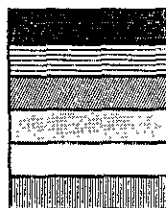
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO I-1				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
2.30	MATERIAL DE RELLENO Y RESTOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.		NAF	1
				2
4.30	LIMO ARENO ARCILLOSO GRIS.		ML CL	3
				4
				5
5.70	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO.		MH	6
				7
30.40	ARCILLA CON FOSILES CAFE, VERDE Y GRIS CON ALGUNAS INTERCALACIONES DE LIMO Y ARENA FINA.		CH	8
				9
				10
				11
				12
				13
				14
				15
				16
				17
				18
				19
				20
				21
				22
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				



RELLENOS
LIMO
ARCILLA
ARENA
GRAVA
FOSILES

Figura # 6

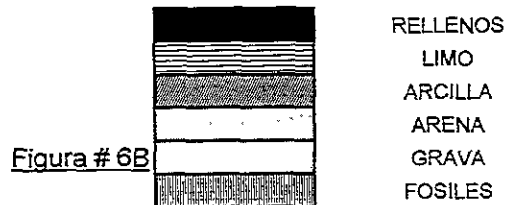
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO I-2				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
2.40	RELLENO Y RESTOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.		NAF	1
				2
4.85	LIMO ARENO ARCILLOSO CAFE CON ARENA FINA.		CH	3
				4
				5
				6
5.75	ARCILLA LIMOSA GRIS.		CH	7
30.85	ARCILLA CAFE, VERDE Y GRIS, CON FOSILES E INCLUSIONES DE ARENA FINA Y CENIZA VOLCANICA.		CH	8
				9
				10
				11
				12
				13
				14
				15
				16
				17
				18
				19
				20
				21
				22
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				



RELLENOS
LIMO
ARCILLA
ARENA
GRAVA
FOSILES

Figura # 6A

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO I-3				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	SIMBOLOS	CLASIFICACIÓN SUCS.	MUESTRA #
1.60	MATERIAL DE RELLENO Y RESTOS DE MATERIALES DE CONST.		NAF	
5.30	LIMO ARENOSO FINO CAFE Y GRIS.		OH	1
			MH	2
				3
				4
				5
30.20	ARCILLA CON FOSILES GRIS, VERDE Y CAFE CON INTERCALACIONES DE ARENA FINA Y LIMO.		CH	6
				7
				8
			CH	9
				10
				11
				12
				13
			CH	14
				15
			CH	16
				17
				18
			CH	19
				20
				21
				22
			CH	23
		24		
		25		
		26		
		27		
	MH	28		
		29		
		30		
	MH	31		
		32		
		33		



Para definir los tipos de materiales encontrados en los sondeos se utilizó el S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y además se efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio y campo:

- a) Pruebas índice y de clasificación.
- b) Clasificación visual y al tacto en húmedo y seco.
- c) Contenido de agua.
- d) Límites de plasticidad (líquido y plástico).
- e) Granulometría por mallas y lavados.
- f) Resistencia al corte con torcómetro.

De acuerdo a la zonificación que se ha definido en el Distrito Federal, el inmueble de interés se encuentra ubicado en "Zona de Lago"; la cual es caracterizada por su alta compresibilidad y baja resistencia al corte.

Dentro de esta clasificación se distinguen los siguientes estratos típicos, mismos que se describen con datos obtenidos de los sondeos realizados en el cuadro I:

CUADRO I	
Profundidad	Descripción
MANTO SUPERFICIAL	
0.00 - 2.20 m	Reellenos y restos de materiales de construcción. $\gamma_m = 1.59 \text{ t / m}^3$
2.20 - 5.95 m	Limo arenoso café y gris en estado suelto, con intercalaciones de arcillas limosas del mismo color. $W = 50\%$ $\gamma_m = 1.61 \text{ t / m}^3$ $c: 1.40 \text{ a } 7 \text{ t / m}^2$ $\phi: 22^\circ \text{ a } 30^\circ$
FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR	
5.95 - 8.75 m	Arcilla café y gris con fósiles, muy blanda. $W = 350\%$ $\gamma_m = 1.17 \text{ t / m}^3$ $c: 3 \text{ t / m}^2$ $k: 9.7 \times 10^{-7} \text{ m / s. a } 18.0 \times 10^{-7} \text{ m / s.}$ Capa de limo a 6.50 m de profundidad, de 0.50 m de espesor contiene $W = 60\%$
8.75 - 10.00 m	Arena fina negra, suelta, poco limosa. $W = 50\%$ $\gamma_m = 1.38 \text{ t / m}^3$

CUADRO I (continuación)

Profundidad	Descripción
10.00 - 17.00 m	Arcilla café, verde y gris con fósiles, muy blanda. $W = 250\%$ $\gamma_m = 1.11 \text{ t/m}^3$ $c: 2.5 \text{ a } 3 \text{ t/m}^2$ $k: 6.4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$
17.00 - 25.00 m	Arcilla verde y gris con fósiles, con algunas inclusiones de limo y arena fina. $W = 200\%$ $\gamma_m = 1.21 \text{ t/m}^3$ $c: 3 \text{ a } 6 \text{ t/m}^2$
25.00 - 32.00 m	Arcilla gris y café rojizo con fósiles, con vetas pequeñas de limo. $W = 225\%$ $\gamma_m = 1.19 \text{ t/m}^3$ $c_m = 7 \text{ t/m}^2$
PRIMERA CAPA DURA	
32.00 - 36.20 m	Limo y limo arenoso gris en estado muy compacto. $W : 25 \text{ a } 50 \%$ $\gamma_m = 1.18 \text{ t/m}^3$ $c = 1 \text{ t/m}^2; \phi = 37^\circ$
FORMACION ARCILLOSA INFERIOR	
36.20 - 44.00 m	Esta formación se compone de arcilla color gris verdoso y café rojizo de consistencia muy blanda a media. $W = 150 \%$ $\gamma_m = 1.34 \text{ t/m}^3$ $c: 4 \text{ a } 15 \text{ t/m}^2$ Capa de vidrio volcánico de 38.70 39.40 m de profundidad, en un estado muy compacto. $W = 50 \%$
De 44.00 m en adelante	Esta capa, también conocida como "Segunda Capa Dura", la forman limos arenosos de color gris muy compactos con vetas de arena fina. $W : 25 \text{ a } 50 \%$ $\gamma_m = 1.90 \text{ t/m}^3$

La profundidad de desplante del inmueble se tomó como un promedio de las diferentes profundidades para cada edificio que variaban entre 6.24 m, 6.41 m y 6.54 m. Tomando el promedio como 6.40 m, referido al nivel de banquetea existente.

Para facilidad en los cálculos de la cimentación y las características del subsuelo se dividió el terreno en tres zonas: norte, centro y sur. Los edificios ubicados en zona norte son los 5, 6 y 7; para la zona centro el edificio sería el número 4 y para la zona sur los edificios 1, 2 y 3. Esta distribución se puede ver en la figura 3.

Tomando en cuenta las características de las estructuras y subestructuras y la zonificación del terreno, se determinaron las descargas por excavación.

En la zona norte se tuvo una descarga por excavación de 9.52 t/m^2 ; en la zona sur la descarga fue de 10.16 t/m^2 y para la zona central se tomó un promedio de los valores anteriores de 9.84 t/m^2 .

Con estos datos se determinó la sobrecompensación de cada una de las estructuras como se muestra en la tabla 3.

En el caso del empuje por flotación se tiene un valor constante de 4.40 toneladas por metro cuadrado para la profundidad de desplante señalada. Este empuje por flotación no implica riesgo alguno, ya que la presión transmitida por las estructuras es mayor a la presión por flotación, excepto en el área de fuentes donde se solucionó el problema dejando un lastre de concreto ciclópeo de 1.36 m. de altura sobre el nivel la losa de fondo.

TABLA 3

MODULO No.	AREA m^2	No. DE NIVELES INCLUYENDO 2 SOTANOS	PRESION TRANSMITIDA t/m^2 *	DESCARGA POR EXCAVACION t/m^2	SOBRECOMPENSACION O COMPENSACION t/m^2 **	PRESION HIDROSTATICA t/m^2
1	3 600	4	8.50	10.16	-1.66	4.40
2	4 398	5	9.00	10.16	-1.16	4.40
3	4 920	4 Y 5	9.00	10.16	-1.16	4.40
4	2 925	8 Y 9	9.00	9.84	-0.84	4.40
5	1 990	5	9.40	9.52	-1.02	4.40
6	3 220	5	9.00	9.52	-0.52	4.40
7	954	9	10.00	9.52	+0.48	4.40
Area de plaza y jardines.	10 734	2	5.00	9.84	-4.84	4.40
Fuentes.	923	-	2.00	9.84	-7.84	4.40
Cuerpos de liga.	795	4, 5 y 6	8.50 y 9.00	10.16	-1.66 y -1.16	4.40

* Incluye los dos niveles de sótano, jardines en la azotea de algunos edificios y un espesor promedio de cimentación de 50 a 60 cm. (Losa de cimentación y contratraves invertidas).

** (-) Sobrecompensación.
(+) Compensación parcial.

1.4 CIMENTACIÓN.

El diseño de la cimentación está basado en varios aspectos generales los cuales se refieren a los siguientes puntos:

Dadas las características del proyecto, tanto estructurales como de servicio, se dedujo que gran parte del área construida quedaría sobrecompensada, principalmente en áreas de plazas, jardines y fuentes. La descarga por excavación es mayor que la carga transmitida al suelo por las estructuras y solo los edificios quedan parcialmente compensados.

También se tomó en cuenta el nivel de aguas freáticas, que en promedio se encontró a 2.00 m del nivel del terreno natural, por lo que la profundidad de desplante proyectada quedaría por debajo de este nivel, ocasionando efectos de flotación considerable.

Debido a que en el proyecto se tiene una heterogeneidad de cargas actuantes sobre el subsuelo del inmueble, la cimentación debería diseñarse de tal forma que se lograra un comportamiento uniforme del conjunto tanto a corto como a largo plazo, teniendo en cuenta, que el hundimiento regional era de 5.80 cm / año aproximadamente, de acuerdo al boletín de la Comisión de Aguas del Valle de México, donde además se registró, un hundimiento regional de 20 cm para el periodo de 1970 a 1973.

Con esto se determinó que la cimentación debía ser del tipo mixto. Constituida básicamente por un cajón de cimentación unida a pilotes de fricción trabajando a tensión. El cajón de cimentación forma parte de la estructura de los sótanos; la losa de fondo, corresponde a una losa plana de concreto reforzado de 0.45 m de espesor rigidizada con contratraves invertidas de 2.00 m de peralte, ubicadas en los ejes de columnas y perimetralmente por muros de contención del tipo "Milán", sin muros estructurales de acompañamiento. Los pilotes están anclados al cajón de cimentación descrito, en las zonas de plazas y fuentes, de manera que las expansiones por sobrecompensación sean restringidas a límites tolerables y además que sean compatibles con las esperadas en el resto de la estructura.

Los edificios quedaron con sobrecompensaciones tales, que se permitió dejarlos sin pilotes, independientemente de que se revisaron las expansiones a largo plazo producidas por esa descarga permanente.

De acuerdo con el cuadro 3, los edificios del 1 al 6 presentaban una sobrecompensación promedio de 1.06 t/m^2 y para el módulo 7 una compensación parcial de 0.48 t/m^2 . Lo que era aceptable para tener expansiones máximas a largo plazo dentro de los límites y reglamentos permitidos en esa época; de esta forma se tenía una expansión máxima de 6 centímetros para el módulo No. 1.

Tanto las plazas como fuentes deberían absorber la sobrecompensación por medio de pilotes de concreto reforzado. Para esas zonas piloteadas, las expansiones máximas a largo plazo variarían de 7.5 a 12 cm.

En base a lo anterior se buscó la uniformidad del conjunto y se analizó la posibilidad de dejar una sobrecompensación permanente de 3 t/m^2 en toda el área construida, lo que ocasionaría una expansión máxima a largo plazo del orden de 12 cm.

Además se determinó la sobrecompensación remanente en cada zona así como el número de pilotes requerido para absorber dicha sobrecompensación. Con el objeto de uniformizar el comportamiento del conjunto a largo plazo y hacer homogénea la solución de la cimentación, se colocarían pilotes adicionales a los requeridos por el exceso de sobrecompensación, debajo de los edificios, ubicándolos en las uniones de las contratrabes, las expansiones remanentes calculadas eran no mayores a 5 cm para una expansión total a largo plazo de 17 cm aproximadamente en todo el conjunto.

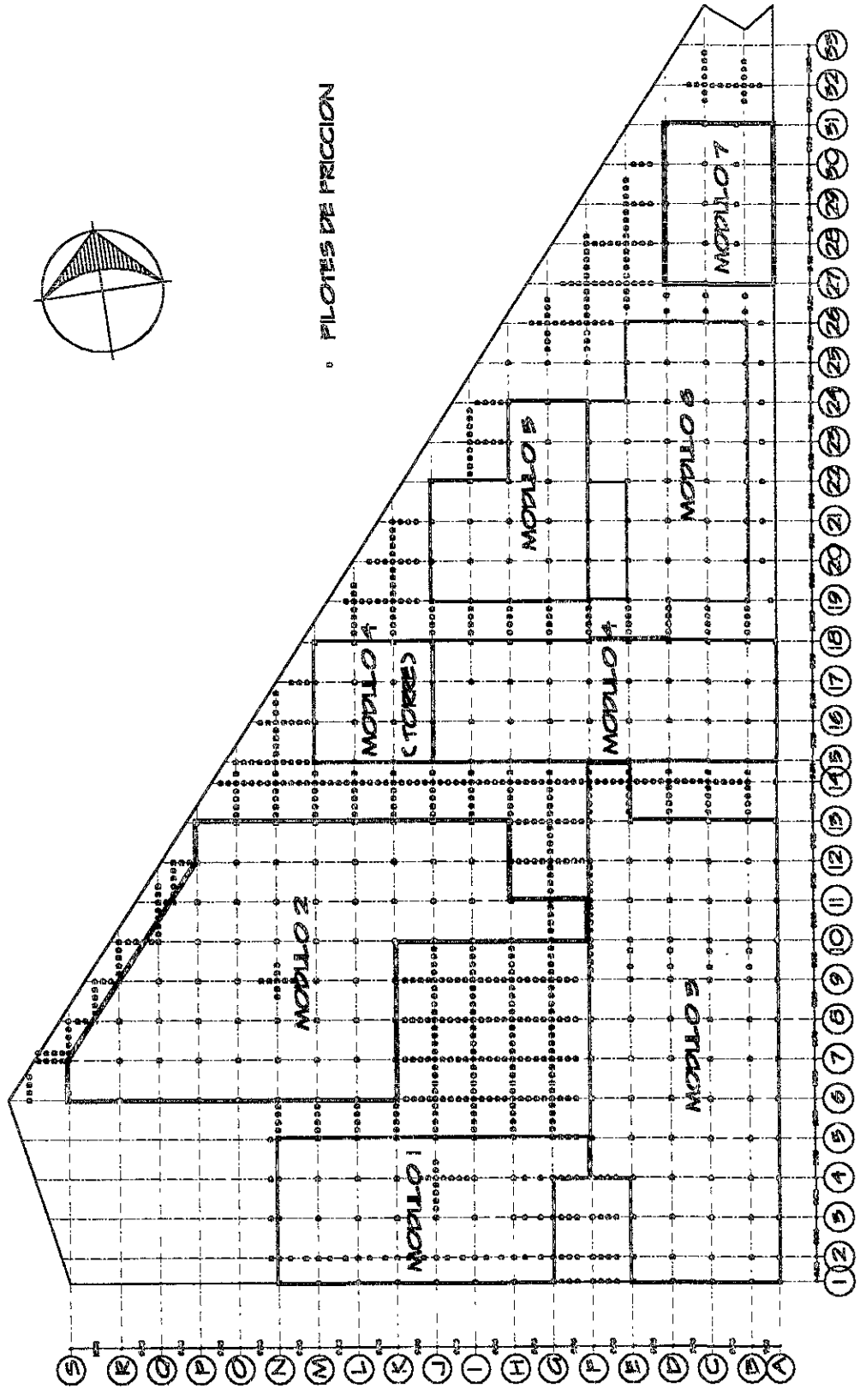
Los pilotes de concreto reforzado hincados para restringir las expansiones son de sección cuadrada de $0.40 \times 0.40 \text{ m}$, hincados hasta una profundidad de 27.4 m, dejando una distancia vertical entre la punta de los pilotes y la primera capa dura de 4.60 m, en ese entonces. En estas condiciones se tienen pilotes de 21.00 m. de largo más la longitud de anclaje con las contratrabes y la losa de fondo; la capacidad de carga a la extracción de diseño fue de 43.00 t / pilote.

La determinación del número de pilotes así como su distribución dentro de las zonas requeridas, está considerada por la influencia de la sobrecompensación permanente de los edificios. Es decir, la diferencia de los efectos entre edificios y plazas que se vería reducida en la medida en que los edificios tuvieran también una tendencia a levantarse con respecto a las áreas circundantes.

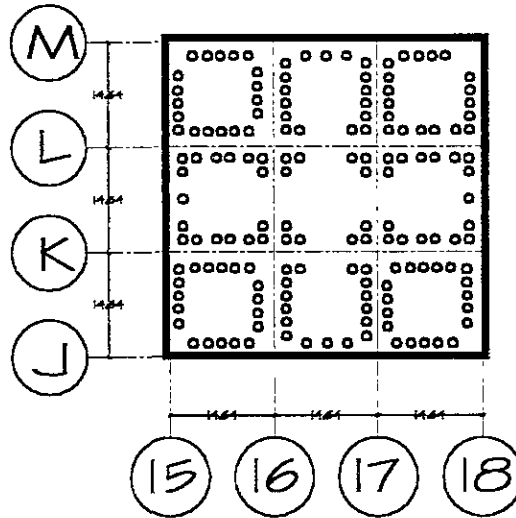
Además se tomó en cuenta que en las uniones de los edificios con las plazas debería existir una transición gradual de movimientos verticales para disminuir al máximo los momentos y fuerzas cortantes ahí generados, los pilotes deberían colocarse uniformemente en las zonas centrales de cada plaza.

Dado el análisis de cargas expuesto, se tienen en el conjunto 988 pilotes de concreto reforzado trabajando a tensión, lo que corresponde tener 9 pilotes por columna en la zona de plazas, 4 pilotes por columna en pasillos y un pilote bajo las columnas de los módulos (ver figura 7).

Debido a que el proyecto contemplaba la construcción de torres en el extremo poniente del módulo o edificio 4, entre los ejes M a J y 15 a 18, y en el módulo 7. En la cabecera poniente del módulo 4, se hincaron 156 pilotes de sección transversal de 0.60 m. de lado, apoyados en la primera capa dura a 32.50 m. de profundidad; y 182 pilotes de las mismas características en el área que cubre el módulo 7, con las distribuciones que se muestran en las figuras 8 y 8A respectivamente. Estos pilotes se conectarían a la subestructura mediante dispositivos de control de carga. Dado que se modificó el proyecto arquitectónico, eliminando la construcción de las torres, estos pilotes se encuentran desconectados de las estructuras, es decir, sin elementos de control, atravesando libremente en algunos casos la losa de fondo.



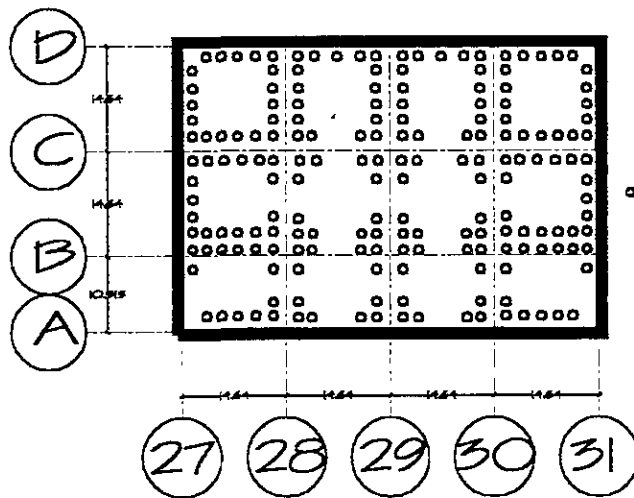
DISTRIBUCION DE PILOTES DE FRICCION



MODULO 4
(TORRE)

• PILOTES DE CONTROL

Figura # 8



MODULO 7

• PILOTES DE CONTROL

Figura # 8A

CAPÍTULO II.

SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

II.1 SEGUIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO Y LA ESTRUCTURA DEL INMUEBLE DESDE SU CONSTRUCCIÓN.

II.2 SUCESOS RELEVANTES Y ACCIONES TOMADAS.

II.1 SEGUIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO Y LA ESTRUCTURA DEL INMUEBLE DESDE SU CONSTRUCCIÓN.

De acuerdo con las características del inmueble, su importancia y magnitud, era necesario llevar un control del comportamiento del subsuelo así como de las estructuras, durante todas las etapas del proyecto.

Este control está basado, fundamentalmente en las características del subsuelo donde está cimentado el inmueble. Debido a la importancia de los diferentes factores que afectan la estabilidad del suelo y consecuentemente de las estructuras, como es la ubicación del predio en la denominada "Zona de Lago", según la zonificación urbana del Distrito Federal respecto a las características de los materiales del subsuelo. Esta corresponde a la ubicación de la antigua traza de la ciudad, en la que, antes de la construcción del inmueble, la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, donde se tienen diferentes estados de preconsolidación de las arcillas por los rellenos y grandes sobrecargas de construcciones prehispánicas y coloniales; así como edificaciones que pertenecen a la época moderna del Valle de México. Las cuales han ocasionado se tengan en esta zona, arcillas fuertemente preconsolidadas, y por otra parte, también existen arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Otro factor que afecta la estabilidad del inmueble, es la composición de los estratos del subsuelo, donde se puede identificar una formación arcillosa superior con altos contenidos de agua, baja resistencia al esfuerzo cortante muy compresible; bajo esta, se encuentra la primera capa dura o lente resistente, formada por un limo arenoso de alta compacidad y bajo contenido de agua. Inmediatamente después del lente resistente se haya la formación arcillosa inferior, de menor compresibilidad que la superior y de consistencia media. Tanto la formación arcillosa superior como la formación arcillosa inferior rigen los movimientos verticales del subsuelo, que afectan el comportamiento del inmueble.

Los movimientos que se pueden presentar en dichos estratos, se deben a varias causas, como son: el asentamiento natural de los depósitos, el que es de menor consecuencia, ya que este es un movimiento lento sin cambios bruscos de estado; la sobrecompresión que ejercen todas las edificaciones sobre los estratos del subsuelo del Valle de México, induciendo un asentamiento natural acelerado de los estratos; en mayor escala los hundimientos regionales y locales por el abatimiento del nivel de aguas freáticas, debido al continuo bombeo de agua del subsuelo para consumo de los habitantes del área urbana del Distrito Federal. Lo que implica la disminución de la presión de poro e incremento de los esfuerzos efectivos del subsuelo.

Un factor a considerar que afecta la estabilidad del inmueble y que tiene que ver con la composición del subsuelo sobre el cual está desplantado, es la continua actividad sísmica. Debido a la debilidad y alto contenido de agua de los suelos de la ciudad (principalmente en el lecho fangoso del antiguo sistema de lagos de la cuenca de México). Las ondas sísmicas que arriban al valle quedan atrapadas en este estrato de espesor promedio de 30 a 50 metros. Estas ondas sísmicas confinadas producen amplificación del movimiento del terreno, que en el caso del terremoto del 19 de septiembre llegaron a ser hasta cincuenta veces más grandes en el lecho del antiguo lago que las vibraciones sentidas en las zonas topográficamente más altas de la ciudad, donde el terreno es mucho más firme; esta amplificación del movimiento del terreno, tiene como consecuencia que los edificios de entre siete y dieciséis pisos son mucho más vulnerables a las vibraciones propias del lecho fangoso de la ciudad que otro tipo de construcciones y por tanto la posibilidad de falla o daño estructural grave.

En México, existe una zona de subducción a lo largo del Pacífico que abarca desde las costas de Jalisco hasta la frontera con Guatemala. Una placa relativamente pequeña denominada "Placa de Cocos" forma el piso oceánico del Pacífico mexicano y se mueve hacia el continente con una velocidad promedio de siete centímetros al año (figura 9). El movimiento relativo entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica, sobre la cual yace México, no es constante e ininterrumpido, sino que se lleva a cabo en deslizamientos súbitos y episódicos de la zona de contacto. Cada vez que se acumula energía suficiente en un cierto segmento de la falla ocurre un desplazamiento que puede llegar a ser del orden de uno a tres metros, originando así un terremoto. En algunas partes de la costa mexicana, como ciertas zonas de Oaxaca y Guerrero, por ejemplo, los grandes sismos parecen repetirse aproximadamente cada 35 ó 40 años; éste parece ser el lapso necesario para acumular suficiente energía capaz de generar un gran sismo.

En la figura 9 se indica la interacción de la placa de Cocos con la placa Norteamericana sobre la cual yace México. Las flechas indican la dirección y velocidad del movimiento relativo entre las placas de Cocos y Norteamericana.

Al introducirse por debajo de la costa sur de México, la placa de Cocos se rompe y deforma produciendo sismos profundos (80 a 100 km de profundidad) que reflejan los esfuerzos a que está sometida la placa al penetrar al interior de la tierra (figura 10). Si bien los sismos en el interior de la placa son menos frecuentes y de magnitudes generalmente menores que los temblores de subducción, aquellos ocurren hacia el interior del país, donde se encuentran los mayores centros de población.

Aunque la mayor parte de los sismos que ocurren en México y en el mundo se relacionan directamente con el movimiento de las placas tectónicas, hay temblores menos frecuentes que

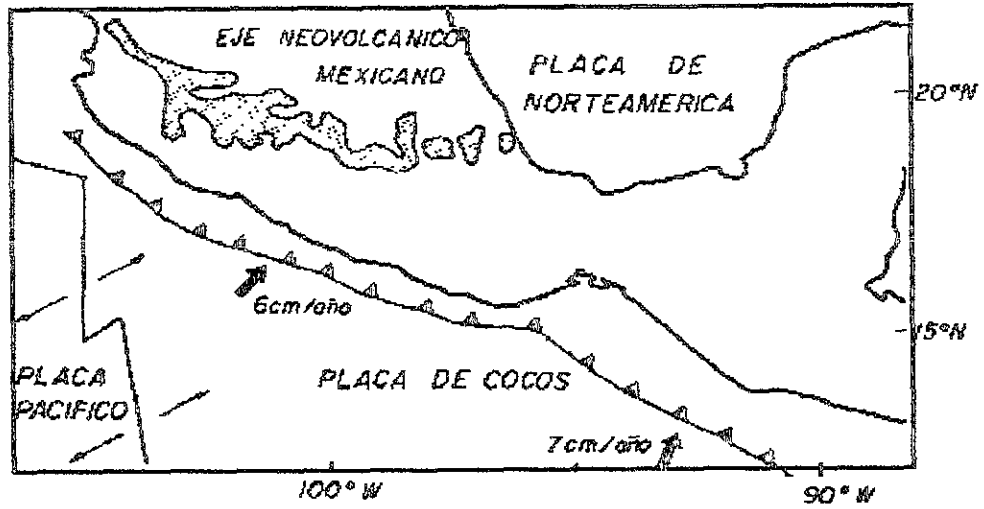


Figura # 9

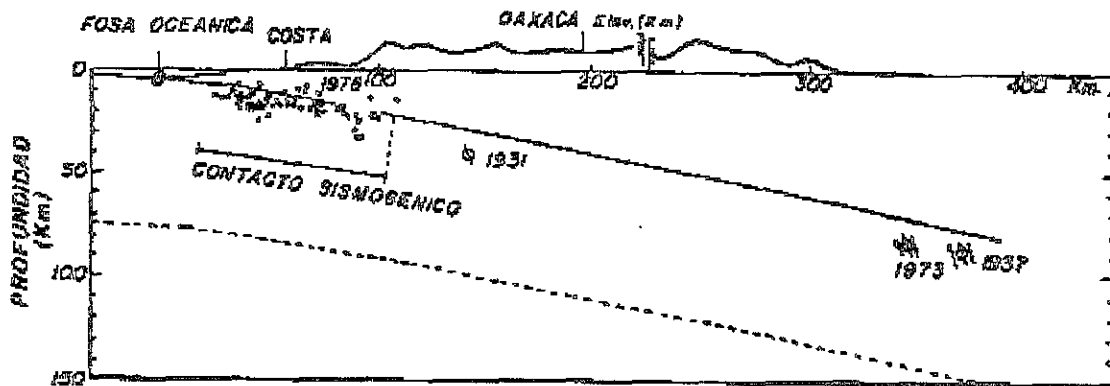


Figura # 10

ocurren en los continentes, hacia el interior de las placas; este es el caso de los sismos que ocurren a lo largo del Eje Neovolcánico Mexicano y localmente en el Valle de México. A pesar de que estos sismos en el eje Neovolcánico son generalmente pequeños, ocurren ocasionalmente eventos de mayor magnitud. En 1912, por ejemplo, ocurrió en Acambay, Edo. de México, un sismo de magnitud 7.0 (en la escala MS, ver anexo I) aproximadamente. Sismos similares, aunque de menor magnitud ($MS \sim 6.5$), han ocurrido cerca de las ciudades de Jalapa, Ver. y Guadalajara, Jal. A diferencia de los terremotos que ocurren lejos de la ciudad de México y que son sentidos en la ciudad como medidas oscilatorias de período largo, los sismos locales se presentan como una fuerte sacudida vertical casi instantánea, seguida por vibraciones rápidas de muy corta duración. Frecuentemente, los sismos locales son acompañados de un fuerte ruido subterráneo.

Es probable que los sismos que ocurren en el Valle de México tengan su origen en las antiguas fallas que formaron la cuenca y en la intensa actividad volcánica que existe en el valle. Sin embargo se ignora casi totalmente del origen exacto de la actividad sísmica vecina a la Ciudad de México. El motivo de esta falta de conocimiento se debe a la magnitud tan pequeña de los sismos locales (generalmente menor de 4.0) que los hacen muy difíciles de estudiar y, por otro lado, a la carencia dramática de estaciones sismológicas en la región.

La mayor parte de la actividad sísmica local se concentra en los márgenes oriental, occidental y sur del Valle de México. Son frecuentemente los reportes de sismos a lo largo de la Sierra de las Cruces (Cuajimalpa, Lomas de Plataeros, Olivar del Conde, etcétera) que producen alarma entre la población local (Figura 11). Asimismo, hay actividad sísmica en la parte sur de la ciudad, a lo largo de la Sierra del Ajusco, y en el Vaso de Texcoco. Se ha especulado, sin mayor evidencia, que esta actividad está relacionada con los volcanes existentes en la región.

En el Distrito Federal (ver figura.11) la actividad sísmica se presenta frecuentemente como una secuencia de varios eventos en corto tiempo. La gráfica representa con círculos achurados el área de máxima intensidad, en la escala de Mercalli Modificada, observada en cada secuencia. La estrella indica que el sismo fue sentido en toda el área metropolitana.

A pesar de que no hay evidencia contundente de que estos temblores que ocurren en el valle hayan causado daños de consecuencia a la ciudad de México en la época colonial ni en la moderna, es necesario conocer mejor las causas de estos eventos sísmicos, así como estimar las consecuencias que tendría un sismo local de magnitud moderada – digamos 5.5 – en la ciudad de México. En los reportes históricos hay evidencias que sugieren que ha habido al menos dos sismos relativamente grandes en el Valle de México. El primero de ellos, en 1475, aún en la época prehispánica, causó graves daños a las construcciones de la antigua ciudad; diversas fuentes

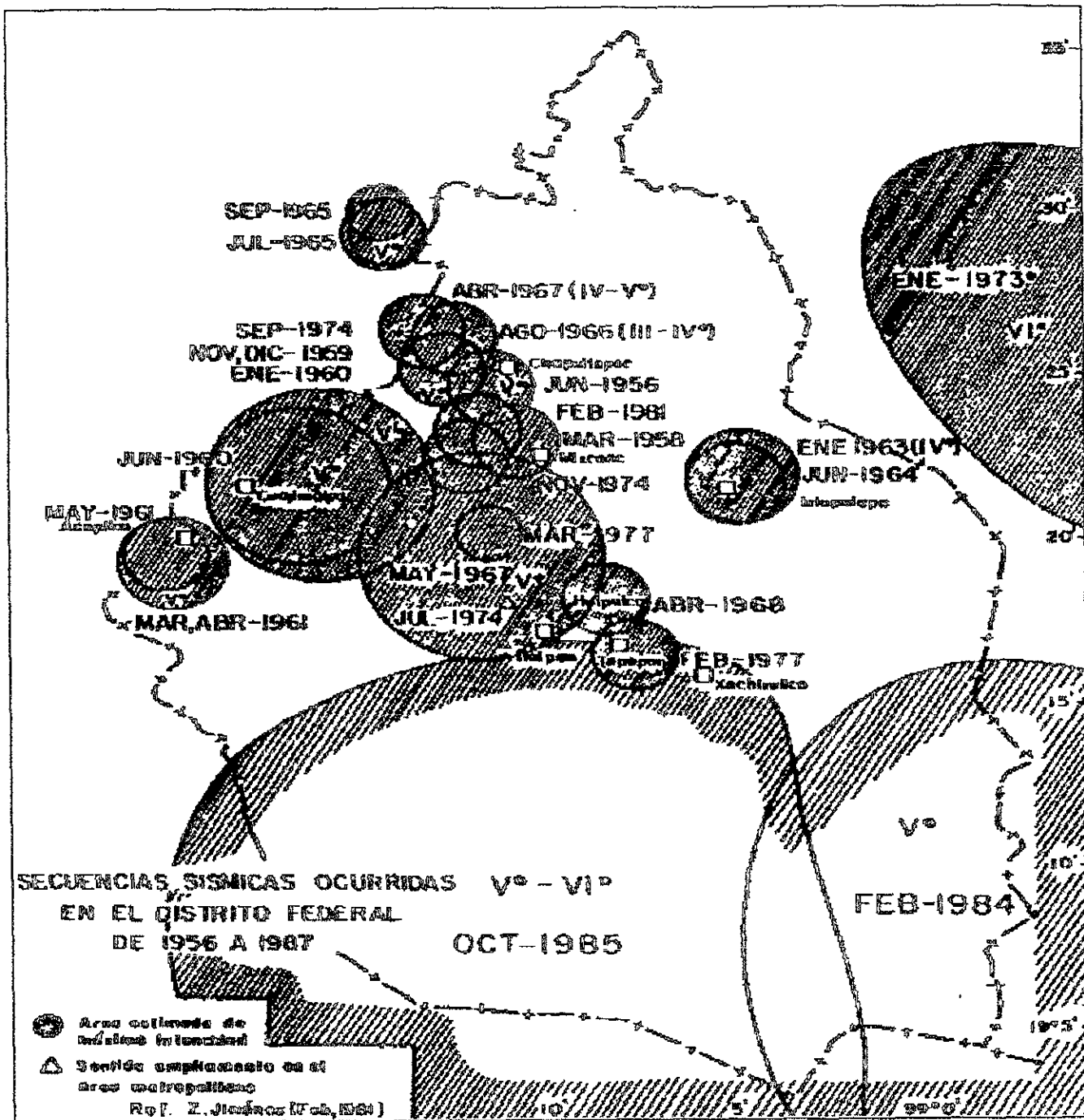


Figura # 11

históricas describen la destrucción de casas y edificios de la ciudad, así como deslaves y derrumbes de algunos cerros. En la época de la colonia, Orozco y Berra describe un temblor ocurrido el 12 de mayo de 1776, que fue sentido fuertemente en la ciudad de México como un movimiento trepidatorio, corto pero de gran intensidad. Las descripciones de los daños y del movimiento del terreno sugieren en ambos casos una fuente local.

La sismicidad reciente del valle muestra varios sismos locales en la ciudad de México. La magnitud de estos eventos ha sido difícil de estimar con precisión debido a la ausencia de un número adecuado de sismógrafos locales; generalmente, estos eventos han sido registrados únicamente por los sismógrafos de Tacubaya. Por tanto las magnitudes que se reproducen a continuación deben considerarse como magnitudes estimadas.

Hay reportes frecuentes de sismos sentidos al occidente de la ciudad, al pie de la sierra de Las Cruces (Figura 11). El 29 de junio de 1952 ocurrió un sismo que se sintió con intensidad de V (ver escala de intensidades en anexo I) en las colonias del Capulín, Belén de las Flores, Las Palmas, Observatorio, Tacubaya y San Pedro de los Pinos. Aunque el Servicio Sismológico le asignó originalmente una magnitud de 5.5, estimamos que su magnitud real debe ser alrededor de 4.0. Entre los sismos más recientes sentidos en esa zona destaca la secuencia de sismos que se inició el 4 de febrero de 1981 y continuó hasta el 5 de febrero del mismo año. Los epicentros de los cinco sismos más grandes del enjambre se localizan en el Olivar del Conde y tienen magnitudes asignadas aproximadamente 3.0. Las intensidades máximas reportadas en colonias aledañas son de grado V. En el margen oriente de la cuenca de México, el 22 de enero de 1973 se sintió un temblor con intensidad de VI en prácticamente toda la ciudad de México, Texcoco y Tlalnepantla. El epicentro estuvo ubicado en la región del Vaso de Texcoco y fue reportado con magnitud de 3.7.

Relativamente hablando, los temblores locales parecen ser menos frecuentes hacia el norte de la ciudad. Sin embargo, el 12 de agosto de 1959 ocurrió un sismo en Santa Cruz Ayotuxco, Tlalnepantla, que derribó una casa de adobe y fue sentido con intensidad máxima de IV a V. Se reporta también que se formó una "falla" de 600 metros de largo; dada la magnitud del evento, sospechamos que se trata únicamente de agrietamiento superficial de los suelos. Con base en los sismogramas registrados en Tacubaya, se estima que tuvo una magnitud aproximada de 4.2.

Hacia el sur de la ciudad son frecuentes los sismos por debajo de la Sierra del Ajusco. En Juchitepec, Edo. de México, tuvo lugar un sismo el 7 de febrero de 1984 que fue sentido con una intensidad de V en los pueblos al sureste del Distrito Federal. Más recientemente, el 19 de octubre de 1985 ocurrió un sismo de magnitud 4.5 cerca de la población de Tres Marías, Mor., en el borde sur de la cuenca de Valle de México, ocasionando daños moderados en el pueblo de Santa Cecilia,

D.F. El sismo fue también fuertemente sentido en Tlalpan, Contreras y Xochimilco. Este temblor es parte de una secuencia de sismos locales que ocurrieron en la ciudad de México después del terremoto del 19 de septiembre. Sin embargo no se sabe si existe una relación causal entre estos dos fenómenos: grandes sismos en la costa seguidos por actividad local en la ciudad de México.

La mayor parte de los sismos que son sentidos con gran intensidad en la Ciudad de México se originan en la zona de subducción del Pacífico mexicano. Como se mencionó anteriormente, estos terremotos relativamente lejanos, son sentidos en la ciudad como un movimiento oscilatorio horizontal del período largo. Si consideramos que sólo en lo que va de este siglo han ocurrido en la costa de México treinta y cuatro temblores de magnitud mayor que siete ($MS > 7.0$), nos damos una idea de la cantidad de grandes sismos históricos que han azotado a la ciudad.

Los reportes históricos de los grandes terremotos sentidos en la ciudad de México mencionan, invariablemente, que las oscilaciones duran de tres a cuatro minutos. Hay muchos casos, sin embargo, en los que se mencionan duraciones de hasta media hora para sismos del siglo XVII y nos da una idea de que el sismo fue sentido muy larga e intensamente. Los daños reportados en la ciudad de México como resultado de un gran terremoto incluye con frecuencia referencias a grietas y zanjas poco profundas que se abren en las calles y la destrucción de viviendas de pobre calidad. Hay algunos casos en que se reportan daños graves en edificios coloniales y en las cúpulas y torres de las iglesias. Donde se observa que los mayores daños y las más altas intensidades se presentan en las inmediaciones del centro de la ciudad, en la zona que ocupaba el antiguo lago del Valle de México.

Una vez tomados en cuenta los elementos antes mencionados, se decidió llevar un control de niveles en diferentes puntos de las estructuras para conocer los movimientos del subsuelo debidos a la liberación de presión en suelo por la excavación de la cimentación y los sótanos para estacionamiento. E inmediatamente después, al quedar parcialmente sobrecompensada el área en los diferentes módulos durante su construcción y posteriormente en su vida útil.

Con esto se pretende conocer los desplazamientos verticales de las estructuras por los hundimientos diferenciales y consecuentemente el incremento de esfuerzos entre trabes, losas y columnas de las estructuras, así como los desplomes y las deformaciones que se generen por el incremento de esfuerzos, lo que significaría rebasar un estado límite de servicio y con esto alcanzar un estado límite de falla que pondría en un riesgo inminente al personal que en el inmueble labore.

Para lo anterior, se colocaron bancos de nivel profundos y someros, así como estaciones piezométricas y puntos fijos de control en las estructuras para los posteriores levantamientos

topográficos y de alguna manera, predecir con menor incertidumbre el comportamiento del inmueble.

El seguimiento se comenzó en 1982, cuando se instalaron los puntos de control y comenzó la construcción del inmueble, sin embargo no se tiene referencias fehacientes entre el periodo de 1982 a 1989, ya que las lecturas que se tomaron en ese entonces estaban referidas a un banco de nivel no identificado. En este periodo se registraron movimientos que oscilan entre 10 y 301 mm, los que se deben principalmente al hundimiento regional provocado por los abatimientos piezométricos.

Esta información ha servido para elaborar una planta con curvas de igual movimiento vertical (figura 12), en donde se observan los mayores asentamientos ocurridos entre los módulos 1, 2 y 3, y los mayores en el módulo 3.

A partir de octubre de 1990 se comenzaron las continuas nivelaciones de los puntos instalados en las estructuras, los cuales están referidos a un banco de nivel superficial instalado en el camellón central de Paseo de la Reforma. Dentro de este mismo concepto, en 1991 se iniciaron nivelaciones de los puntos de control establecidos en la losa de piso del primer sótano como se muestran en la figura 13, con referencias fijadas en la base de las columnas. La elevación de referencia sin movimiento vertical es 7.05 m. con respecto al banco de nivel superficial mencionado.

Con estos puntos de control establecidos, se han hecho correlaciones para que los movimientos registrados en cada levantamiento topográfico, determinen el comportamiento del subsuelo del inmueble, a partir del control frecuente que se inició en octubre de 1990.

Cabe señalar que estas nivelaciones se han realizado mensualmente, hasta el mes de diciembre de 1997 (figura 14), periodo en el que se suscitaron diversos acontecimientos que indican el funcionamiento de la cimentación del inmueble, así como los efectos que han ocasionado los cambios del proyecto y el periodo tan largo que duró la construcción total de los módulos que conforman el inmueble.

Con respecto al seguimiento de las estructuras, se han elaborado diversos dictámenes de seguridad estructural, desafortunadamente estos dictámenes fueron elaborados para tomar decisiones correctivas por fallas que se presentaron en algunas estructuras, y no como un medio preventivo o en su defecto de mantenimiento de las estructuras. De estos informes se hablará más adelante en este capítulo y subsecuentes.

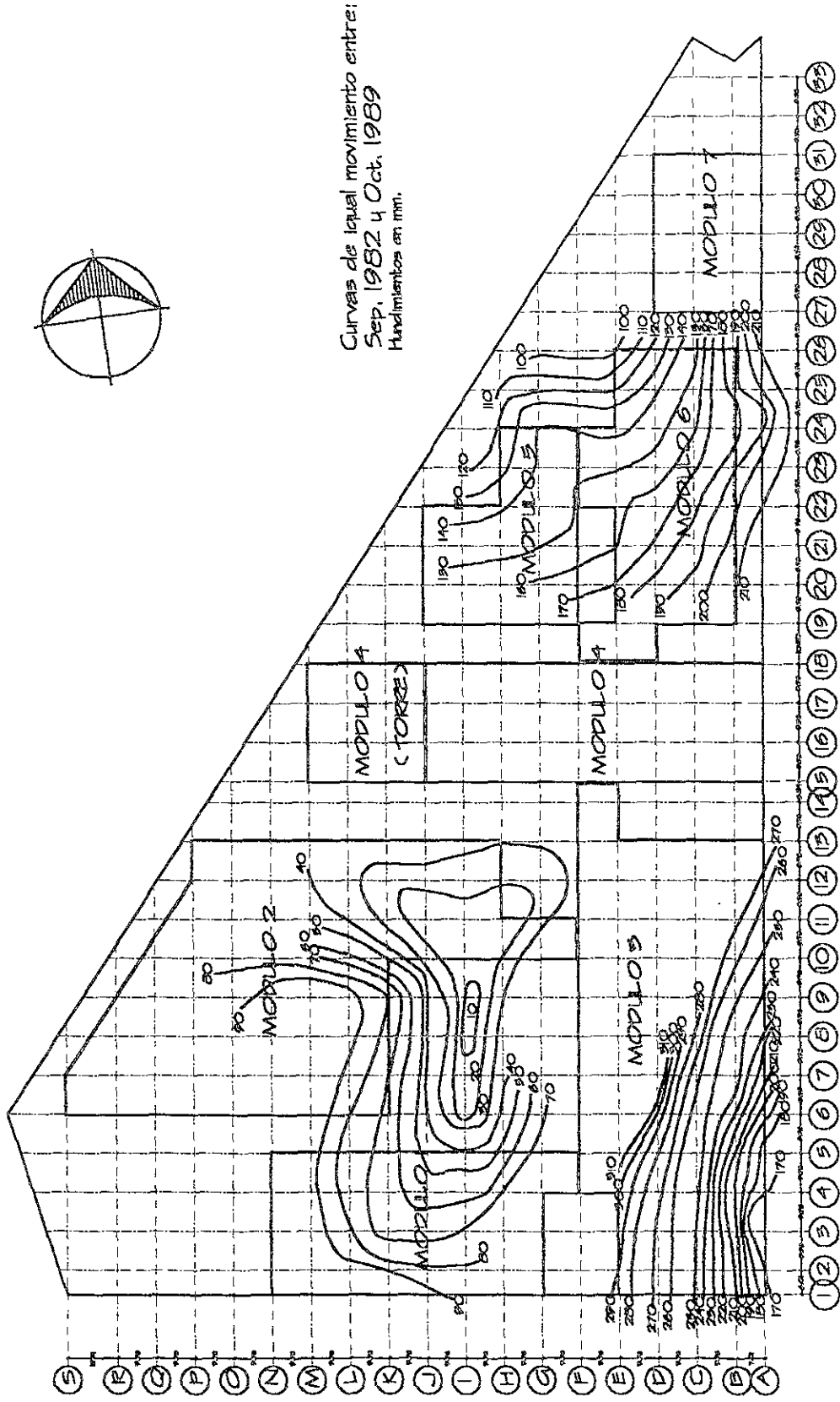


Figura # 12

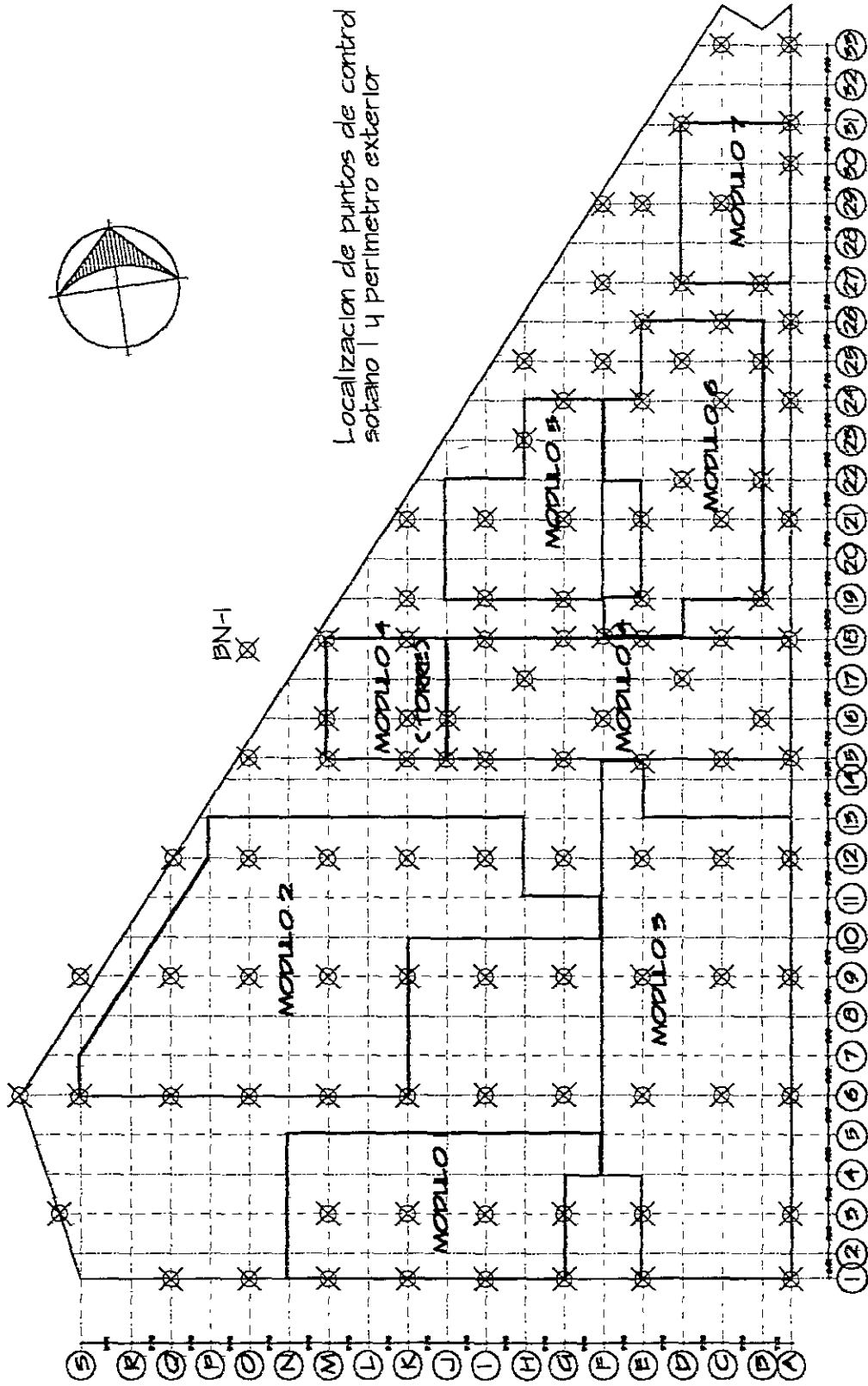


Figura # 13

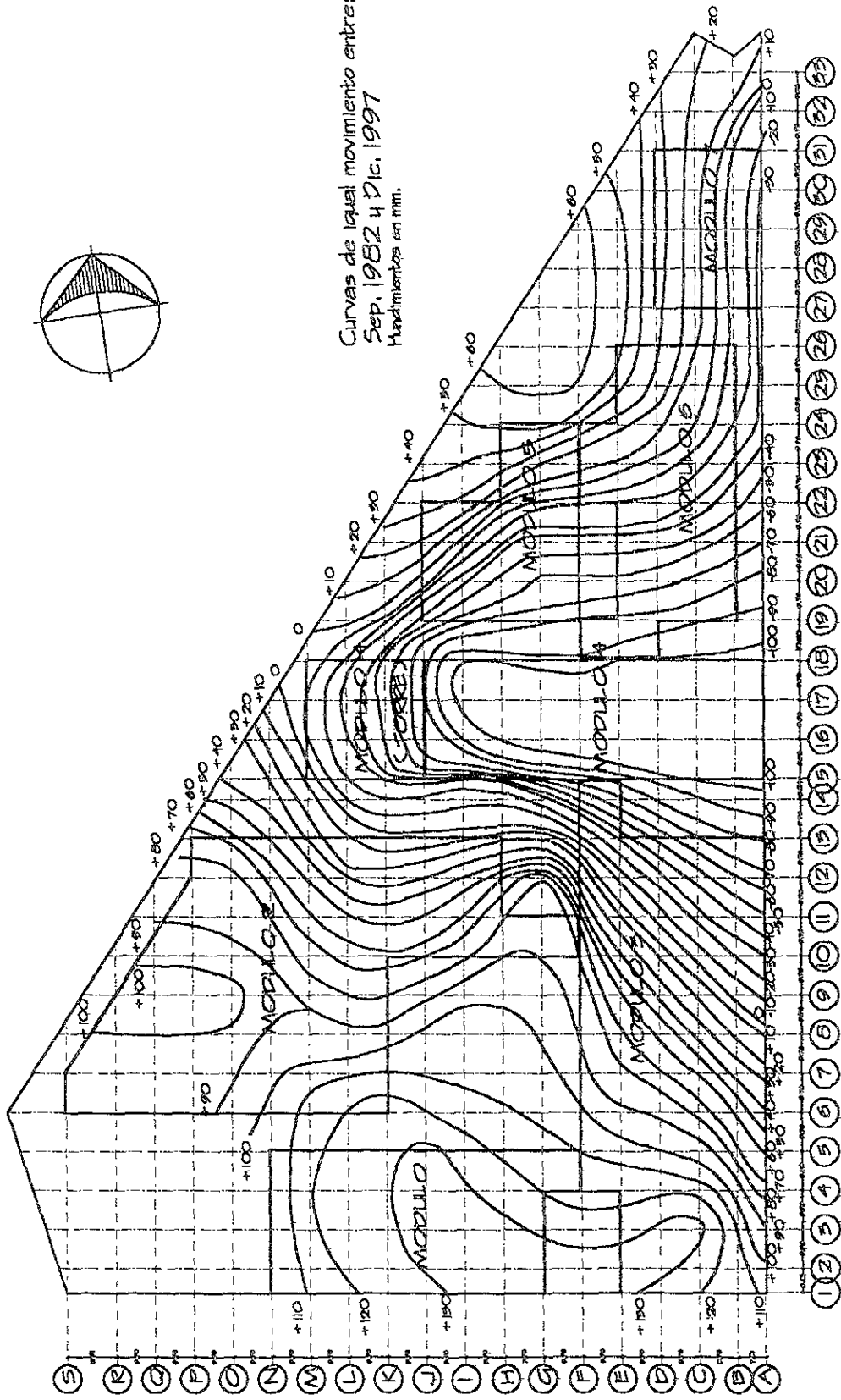


Figura 14

II.2 SUCESOS RELEVANTES Y ACCIONES TOMADAS.

Para la construcción del Conjunto Hidalgo, la Inmobiliaria BACEN, S.A. de C.V., realizó múltiples esfuerzos a lo largo de más de una década para su conclusión, que va desde la negociación para la adquisición de predios, desocupación de locales, permuta de terrenos, compra e incorporación de vía pública para formar la supermanzana delimitada por Av. Hidalgo, Paseo de la Reforma Norte y la calle de Valerio Trujano en la colonia Guerrero de esta ciudad, pasando por los problemas de falta de recursos, daños ocasionados por los sismos de 1985, hasta su ocupación en forma escalonada a partir de 1988, culminando la misma en 1993.

Durante la planeación y ejecución del proyecto, se enmarcaron características básicas de funcionalidad, seguridad y estética para resolver las necesidades propias del inmueble, y estas armonizaran con el contexto urbano, así mismo se propuso una arquitectura propia y contemporánea, tomando siempre en cuenta los problemas que podrían generar este tipo de edificios dentro de la zona (demanda de servicios públicos, conflictos viales, etc.), adicionales a los problemas técnicos particulares, como lo es el caso del subsuelo del lugar y la geometría del proyecto propuesto.

Considerando el reto que significaba la magnitud de la obra y los problemas técnicos que se presentarían, se formó un grupo de especialistas para desarrollar el proyecto y construcción, iniciándose estos el año de 1979. Fue en 1982 cuando por decreto del Gobierno Federal se suspende la construcción.

Con objeto de dejar testimonio de los trabajos hechos hasta esa fecha se realizó un informe en el cual se certifica la calidad de la cimentación y estructuras construidas, en el que participaron los responsables de obra y especialistas de distintas disciplinas relacionados al proyecto, publicando dicho informe en 1984 para uso de altos funcionarios del Gobierno Federal y del Banco de México.

Sin embargo durante los sismos de 1985, parte de las estructuras construidas sufrieron daños de consideración, lo que provocó la necesidad de revisarlas y reforzarlas, realizando estas labores aún en muchos elementos no dañados por motivo de la modificación del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, trabajos que por su naturaleza se ejecutaron en forma lenta.

Una vez concluida la rigidización de las estructuras, así como la reparación y terminación de acabados correspondientes, se procedió a ocupar en forma inmediata por personal de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, y a su vez se solicitó una auditoría técnica al proyecto

ejecutivo de la obra en proceso del Conjunto Hidalgo a la empresa Servicios y Sistemas Tecnológicos para la Construcción, S.A. de C.V., donde se concluyó lo siguiente:

- * El Conjunto Hidalgo es un proyecto desarrollado en siete módulos o edificios cuya área total aproximada es de 177 000 m²; de la totalidad del proyecto al 30 de noviembre de 1988, el 27.6% estaba ocupada o lista para ocuparse; 34.9% era obra parcialmente terminada y el 37.5% obra por construirse. La obra parcialmente terminada o por construirse, se presentaba en los sótanos 1 y 2; el módulo 4 se encontraba en obra negra al terminarse su rigidización; el módulo 7 no se había construido y estaba en proceso la colocación de una diversidad de instalaciones en todas las áreas del conjunto.
- * De la revisión del proyecto ejecutivo se desprendía que estaba parcialmente terminado y esto se debe al cambio del uso del inmueble y a la falta de elementos de ingeniería de detalle necesarios para su conclusión. Por lo que se recomendó suspender el proceso constructivo de todo el conjunto resguardando la obra ejecutada, redefiniendo el uso de cada área y culminando el proyecto ejecutivo faltante. Además se debía hacer una revisión interdisciplinaria de los proyectos faltantes con integración de los anexos técnicos correspondientes, y realizar un programa de obra congruente a los alcances obtenidos, así como programar la obra faltante en costo y tiempo adecuados a la reforma del proyecto original.

De lo anterior se puede decir que, al inicio de la administración 1988-1994, el Conjunto Hidalgo presentaba concluida la edificación de los módulos I, II, III, V y VI, donde el módulo I albergaba únicamente el Acervo Patrimonial y los demás módulos los ocupaban diversas unidades administrativas de la S.H.C.P.

Cabe mencionar que estos módulos presentaban problemas de filtración de agua que causaron daños diversos como desprendimientos de piso de Parquet, alfombra, plafones en muros, etc.

La fuente que se localiza en la plaza principal del Conjunto (ubicada entre los módulos 1, 2 y 3), acusaba fuertes defectos de construcción que ocasionaban filtraciones de agua importantes hacia los sótanos, con riesgo de producir daños serios a las estructuras e instalaciones aledañas, al conmutador, escaleras eléctricas, etc. Independientemente del deterioro en los acabados y de las molestias que ocasionaban a los usuarios del estacionamiento. Este último, en lo que respecta al primer sótano, no prestaba el servicio en su totalidad, ya que no se encontraba totalmente construido.

Lo que corresponde a los módulos IV y VII, la obra se encontraba suspendida, debido a que estos carecían de un proyecto ejecutivo adecuado a las necesidades actuales, ya que el existente fue elaborado por el Banco de México en 1981.

No obstante que los módulos en operación, como el cuarto de máquinas del Conjunto contaban con equipos necesarios para dar a los usuarios los servicios requeridos, estos eran deficientes por la falta de algunos elementos menores que les permitieran operar eficazmente.

En términos generales, la obra presentaba una situación de abandono, pues, existían equipos y materiales dispersos y sin control alguno, de igual forma, el mantenimiento era deficiente y había escombros por todas partes.

Dentro de la problemática detectada, especial atención merece el hecho de que no se contaba con licencia de construcción, dado el grado de avance del Conjunto, con los riesgos de suspensión de las mismas y las repercusiones económicas que éste hecho pudiera haber traído consigo.

En función de la situación observada, y con base en el diagnóstico de la condición que prevalecía, tanto en su aspecto sustantivo, como administrativo y de apoyo, al inicio del sexenio 1988-1994, se implementó un programa de actividades concretas que contemplaba las acciones convenientes para la consecución de los objetivos planteados.

Considerando la magnitud del Programa Institucional y dados los múltiples esfuerzos realizados por BANCEN, S.A. de C.V. a lo largo de más de una década, en la cual enfrentó con éxito una serie de vicisitudes, tales como las negociaciones para la adquisición de los 56 predios que conforman la supermanzana; la desocupación de más de 700 locales; la permuta de terrenos que ocupaba la Procuraduría General de la República en la esquina de las avenidas Hidalgo y Valerio Trujano; la reubicación de una estación operativa del Sistema de Transporte Colectivo; la fusión de siete manzanas, la compra e incorporación de siete tramos de vía pública (ver figura 1) y lo que resultaba más importante, el apoyo a la S.H.C.P. para la reubicación de 10 000 servidores públicos en el inmueble, hacía imperiosa la necesidad de redoblar los esfuerzos encaminados a la conclusión de la obra del Conjunto Hidalgo.

Con tal propósito se plantearon una serie de acciones concretas para la atención de la problemática descrita, con base en la cual, se presentó un programa de trabajo con el propósito de solucionar las necesidades más urgentes, las cuales fueron:

- ✱ Atender diversos trabajos correctivos tanto en los módulos I, II, III, V y VI que ya se encontraba ocupados por la S.H.C.P., así como los módulos IV y VII, estacionamientos, plazas y azoteas. En este renglón se llevaron a cabo diversos trabajos para acondicionar y mejorar las instalaciones en operación, como lo fueron: albañilería, pintura, instalaciones eléctricas y telefónicas, herrería, impermeabilización, divisiones interiores y la ejecución de los trabajos correctivos en la fuente de la plaza principal. Con lo que se logró mejorar la imagen y operación del Conjunto Hidalgo.
- ✱ Desarrollar el proyecto ejecutivo y elaborar el catálogo de conceptos para alcanzar la máxima eficiencia en la continuación de las obras de los módulos IV y VII, a efecto de estar en condiciones de realizar los concursos necesarios que permitieran concluir satisfactoriamente las edificaciones faltantes del Conjunto Hidalgo. Paralelamente, con objeto de determinar la factibilidad técnica de operación y conclusión en cuanto a la seguridad estructural de dicho Conjunto, pretendiendo ubicarlo dentro de los parámetros indicados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para 1987, se contrató al despacho Colinas de Buen, S.A. de C.V., el estudio mediante el que se obtuvo una certificación respecto a la seguridad integral de la estructura del Conjunto, así como algunas recomendaciones para reforzar partes muy específicas.
- ✱ Proporcionar mayor mantenimiento a las instalaciones, llevando a cabo para este efecto, reuniones con los contratistas responsables de las mismas, con el propósito de evaluar y poner en operación los sistemas y equipos, tanto existentes como faltantes, con lo que se inició propiamente el mantenimiento correctivo y preventivo de los sistemas hidrosanitario, eléctrico, de aire acondicionado, elevadores, escaleras eléctricas y de jardinería, lo que permitió la formulación de un programa maestro de mantenimiento, en el que se identificaron los conceptos generales, subconceptos, rubros y de frecuencia de servicios, y el que se licitaran públicamente los contratos correspondientes.
- ✱ Solucionar el problema del conmutador telefónico, para lo que procedió a realizar los estudios e investigaciones respectivos para habilitar el conmutador, concluyéndose que se requería de tarjetas troncales que fuesen congruentes con el sistema telefónico público, debido a que el equipo adquirido no era homologable al sistema telefónico nacional, situación que quedó resuelta al conjugarse la adaptación del conmutador y el otorgamiento por parte de Teléfonos de México, de líneas de grupo de una central con tecnología moderna.

La revisión estructural del Conjunto Hidalgo solicitada al inicio de la administración 1988-1994, tuvo por objeto tanto determinar las condiciones de seguridad y estabilidad de cada uno de los edificios que lo integran, de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Construcciones

para el Distrito Federal, y sus Normas Técnicas Complementarias de 1987, así como poder tomar decisiones en la ejecución de los proyectos ejecutivos faltantes.

Para la realización del análisis y revisión de los elementos estructurales, se contó con la siguiente información:

- Planos del proyecto original.
- Planos del proyecto de rigidización.
- Inspección ocular de los edificios.
- Estudio de mecánica de suelos.

El procedimiento general para el análisis y revisión fue:

- Evaluación de cargas permanentes.
- Planos de acciones accidentales.
- Combinación de cargas permanentes y accidentales.
- Análisis mecánico.
- Revisión de escuadrias y acero de refuerzo.
- Revisión de estados límite de servicio.

Una vez que se realizaron todos los análisis y revisiones correspondientes, se concluyó que la superestructura de los edificios I, II, III, IV, V y VI cumplían con los requisitos de seguridad estructural, así como los estados límite de servicio estipulados en las Normas Técnicas Complementarias y en el Reglamento para Construcciones del Distrito Federal. Cabe señalar que existían ciertos elementos estructurales que no cumplían, sin embargo, estos no tenían efecto en la estabilidad de la estructura.

El módulo VII conforme a su diseño original, no cumple con los requisitos de seguridad estructural, ya que presentaba problemas en sus columnas dado el número de niveles, lo que provocó la decisión de modificar el número de niveles y la proposición de una estructura mixta de acero y concreto.

En la terminación de las obras, destaca el cumplimiento de los Objetivos Institucionales, particularmente en lo que se refiere a la construcción de los módulos IV y VII.

Para la terminación de los módulos IV y VII, se tomaron como base los dictámenes de seguridad estructural, y se consideró una serie de factores que modificaban el concepto original del proyecto, proponiendo desarrollar los proyectos ejecutivos arquitectónicos y de instalaciones

correspondientes, acordes a las nuevas necesidades y que atendiendo a la modernidad, se ajustaran a la parte ya terminada del Conjunto, donde es de destacar el tipo de arquitectura y los materiales utilizados en las fachadas, así como el concepto de instalaciones eléctricas y de aire acondicionado que se presentan registrables y de fácil modificación, según necesidades del usuario. También en la parte de acabados, se propuso una modulación de paneles divisorios y cancelería, que conjugados con los pisos y plafones permiten adecuaciones de espacios sin provocar grandes obras y con reaprovechamiento de los materiales. Todo el concepto también tomó en cuenta el mantenimiento y operación del inmueble.

En conclusión, el Conjunto Hidalgo proporciona un enorme apoyo a la infraestructura inmobiliaria de la S.H.C.P., dañada seriamente durante los sismos de 1985, al dotársele de siete módulos para oficinas y la custodia del Acervo Patrimonial de la citada dependencia. En la actualidad alberga a más de 10 000 empleados y una población flotante de 3 000 personas diariamente, además del uso del estacionamiento vehicular para 612 automóviles en el primer sótano y entre el 65% y 70% de su capacidad el sótano dos, ello debido a la necesidad de lastrado con motivo de las fallas ocurridas en el módulo III en diciembre de 1993.

Al concentrar el Conjunto Hidalgo a diversas unidades administrativas de la S.H.C.P., tales como la Subsecretaría de Ingresos, Dirección General de Aduanas, Auditoría Fiscal, Tribunal Fiscal de la Federación, el Centro Nacional de Orientación al Contribuyente, etc. Que se encontraba dispersos en distintas zonas de la ciudad de México, permite reducir tiempos y costos en la gestión administrativa que esa dependencia desarrolla, así como el mejoramiento del entorno donde se localiza, ya que presenta muy buena imagen hacia la Alameda Central y Paseo de la Reforma Norte.

En relación con la construcción del Conjunto Hidalgo, de manera ilustrativa se señalan algunas de las características de cada edificio y sus fechas de entrega a la S.H.C.P.

- a) El módulo I tiene una superficie utilizable para oficinas de 1,500 m²; está construido en dos plantas y cuenta con dos elevadores y un monta carga. Entregado en septiembre de 1988.
- b) El módulo II alcanza una superficie utilizable de oficinas de 9,401 m²; construido en tres plantas, un espejo de agua en planta baja. Entregado en mayo de 1988.
- c) El módulo III tiene una superficie utilizable de 10,369 m²; construido también en tres plantas. Entregado a finales de 1986.

- d) El módulo IV fue construido en siete plantas en lo que se denomina como torre de este inmueble, y en seis plantas en lo que se conoce como cuerpo largo; cuenta con tres elevadores y escaleras eléctricas en todos sus niveles, tiene una superficie total utilizable para oficinas de 19,392 m², y fue entregado por niveles en diferentes fechas comprendidas entre febrero y junio de 1993.
- e) El módulo V, cuenta con tres plantas, escaleras eléctricas en todos sus niveles y una superficie para oficinas de 3,700 m². Se entregó en julio de 1988.
- f) El módulo VI está construido en tres plantas, con una superficie para oficinas de 4,267 m²; entregado para su utilización en septiembre de 1988.
- g) El módulo VII, fue construido en siete plantas; tiene una superficie para oficina de 5,487 m², cuenta con tres elevadores y fue entregado en julio de 1993.

Adicionalmente, se cuenta con áreas comunes que comprenden una superficie de 28,899 m², así como 16,800 m², de plazas.

En cuanto al rubro de inversiones para la construcción del Conjunto Hidalgo a nivel presupuestal, al final de la Administración 1988-1994 de la Entidad, realizó una inversión total de 96.683 millones de pesos.

En materia de gestión administrativa por parte de la Entidad, destaca por su importancia, la obtención de la licencia de construcción del Conjunto Hidalgo, misma que se expidió a principios del mes de marzo de 1989, con costo de 505 mil pesos.

En relación con los Programas Maestros de Mantenimiento, al final de la Administración 1988-1994 (etapa en la cual fue el control del inmueble fue más estricta) y hasta la fecha, se desarrollaron de conformidad con los alcances, especificaciones y frecuencia convenidos en los propios contratos, por lo que se fueron realizando oportunamente los mantenimientos preventivos y correctivos a las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, de aire acondicionado, elevadores, escaleras eléctricas, áreas verdes, fumigación y control de plagas y limpieza.

A partir del inicio del control exhaustivo del comportamiento del inmueble, dadas sus características geométricas y ubicación, se encontraron nivelaciones desde el inicio de la construcción hasta la terminación de los módulos V y VI (1987), sin embargo al tratar de dar continuidad a estas se observó que los puntos y bancos de referencia se habían perdido o ya no existían, por tal motivo se implementaron hacia principios de 1990 una serie de trabajos para

verificar el estado y comportamiento de la estructura y sus posibles cambios, al ser afectada por la terminación de la construcción de los módulos faltantes; dentro de estos trabajos se programó un control de nivelaciones periódicas referidas a bancos de nivel superficiales y profundos, así como la instalación y control de estaciones piezométricas en la periferia del conjunto, con objeto de medir las variaciones de los abatimientos en la zona de influencia, mediciones que se han realizado periódicamente, para que con el apoyo de los especialistas se analicen e interpreten los resultados obtenidos de las mismas y se den las recomendaciones necesarias.

Fue hacia finales de 1993, que de acuerdo con los resultados de las últimas nivelaciones realizadas se observó un incremento considerable en los hundimientos diferenciales, principalmente en las zonas de poca carga (plazas y pasillos), por tal motivo se consultó de inmediato a los especialistas, los que recomendaron verificar las nivelaciones, ya que por la magnitud de esta se deberían apreciar a simple vista, sin embargo, por la ocupación no era posible observar esto. Inmediatamente se instruyó realizar la verificación (diciembre), presentándose en éste lapso el problema de las fallas estructurales en los sótanos, al penetrar varias columnas en las losas del módulo III, motivando la pronta intervención de BANCEN, S.A. de C.V., con el apoyo de las empresas G.H.I., S.C. (consultor en mecánica de suelos) y Colinas de Buen, S.A. de C.V. (consultor en estructuras), para tomar las acciones de emergencia, como el desalojo de todo el personal y mobiliario, apuntalamiento en la zona de columnas dañadas en los dos sótanos y el lastrado de la zona en donde se ubica la plaza principal en el segundo sótano, acciones que tenían por objeto salvaguardar al personal y al propio inmueble.

Simultáneamente se solicitó a los especialistas realizar los estudios y análisis correspondientes, con objeto de determinar las causas que originaron el problema y en dado caso, deslindar responsabilidades tanto de posibles fallas del proyecto original, como en su proceso constructivo.

Con la información recabada del proyecto original y con los primeros estudios, se tenían varias hipótesis acerca del problema, las cuales se fueron diluyendo con la ejecución de más estudios, llegando a concluir los especialistas, que el problema de las fallas ocurridas obedeció a variaciones importantes del subsuelo, consecuencia de la desproporcionada extracción de agua en la zona. Al mismo tiempo se solicitó a la empresa Colinas de Buen, S.A. de C. V., la realización de un estudio para determinar la solución de reparación de fallas ocurridas a la estructura, para iniciar de inmediato los trabajos correspondientes.

Una vez confirmado que la estructura cumplía con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y que el problema se debía a las variaciones extremas en las condiciones del suelo, se propuso una solución a base de construir una sección mayor de capitel en las columnas

ubicadas en las zonas afectadas de ambos sótanos; con el objeto de realizar los trabajos en la forma más limpia y rápida posible, se determinó que dichos capiteles fueran metálicos, a partir de placas adosadas a las columnas, mediante pasadores tensados de lado a lado y con cartabones de la misma placa.

Una vez realizados los trabajos de emergencia, como fue apuntalar la zona donde se presentaron las fallas y lastrar con arena la zona de la plaza principal, conforme a las primeras recomendaciones de los especialistas y de acuerdo con los resultados obtenidos de los primeros estudios realizados para determinar la causa del problema y deslindar responsabilidades, como fueron la verificación de calidad de concretos, revisión y análisis de los armados de losas trabes y columnas conforme a planos proyecto, sondeos de verificación estratigráfica con cono eléctrico, así como la verificación de profundidad de apoyo de los pilotes.

Terminados los primeros estudios y analizando el comportamiento durante los primeros meses de 1994, se concluyó que la causa del problema se debió básicamente a variaciones importantes en las condiciones del subsuelo como se mencionó anteriormente, que provocaron hundimientos diferenciales considerables que generaron distorsiones angulares fuera de lo permisible, aunado a la variación de cargas de los edificios que se transmiten en la losa de cimentación. Contando con el diagnóstico del problema, se plantearon posibles soluciones a corto y largo plazo.

A corto plazo se propusieron varias acciones a realizar:

- 1) Reforzar las columnas falladas así como las que se consideren críticas, mediante la ampliación del capitel a partir de placas metálicas.
- 2) Ampliar la sección de las columnas que presenten un ancho menor a un metro.
- 3) Complementar el lastrado en las zonas críticas que presenten descargas importantes.
- 4) Suspender el bombeo de agua del tercer sótano de los módulos IV y VII.

A largo plazo se propusieron varias alternativas dentro de las cuales se destacaron para evaluarse con más detalle las siguientes:

- 1) Instalar un sistema de pozos de inyección en ciertas zonas del Conjunto a efecto de restablecer y controlar las condiciones hidrostáticas del subsuelo.

- 2) Cargar la zona que presente sobrecompensación, provocando que la transmisión de carga sea más uniforme, esto podría ser factible mediante lastrado de algunas o bien la construcción de nuevas estructuras en las zonas que presentan grandes descargas.

Para las dos alternativas anteriores, se requería de más estudios y análisis más detallado para evaluar su conveniencia.

Para las soluciones a corto plazo se procedió de inmediato a la ejecución de los trabajos correspondientes, se reforzaron 130 columnas en los dos sótanos a base de placas metálicas adosadas a las columnas mediante tensores de lado a lado de la columna con una placa tapa, sostenida con cartabones y colocando en la parte superior una placa de neopreno, lo que garantiza que en el caso de ocurrir un movimiento diferencial importante que provoque falla, ésta sea retenida por la ampliación del capitel, provocando que el comportamiento de la estructura sea más flexible sin ningún riesgo de colapso. Esta solución presentó la ventaja que su realización es rápida y su colocación no interfiere con el uso del espacio destinado a estacionamiento. También se ampliaron las secciones de algunas columnas.

Al mismo tiempo con objeto de reducir los movimientos diferenciales importantes se lastraron las zonas que presentan grandes descargas (plazas de acceso), con cilindros de concreto para dar un mayor peso en menor espacio, así como un mejor manejo de lastre, también se suspendió el bombeo de agua de los sótanos.

Paralelamente y siguiendo las recomendaciones de los especialistas, se colocó un sobrepeso con arena en el sótano 2, transmitiendo una presión estimada de 3 t/m^2 , en el área configurada como plaza principal, con el propósito de contrarrestar las emersiones registradas en esa zona y consecuentemente disminuir los esfuerzos transmitidos a los elementos estructurales.

Cabe señalar que los trabajos de monitoreo del comportamiento del Conjunto Hidalgo, se continuaron hasta el mes de febrero de 1995, con las responsivas en mecánica de suelos por la empresa G.H.I., S.C. y por la parte estructural Colinas de Buen, S.A. de C.V.; sin embargo, se vieron interrumpidos hasta el mes de octubre de 1995 por lo que la Oficialía Mayor de la S.H.C.P., a través de su Dirección General de Servicios y Recursos Materiales, tomó la decisión de continuar con los estudios de monitoreo del Conjunto Hidalgo, contratando los servicios de las empresas citadas, a efecto de dar continuidad.

De los resultados de las lecturas de niveles y de las estaciones piezométricas durante el período del mes de octubre de 1995 al 31 de diciembre de 1996, se registraron movimientos

diferenciales de emersión en la plaza principal y de asentamiento diferencial en el módulo IV, de escasa magnitud, mismos que no han afectado el comportamiento de los elementos estructurales.

En lo que respecta al período de enero a diciembre de 1997, se continuó el monitoreo de los puntos de control fijados en las estructuras, trabajo que reflejó movimientos diferenciales tanto de emersión aparente como hundimientos, los cuales no representaron por su magnitud, riesgo para la estabilidad de los elementos estructurales en donde los movimientos diferenciales tuvieron mayores desplazamientos.

Este monitoreo continuo se suspendió a partir del mes de enero de 1998, ya que en este año se debían culminar los trabajos de instalación del sistema de inyección y bombeo de agua al subsuelo propuesto por la empresa Colinas de Buen, el cual fue aceptado en el año de 1996 e iniciada su construcción en el mismo año. Este sistema por sus características debía terminarse según el programa de obra a mediados de 1997, sin embargo, por problemas financieros y del pago de estimaciones la culminación de la obra se logró en el segundo semestre de 1998, arrancando el sistema a principios de 1999.

CAPÍTULO III.

PROPUESTAS DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

III.1 PRIMERA ACCIÓN CORRECTIVA POR MEDIO DE LASTRE.

**III.2 UTILIZACIÓN DE LASTRE DEBIDO A LA FALLA DE LOSA DE SÓTANO
EN UN MÓDULO DEL INMUEBLE.**

**III.3 RECOMENDACIONES PARA UN MEJOR COMPORTAMIENTO A CORTO
Y LARGO PLAZO.**

III.1 PRIMERA ACCIÓN CORRECTIVA POR MEDIO DE LASTRE.

Como parte del mantenimiento y basándose en el seguimiento del comportamiento de los puntos instalados en las estructuras que se inició a partir de octubre de 1990 por medio de continuas nivelaciones, dio como resultado la propuesta de emplear un medio correctivo capaz de detener los movimientos verticales que cada vez iban en aumento y comenzaban a representar un riesgo potencial para la estabilidad de las estructuras. El medio correctivo se inició con un estudio realizado en mayo de 1992, y consecuentemente la primera acción correctiva por medio de lastre.

La primera acción correctiva por medio de lastre, depende de las características tanto de la estructura como las del suelo de desplante del Conjunto Hidalgo, esto es, debido a la excavación efectuada para construir el cajón de cimentación, produjo en el suelo un alivio de presión de 9.6 t/m^2 en la zona de dos sótanos, y de 13.1 t/m^2 en las áreas de tres sótanos, según las características de los estratos de suelo descritos en el capítulo uno de ésta tesis; en tanto, las presiones aplicadas aproximadamente por los edificios de dos y tres niveles, considerando el peso de la estructura uniformemente repartido en el área que cubren varían entre 6.3 y 7.5 t/m^2 , la de los módulos cuatro y siete (para ese entonces en etapa terminal el proceso constructivo) se estimó de 13.5 t/m^2 y en las plazas y pasillos la presión calculada fue de 3.9 t/m^2 , por lo que el cajón se encontraba sobrecompensado con valores de presión que variaron entre 0.4 y 5.7 t/m^2 y los pilotes soportando esfuerzos de tensión.

Las diferentes presiones de sobrecompensación generaron la presencia de expansiones de distinta magnitud por el alivio de esfuerzos que liberó el cajón de cimentación; las expansiones, en algunos casos rebasan los límites máximos, que para movimientos diferenciales entre columnas de la estructura permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, esto es, las mediciones efectuadas indican la distorsión angular entre columnas (relación entre la expansión diferencial y el claro) y cuyos valores se incrementarían debido al hundimiento regional de la zona. El movimiento diferencial máximo que se identificó antes de realizar la acción correctiva, fue de 63 cm, entre las columnas I-6 y A-12.

Con objeto de seguir evaluando el comportamiento del conjunto y determinar el efecto correctivo que pudiera tener la colocación de lastre en la plaza situada entre los módulos 1, 2 y 3 (ver figura 3), zona correspondiente a la de mayor sobrecompensación, se realizó un estudio de mecánica de suelos, el cual consistió en tomar lecturas en cinco estaciones piezométricas ubicadas en el perímetro del conjunto, con dos piezómetros abiertos tipo "Casagrande" en cada estación a diferentes profundidades y un sondeo de tipo continuo SC-I para determinar el perfil estratigráfico de la zona.

El resultado arrojado por las estaciones piezométricas, determinó la distribución de presiones hidráulicas en el suelo en la zona de estudio, como se indica en la figura 15, en la cual, también se graficó la distribución de presiones en el agua del subsuelo en mayo de 1991. En ésta gráfica se puede observar que durante el periodo de aproximadamente un año hubo un ligero aumento de los abatimientos piezométricos a partir de 25 m de profundidad, debido al bombeo de los acuíferos profundos, lo que provoca el hundimiento regional de la superficie del suelo. Otro dato importante que arrojó el estudio de las estaciones piezométricas fue el nivel de aguas freáticas, el cual aparece entre 2.3 y 3.4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

El seguimiento que se le dio a los puntos de control instalados en las estructuras del inmueble en el periodo del 10 de octubre de 1990 al 8 de agosto de 1991, determinó que los desplazamientos que se presentaron en el conjunto, oscilaron entre + 14 y - 15 mm, así como del 8 de agosto de 1991 al 18 de mayo de 1992 se midieron desplazamientos que variaron entre + 23 y - 21 mm (los valores positivos indican movimientos de emersión y los valores negativos hundimientos). Lo que indica que en esos periodos de tiempo iban en aumento y desproporcionadamente los movimientos verticales de los puntos de control instalados, y consecuentemente un aumento de esfuerzos entre elementos estructurales que se encuentran ligados. En la figura 16 se representan las curvas de igual movimiento vertical en el periodo comprendido del 10 de octubre de 1990 al 18 de mayo de 1992; en ésta figura puede observarse que en la plaza localizada entre los módulos 1, 2 y 3, es donde se presentaban las mayores emersiones, mientras que, los máximos hundimientos se tenían en el cuerpo largo del módulo 4.

Tomando en cuenta lo anterior, se hicieron diversos análisis tendientes a estimar el efecto correctivo que pudiera tener en el comportamiento del conjunto la colocación de lastre en la plaza situada entre los módulos 1, 2 y 3, que produzca incrementos de presión de 1, 2 y 3 t/m².

A continuación se presentan las consideraciones que se utilizaron para definir la solución al problema de hundimientos diferenciales por medio de lastre, y sus expectativas.

* Determinación del alivio de presión por compresión

La excavación efectuada para construir el cajón de cimentación, produjo en el suelo un alivio de presión dado por la siguiente expresión:

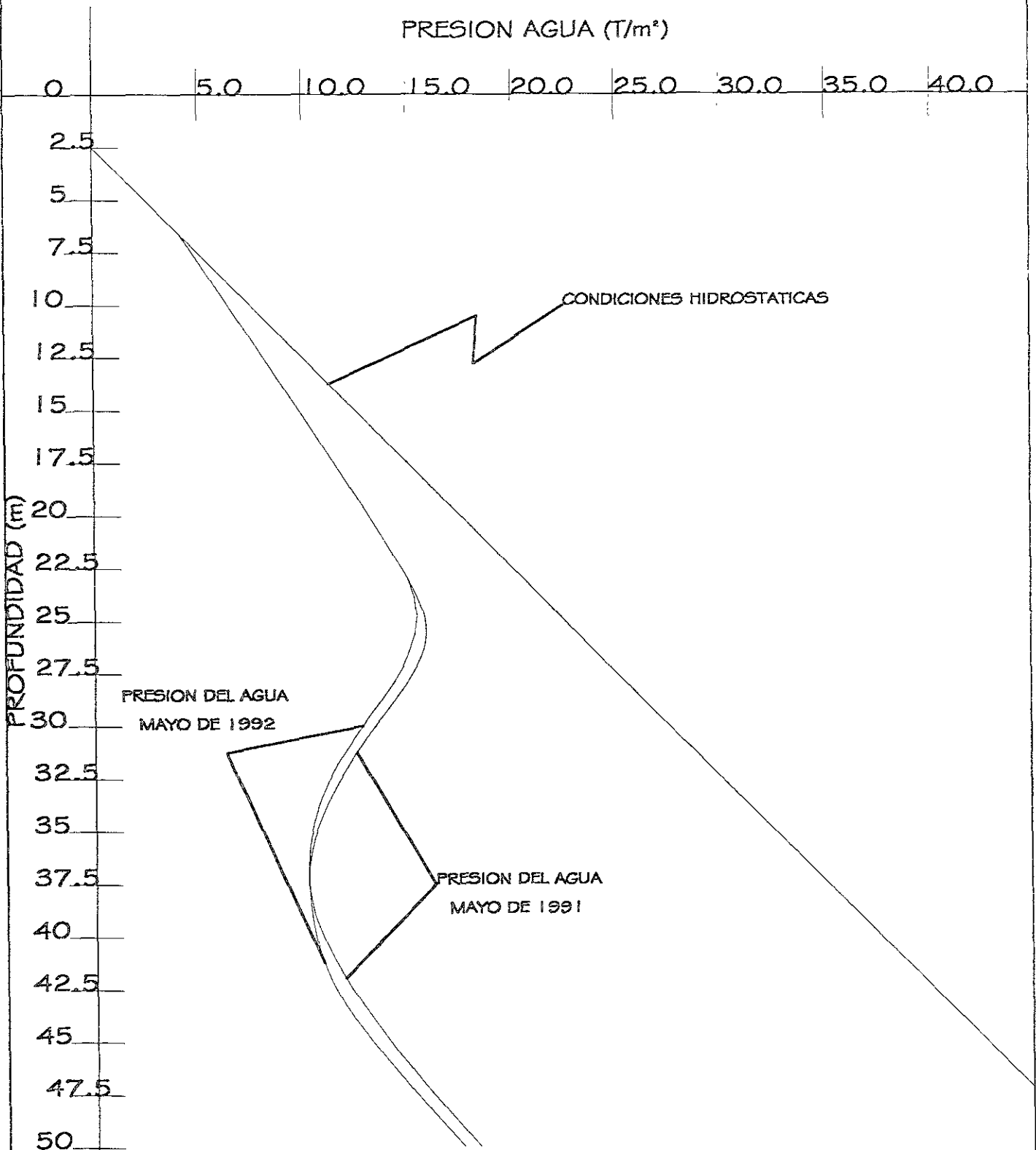
$$P = \gamma_m d_f$$

donde:

γ_m : Peso volumétrico de los depósitos de interés, en t/m³

d_f : Profundidad de desplante del cajón, en m.

PRESION AGUA (T/m²)



DISTRIBUCION DE PRESION PIEZOMETRICA CON LA PROFUNDIDAD

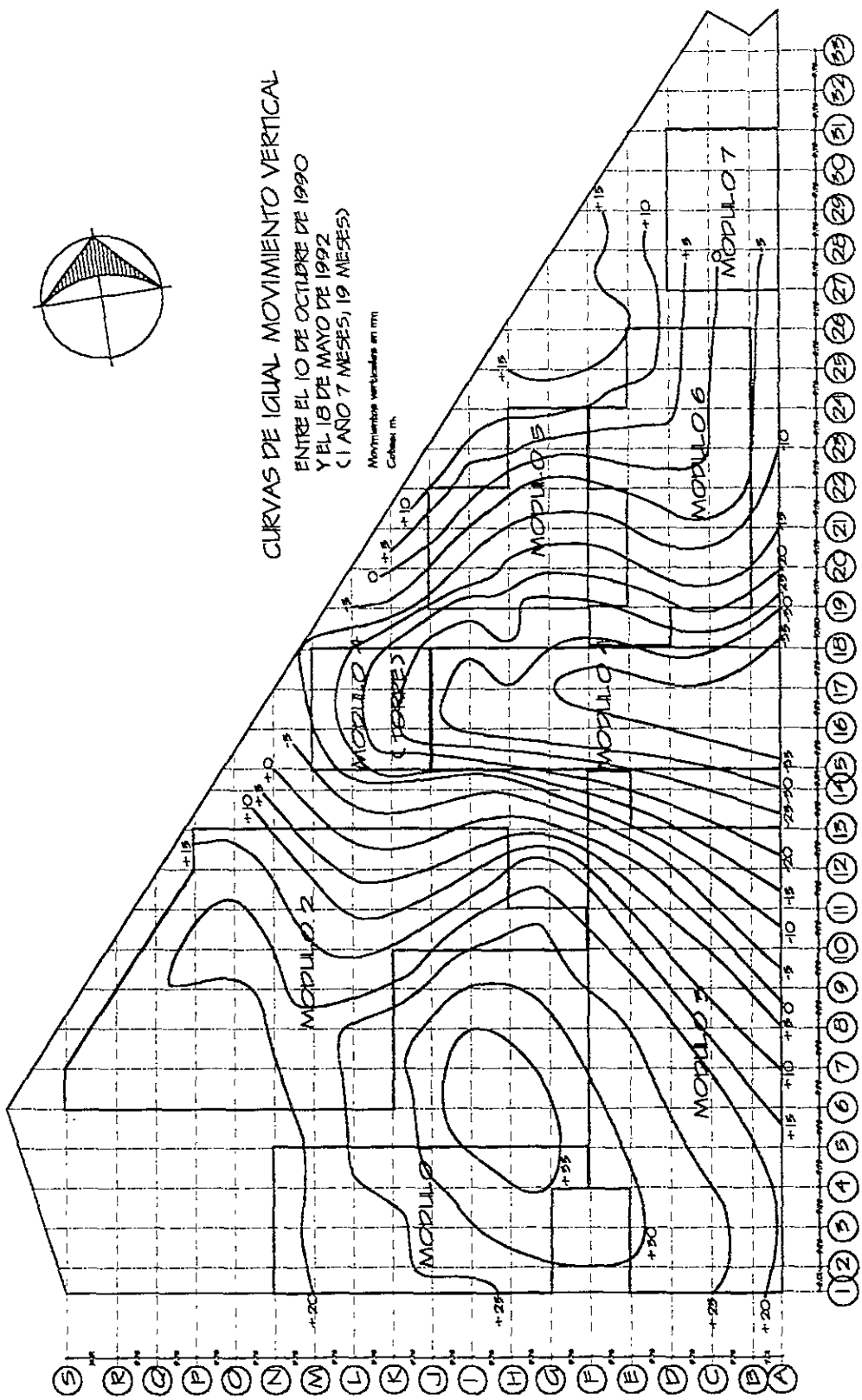


Figura # 16

Los materiales entre la superficie y 3 m de profundidad, tienen un peso volumétrico de 1.6 t/m³; entre 3 y 5 m de profundidad, pesan 1.5 t/m³; entre 5 y 7 m de profundidad, pesan 1.23 t/m³ y entre 7 y 9.45 m de profundidad, pesan 1.16 t/m³, por lo que, para la zona de sótanos, se tuvo una descarga de 9.6 t/m² y de 13.1 t/m² en las áreas de tres sótanos.

✱ Presiones transmitidas por las estructuras.

La estimación aproximada de las presiones transmitidas a largo plazo por los diferentes módulos y plazas, se efectuó considerando que el cajón en la zona de dos sótanos tiene un peso de 3.9 t/m², en el área de tres sótanos de 5.1 t/m², y que por cada nivel sobre la banqueta se tiene un peso de 1.2 t/m².

De acuerdo a lo anterior, se obtuvieron los valores de presión aplicada por la losa de cimentación y de presión neta al subsuelo (ver tabla 4), los cuales fueron empleados en los análisis.

TABLA 4

ZONA	Presión Aplicada por la Losa de Cimentación (t/m ²)	Presión Neta (t/m ²)
Plaza y corredores entre módulos, al nivel de banqueta.	3.90	-5.70
Dos niveles, sobre banqueta.	6.30	-3.30
Tres niveles, sobre banqueta.	7.50	-2.10
Seis niveles, sobre banqueta.	12.30	-0.80
Siete niveles, sobre banqueta.	13.50	0.40

Las presiones transmitidas por las plazas y estructuras, son menores que la descarga producida para alojar al cajón de cimentación, por lo que éste, queda sobrecompensado con diferentes valores y los pilotes hincados bajo los sótanos soportan esfuerzos de tensión.

✱ Capacidad de carga por fricción de los pilotes.

La capacidad de carga del sistema suelo pilotes de fricción, se considera igual al menor de los siguientes valores:

▪ Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.

- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga última por adherencia de un pilote de fricción individual, se determinó con la siguiente expresión:

$$C_f = plf$$

donde:

- p: Perímetro del pilote, en m.
- l: Longitud efectiva del pilote, en m.
- f: Adherencia lateral media pilote-suelo, en t/m².

Considerando una adherencia lateral media de 2.5 t/m², se obtuvo una capacidad de carga última de 78 t/pilote para los pilotes en la zona de dos sótanos y de 66 t/pilote para los pilotes en el área de tres sótanos.

Los pilotes de fricción en un depósito arcilloso, no resultan muy eficientes para contrarrestar a largo plazo la emersión por sobrecompensación, ya que, al quedar sometidos a una carga permanente, se tienen desplazamientos por flujo plástico en los materiales arcillosos sometidos a esfuerzos; debido a lo anterior, en los análisis realizados se consideró que los pilotes restringen la sobrecompensación en un valor igual al 40% de su capacidad de carga última por fricción lateral.

- * Expansiones a largo plazo considerando la colocación de lastre.

El cálculo aproximado de las expansiones diferidas del conjunto tomando en cuenta la colocación de un lastre en la plaza situada entre los módulos 1, 2 y 3, se efectuó considerando las descargas permanentes que se indican en la figura 17, respecto al estado de esfuerzos que originalmente presentaban los depósitos del subsuelo. Las descargas permanentes, se obtuvieron de restar a la descarga por excavación el peso de la estructura o de la plaza considerada distribuida sobre la losa de fondo del cajón de cimentación, de acuerdo a sus características de rigidez tanto de ella como de la estructura, el 40% de la capacidad de carga última por fricción de los pilotes colocados bajo cada una de las áreas, y en la zona de la plaza situada entre los módulos 1, 2 y 3 el peso del lastre que produzca presiones de 1, 2 y 3 t/m².

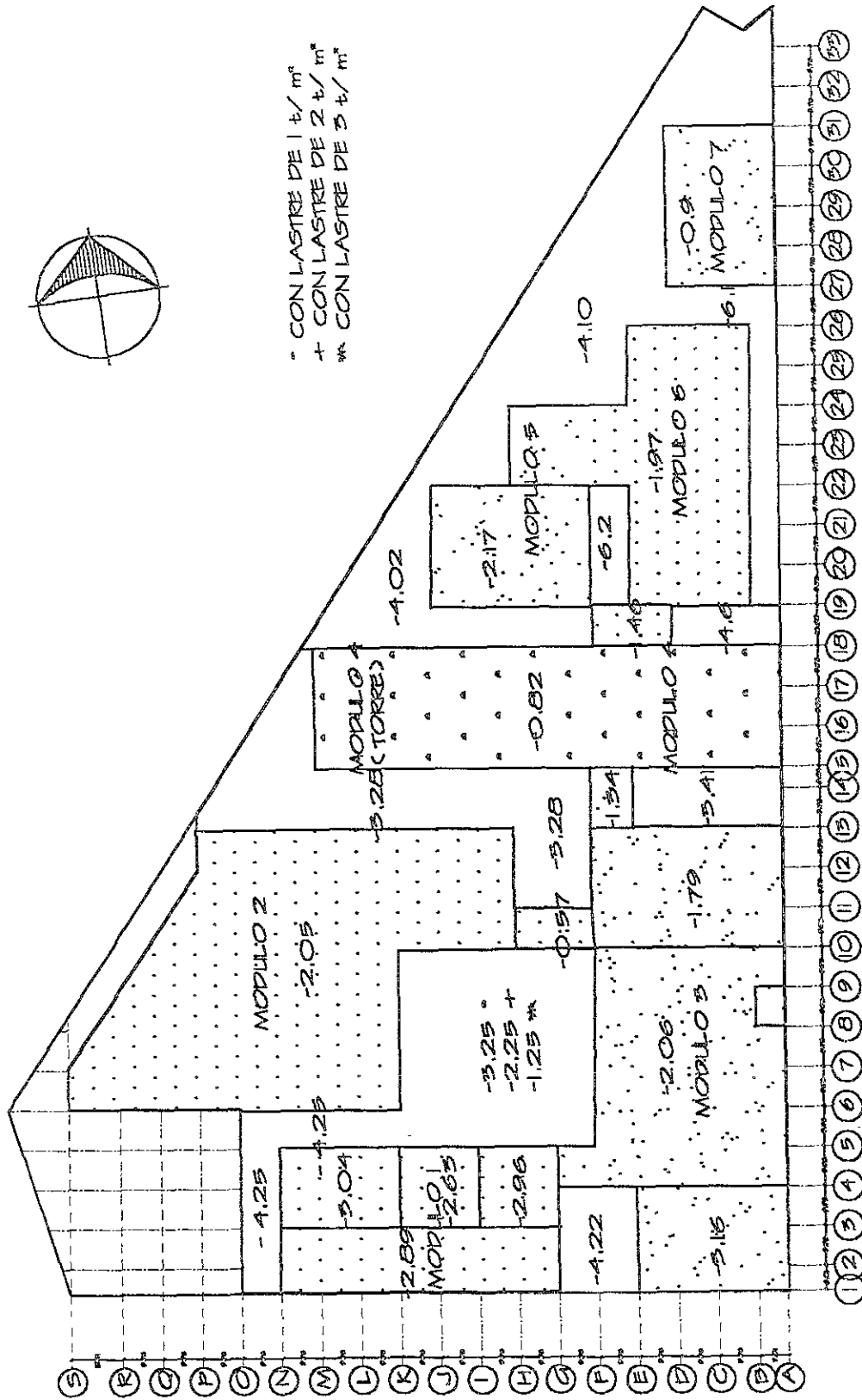


Figura #17

Los resultados del análisis se obtuvieron mediante un modelo, que determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo conforme a la teoría de Boussinesq, y basándose en éstos, las expansiones, tomando en cuenta las presiones efectivas originales del subsuelo y las curvas de compresibilidad, en la rama de descarga, de los estratos arcillosos afectados por el alivio de presión. En las figuras 18 a 20, se presentan plantas del conjunto, en las que se han dibujado las curvas de igual expansión obtenidas con los resultados de los análisis. Considerando las dimensiones del área cubierta por el cajón de cimentación, constituido por los dos niveles de estacionamiento en sótanos, la estructura tiene una rigidez reducida, por lo que prácticamente adopta la configuración debida a la respuesta del subsuelo bajo el estado de esfuerzos que le transmite la estructura.

* Expansiones diferidas considerando el efecto de sobre compensación en el hundimiento regional.

Las cimentaciones sobrecompensadas que se encuentran en una zona afectada por abatimientos de presiones piezométricas, adicionalmente a la expansión que sufren debido a la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, se genera un movimiento relativo (expansión aparente) entre puntos, dentro y fuera del área de influencia de la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, que fuera de ella.

En particular para el conjunto, la plaza situada entre los módulos 1,2 y 3, tenía la mayor sobrecompensación (5.7 t/m^2), lo que provocó que en esta zona al presentarse el hundimiento regional el hundimiento fue menor que para el área restante del conjunto, dando lugar a una emersión aparente, que incrementa los movimientos verticales diferenciales entre ésta zona y la restante, que se mantendría en aumento mientras se generara el fenómeno de hundimiento regional o se mantuviera el valor de la sobrecompensación existente en la zona de la estructura correspondiente a la plaza.

La expansión relativa total alcanzada por un punto dentro del área cubierta por el conjunto, en el tiempo en que la estructura de los depósitos del subsuelo se adaptan a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, respecto a un banco de nivel superficial, se calculó aplicando la siguiente expresión¹:

$$d_{ert} = (d_e - d_{ae}) + (d_{af} - d_{ad})$$

¹ Díaz Cobo, José Luis "Comportamiento de Cimentaciones Sobre compensadas en Suelos con Hundimiento Regional" Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM., 1977.

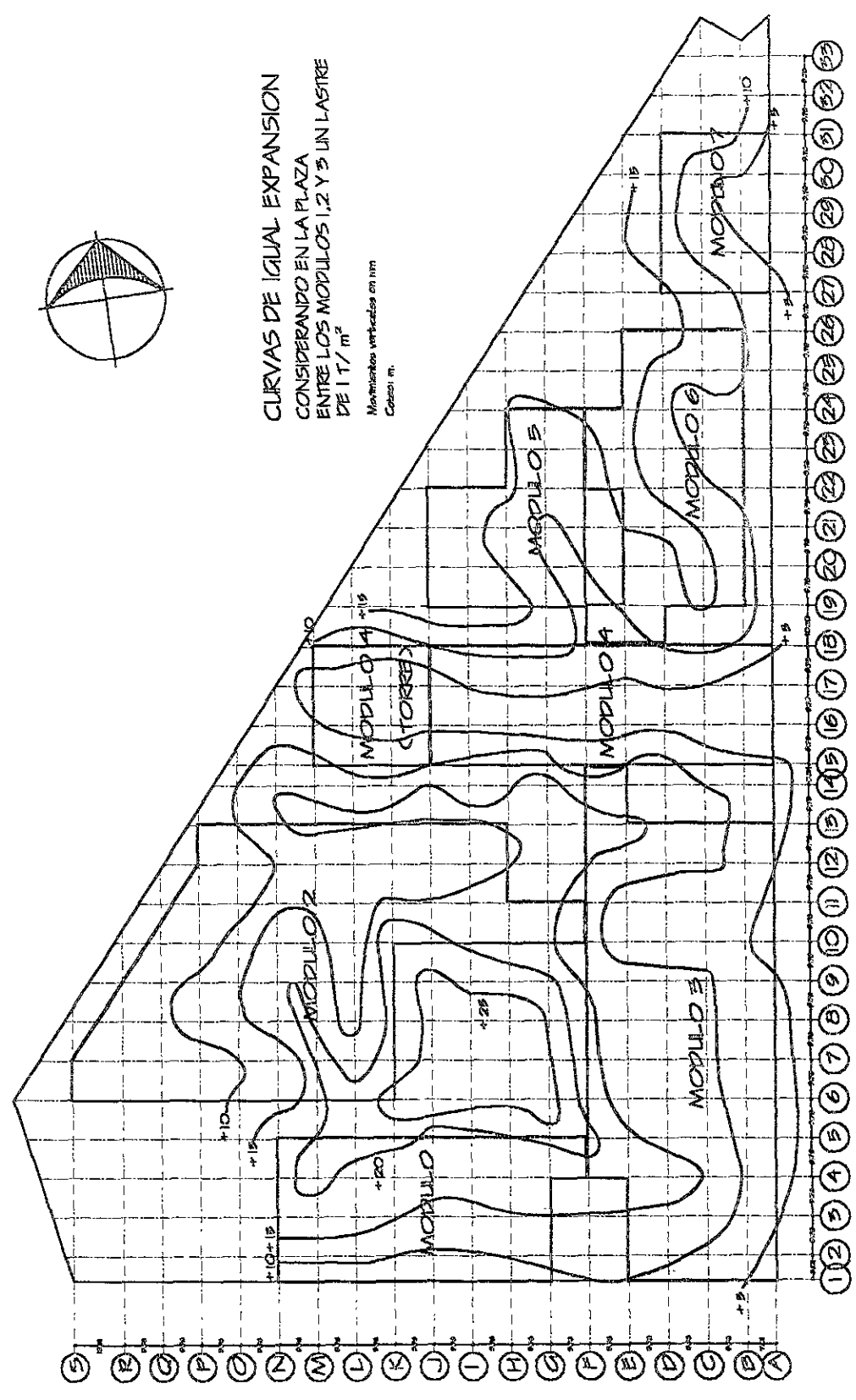
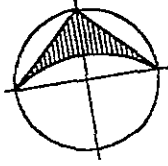


Figure 8.10



CURVAS DE IGUAL EXPANSION
CONSIDERANDO EN LA PLAZA
ENTRE LOS MODULOS 1, 2 Y 3 UN LASTRE
DE 2 T/m²

Abstracciones verticales en mm
Cilindro m.

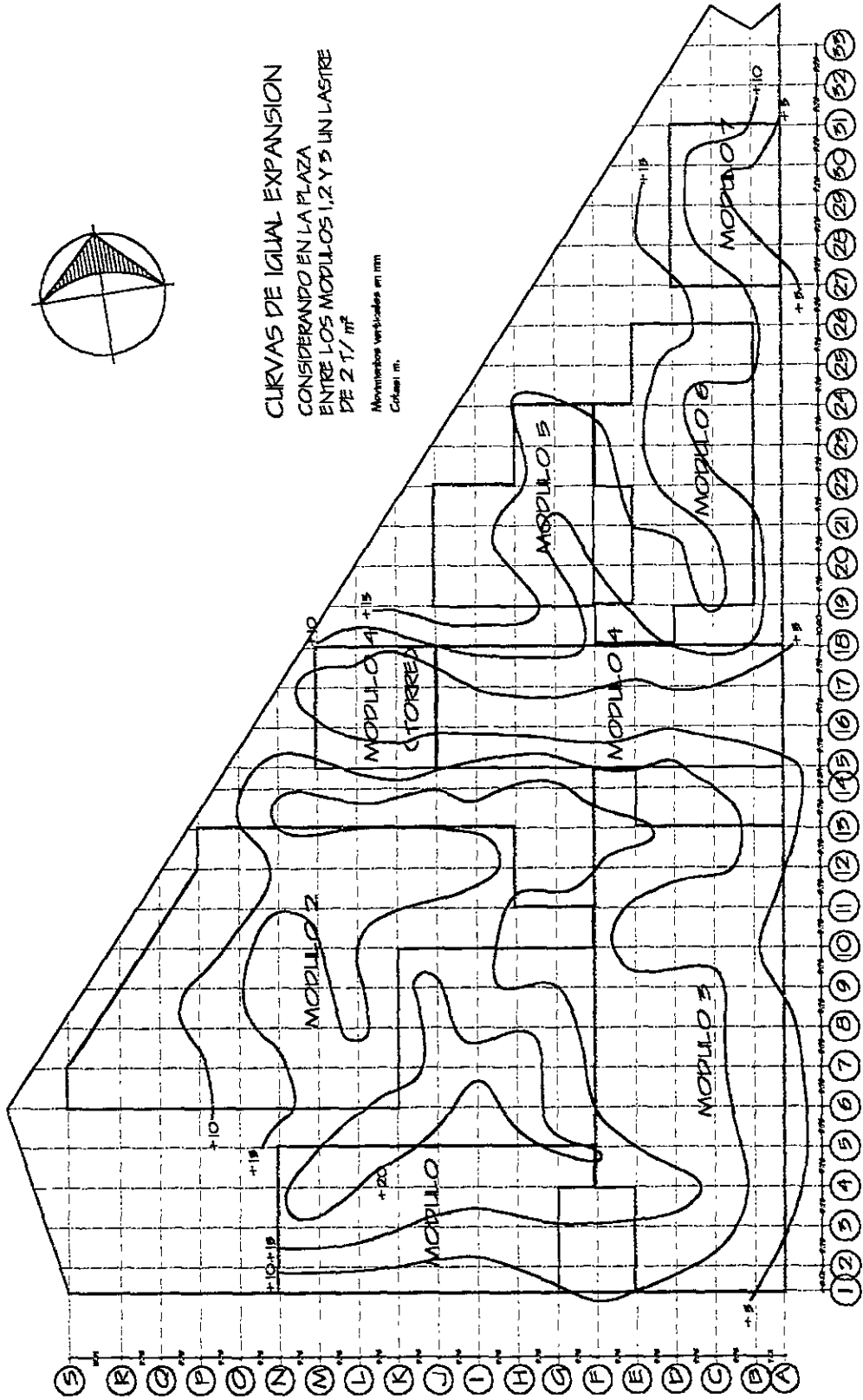


Figura # 19

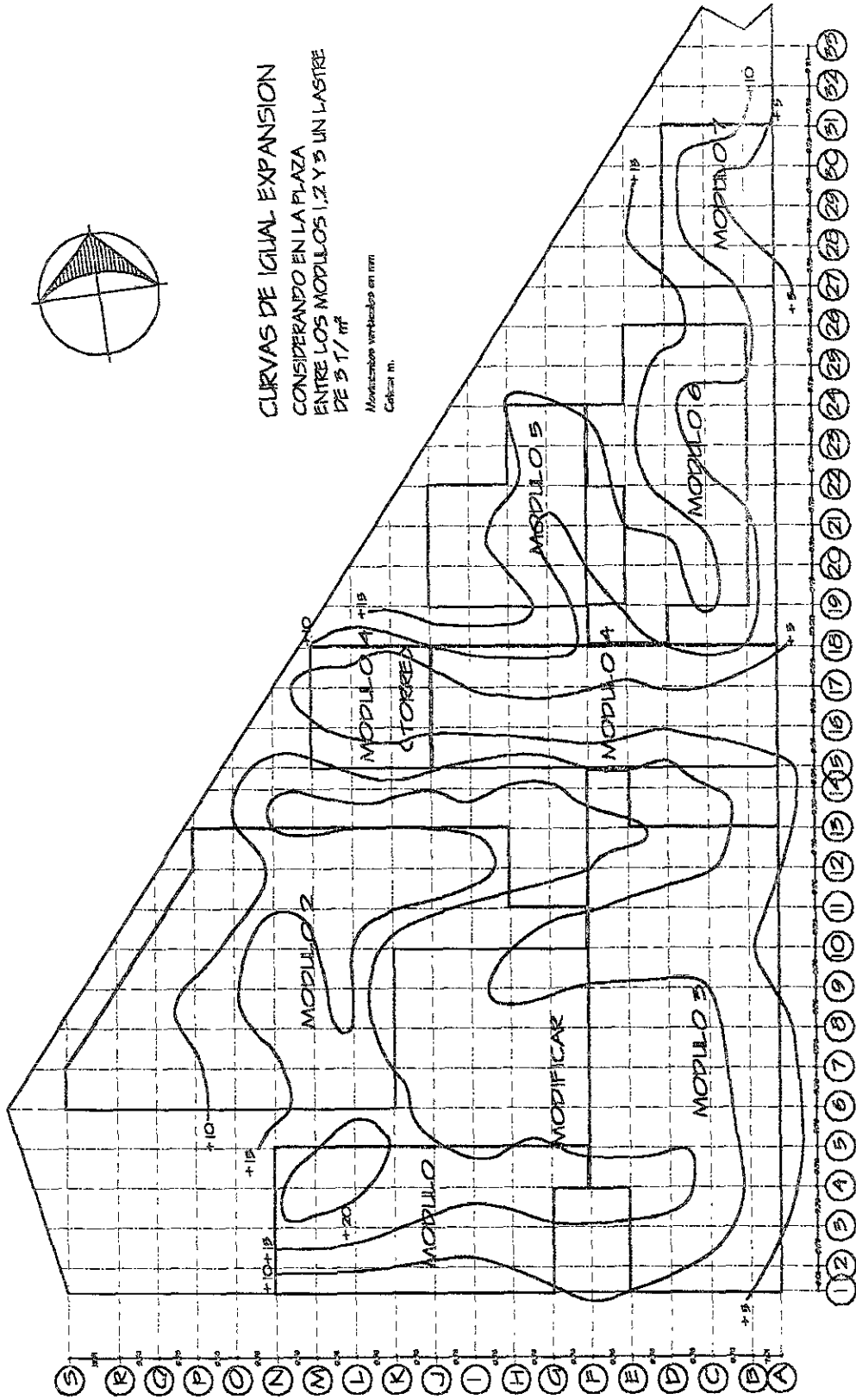


Figura 8 20

donde:

- der_t: expansión relativa total.
- de: expansión sin considerar hundimiento regional.
- dae: reducción de las expansiones al considerar los abatimientos piezométricos.
- daf: asentamiento por abatimiento piezométrico en puntos fuera del área de influencia de la sobrecompensación.
- dad: asentamiento por abatimiento piezométrico en puntos dentro del área de influencia de la sobrecompensación.

Se determinó que la máxima emersión aparente del conjunto (zona de plaza entre módulos 1, 2 y 3 y zona noroeste del módulo 1) a largo plazo, con respecto a las calles sería de 51 cm, reduciendo la sobrecompensación existente en esta zona al colocar sobre la plaza, un lastre que indujera un incremento de presión de 1 t/m² y de 40 cm si el lastre colocado produjera incrementos de presión de 2 t/m².

Por tanto, a largo plazo existiría una reducción en los movimientos verticales diferenciales de 16 cm, si el lastre produjera en el área de la plaza un incremento de presión de 1 t/m² y de 27 cm si el lastre produjera incremento de presión de 2 y 3 t/m²; en este último caso el lastre provocaría que la máxima expansión ya no se tuviera en la plaza sino en la zona noroeste del módulo 1, lo cual no sería conveniente.

Esta primera acción correctiva por medio de lastre, fue una de las principales propuestas que se han implementado para dar solución al comportamiento del Conjunto Hidalgo; la investigación realizada y la solución propuesta aseguraban una acción eficaz, rápida y de bajo costo, ya que el lastre que se proponía era a partir de cilindros de concreto, los cuales ocuparían poco espacio, se controlaría el peso necesario más eficazmente y el proceso de instalación no requeriría de equipo complicado y personal especializado; sin embargo esta solución no fue realizada al tiempo requerido, debido a la falta de recursos y toma de decisión adecuada, lo que complicó el problema, pues al no tomar una acción, los movimientos verticales presentes en las estructuras debidos a las características de suelo siguieron su curso conforme a las causas ya mencionadas en este subcapítulo, provocando en el futuro próximo al estudio, una inestabilidad en los elementos estructurales que pondrían en riesgo al personal que laborase en el inmueble, esto se explica a detalle en el subcapítulo siguiente.

III.2 UTILIZACIÓN DE LASTRE DEBIDO A LA FALLA DE LOSA DE SÓTANO EN UN MÓDULO DEL INMUEBLE.

De acuerdo a la descripción de la cimentación del Conjunto en el capítulo I, esta es del tipo mixto y está constituida básicamente por un cajón de cimentación que forma parte de la estructura de los dos sótanos, es decir, la losa de fondo corresponde a una losa plana de concreto reforzado, rigidizada mediante contra trabes invertidas ubicadas en los ejes de las columnas y perimetralmente por muros de contención tipo "Milán", sin muros estructurales de acompañamiento. Adicionalmente y con el propósito de restringir el movimiento de expansión de la estructura, debido a las condiciones de sobrecompensación originadas por el mayor peso de los materiales excavados respecto al peso de las estructuras por construirse, se hincaron pilotes de concreto reforzado de sección cuadrada que trabajan a tensión, con una distribución para la zona de plazas de 9 pilotes por columna, para pasillos 4 por columna y 1 por columna en los módulos.

Ahora bien, las características de la zona y del subsuelo donde está cimentado el Conjunto Hidalgo, implican sobre él, una serie de factores adversos que ponen en riesgo la estabilidad de cualquier inmueble si no se toman en cuenta las medidas necesarias para el buen funcionamiento de la interacción suelo-estructura. Esto último, combinado con las características de la cimentación del Conjunto, provocan una serie de condiciones que inducen un comportamiento y estado de inestabilidad en las estructuras, al presentarse hundimientos y expansiones aparentes que causan distorsiones angulares entre columnas, a tal grado, que se incrementen los esfuerzos y por tanto se presenten fallas en los elementos estructurales, poniendo en peligro al personal que labora en el inmueble.

Así mismo el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida. De acuerdo a los resultados de las exploraciones realizadas en el sitio de interés, en forma general, la estratigrafía está compuesta por un manto superficial formado en los primeros metros por rellenos recientes y restos de cimentaciones antiguas y a continuación por arcilla limo-arenosa desecada; le sigue la formación arcillosa superior, constituida por depósitos lacustres de arcilla, con altos contenidos de agua de baja resistencia al esfuerzo cortante, muy compresible; después, la primera capa dura compuesta por limo arenoso de alta compacidad con bajo contenido de agua; subyaciendo la capa dura se encuentra la formación arcillosa inferior, de menor compresibilidad que la superior y consistencia media; finalmente aparecen los depósitos profundos constituidos por capas interestratificadas de limo arcillosos y arena limosa de alta resistencia y baja compacidad. La columna estratigráfica a detalle se puede ver en las figuras 5 y 6 del Capítulo I.

Sí nos ubicamos específicamente en la historia de la supermanzana delimitada por las avenidas Paseo de la Reforma Norte, Valerio Trujano e Hidalgo, donde se encuentra el inmueble en estudio, se observa que antes de su construcción, el área delimitada contenía siete manzanas en las cuales las características de las estructuras eran diferentes, por su utilización, magnitud y funcionalidad. En la figura 21 se puede ver la ubicación de la antigua traza de las siete manzanas y sobre estas la distribución actual de los módulos del conjunto.

Un aspecto que tiene una influencia importante en el comportamiento del Conjunto, es que durante algunos años anteriores y hasta el momento de la falla, en el tercer sótano del módulo 4, se tenían filtraciones del agua freática, a través de los muros perimetrales y probablemente entre el espacio que queda entre la losa y los pilotes que la atraviesan, que se contemplaba tuviesen dispositivos de control de carga. Dada la importancia del volumen de agua que se infiltra hacia el tercer sótano del módulo 4, se construyó un piso falso a una altura de 0.80 m sobre el nivel de piso de la losa de fondo del tercer sótano, con el propósito de que el agua que se infiltrara, se almacenara en el espacio que queda bajo el piso falso, y posteriormente mediante bombeo desalojarla. El bombeo se realizó diariamente, iniciándose con un tirante medio de agua de 0.70 m hasta abatirlo a un tirante de 0.30 m. El permitir que el agua freática se filtrara hacia el tercer sótano, con volúmenes tan importantes, y el bombeo que para efectos prácticos puede considerarse como permanente, dio por resultado un abatimiento del nivel de agua freática en la vecindad del tercer sótano, produciéndose un cono de abatimiento con las dimensiones que se señalan en la figura 22, lo que provocó que los materiales que se encontraban sobre la superficie que define el nivel freático cambiaran su peso volumétrico de la condición sumergida a la condición saturada, es decir, que aumente su peso volumétrico en 1 t/m^3 ; además, la disminución del nivel freático generó una modificación en las condiciones hidráulicas del subsuelo como puede verse en la figura 23. Tanto la modificación de las condiciones hidráulicas del subsuelo por efecto del bombeo local, como el incremento del peso volumétrico de los materiales que quedaron sobre la nueva posición del nivel freático, produjeron incrementos en los esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos, que dieron lugar a que en la zona afectada por el bombeo se tengan asentamientos que afectarán la estructura en la misma zona.

Por los efectos antes mencionados en las condiciones al momento de presentarse la falla, se tenía un incremento de esfuerzos en el área cubierta por el módulo 4, que se consideró de 3 t/m^2 y de 1.5 t/m^2 en promedio, en las zonas laterales afectadas por el cono de abatimiento del nivel freático.

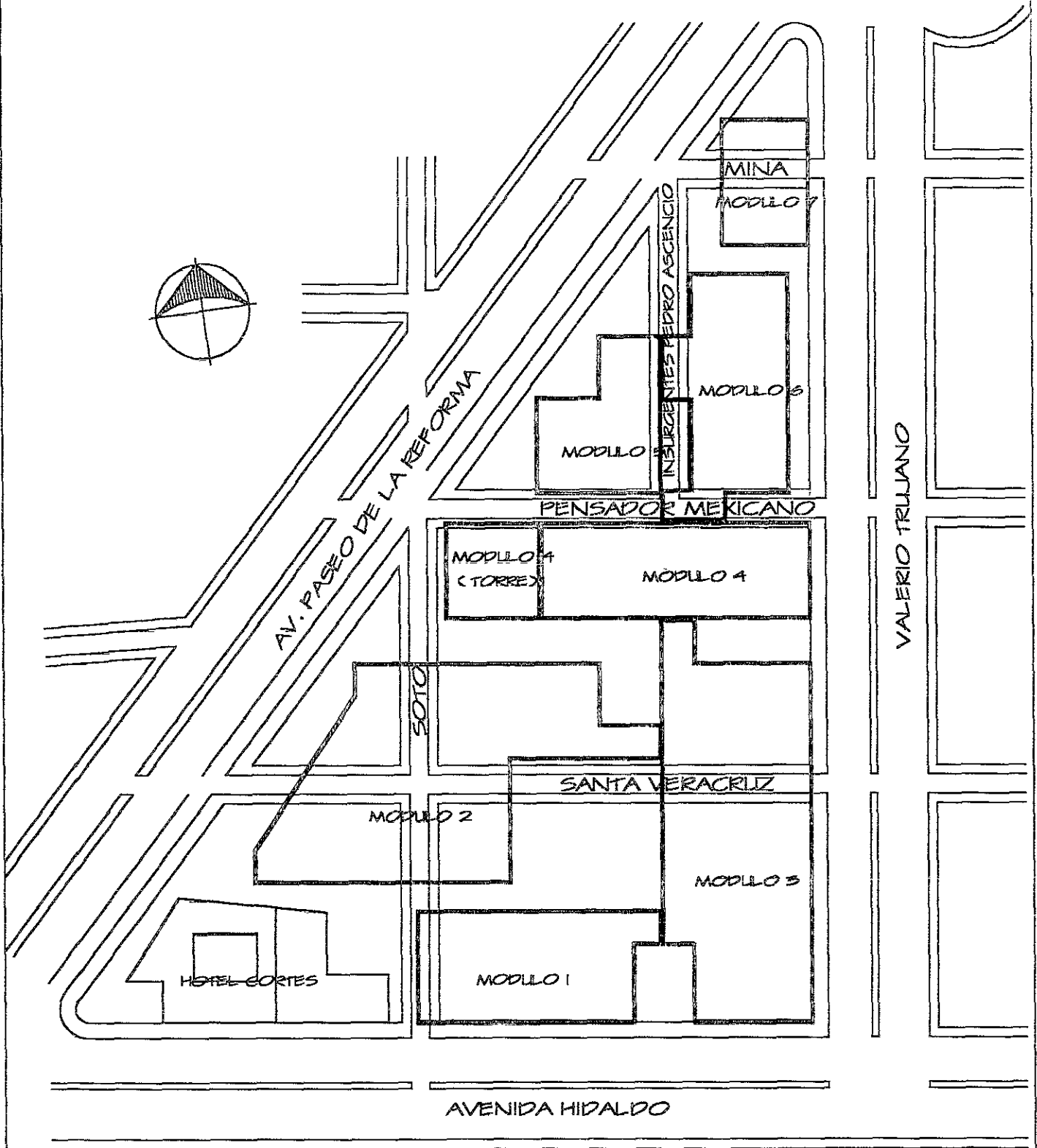
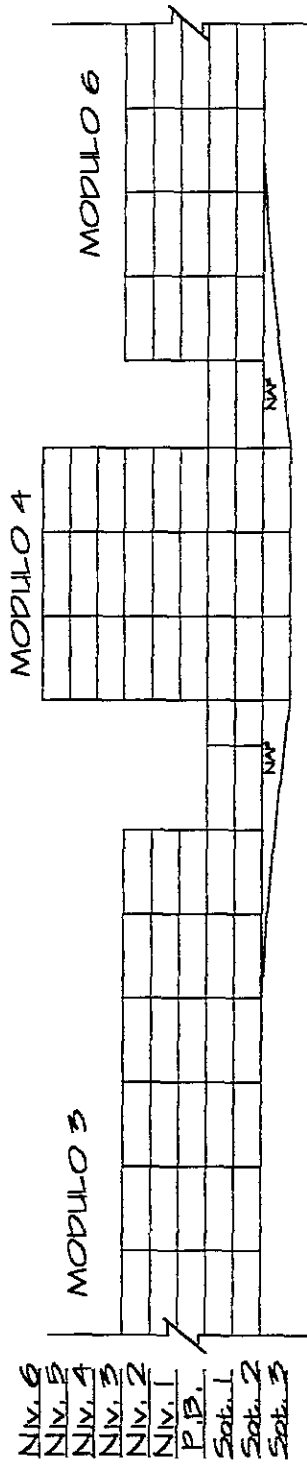


Figura # 21

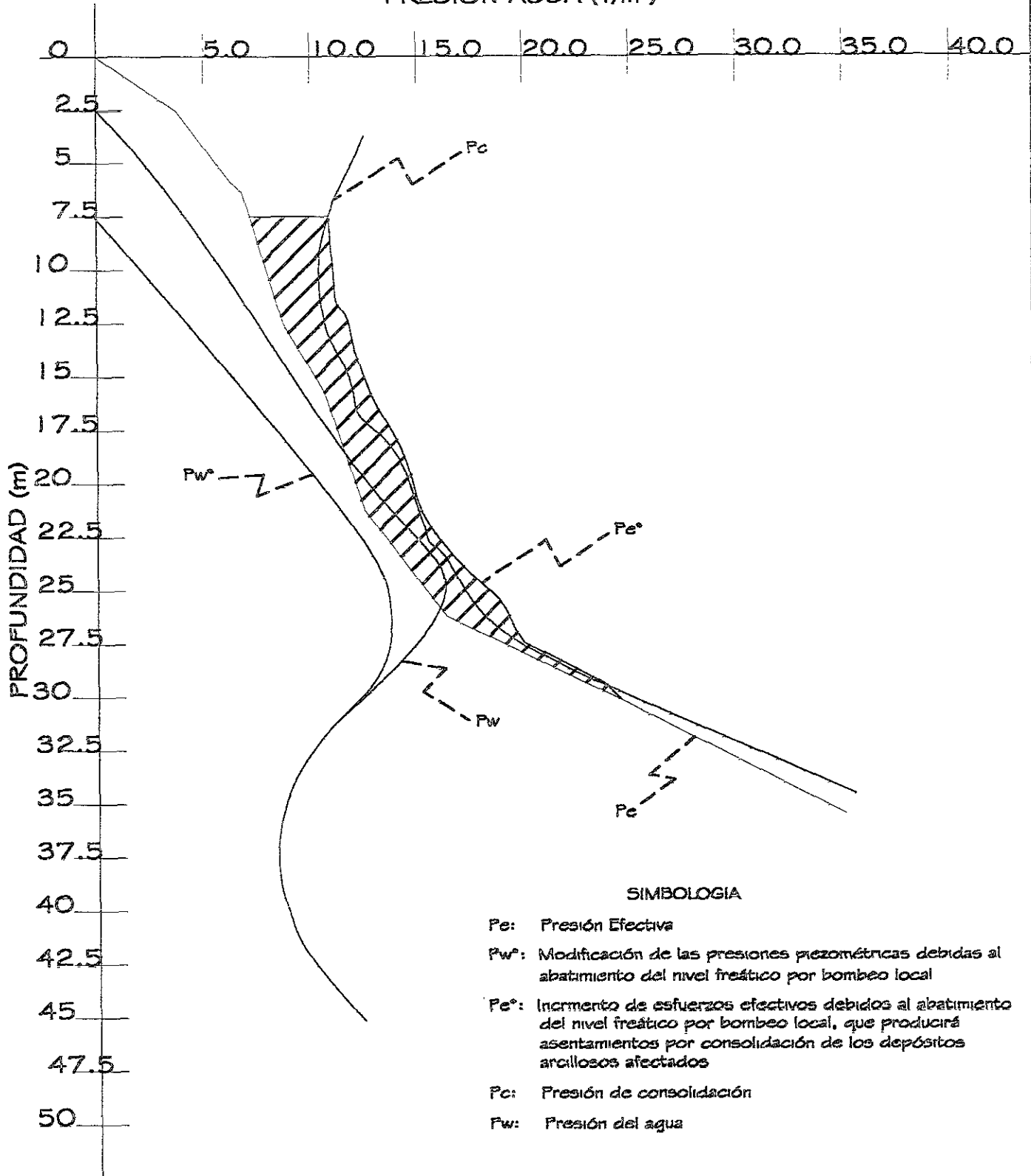
CORTE C-C
(EJE C)



CONO DE ABATIMIENTO DEL NIVEL DE
AGUAS FREÁTICAS POR BOMBEO LOCAL

Figura # 22

PRESION AGUA (T/m²)



SIMBOLOGIA

- Pe: Presión Efectiva
- Pw*: Modificación de las presiones piezométricas debidas al abatimiento del nivel freático por bombeo local
- Pe*: Incremento de esfuerzos efectivos debidos al abatimiento del nivel freático por bombeo local, que producirá asentamientos por consolidación de los depósitos arcillosos afectados
- Pc: Presión de consolidación
- Pw: Presión del agua

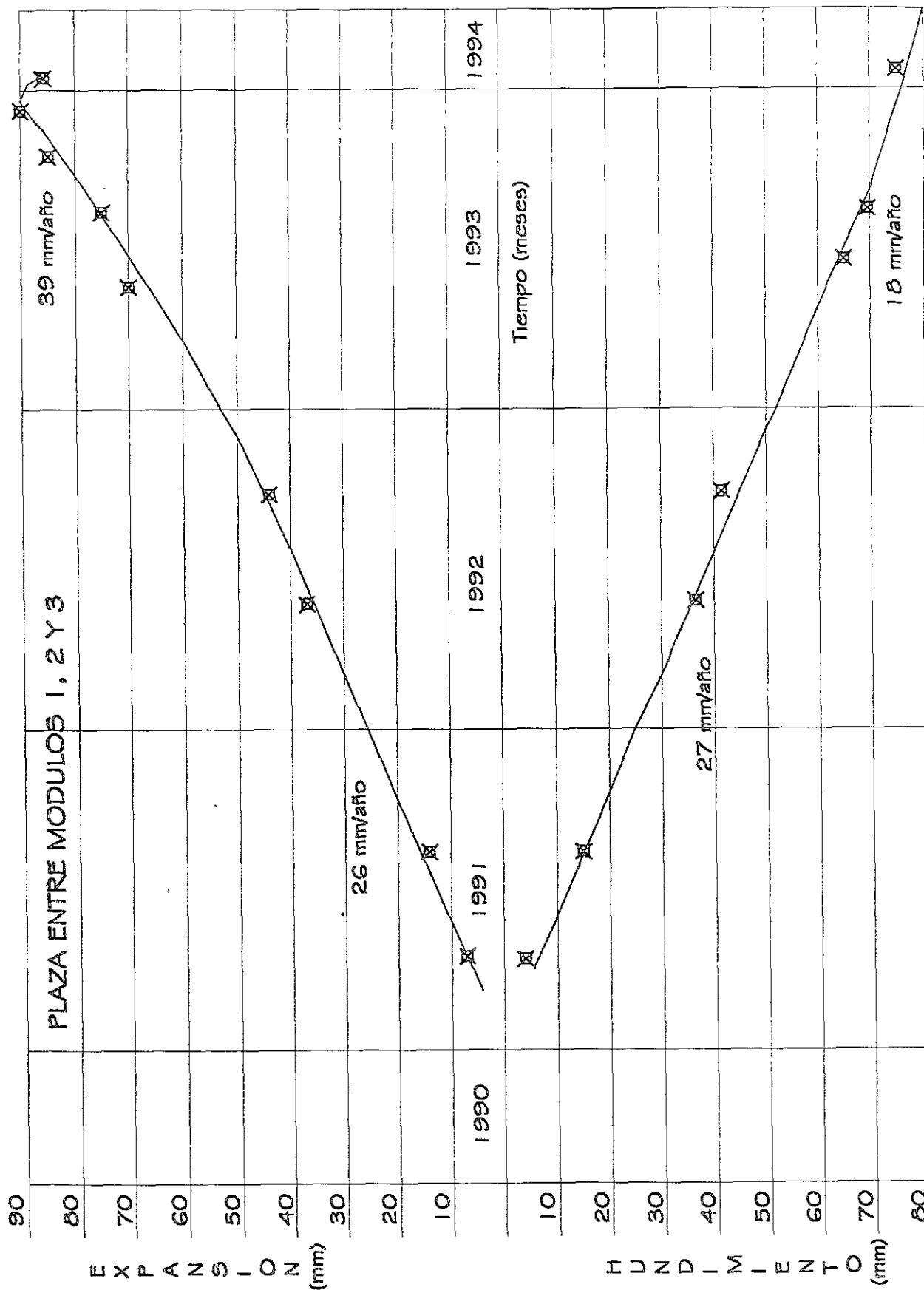
DISTRIBUCION DE PRESIONES CON LA PROFUNDIDAD

Del análisis del comportamiento del inmueble, basado en los estudios de mecánica de suelos, se tenía que para el centro de la plaza ubicada entre los módulos 1, 2 y 3, para el periodo de tiempo comprendido entre marzo de 1991 y septiembre de 1992, que corresponde a un periodo de tiempo de un año seis meses (dieciocho meses), se presentó una expansión de 39 mm, que indica una expansión de 26 mm/año; entre septiembre de 1992 y diciembre de 1993, tuvo una expansión de 39 mm/año, es decir, que incremento la velocidad de expansión. Por otro lado para los mismos periodos de tiempo en el módulo 4 se tuvieron, primero, un hundimiento de 41 mm que le corresponde una velocidad de 27 mm/año y para el segundo periodo de tiempo la velocidad de asentamiento disminuye 18 mm/año. En la figura 24 se han dibujado las gráficas tiempo-deformación que muestran el comportamiento representativo de la plaza ubicada entre los módulos 1, 2 y 3, y el módulo 4, para los periodos de tiempo indicados.

Debido al mal comportamiento que ha estado sujeto el Conjunto, en diciembre de 1993, se presentó la falla en la losa de piso de planta baja y la de la losa de piso del primer sótano en la unión con algunas columnas del módulo 3 del Conjunto Hidalgo.

Para disminuir el riesgo de falla de la estructura y debido a la sobrecompensación existente, se recomendó aplicar lastre constituido por arena en el área de la plaza principal (entre módulos 1, 2 y 3), con una altura media de 1.9 m, colocado en el piso del sótano dos, que corresponde a una carga de 3.2 t/m².

El estado de los movimientos verticales del Conjunto Hidalgo en el tiempo de ocurrencia de la falla en las losas, se puede ver en la figura 25. Cabe señalar que los datos para la realización de la gráfica se obtuvieron cuando se presentó el problema y por tanto se actuó de forma inmediata realizando los trabajos de apuntalamiento en las zonas afectadas.



CURVA TIEMPO DEFORMACION

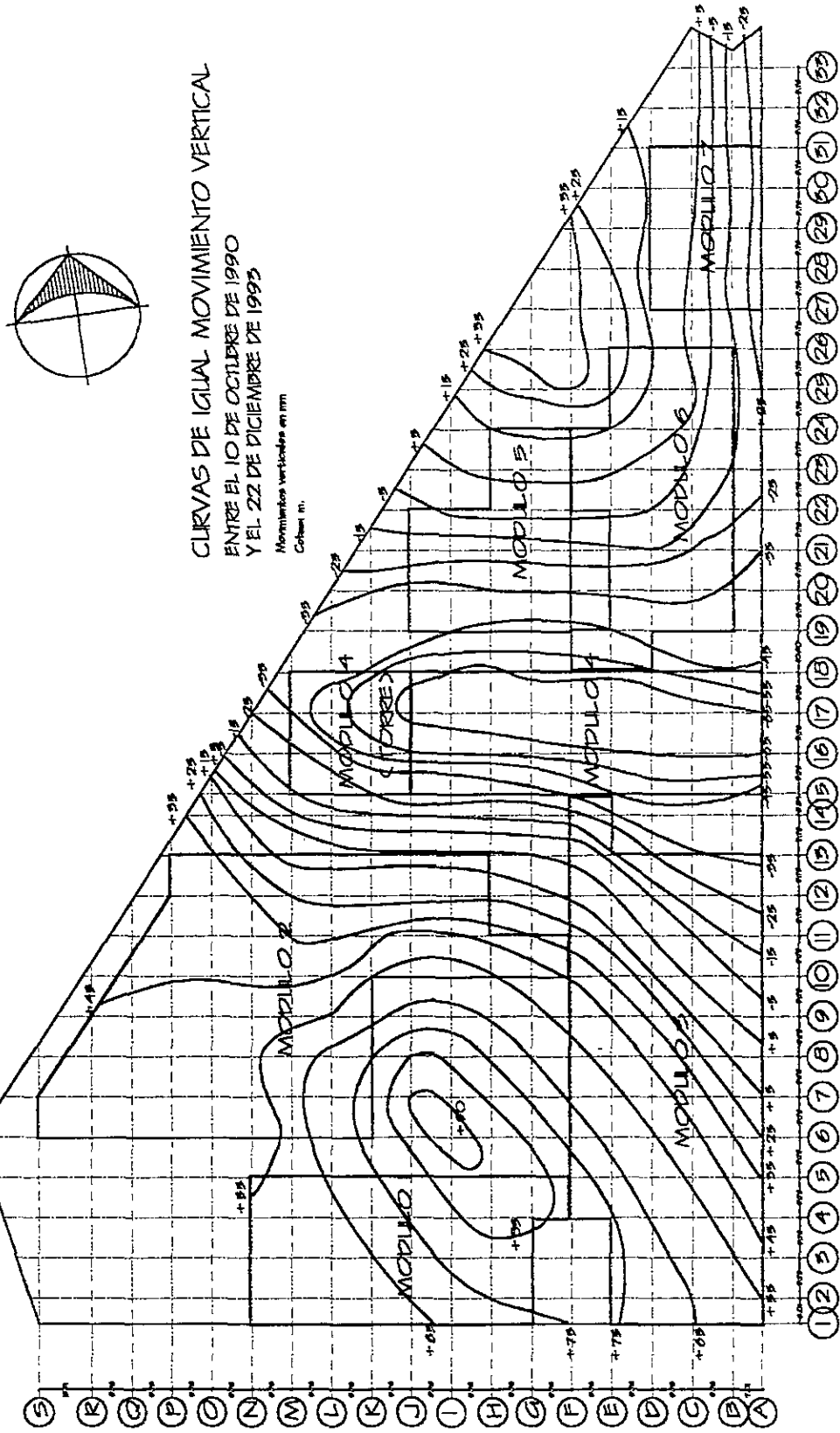


Figura # 25

III.3 RECOMENDACIONES PARA UN MEJOR COMPORTAMIENTO A CORTO Y LARGO PLAZO.

El Conjunto Hidalgo ha sido todo un reto para todos los que directa o indirectamente han participado durante el proyecto, construcción y redefinición de uso del inmueble. El comienzo de la obra trajo como consecuencia infinidad de problemas imprevistos en los estudios, esto debido a la magnitud del proyecto y a las condiciones de la zona donde se encuentra ubicado. Tal magnitud de proyecto ha requerido tanto para los que iniciaron la construcción así como para los responsables que la retomaron un gran esfuerzo, poniendo a prueba la capacidad de los especialistas involucrados y de los directivos responsables de la toma de decisiones.

Con tal de llevar un control de los trabajos debidos a los problemas que se han presentado durante la historia del inmueble, asegurando con esto la integridad y calidad del proyecto, se han realizado estudios en diversas disciplinas dentro de la ingeniería civil y otras áreas afines al funcionamiento de instalaciones eléctricas, redes telefónicas, así como la intervención de despachos de arquitectos para asegurar una funcionalidad y confort dentro y fuera del área del inmueble, de tal manera que éste no refleje un impacto adverso tanto para los usuarios como para aquellos que solo transitan cerca del inmueble.

En el caso de estudios geotécnicos se realizaron trabajos de exploración que dieron como resultado la obtención de información, tal como:

- Las características estratigráficas y físicas del subsuelo representativas de la zona de interés.
- La interpretación de la variación de las presiones hidráulicas con la profundidad, es decir, la modificación que han sufrido las presiones hidrostáticas debido a los abatimientos piezométricos por efecto de bombeo de agua del subsuelo.
- La determinación de las características en la zona que presentó el fenómeno de hundimiento inducido, debido a los abatimientos piezométricos por bombeo de agua del subsuelo, lo que incrementó los esfuerzos efectivos en la estructura de los depósitos arcillosos, produciendo su consolidación y el consiguiente hundimiento en la superficie del terreno.

El comportamiento de las estructuras, determinado por la medición periódica de las referencias de nivelación por medio de puntos de control instalados en la base de las columnas distribuidas en el sótano uno.

De acuerdo a los sucesos ocurridos en el Conjunto y después de la falla en las losas del módulo 3, se realizaron estudios que determinarían las posibles opciones para esperar un mejor comportamiento de la estructura debido a las condiciones geotécnicas donde esta desplantado el Conjunto, tomando en cuenta las características de la cimentación y lo que ella ocasiona. Este estudio dio como resultado las características en las que se encontraba el subsuelo a mediados del año de 1994. En los siguientes párrafos se describe parte de la información y los resultados de la acción correctiva para después implementar una solución eficaz al problema de hundimientos diferenciales.

Para julio de 1994, se tenía que el nivel de aguas freáticas en la periferia del Conjunto Hidalgo, se encontraba a una profundidad media de 3 m.

Las variaciones de las presiones del agua del subsuelo se determinaban por medio de cinco estaciones piezométricas (las cuales están en operación actualmente), con dos piezómetros abiertos tipo "Casagrande" en cada estación, localizadas en la periferia del Conjunto, como se indica en la figura 26.

Los piezómetros abiertos tipo "Casagrande" consisten en tubos de PVC hidráulico de 2" de diámetro, embebidos en una mezcla de grava y arena bien graduada, dentro de una perforación con un sello de bentonita sobre el cilindro de 2", para formar la cámara piezométrica. El agua intersticial del suelo penetra por la punta porosa y asciende por el tubo hasta formar una columna de agua que equilibra la presión que tiene el agua en el extremo inferior del tubo (ver figura 27).

Las estaciones piezométricas se denominan EP-1 a EP-5, en la tabla 5 se indican las profundidades a las que se tienen instalados los piezómetros en cada estación, con respecto al nivel de brocal, así como las profundidades de los brocales de las perforaciones donde están instalados los piezómetros.

TABLA 5

Estación	Elevación de Brocal (m)	Profundidad de Piezómetro Instalado (m)
EP-1-A	9.400	9.50
EP-2-B	9.453	25.46
EP-2-A	9.432	26.00
EP-2-B	9.403	34.70
EP-3-A	10.985	21.50
EP-3-B	10.977	32.05
EP-4-A	10.365	15.42
EP-4-B	10.417	43.10
EP-5-A	9.248	19.90
EP-5-B	9.193	47.10

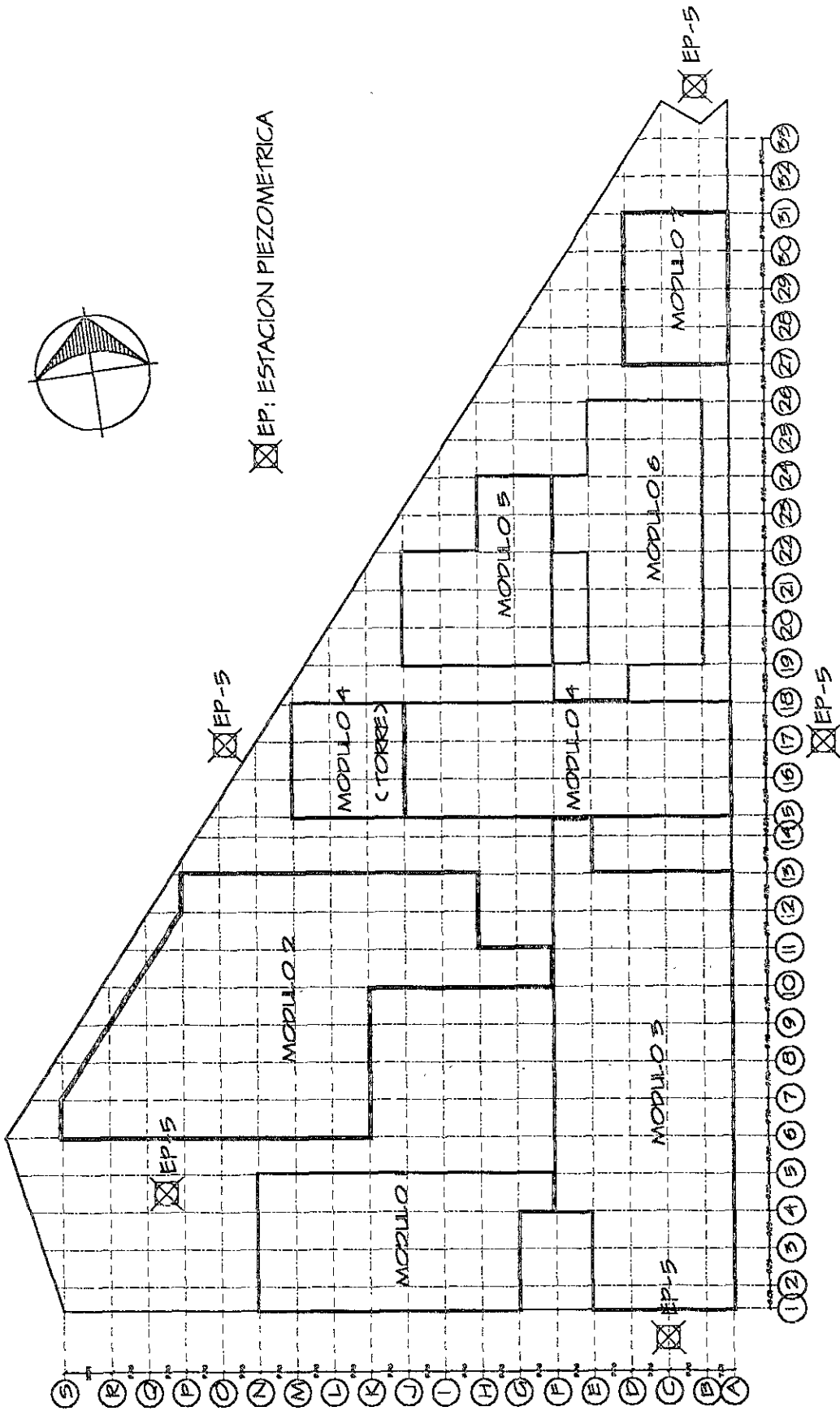
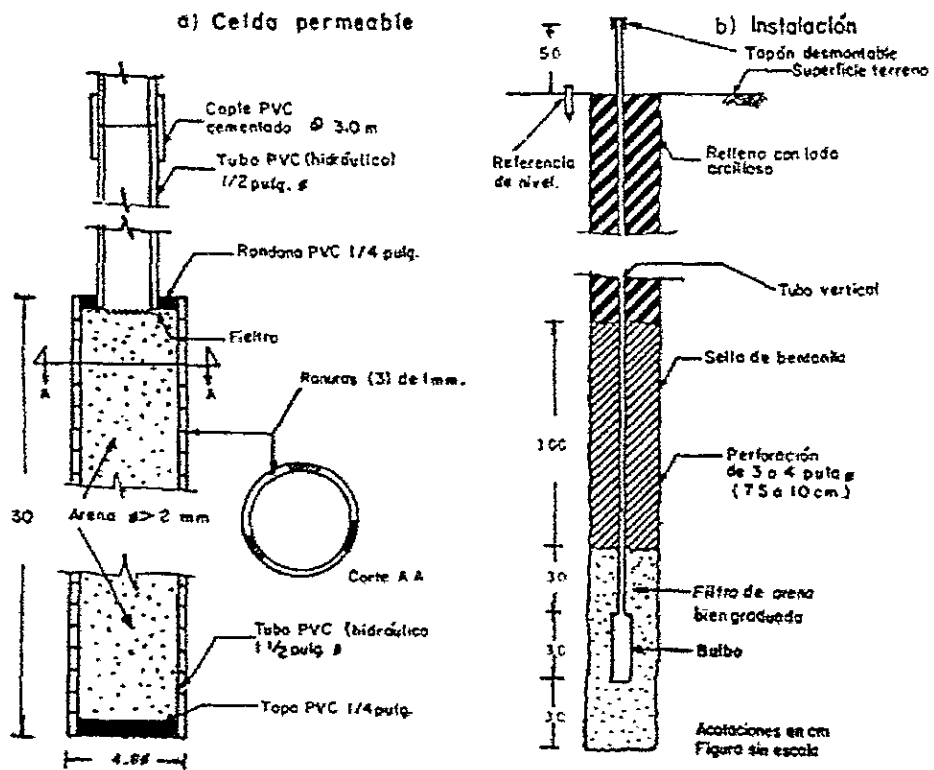


Figura # 26



PIEZOMETRO ABIERTO

Figura # 27

En la estación piezométrica EP-3, además de los dos piezómetros, se encuentra instalado un tubo de observación del nivel freático a 10.50 m de profundidad con respecto al nivel del terreno en el sitio.

Se efectuaron lecturas periódicas en los piezómetros en cada una de las estaciones, las cuales se muestran en las figuras 28 a 32, en donde se observa que entre el 10 de octubre de 1991 y el 10 de julio de 1994, se presentaron pocos cambios en las presiones del agua del subsuelo. Los niveles piezométricos anotados están referidos a los brocales de las perforaciones que contienen a los piezómetros.

Tomando en cuenta las distintas elevaciones de los brocales, se determinó la profundidad del nivel freático de cada estación y los abatimientos piezométricos del agua del subsuelo a diferentes profundidades, con lo que se elaboró la gráfica de la figura 33, que muestra la distribución de presiones hidráulicas en el subsuelo de la zona en estudio. En la figura puede observarse que en el periodo de mayo de 1991 a julio de 1994, se tuvieron incrementos ligeros en los abatimientos piezométricos a partir de los 25 m de profundidad, debido al bombeo de los acuíferos profundos, lo que ha originado el hundimiento regional de la superficie del subsuelo.

En la figura 34 se muestra el estado en el que se encontraban los esfuerzos efectivos en la estructura de los materiales del subsuelo, mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y las presiones hidráulicas presentes). También se indican los valores del esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos, definidos mediante ensayos de consolidación unidimensional.

En la figura 35 se presenta la configuración de la losa de piso del sótano uno, obtenida en junio de 1994, donde se pueden observar los movimientos diferenciales a los que estuvo sujeta la losa y por consiguiente la estructura de la que forma parte.

De acuerdo a lo que se toca en el anterior subcapítulo, y como se puede observar en la figura 36, la aplicación del lastre provocó en la zona de la plaza un asentamiento en las esquinas de los ejes K-10 y F-10 que fue de 10 a 5 mm respectivamente, y menores en las esquinas de los ejes K-5 y F-5 que resultó de 2 y 1 mm, a partir del mes de febrero de 1994 se reanuda el movimiento de emersión en la zona de la plaza con una velocidad menor a la que se presentaba antes de la falla de estructural, pero que continuaba incrementando los movimientos diferenciales.

GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION I

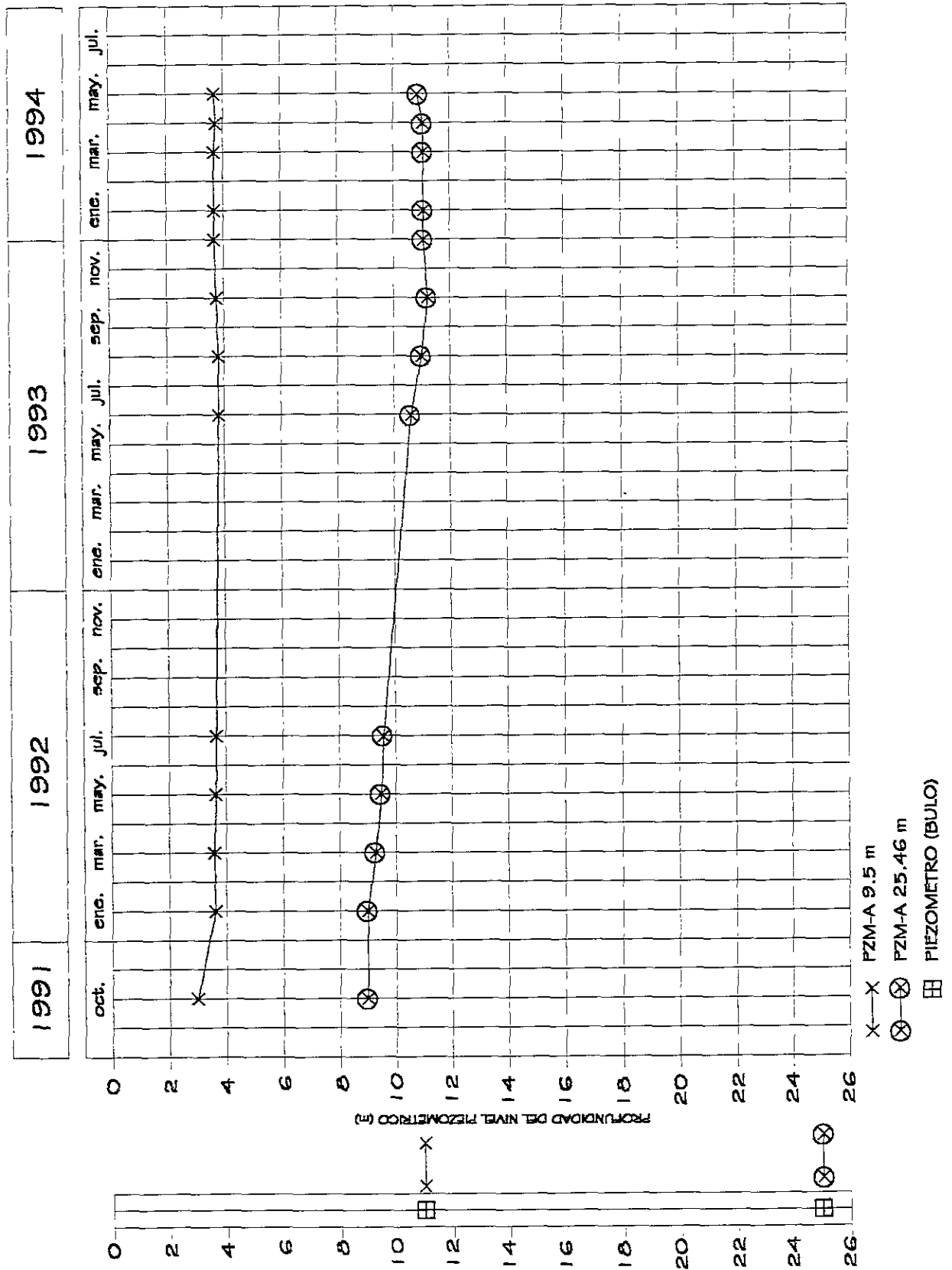
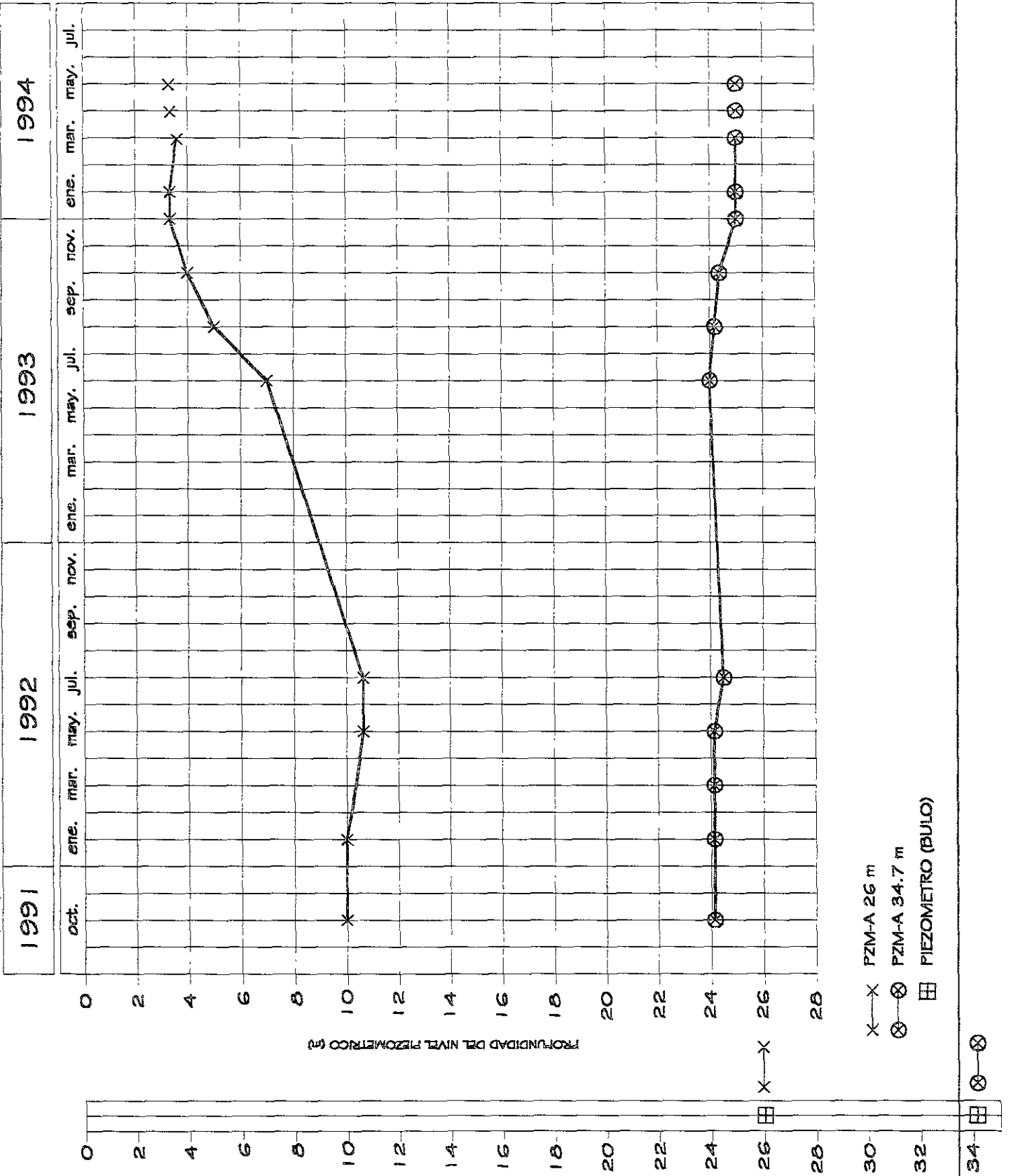
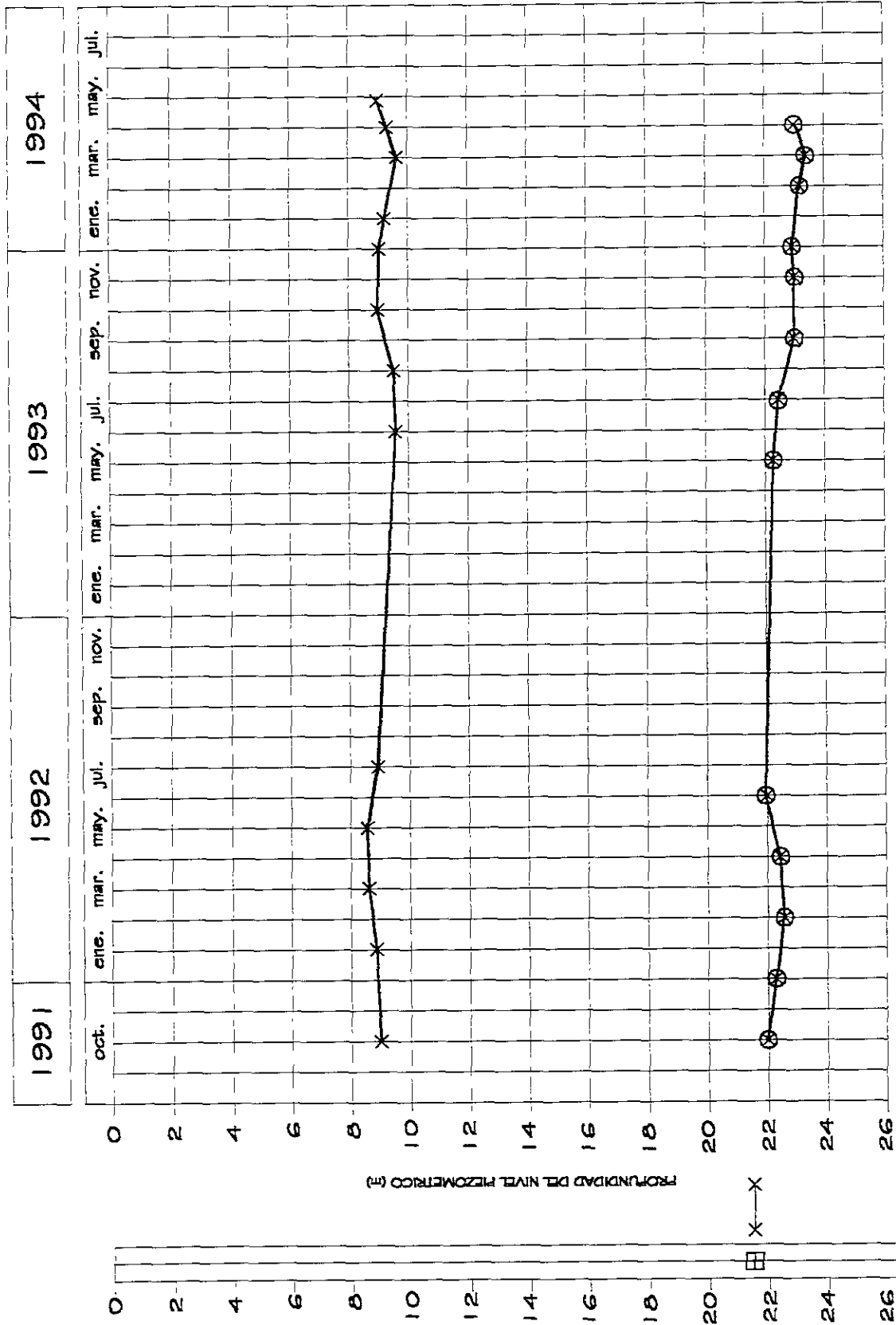


Figura # 28

GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION 2



GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION 3



x-x PZM-A 21.5 m
 ⊗ PZM-A 32 m
 ⊞ PIEZOMETRO (BULO)

Figura # 30

GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION 4

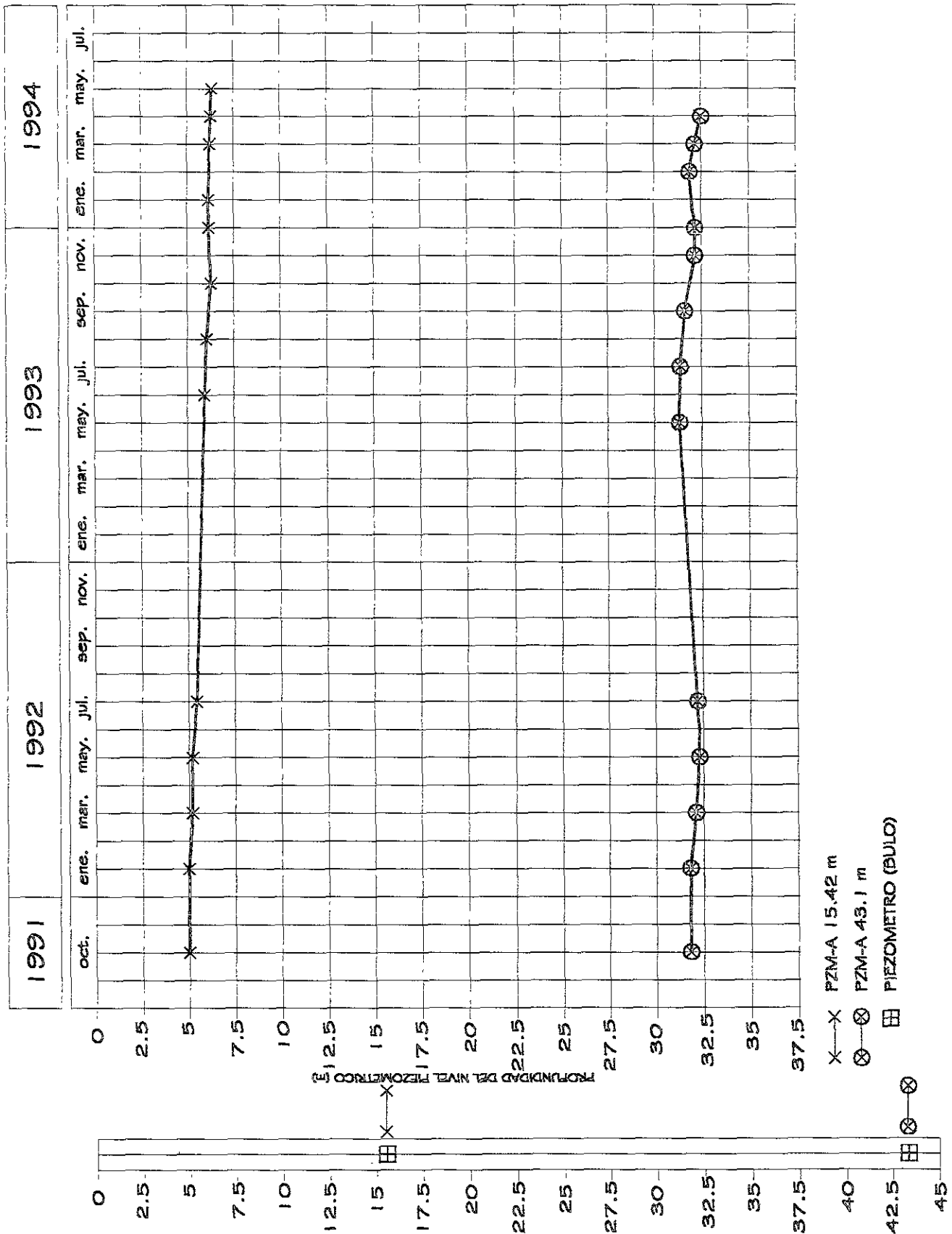


Figura # 21

GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION 5

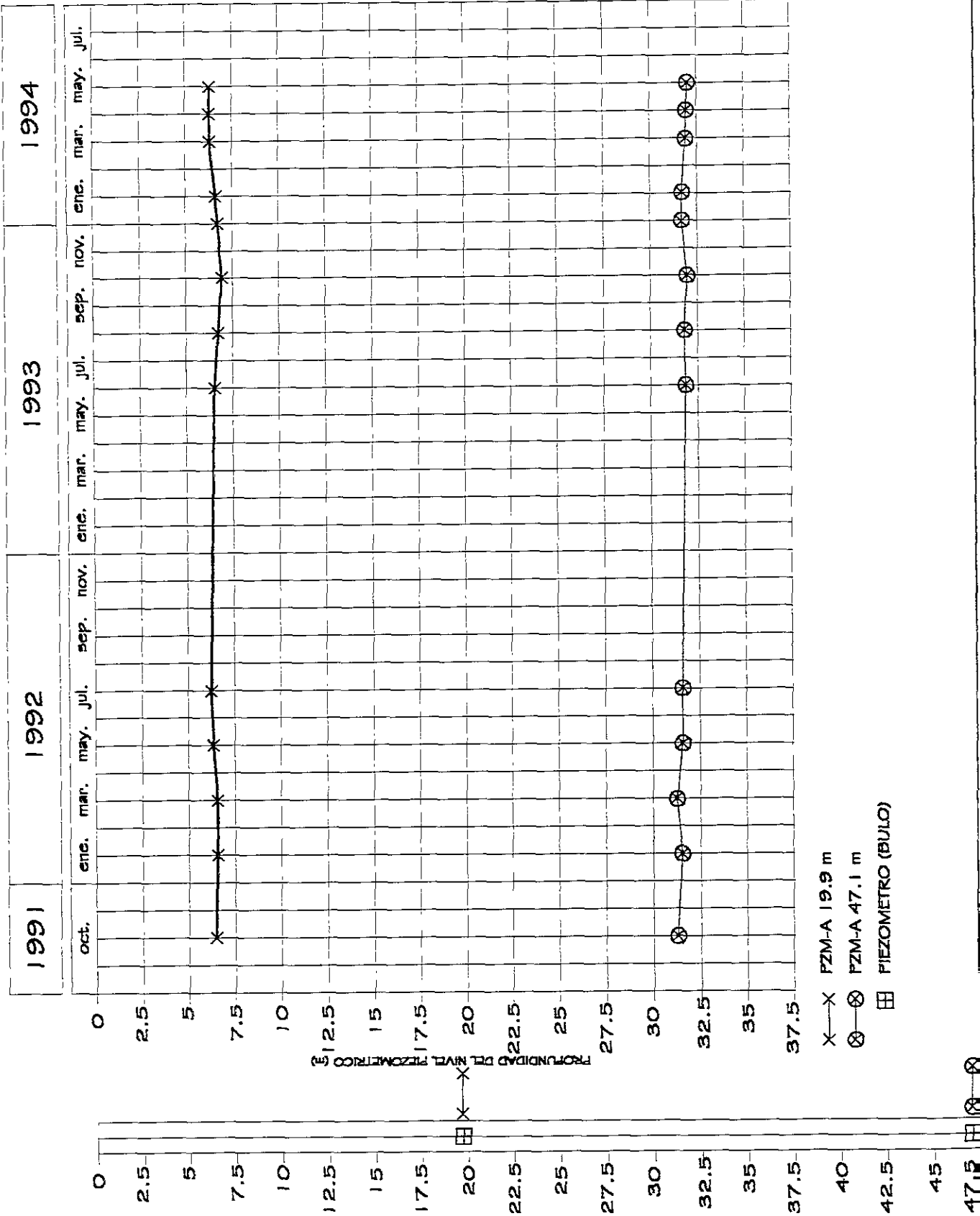
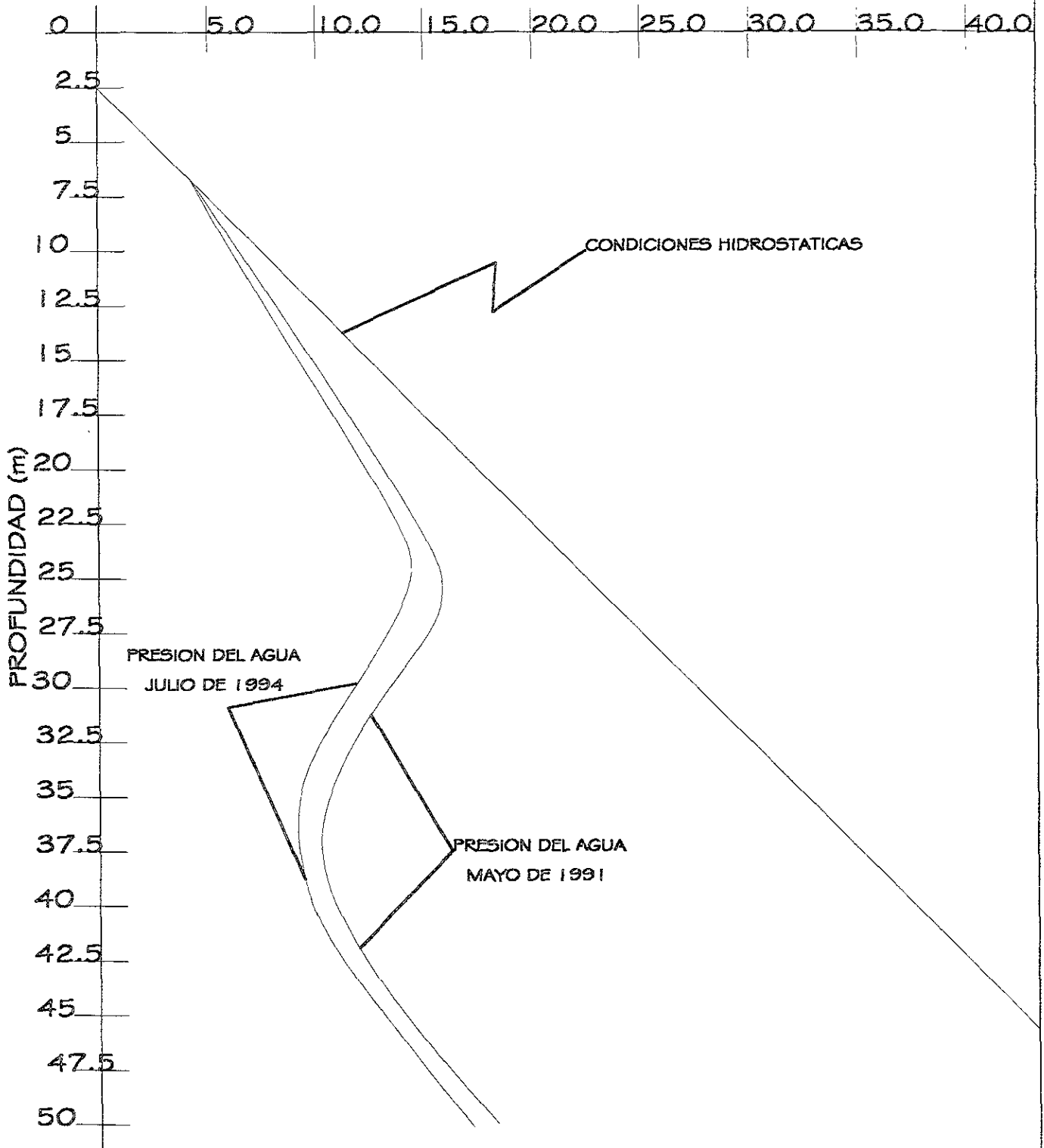


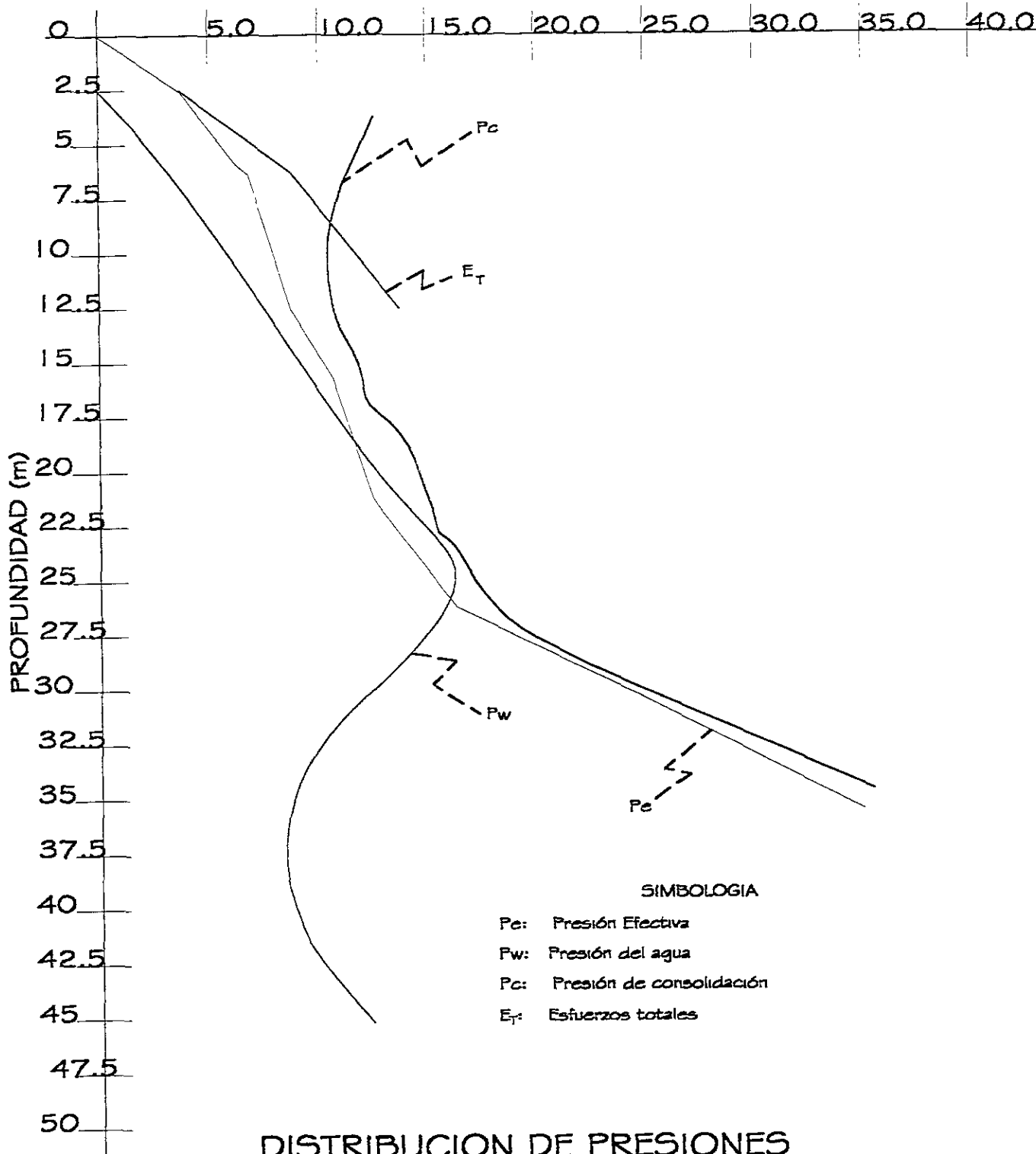
Figura 3.2

PRESION AGUA (T/m²)



DISTRIBUCION DE PRESION PIEZOMETRICA
CON LA PROFUNDIDAD

PRESION AGUA (T/m²)



SIMBOLOGIA

- P_e : Presión Efectiva
- F_w : Presión del agua
- P_c : Presión de consolidación
- E_T : Esfuerzos totales

DISTRIBUCION DE PRESIONES CON LA PROFUNDIDAD

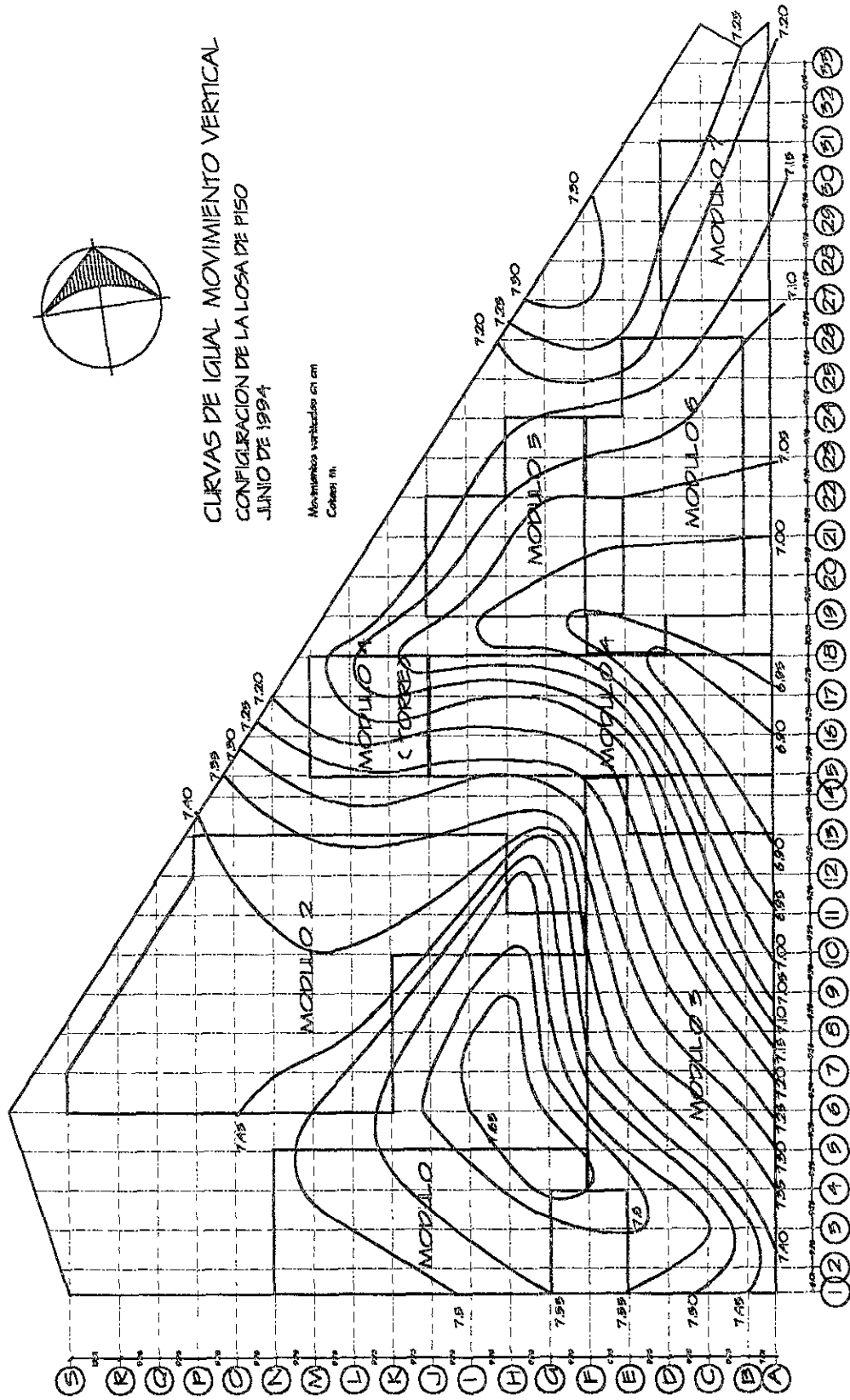


Figura # 35

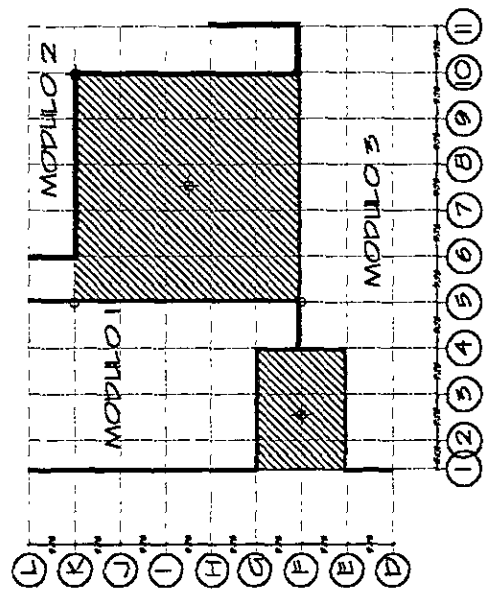
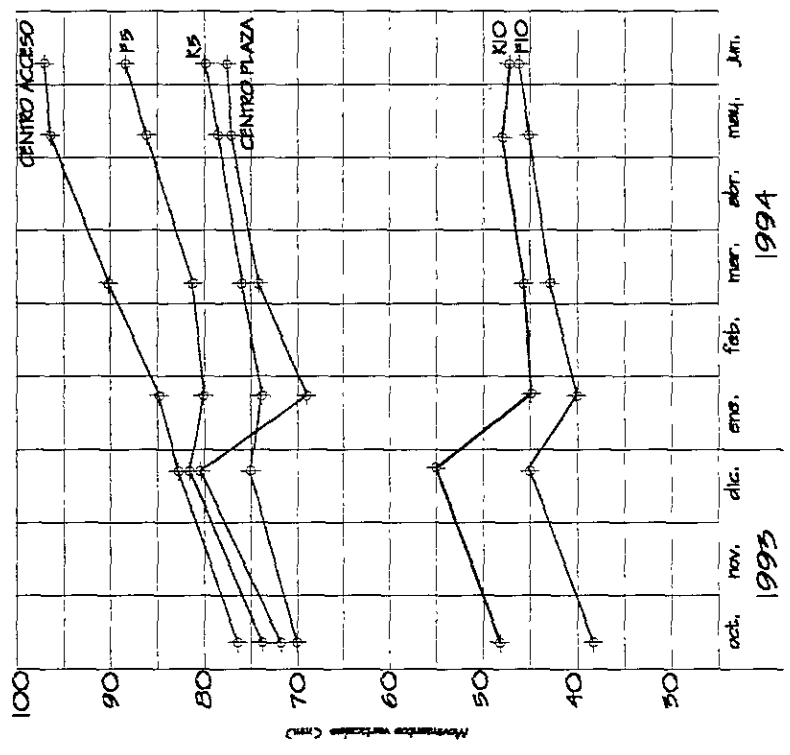


Figura # 36

Es importante mencionar que para mediados de 1994, la zona que presentó los mayores movimientos de emersión corresponden a la plaza de acceso al Conjunto, por la avenida Hidalgo, ubicada entre los ejes 1-3 y E-G, en la que la velocidad de emersión se mantuvo prácticamente igual a la que presentaba ésta zona antes de la aplicación de lastre, movimientos que se pensaba podrían afectar la estructura de la Línea 2 del Metro.

Por otro lado, la capacidad del grupo de pilotes en el área de la plaza ubicada entre los módulos 1, 2 y 3, considerando la existencia de 172 pilotes, era de 1 238 t/m, que de acuerdo al peso estimado de la plaza de 9 288 toneladas, provocó que en las condiciones originales los pilotes únicamente trabajen 7.5 m de su longitud. Lo que ocasionaba que la localización del eje neutro estuviera a 20.4 m de profundidad, con respecto al nivel de la superficie; con la aplicación del lastre que se tuvo para dar solución a la falla de las losas del módulo 3 en la misma área de la plaza, los pilotes trabajaban con una longitud de 13.7 m, de tal manera que el nivel del eje neutro se localizaba a 16.2 m de profundidad, con respecto al nivel de banqueta.

Como resultado de los análisis realizados después de la falla de las losas del módulo 3 y como se ha visto anteriormente, se concluyó que: Las presiones netas transmitidas por las plazas y estructuras son menores que la descarga producida para alojar el cajón de cimentación, por lo que éste queda sobrecompensado con diferentes valores; los pilotes hincados bajo los sótanos, soportan esfuerzos de tensión a corto plazo, restringiendo las expansiones en ese periodo, sin embargo, a largo plazo y bajo condiciones de hundimiento regional, los pilotes producen un efecto negativo en el comportamiento de la estructura.

Considerando las acciones como el alivio de presión por compensación, la capacidad por fricción de los pilotes, las presiones transmitidas por las estructuras, el incremento de esfuerzos transmitidos al subsuelo por bombeo local y el estado de esfuerzos efectivos del subsuelo que se muestra en la figura 23 del subcapítulo III.2, se determinaron los movimientos diferidos por acciones locales.

En el análisis se determinó la distribución de esfuerzos en el subsuelo basándose en la teoría de Boussinesq, y a partir de los resultados obtenidos, los movimientos verticales, tomando en cuenta las presiones efectivas del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por el cambio de esfuerzos. En la figura 37 se presenta una planta del Conjunto, en la que se han dibujado las curvas de igual movimiento vertical obtenidas con los resultados del análisis.

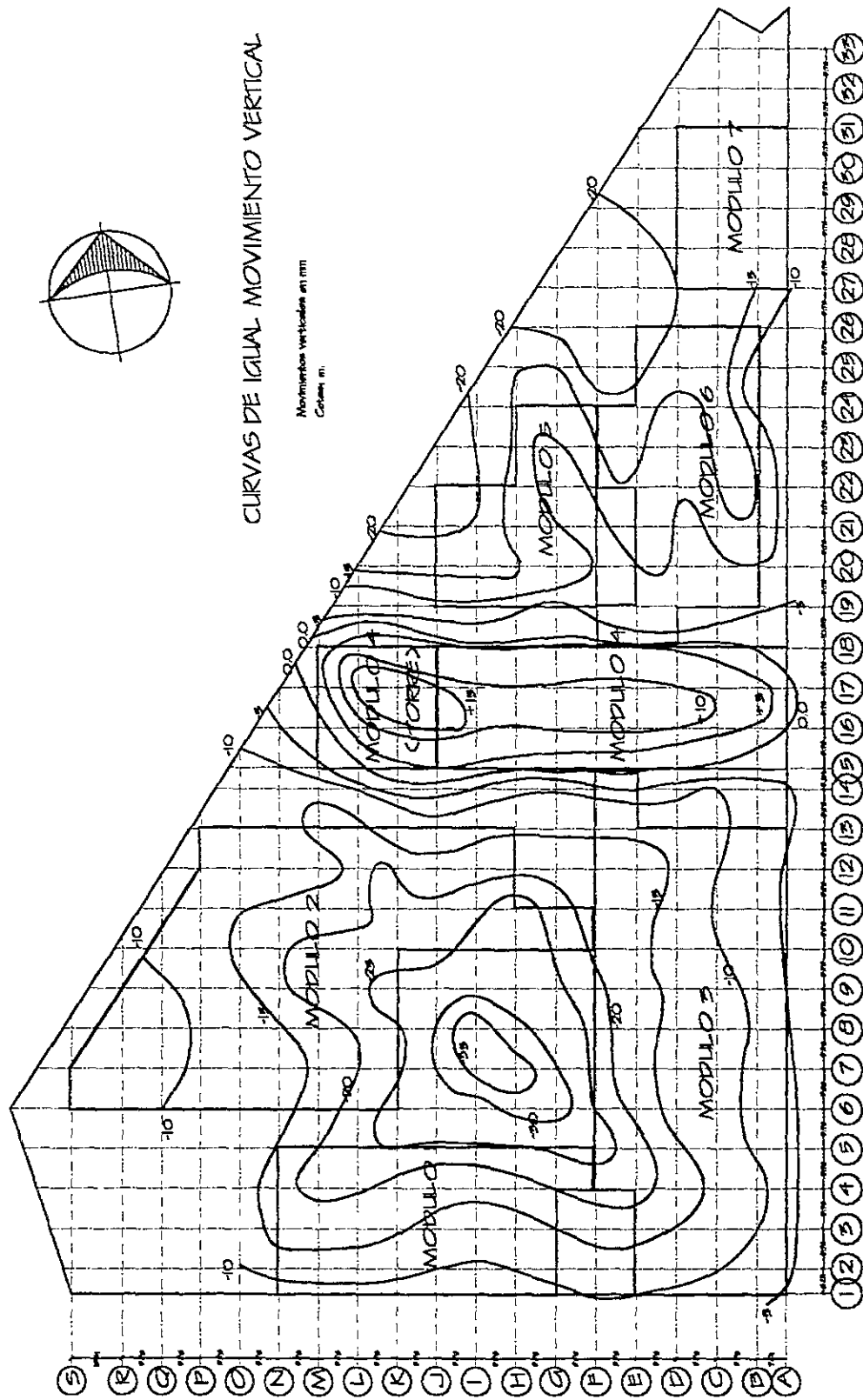


Figura # 37

Como ya se ha descrito, la emersión aparente depende del estado de sobrecompensación así como del hundimiento inducido por bombeo local; en el conjunto se determinó ésta emersión aparente, con los resultados que se muestran en la figura 38.

Las curvas de igual movimiento vertical del Conjunto, considerando la suma de los movimientos por efectos locales y por la influencia del hundimiento regional, se muestra en la figura 39. Observando en ésta, que los movimientos son inadmisibles tanto en lo correspondiente a los movimientos totales como a los diferenciales.

De lo anterior se define que el estado límite de servicio no se satisfizo al tener movimientos totales y diferenciales inadmisibles, esto debido a las causas principales que se han descrito a lo largo del presente capítulo y que a continuación se resumen como sigue:

- Las condiciones de sobrecompensación excesivas y variables.
- Las condiciones de compresibilidad diferentes, a que quedan sujetos los depósitos arcillosos que subyacen a la estructura, debido a que la sobrecompensación transmite al subsuelo disminuciones de esfuerzos efectivos, resultando que la diferencia entre estos y el esfuerzo de preconsolidación sea variable, lo que origina que los abatimientos piezométricos produzcan un mayor hundimiento donde la sobrecompensación es menor (ver figura 40) que en zonas donde debido a la mayor sobrecompensación, la disminución de los esfuerzos efectivos es tal que sumados a ellos el incremento de esfuerzos por abatimientos piezométricos, no se rebasa el esfuerzo de preconsolidación (ver figura 41), produciéndose un hundimiento menor, que comparado con el hundimiento que se tiene en las zonas de menor sobrecompensación, resulta una emersión aparente de la zona más sobrecompensada.
- La disminución de la compresibilidad del subsuelo en las zonas en que la densidad de pilotes es importante, originando un suelo reforzado, constituido por el sistema del depósito arcilla-pilotes, en el que la deformabilidad del depósito arcilloso se reduce, debido a que los pilotes son elementos rígidos prácticamente incompresibles, lo que origina que en las zonas de mayor densidad de pilotes sean menos afectados por el hundimiento regional.

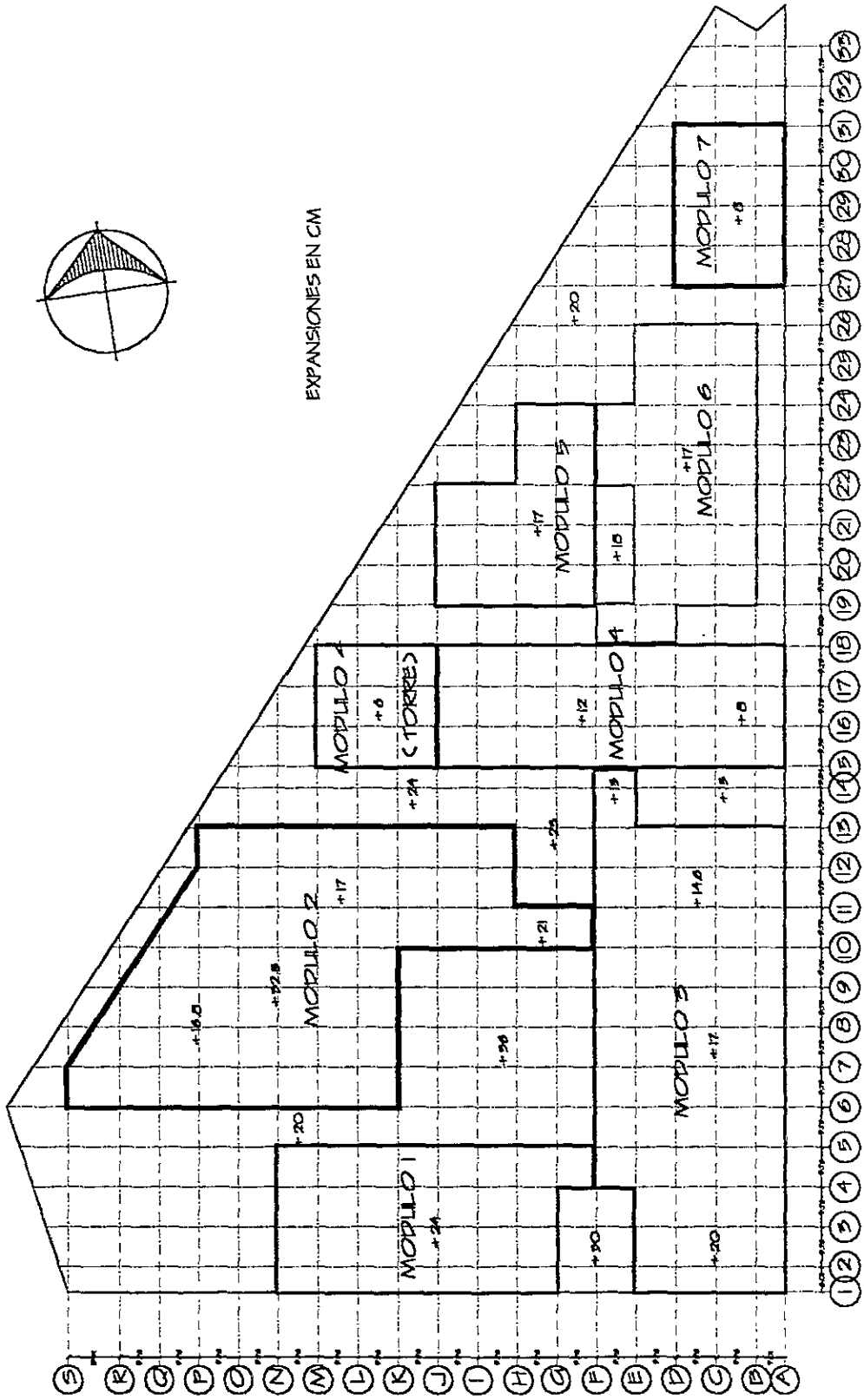


Figura # 38

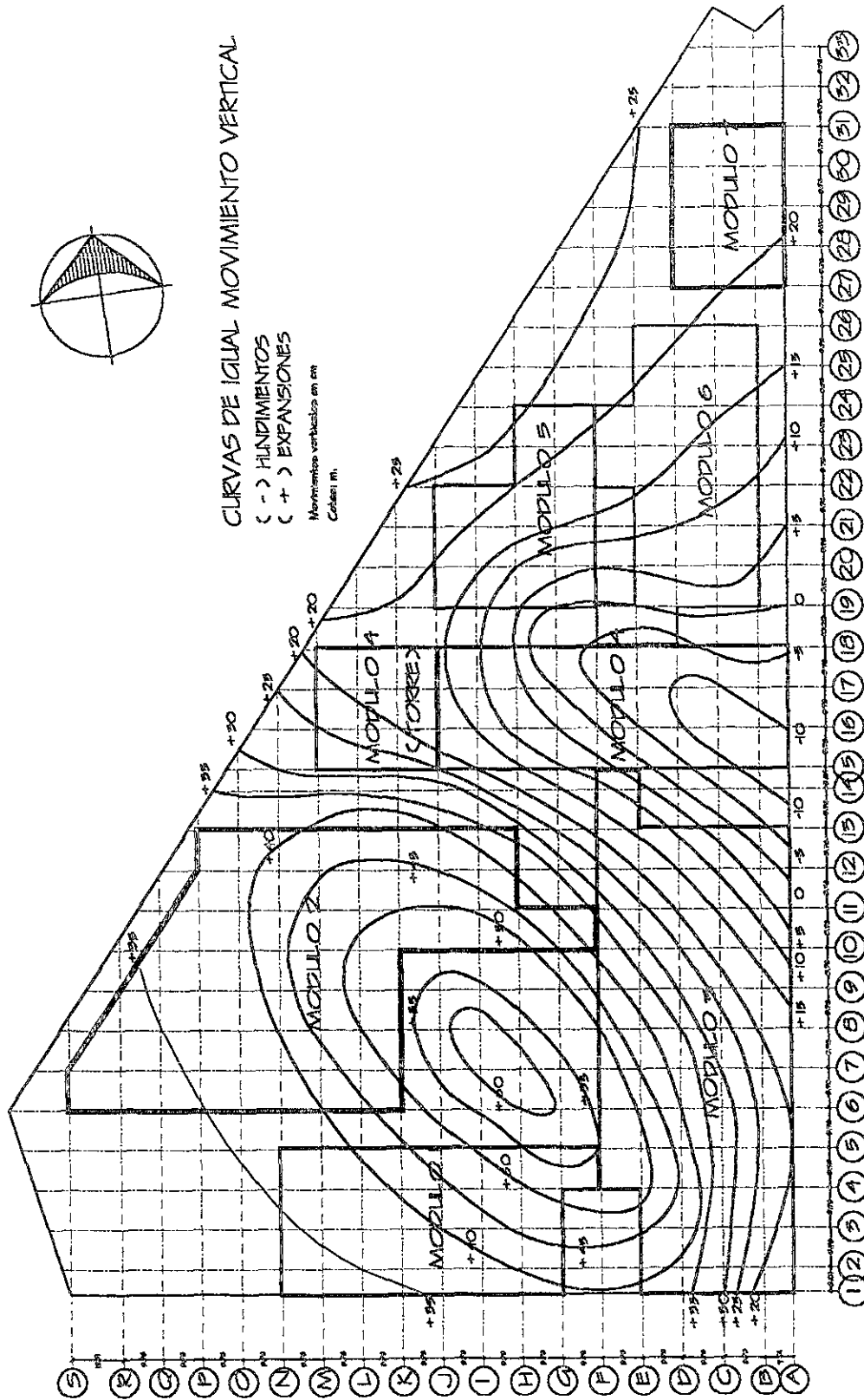


Figura # 39

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Onda N° 9444 Sondeo _____ Localización CONJUNTO HIDALGO
 SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD ω (%) E_0 S_r (%) p (kg/cm²) \bar{p} (kg/cm²) p_c (kg/cm²)
 (cm)

20 - 30 250 5.8 1.6 1.7

P_a = PRESION APLICADA P = PRESION TOTAL \bar{P} = PRESION EFECTIVA P_c = CARGA DE PRECONSOLIDACION

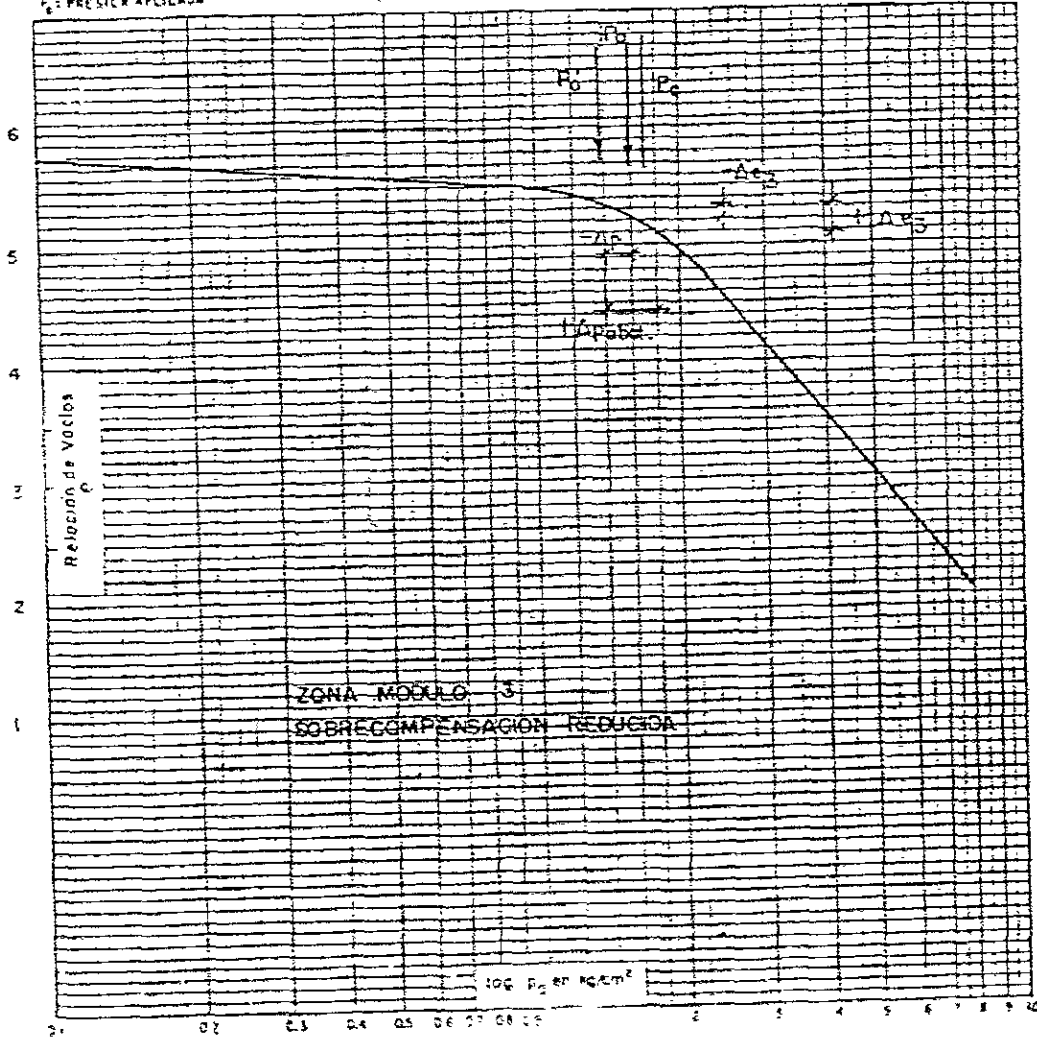


Figura # 40

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obro N° 9444 Sondeo _____ Localización CONJUNTO HIDALGO

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e _c	Sr (%)	p (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)	σ _c (kg/cm ²)
		20 - 30	250	5.8			1.6	1.7

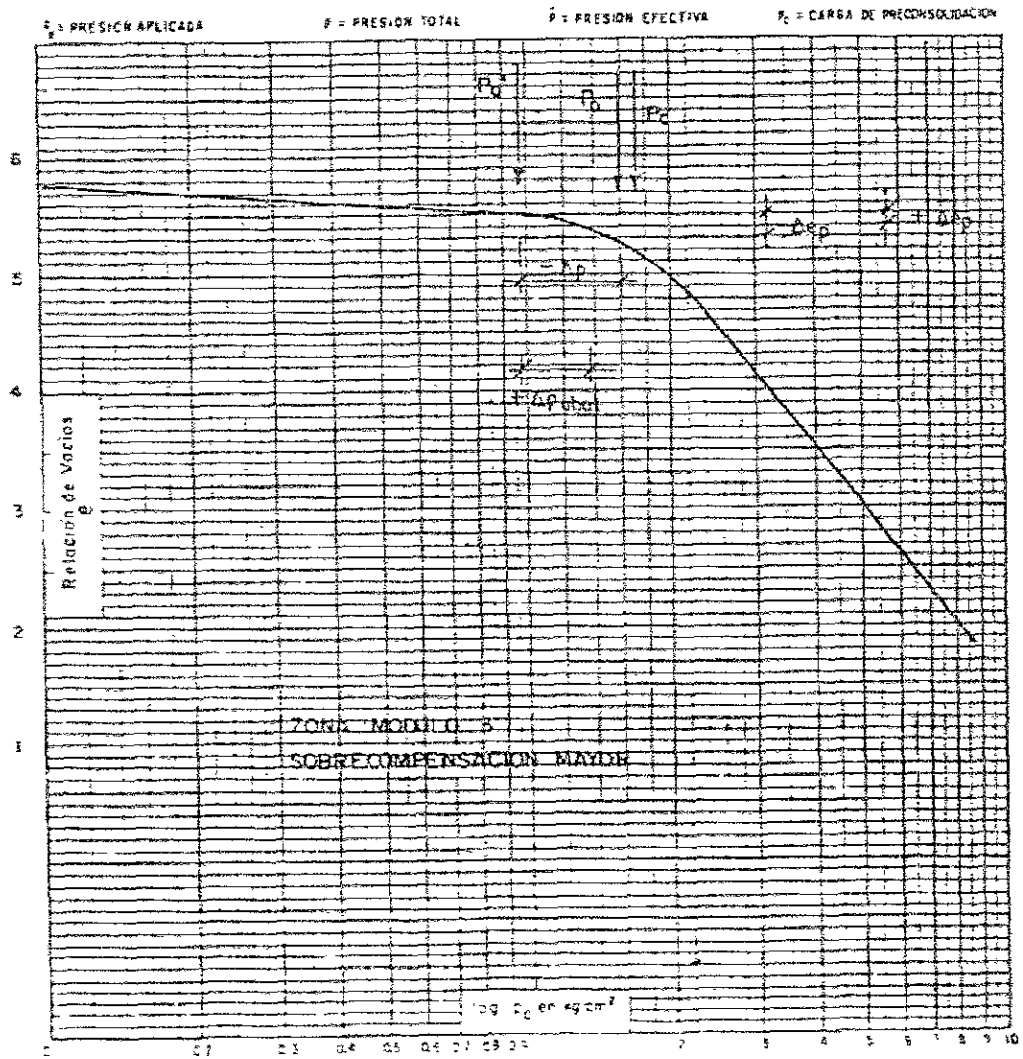


Figura # 41

- Para que un grupo de pilotes trabajando a fricción hincados en un depósito arcilloso siga el hundimiento regional, provocado por abatimientos piezométricos, deben tenerse materiales blandos al nivel de las puntas y trabajar al límite de su capacidad de carga; de no satisfacerse estas dos condiciones, la zona de pilotes es afectada parcialmente por el hundimiento regional. Los grupos de pilotes existentes en las zonas de plaza y circulaciones, tienen una capacidad de carga superior al peso que soportan, por lo que no seguirán el hundimiento regional, dando lugar a que la estructura, presente un movimiento de emersión, que se suma, a los provocados por los efectos antes mencionados.
- La infiltración del agua freática al tercer sótano del módulo 4 y el bombeo que se mantenía para desalojarla, generó el abatimiento local del nivel freático, lo que incrementó los esfuerzos en los materiales del subsuelo, que han dado lugar a que esta zona del Conjunto, sufriera hundimientos en contraposición de las zonas restantes en que los movimientos son de expansión, siendo este efecto una fuente más de incremento de los movimientos diferenciales (ver figura 42).

Dado que los movimientos verticales diferenciales eran críticos, no era admisible que se incrementaran, por lo que deberían eliminarse las causas que los provocaron, es decir, se deberían tener condiciones iguales de sobrecompensación en todo el Conjunto, igualar la presión neta transmitida al subsuelo por la losa de fondo de la estructura, incrementar el peso de la estructura en las zonas de mayor densidad de pilotes de manera que el eje neutro del conjunto de pilotes se localice en un extremo superior, y eliminar el bombeo en el sótano del módulo 4, manteniendo estanco el sótano tres.

Considerando el comportamiento que ha presentado el Conjunto Hidalgo por las condiciones antes mencionadas, las acciones correctivas que se juzgaron necesarias para esperar un mejor comportamiento más aceptable en cuanto a los movimientos verticales, son las siguientes:

Con el fin de que no se siguieran incrementando los hundimientos diferenciales dentro del Conjunto, resultaba necesario implementar acciones para igualar las condiciones de sobrecompensación, para esto sería necesario la aplicación de lastre, de diferentes magnitudes en las distintas zonas del Conjunto. El lastre tendría valores comprendidos entre 0.8 t/m^2 y 6 t/m^2 con la distribución propuesta en la figura 43.

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° 9444 Sondeo _____ Localización CONJUNTO HIDA-GO

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD m'	w (%)	e_0	Sl (%)	p (kg/cm ²)	s (kg/cm ²)	p_c (kg/cm ²)
	20 - 30	250	5.8			1.0	1.2

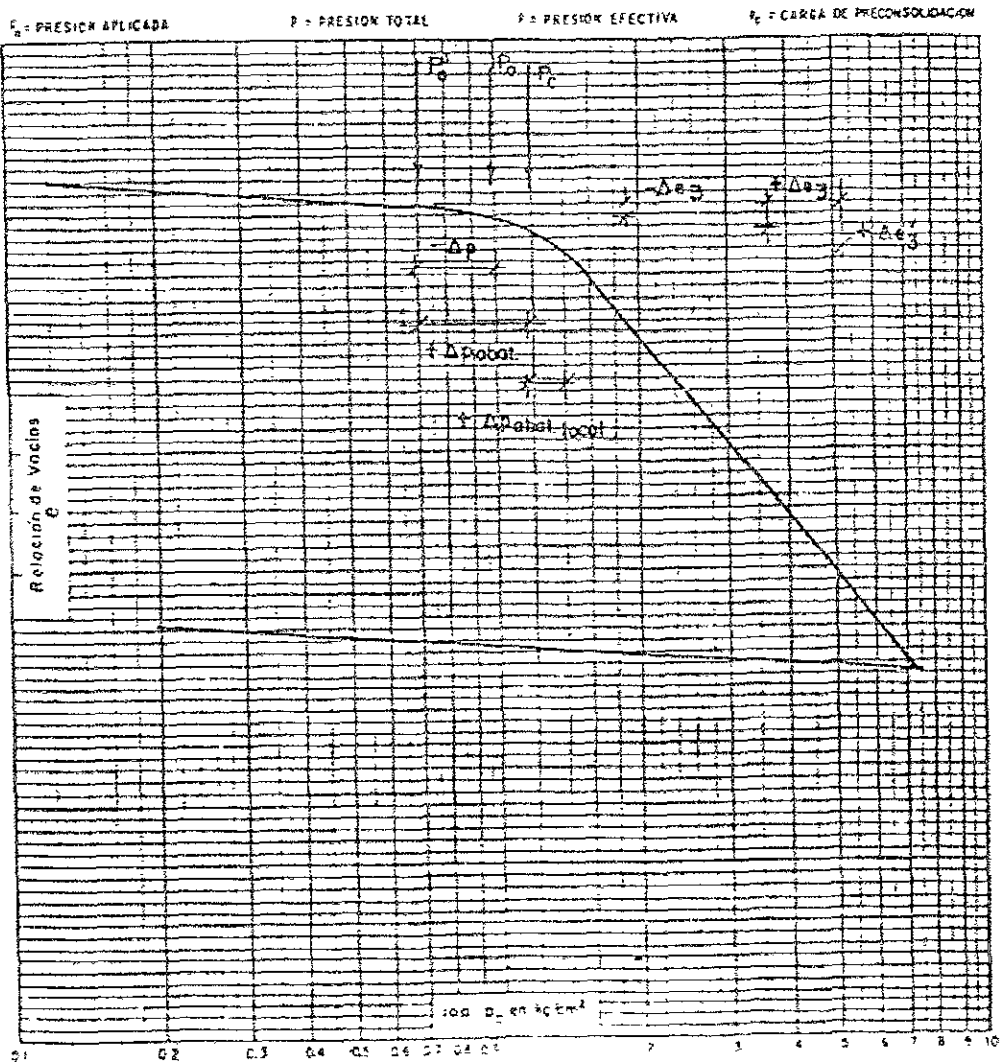


Figura # 42

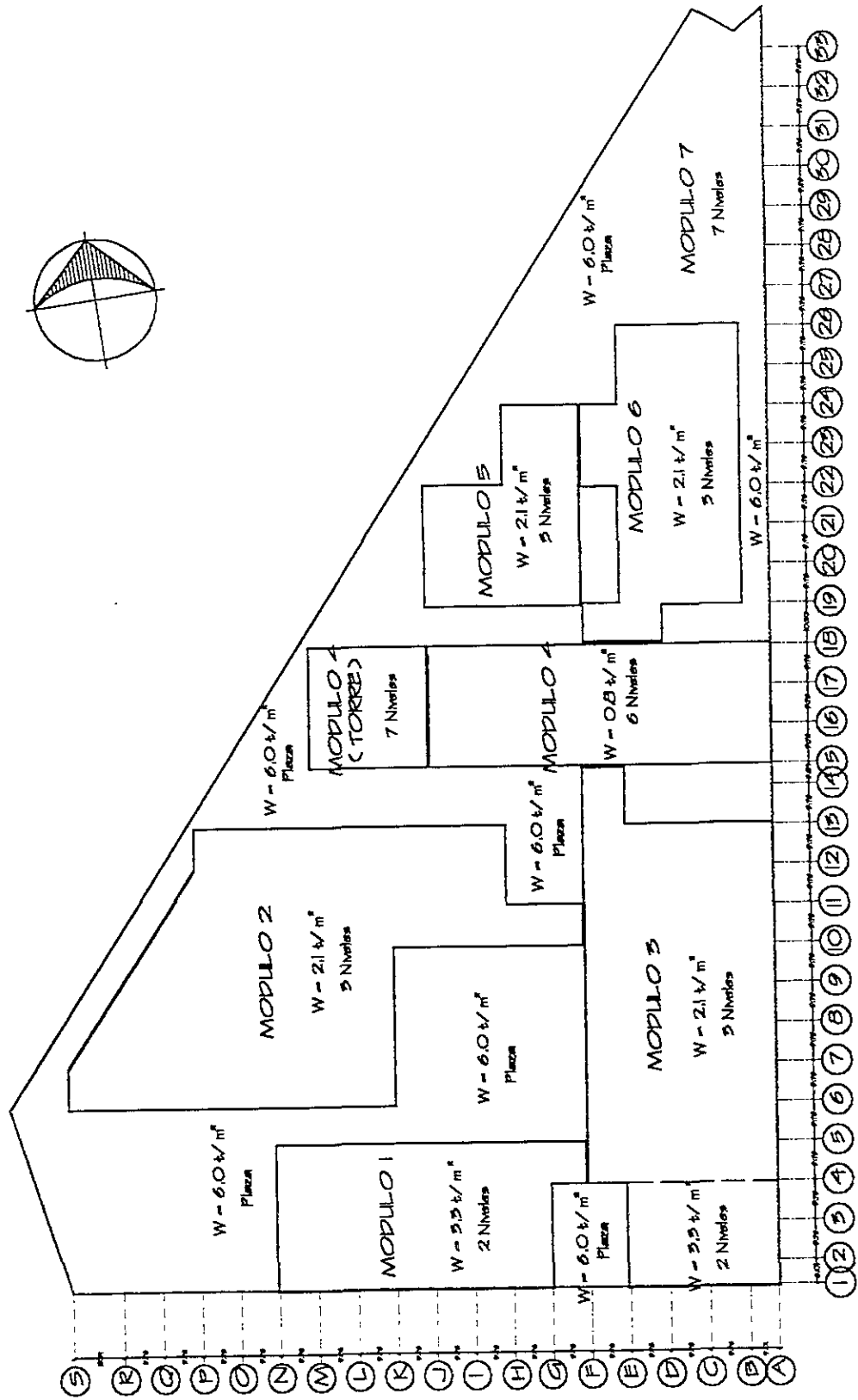


Figura # 43

- ⇒ La aplicación del lastre se efectuaría en la losa de piso del segundo sótano y estaría constituido por arena para el caso en que la carga aplicada por el lastre sea entre 0.8 t/m^2 y 4 t/m^2 , y sería de escoria, bloques de concreto de alta densidad o un material con peso volumétrico alto, cuando se tuviera que lastrar zonas con una presión mayor de 4 t/m^2 , en el caso de que la altura del segundo sótano no fuera suficiente, debería colocarse el lastre en el primer sótano.
- ⇒ El colocar en algunas zonas de plazas, se podría sustituir con la colocación de algunas estructuras como pudiera ser un edificio, jardines, fuentes, etc., o bien combinarse estas con lastre. Para este caso, debería revisarse que la estructura del conjunto fuera capaz de soportar los esfuerzos provocados con las cargas agregadas.

Para eliminar la influencia negativa que presentaban los pilotes de fricción ubicados bajo las zonas de las plazas y pasillos, donde la posición del nivel del eje neutro se encontraba muy por debajo de sus cabezas, resultaba necesario que con la aplicación del lastre, la posición del eje neutro llegara al nivel de la cabeza de los pilotes, e incluso se aplicara una pequeña presión a los materiales del subsuelo a través de la losa de cimentación; lo anterior se lograría con la aplicación del lastre descrito anteriormente, de tal manera que los pilotes trabajaran al límite y siguieran el hundimiento regional.

- ⇒ Dada la influencia que tienen en el comportamiento del Conjunto los pilotes de control ubicados en la parte poniente del módulo 4, se determinaba la necesidad de retirarlos; su extracción se podría realizar mediante extrobos y gatos e izando y reaccionando contra la estructura y demoliendo la parte extraída del pilote.
- ⇒ La cimentación del módulo 7 está constituida por un cajón de cimentación y por pilotes de control apoyados en su punta en los que sus dispositivos de control de carga no se tienen conectados. Debido a la alta densidad de pilotes que fueron hincados para soportar una estructura de mayor altura, se encuentran trabajando como pilotes de tipo "B", es decir, transmitiendo al nivel de sus puntas los incrementos de esfuerzos, reduciendo la consolidación del depósito arcilloso. Por tanto, se pretendía retirar la mitad de estos, y en el caso que en el futuro del módulo 7 tuviera un comportamiento inadmisibles, se pudiera corregir mediante la instalación de dispositivos de control de carga en los pilotes que se mantienen.
- ⇒ Los huecos que se dejarían por la extracción de los pilotes de control eliminados, deberían ser rellenados mediante una mezcla de bentonita-cemento-agua, en una

proporción de 10%-10%-80% en peso, inyectada desde el fondo; durante la fabricación de esta mezcla se usaría la bentonita hidratada y se mezclaría en planta.

- ⇒ Con el fin de que el bombeo del agua freática no siguiera incrementando el peso volumétrico de los materiales del subsuelo en el perímetro del sótano tres de los módulos 4 y 7, debería suspenderse éste. Para mantener estanco el sótano de módulo 4 y 7, deberían rellenarse estos con bloques de espuma de poliestireno de baja densidad.
- ⇒ Debería llevarse un programa de nivelaciones detallado del conjunto, y ser interpretados por un especialista en mecánica de suelos, para evaluar los resultados obtenidos con las medidas correctivas aplicadas si se requiere de algún ajuste modificando o implementando las acciones complementarias.
- ⇒ De las recomendaciones anteriormente descritas solo sé continuo con la colocación de lastre con cilindros de concreto en el sótano 2, además del lastre constituido por arena colocada en el sótano dos, transmitiendo una presión al subsuelo de 3 t/m^2 , en el área configurada como plaza principal, de acuerdo con el problema suscitado en diciembre de 1993. Cabe señalar, que esta segunda colocación de lastre no tiene registros que indiquen la fecha de inicio de trabajos y mucho menos la magnitud de la presión ejercida por los cilindros de concreto.

CAPÍTULO IV.

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES DEL SUBSUELO.

IV.1 CÁLCULO DE DEFORMACIONES.

IV.2 VELOCIDAD DE HUNDIMIENTOS Y EXPANSIONES LOCALES.

IV.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO.

IV.1 CÁLCULO DE DEFORMACIONES.

Dentro del análisis de las causas y efectos de los hundimientos diferenciales presentes en el Conjunto Hidalgo, se ha visto que su intensidad ha variado en medida de la actividad propia del conjunto, esto, por los problemas que se han analizado, como el abatimiento del nivel freático, por bombeo local en la zona del módulo 4, por la relación que existe entre el subsuelo y los pilotes hincados en zonas de plazas y fuentes, así como también el proceso en el que se desarrolló la construcción del Conjunto. Lo cual indica que el comportamiento esperado en el proyecto original fuese totalmente diferente a la realidad de los hechos.

Es por lo anterior, que se propone el análisis teórico de los hundimientos esperados en el Conjunto y así tener un punto de referencia de lo que suponía sería el efecto inmediato por el desplante del inmueble.

Para este análisis y dada la irregularidad de los edificios, y del Conjunto en sí, se realizó un modelo que representará en forma general las características de geometría y de presión transmitida por las estructuras al suelo.

Cabe señalar que el análisis realizado es ilustrativo, ya que el programa utilizado para el cálculo de las deformaciones tiene limitantes para la obtención de resultados en edificios irregulares, como es el caso del Conjunto Hidalgo.

La obtención de la geometría equivalente se determinó por medio de el área de cada edificio y de plazas y fuentes, tomando en cuenta, además, la presión transmitida al suelo por dichas edificaciones éste análisis se puede ver en el Cuadro II.

Los datos correspondientes a los estratos y la presión piezométricas, se muestran en la tabla 6, así como también se muestran los resultados obtenidos en las gráficas 1 y 2, en las cual se puede ver la distribución de esfuerzos en el suelo y los asentamientos producidos en los estratos en diferentes puntos tal como se puede ver en la gráfica 2.

Teniendo la mayor cota al centro del área y con diferencias considerables entre los puntos, lo que implica un efecto negativo para la estructura y cimentación, ya que los esfuerzos que se presentarían debidos a estos desplazamientos irían más allá de los permisibles y en consecuencia riesgos en la estabilidad del edificio.

CUADRO II

MÓDULO	ÁREA (m ²)	PRESIÓN TRANS. (t/m ²)	% ÁREA
I	3600	8.50	10.45
II	4398	9.00	12.76
III	4920	9.00	14.28
IV	2925	9.00	8.49
V	1990	8.50	5.77
VI	3220	9.00	9.34
VII	954	10.00	2.77
PLAZAS, J. Y F.	11657	2.50	33.83
LIGAS	795	8.75	2.31
SUMA=	34459	74.25	100.00

(VALORES GRÁFICOS Y TEÓRICOS)									
MÓDULOS Y LIGAS	ÁREA (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	(Aij)Xi	(Aij)Yi	Xs (m)	Ys (m)	PRESIÓN PROM. (t/m ²)	% CARGA
I	3732.50	17.58	85.57	66617.35	319390.03	109.99	54.16	8.97	66.17
II	4530.50	79.21	111.36	358860.91	504516.48				
III	5052.50	63.55	23.02	321086.38	116308.55				
IV	3057.50	143.57	18.00	438965.28	55035.00				
V	2122.50	192.25	65.73	408050.63	139511.93				
VI	3352.50	197.49	26.12	652085.23	87567.30				
VII	954.00	265.45	13.26	253239.30	12650.04				
SUMA=	22802.00			2507905.06	1234979.32				

(VALORES GRÁFICOS)									
PLAZAS	ÁREA (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	(Aij)Xi	(Aij)Yi	Xs (m)	Ys (m)	PRESIÓN PROM. (t/m ²)	% CARGA
1	481.00	12.49	46.05	6007.69	22150.05	135.83	86.46	2.50	33.83
2	3416.00	41.90	111.34	143130.40	380337.44				
3	508.00	120.87	18.00	61401.96	9144.00				
4	7677.00	184.75	84.00	1418325.75	644868.00				
5	263.00	182.49	41.17	47994.87	10827.71				
SUMA=	12345.00			1676860.67	1067327.20				

CENTROIDE DEL CONJUNTO									
MÓDULOS Y LIGAS	ÁREA (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	(Aij)Xi	(Aij)Yi	Xs (m)	Ys (m)	PRESIÓN PROM. (t/m ²)	% CARGA
I	22802.00	109.99	54.16	2507905.06	1234979.32	118.73	65.09	6.78	
PLAZAS	11657.00	135.83	86.46	1583407.44	1007843.92				
SUMA=	34459.00			4091312.49	2242823.24				

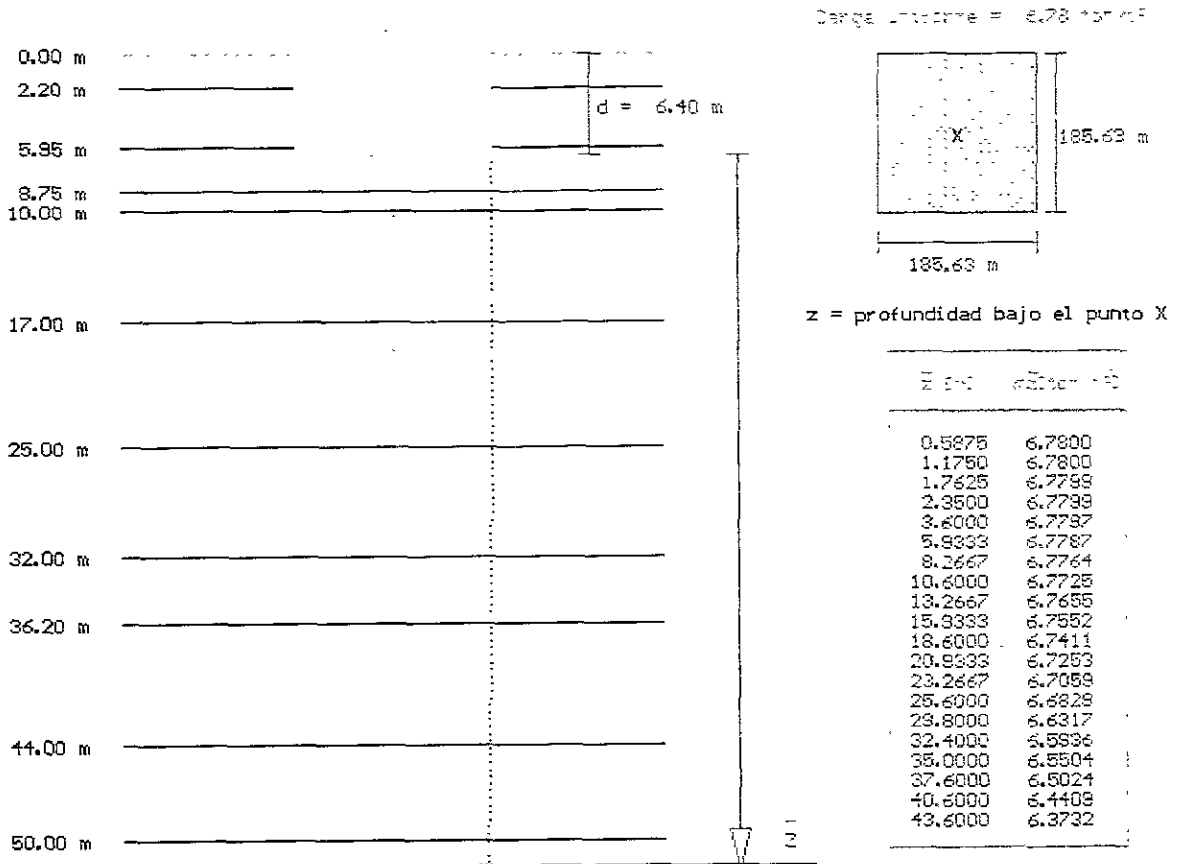
DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE TEÓRICA			
SECCIÓN CUADRADA	A=B (m)	d (m)	PRESIÓN PROM. (t/m ²)
	186.63	6.4	6.78

DATOS PRELIMINARES

N.A.F.=2.00 m

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD de	PESO VOLUMÉTRICO a	PROFUNDIDAD (m)	PIEZOMETRÍA (Vm ²)
1	0.00	2.20	1.59	0.00
2	2.20	5.95	1.61	0.00
3	5.95	8.75	1.17	5.08
4	8.75	10.00	1.38	10.50
5	10.00	17.00	1.11	15.00
6	17.00	25.00	1.21	13.00
7	25.00	32.00	1.19	20.00
8	32.00	36.00	1.18	0.00
9	36.00	44.00	1.34	0.00
10	44.00	50.00	1.90	0.00

Gráfica de Boussinesq



ASENTAMIENTO Y CIMENTACION 100% FLEXIBLE

Análisis para el punto 1

Est. #	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Mv cm ² /kg	H cm	α cm ³ /kg	δ cm
3	0.6780	0.0295	235.0	6.9325	4.70
4	0.6780	0.0198	125.0	2.4750	1.68
5	0.6777	0.0355	700.0	24.8500	16.84
6	0.6760	0.0328	800.0	26.2400	17.74
7	0.6715	0.0128	700.0	8.9600	6.02
8	0.6658	0.0277	420.0	11.6340	7.75
9	0.6671	0.0192	780.0	14.9760	9.84
10	0.6440	0.0000	600.0	0.0000	0.00
E					64.56

Análisis para el punto 3

Est. #	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Mv cm ² /kg	H cm	α cm ³ /kg	δ cm
3	0.3391	0.0295	235.0	6.9325	2.35
4	0.3390	0.0198	125.0	2.4750	0.84
5	0.3389	0.0355	700.0	24.8500	8.42
6	0.3384	0.0328	800.0	26.2400	8.88
7	0.3370	0.0128	700.0	8.9600	3.02
8	0.3353	0.0277	420.0	11.6340	3.90
9	0.3326	0.0192	780.0	14.9760	4.98
10	0.3285	0.0000	600.0	0.0000	0.00
E					32.39

Análisis para el punto 2

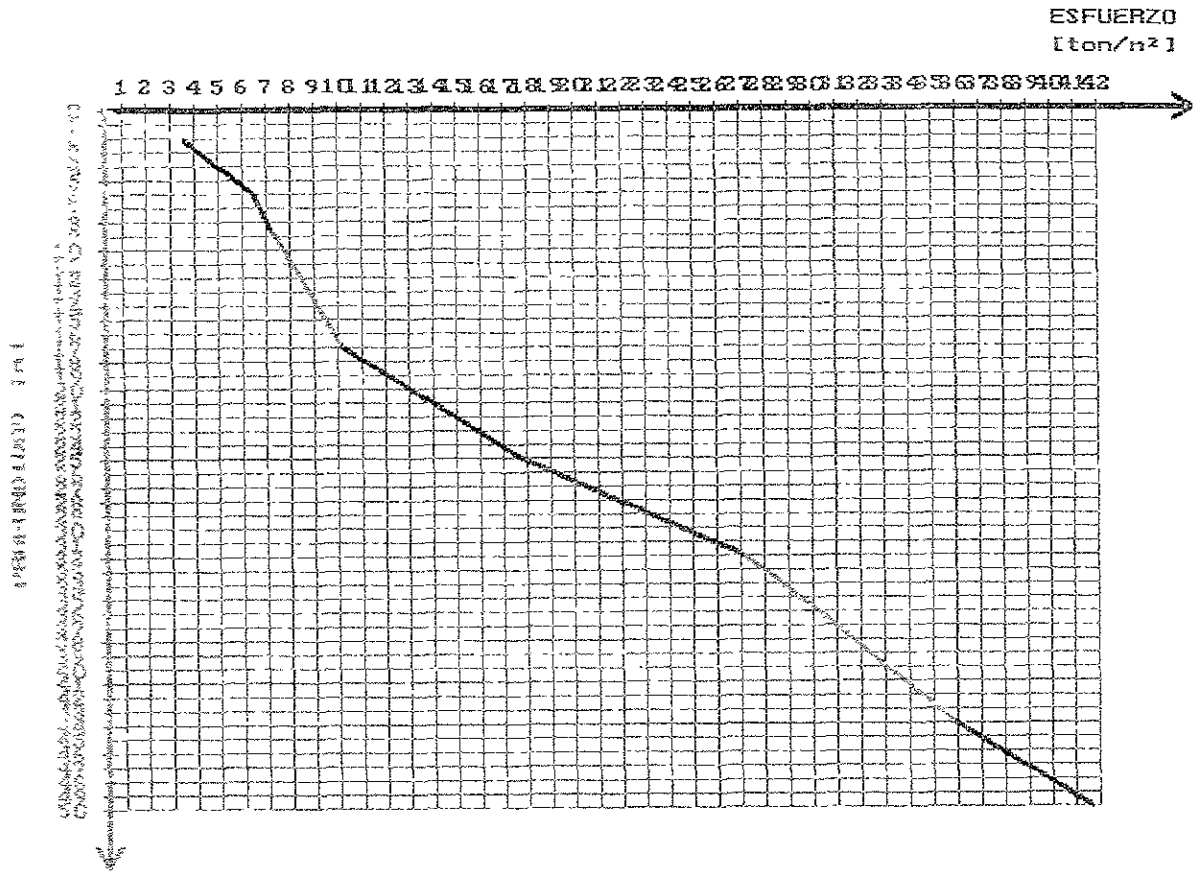
Est. #	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Mv cm ² /kg	H cm	α cm ³ /kg	δ cm
3	0.3391	0.0295	235.0	6.9325	2.35
4	0.3390	0.0198	125.0	2.4750	0.84
5	0.3389	0.0355	700.0	24.8500	8.42
6	0.3384	0.0328	800.0	26.2400	8.88
7	0.3370	0.0128	700.0	8.9600	3.02
8	0.3353	0.0277	420.0	11.6340	3.90
9	0.3326	0.0192	780.0	14.9760	4.98
10	0.3285	0.0000	600.0	0.0000	0.00
E					32.39

Análisis para el punto 4

Est. #	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	Mv cm ² /kg	H cm	α cm ³ /kg	δ cm
3	0.1696	0.0295	235.0	6.9325	1.18
4	0.1695	0.0198	125.0	2.4750	0.42
5	0.1695	0.0355	700.0	24.8500	4.21
6	0.1694	0.0328	800.0	26.2400	4.45
7	0.1693	0.0128	700.0	8.9600	1.52
8	0.1691	0.0277	420.0	11.6340	1.97
9	0.1688	0.0192	780.0	14.9760	2.53
10	0.1682	0.0000	600.0	0.0000	0.00
E					16.25

Gráfica # 1

Boussinesq



PRESTACIONES EN EL SUELO

d[m]	EP[ton/m ²]	Po[ton/m ²]	U[ton/m ²]	Coa[ton/m ²]
2.2000	3.4980	3.4980	0.1692	3.3288
3.7500	6.0375	9.5355	3.3410	6.1945
2.8000	3.2760	12.8115	5.8148	6.9967
1.2500	1.7250	14.5365	7.0477	7.4888
7.0000	7.7700	22.3065	12.3750	9.9315
8.0000	9.6600	31.9665	14.5085	17.4780
7.0000	8.3300	40.3165	13.3986	26.9179
4.2000	4.9560	45.2725	15.2293	30.0432
7.8000	10.4520	55.7245	20.0783	35.6462
6.0000	11.4000	67.1245	25.7000	41.4245

IV.2 VELOCIDAD DE HUNDIMIENTOS Y EXPANSIONES LOCALES.

HUNDIMIENTO REGIONAL

El hundimiento regional de la Zona Centro del Valle de México, se encuentra bien documentado desde hace 100 años, al tenerse información topográfica, como la Tangente Inferior del Calendario Azteca, TICA.

La evolución de los niveles de la referencia TICA desde fines del siglo pasado y hasta 1991, se muestra en la figura 44 y la de los últimos 25 años en la figura 45, en ellas se registraron los valores más significativos de la velocidad del hundimiento, notándose que en los últimos 34 años sigue una ley lineal y el hundimiento medio es de 7.1 cm/año, aún cuando mediciones más recientes muestran una reducción de la velocidad de hundimiento.

En los bancos de nivel profundos instalados a 40 m, 60 m, 80 m y 100 m de profundidad, son prácticamente iguales, de 7.2 cm/año, lo que demuestra que los suelos a esas profundidades ya no se consolidan y los asentamientos son prácticamente nulos.

En la figura 46 se indican los valores de los hundimientos regionales de cada banco y su contribución en porcentaje de los principales estratos compresibles. Así, la serie arcillosa superior aporta el 54%, la inferior el 15% y las arcillas limosas profundas del tercer lago el 31%. De tal manera que la velocidad de hundimiento en el área de interés es de 7.1 cm/año para la superficie del terreno, la formación arcillosa superior se enjuta 3.9 cm/año, la formación arcillosa inferior 1.1 cm/año, y las limosas profundas 2.1 cm/año.

HUNDIMIENTO LOCAL

Los hundimientos diferenciales locales presentes en el Conjunto Hidalgo, se deben principalmente a las características con que se solucionó la cimentación y que han dado pie a un comportamiento desfavorable en los elementos estructurales del conjunto, la variación de la deformación con respecto al tiempo, también ha sido un factor que no puede dar una tendencia o prospección con base a los resultados obtenidos en el control y monitoreo que se le ha dado al conjunto, por lo que resultaría incierto tomar estos valores para un análisis confiable, sin embargo dan clara idea del manejo que se le ha dado a la solución de los problemas que ha presentado el conjunto durante su historia como se pudo ver en el capítulo anterior, y como se verá en el siguiente tomando en cuenta los datos de la estructura del suelo, según los estudios que se han realizado para determinar la mejor solución y evitar que los movimientos diferenciales dañen o pongan en riesgo la estabilidad del inmueble.

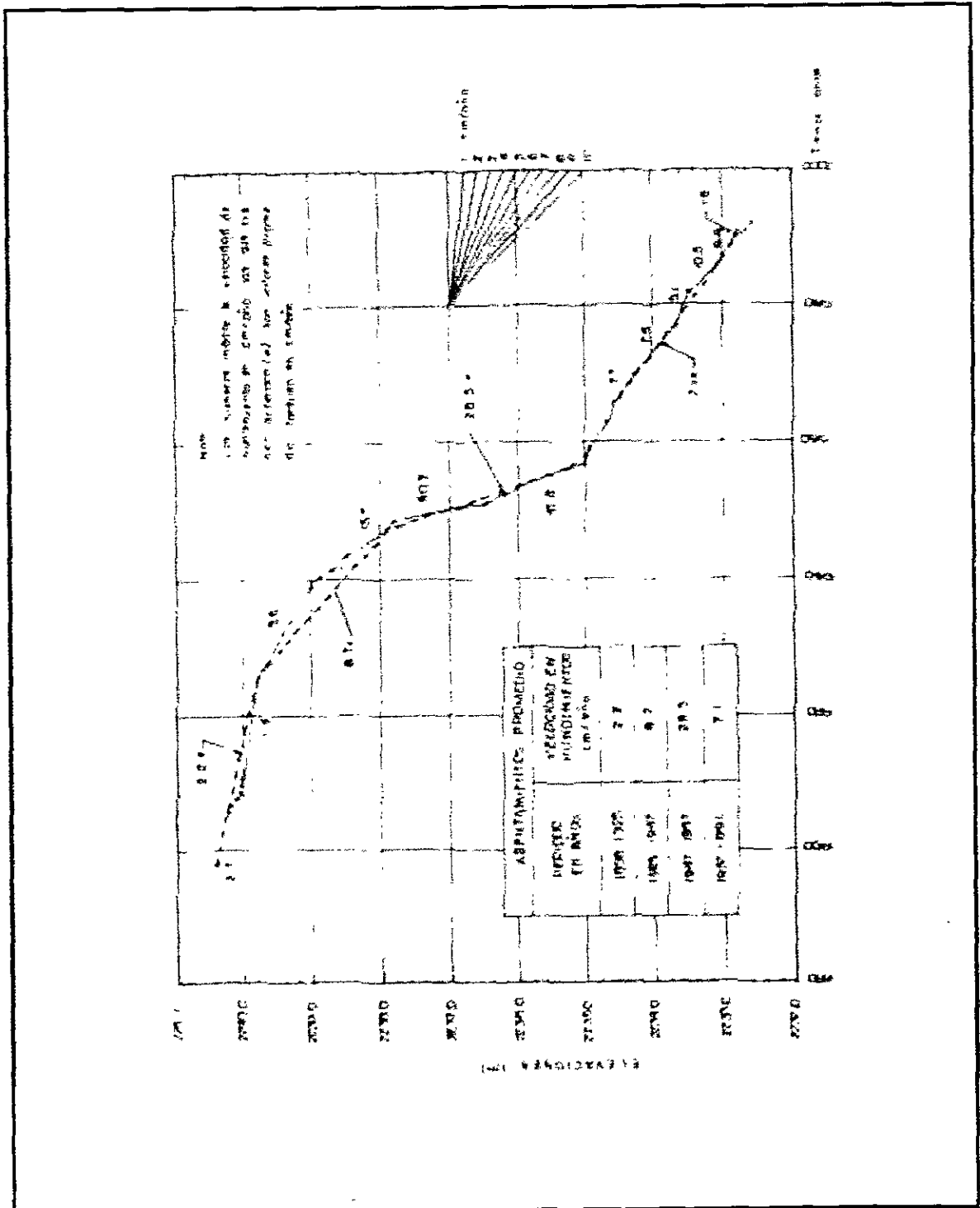
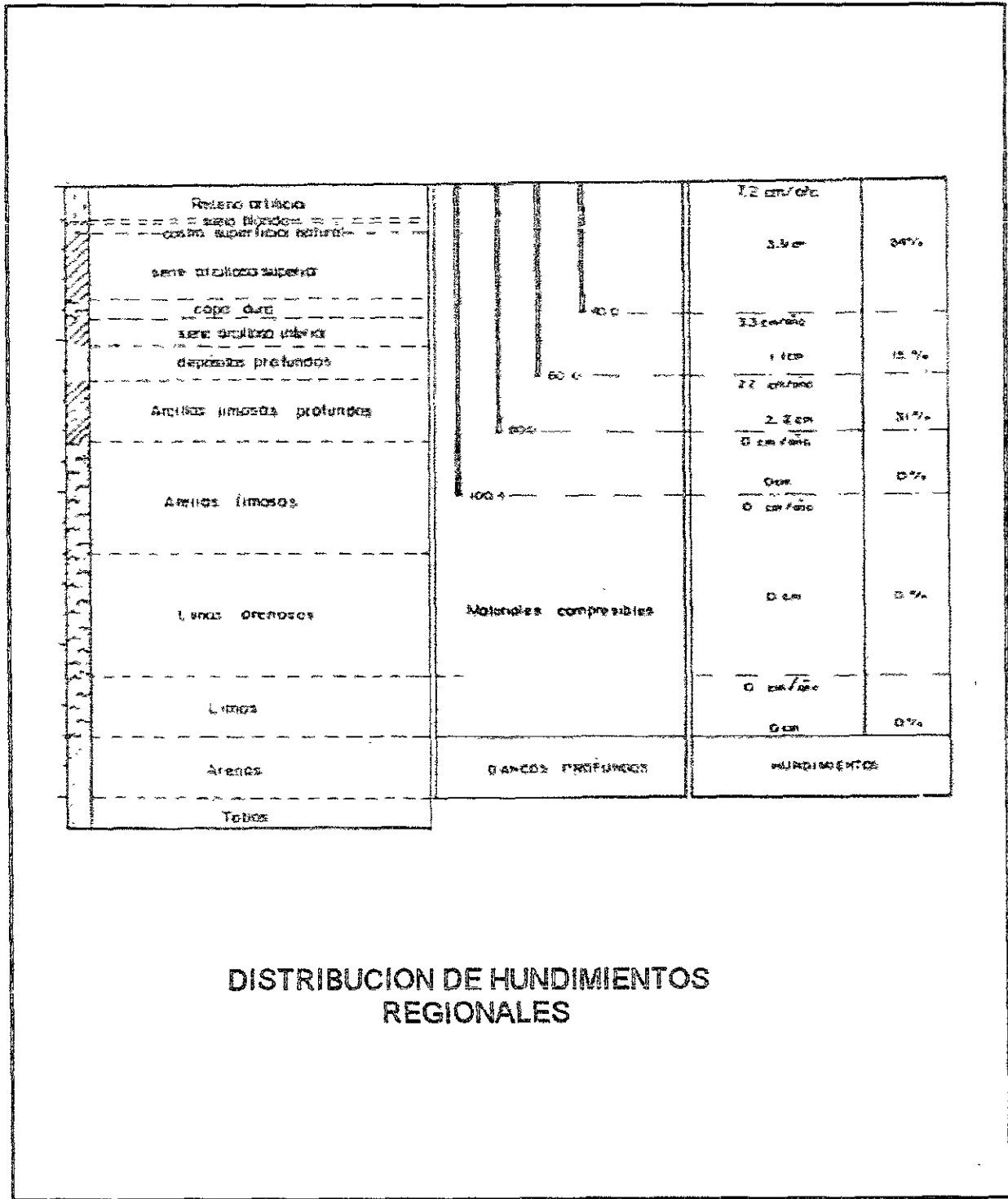


Figura # 45



DISTRIBUCION DE HUNDIMIENTOS REGIONALES

IV.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO.

Los movimientos que sufrirá la estructura respecto al terreno circundante, se deberán a los movimientos verticales provocados por el cambio en el estado de esfuerzos de los materiales del subsuelo por efecto de:

Alivio de presión por compensación

Capacidad por fricción de los pilotes

Presiones transmitidas por las estructuras

Incremento de esfuerzos transmitidos al subsuelo por bombeo local

Por otro lado, en el caso de los depósitos arcillosos corresponderán a movimientos diferidos debidos al proceso hidrodinámico de expansión o consolidación, según el cambio de esfuerzos correspondiente a una descarga o una carga. Además la estructura sufrirá expansiones, considerando el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional, en el que también influirá la posición del eje neutro en los grupos de pilotes en las zonas de mayor densidad de los mismos, además, la existencia misma de pilotes dan como resultado una menor compresibilidad del depósito arcilloso en el que se encuentran. El movimiento que sufra la estructura, corresponderá a la suma de los efectos mencionados. Los movimientos debidos al proceso hidrodinámico de expansión o consolidación tienen un valor limitado que se estima se desarrollarán en un plazo de doce años. Los movimientos debidos al efecto de sobrecompensación en el hundimiento regional, se mantendrán indefinidamente y podrán variar, si varían las condiciones de preconsolidación o de hundimiento regional.

Debido al tiempo que se tiene de construido el Conjunto se considera que las expansiones provocadas por el decremento de carga en los depósitos compresibles del subsuelo por condición local, ya se han efectuado en un 90%, por lo que no es de esperarse incrementos importantes en las expansiones del Conjunto en las zonas, originadas por las condiciones actuales de carga.

Bajo estas condiciones, es preciso uniformizar el estado de esfuerzo en el subsuelo, para reducir el hundimiento regional diferencial que pudiera presentarse en la manzana, pudiéndose adoptar alguna de las siguientes alternativas:

"A" Colocación de lastre definitivo en aquellas zonas donde en forma consistente se han reportado expansiones.

"B" instalación de un sistema de pozos de bombeo e inyección, atendiendo

la distribución de los pozos a las áreas donde se presentan hundimientos o expansiones.

"C" Colocación de lastre, combinado con un sistema de pozos de inyección, en el perímetro del Módulo 4.

La selección de la alternativa más conveniente, debe considerar además del costo, la disposición o factibilidad de poder anular en forma definitiva las áreas de estacionamiento de los sótanos.

Para evitar que el comportamiento del Conjunto Hidalgo, siguiera evolucionando en forma negativa, se determinó necesario acatar alguna de las siguientes recomendaciones en forma inmediata:

Para evitar que los movimientos diferenciales (hundimientos o asentamientos) siguieran presentándose, rebasando incluso el valor señalado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, y tomando en cuenta las alternativas antes mencionadas como las más factibles para solucionar el problema, se determinaron como alternativas, la instalación de pozos de bombeo e inyección o la colocación de lastre de manera definitiva para uniformizar y reducir el valor de la compensación.

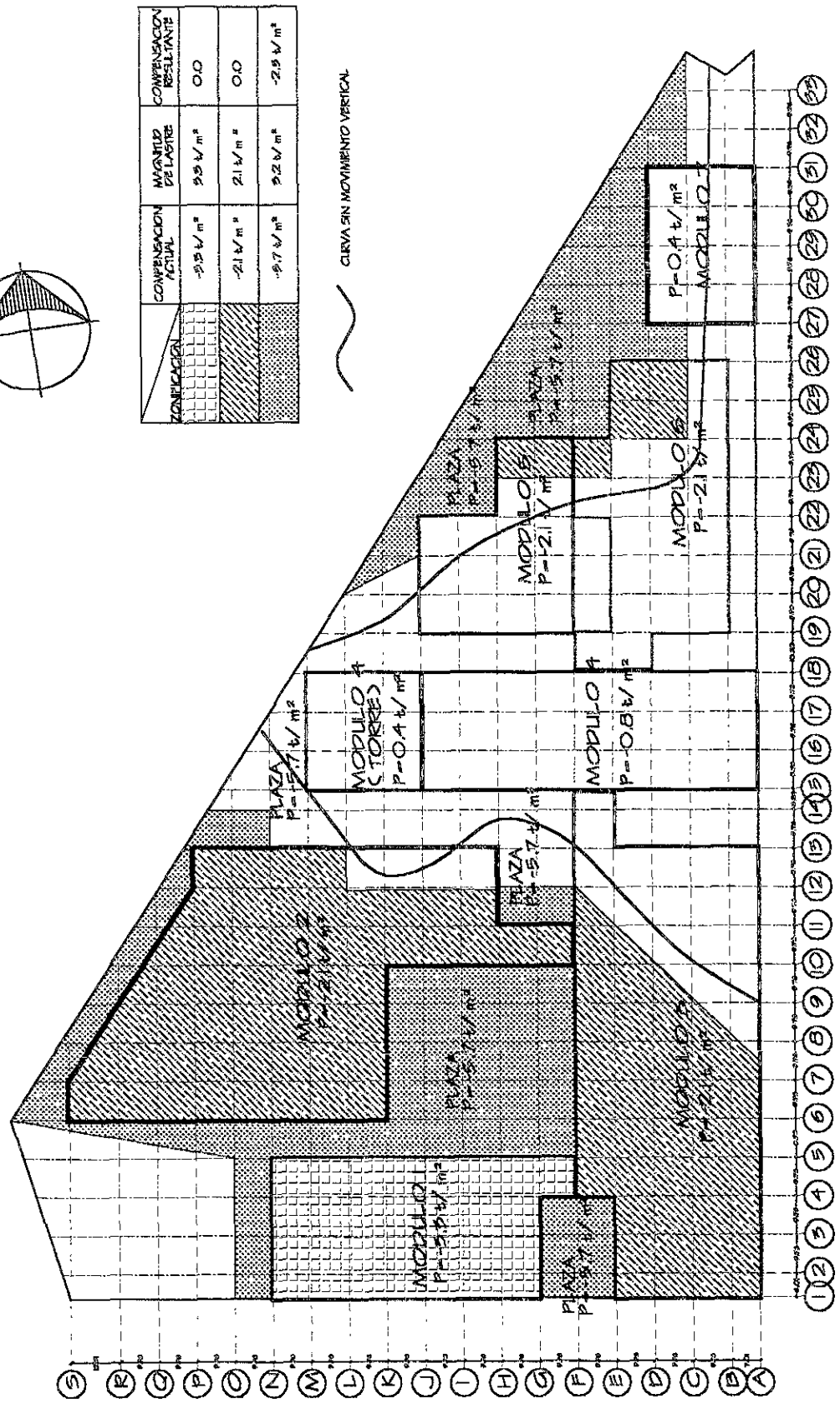
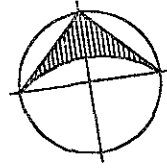
Es importante señalar que en caso de que se hubiese escogido la alternativa de la colocación del lastre, se tendría el inconveniente que el área que ocupara el lastre, se perdería desde el punto de vista arquitectónico, reduciéndose la capacidad de estacionamientos del conjunto.

Tomando en cuenta estas condiciones y de manera opcional, se podría adoptar la combinación de las alternativas, pero colocando el lastre; dejando transcurrir un lapso de tiempo, para llegar a una mayor eficiencia en los pozos de inyección y bombeo.

Si se determinaba la solución por medio de pozos, esta debía ser por etapas, para así determinar al finalizar cada etapa si se requería la construcción de pozos adicionales, tomando en cuenta que estos últimos estarían habilitados para funcionar tanto como pozos de bombeo así como de inyección, en caso de que se reporten efectos indeseables fuera de la zona del Conjunto Hidalgo.

La magnitud y distribución del lastre propuesto se muestra en la figura 47.

Fuese la opción que se tomará como definitiva, se requería tener un control total de los movimientos diferenciales en el Conjunto, por medio de nivelaciones topográficas, referenciados a bancos de niveles superficiales y profundos, tanto a escala local como manzanera, además de la colocación de estaciones piezométricas y bajo la supervisión permanente de especialistas, con el propósito de corregir oportunamente cualquier anomalía.



PROPUESTA DE COLOCACION DE LASTRE

Figure # 47

CAPÍTULO V.

SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE DEFORMACIONES DIFERENCIALES, A TRAVÉS DE UN PROCESO DE INYECCIÓN Y BOMBEO DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL INMUEBLE.

V.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

V.2 PROYECTO DE INYECCIÓN Y BOMBEO DE AGUA AL SUBSUELO.

V.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL INMUEBLE DEBIDO AL METODO DE CORRECCIÓN DE DEFORMACIONES EMPLEADO.

V.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

ANTECEDENTES

A raíz de presentarse en el Conjunto Hidalgo un comportamiento irregular, que se refleja principalmente como movimientos verticales diferenciales, y en casos aislados como agrietamientos en la conexión entre columnas y las losas de entrepiso del Módulo 3 en el año de 1993, se encomendó el presente estudio geotécnico para determinar las causas que ha originado dicho comportamiento, y que proporcione a la vez las recomendaciones que deberían adoptarse, para evitar que se presenten condiciones indeseables de servicio, que pudieran inducir situaciones críticas de seguridad a la edificación.

Además, éste estudio, se justifica por medio de los resultados obtenidos en él, ya que, las condiciones actuales del subsuelo han variado con respecto a las condiciones con las que se diseñó la cimentación a finales de los años 70's, esto, debido a diferentes factores, como el abatimiento piezométrico que se ha estudiado en anteriores capítulos; por otro lado, los reglamentos vigentes hacen tomar en cuenta factores que anteriormente no se consideraban en el análisis de mecánica de suelos.

De acuerdo a las características estructurales del Conjunto Hidalgo, como ya se ha visto, esto es, la variación de niveles de los edificios y la condición que generan los dos niveles de sótanos, originó que la condición de compensación sea variable, tomando en cuenta las áreas destinadas a corredores y plazas, como zonas de mayor interés relacionadas a este efecto en el suelo.

Tal como se mencionó, el objetivo de este estudio geotécnico es proporcionar las recomendaciones que debían adoptarse para evitar que el comportamiento irregular evolucione en forma negativa, evaluando al mismo tiempo las condiciones de servicio que presentaba el Conjunto Hidalgo. Para cumplir con este objetivo se llevaron a cabo trabajos de exploración, muestreo e instalación de piezómetros. Describiendo en cada punto, como se verá más adelante, la forma en que se realizaron los trabajos, propiamente de los estudios y gabinete, así como los resultados que estos arrojaron y su correcta interpretación.

EXPLORACIÓN

Trabajos preliminares.

Con la finalidad de determinar las características estratigráficas del subsuelo, así como las propiedades físicas y mecánicas del mismo, en el área donde se ubica el Conjunto Hidalgo, se realizó un programa de exploración geotécnica, consistente en doce sondeos de cono eléctrico, dos sondeos mixtos selectivos y la instalación de dos piezómetros (ver figura 48).

En la tabla 6 se enumeran las características generales de los sondeos efectuados.

Tabla 6

SONDEO No.	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL DE N.A.F.	PIEZOMETRO	PROFUNDIDAD (m)
SC-01	45.30			
SC-02	45.00	-0.75		
SC-03	50.00	-3.96		
SC-04	45.00	-2.67		
SC-05	45.00	-3.65		
SC-06	45.00	-1.75	PZ-01	45.00
SC-07	45.00	Nivel de sótano 2		
SC-08	45.00	-2.70		25.00 y 45.00
SC-09	45.00		PZ-02	
SC-10	45.00			
SC-11	45.00			
SC-12	45.00			
SMS-01	42.20	-2.67		
SMS-02	42.60			

Para poder efectuar los sondeos arriba enlistados, primeramente se preparó el sitio seleccionado haciendo una serie de calas en las losas de cimentación y pisos, mediante el uso de un taladro eléctrico tipo "Milwaukee", el cual está equipado con brocas muestreadoras de diamante. A través de estos orificios se logró guiar la sarta de la tubería de perforación a profundidad.

En la tabla 7 se enumeran las características generales de las calas.

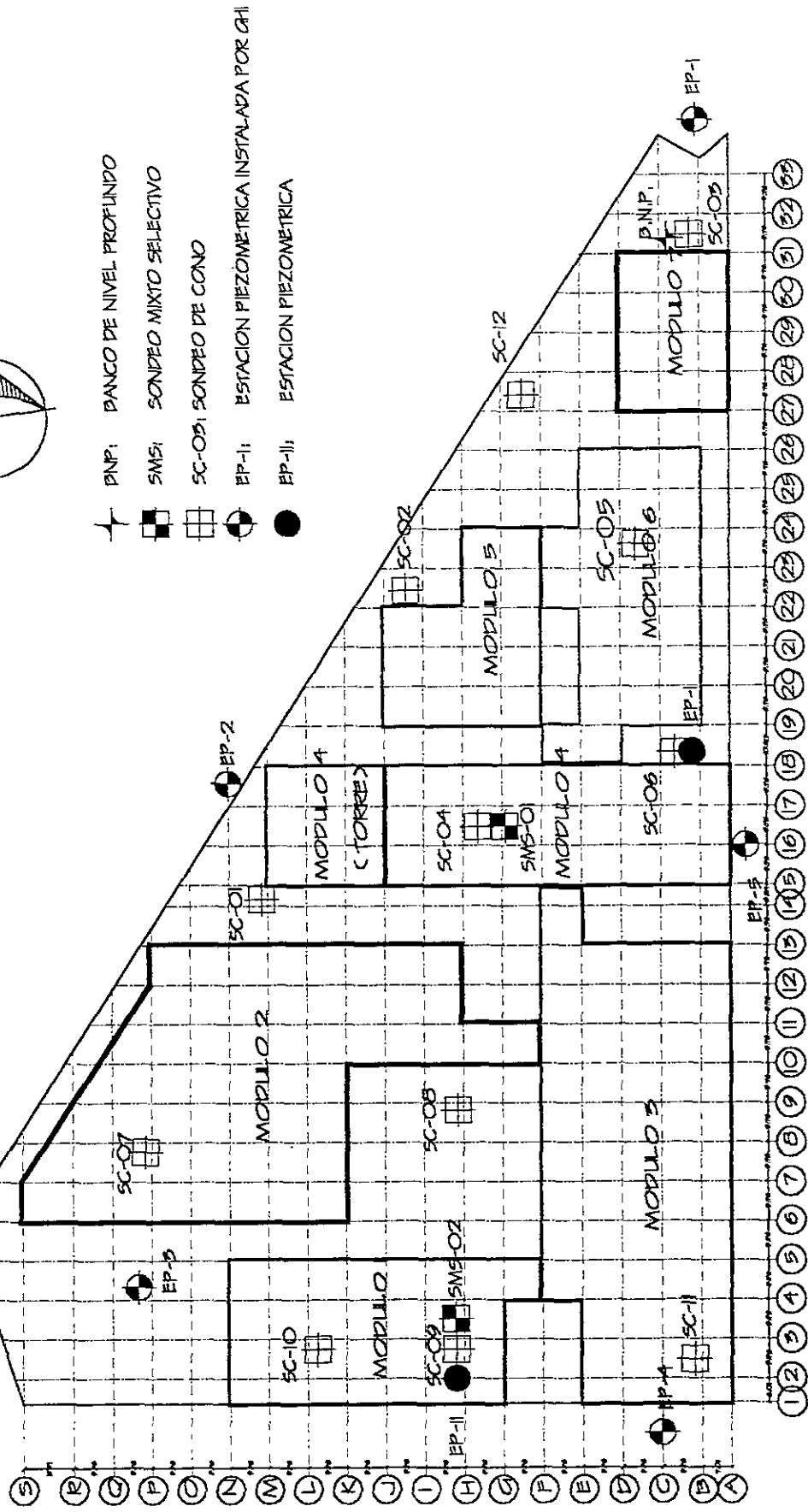
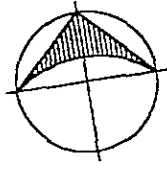
Tabla 7

SONDEO NO.	NO. DE ORIFICIOS	DIAMETRO (PULGADAS)	LONGITUD (m)	OBSERVACIONES
SC-01	3	3.00	0.60 y 6.60 sótano 1 0.70 sótano 2	
SC-02	3	3.00	0.60, 0.60 y 0.70	
SC-03	3	3.00	0.65, 0.65 y 0.70	Se instaló un banco de nivel profundo a 50.0 m de prof.
	1	4.00	0.65	
SC-04	4	4.00	0.50, 0.60, 0.60 y 0.70	
SC-05	3	3.00	0.60, 0.60 y 0.70	Se instaló piezómetro
SC-06	3	3.00	0.60, 0.60 y 0.70	
SC-07	1	3.00	0.60	
	1	4.00	0.60	
	1	6.00	0.70	
SC-08	1	3.00	0.60	
	2	4.00	0.60 y 0.70	
SC-09	1	3.00	0.60	Se instaló piezómetro
	2	4.00	0.60 y 0.70	
SC-10	3	4.00	0.60, 0.60 y 0.70	
SC-11	1	3.00	0.60	
	2	4.00	0.60 y 0.70	
SC-12	1	3.00	0.60	
	2	4.00	0.60 y 0.70	
SMS-01	1	4.00	0.60	
	3	6.00	0.40, 0.50 y 0.60	
SMS-02	2	6.00	0.60 y 0.70	

Así mismo, se instaló un banco de nivel profundo a 50.0 m, con el objeto de definir los hundimientos regionales diferenciales que se presentan en el Conjunto Hidalgo. El banco de nivel se ubica en el sitio donde se ejecutó el SC-03. (ver figura 48).

DESCRIPCIÓN DE LOS METODOS EMPLEADOS

Sondeo de Cono Eléctrico (SC): con esta técnica de exploración se obtuvo la resistencia a la penetración de punta de los materiales que conforman el subsuelo, consistiendo dicho sondeo, en el hincado de una punta cónica de acero 60° de ángulo de ataque y 12.22 cm² de área transversal, la cual, está instrumentada con deformómetros electrónicos con capacidad de carga de 2 toneladas, efectuando el hincado con el sistema hidráulico de una máquina perforadora tipo "Longyear" a una velocidad constante de 1cm/seg, llevándose un registro de lecturas a cada 10 cm de profundidad aprovechables para el cálculo de la resistencia de punta en kg/cm², obteniéndose así el perfil estratigráfico del sitio.



PLANTA DE LOCALIZACION DE SONDEOS

Figura # 48

Sondeo Mixto Selectivo (SMS): con este tipo de sondeo se llevó a cabo un muestreo selectivo tomando en cuenta los resultados obtenidos con los sondeos de cono eléctrico, extrayéndose muestras inalteradas y alteradas, mismas que sirvieron para determinar tanto la compacidad y la estratigrafía general del subsuelo, así como las propiedades índice, de resistencia y deformabilidad de los materiales extraídos (ver figuras 49 y 50).

Las muestras inalteradas se obtuvieron mediante el hincado a presión de tubos conocidos como "Shelby" de 4" de diámetro, quedando alojada la muestra en el interior de los mismos; se hincó el tubo a través del sistema hidráulico de la maquinaria perforada a una velocidad entre los 15 y 30cm/seg, en una longitud de 0.75 m en el caso de tubos de 1.0 m para dejar 0.25 m libres, donde se aloja el azolve que pudiera quedar con el lavado previo de la perforación. La muestra se deja estática durante un minuto para permitir su expansión y adherencia, posteriormente se gira el muestreador para cortar la base del tubo y se saca al exterior donde se limpia, clasifica y protege debidamente con manta de cielo y cera derretida.

Las muestras alteradas se obtuvieron mediante la técnica de penetración estándar, a través de un tubo muestreador de doble caña conocido como penetrómetro estándar de 50.50 mm de diámetro exterior y 38.10 mm de diámetro interior; este muestreador se conecta a un extremo de la tubería de perforación y es hincado a percusión, dejando caer un martinete de 63 kg de peso sobre una masa de golpeo a una altura de 70 cm, transmitiendo la energía a través de la tubería de perforación hasta el penetrómetro. Se registró el número de golpes se requieren para penetrar 60 cm dividiéndose en tres etapas de conteo, la primera de 15 cm, la segunda de 30 cm y la última de 15 cm, tomándose los datos de la segunda etapa para correlacionar el número de golpes con la resistencia a la penetración y la compacidad relativa en el caso de gravas o arenas y la consistencia para limos o arcillas.

También se tuvieron intervalos de avance sin recuperación con broca tricónica de 5 5/8" de diámetro, a las profundidades en que no se programó muestreo.

Finalmente y con el objeto de conocer la distribución de las presiones de poro en el sitio, se instalaron dos estaciones con piezómetros abiertos tipo "Casa Grande", una se ubicó en el lugar donde se efectuó el SC-06 y la otra estación corresponde al SC-09. La profundidad a la cual quedaron instaladas las celdas piezométricas a 45.0 m respecto al nivel del sótano 2, en el primer caso y 25.0 y 45.0 m respecto a la misma cota en la última estación piezométrica señalada.

COLINAS DE BIEN, S.A. DE C.V.
PLAZA VILLA DE MADRID # 2 GL. ROMA CP. 08700

SONDEO MIXTO O1

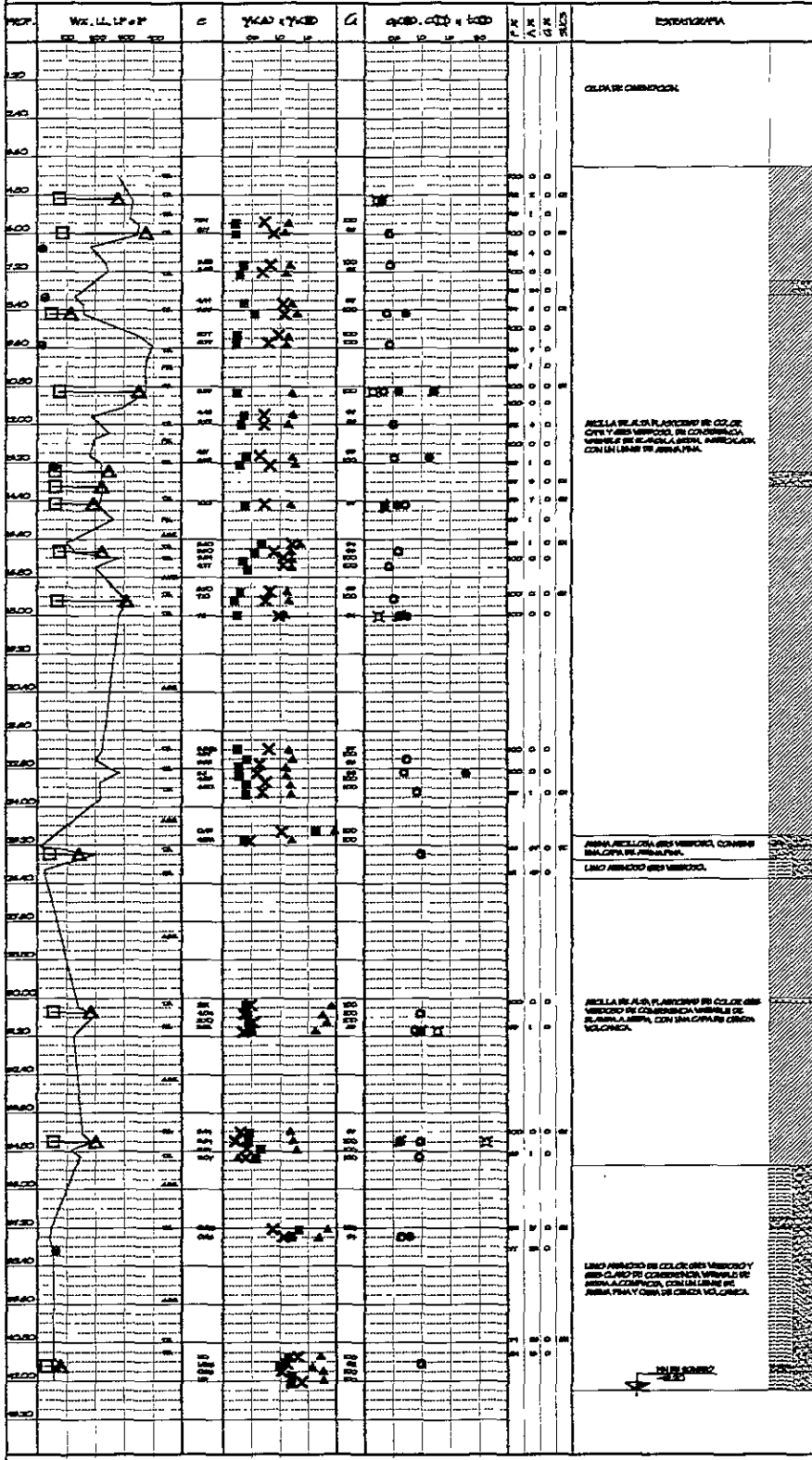
OBRA: CONCRETO HIDALGO

LOCALIZACION: VALLEJO TELLADO Y PASO DE LA REFORMA

FECHA DE SONDEO: MARZO / 1996

COTA DEL BOCAL: 24.800

SM-O1



- W - CONTENIDO LÍQUIDO
- LL - LÍMITE LÍQUIDO (%)
- LP - LÍMITE PLÁSTICO
- P - ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)
- c - RELACION DE CONSISTENCIA
- G - GRADO DE SATURACION
- T_v - PESO VOLUMÉTRICO LÍQUIDO (C_v / W)
- T_p - PESO VOLUMÉTRICO SECO (C_v / W)
- X S_i - RESISTENCIA DE SÓLIDOS
- c_p - RESISTENCIA A LA COMPRESION (C_u / W)
- c - CONSISTENCIA (C_u / W)
- t - RESISTENCIA AL CORTE CON TORQUE (C_u / W)
- P_x - PORCENTAJE DE FINOS
- A_x - PORCENTAJE DE ARENA
- G_c - PORCENTAJE DE GRASA
- N - NÚMERO DE GOLPES
- β - ANILLO DE PRESION INTERNA

Figura # 48

COLINAS DE BIEN, S.A. DE C.V.
PLAZA VILLA DE MADRID # 2 CAL. ROMA CP. 03700

SONDEO MIXTO O2

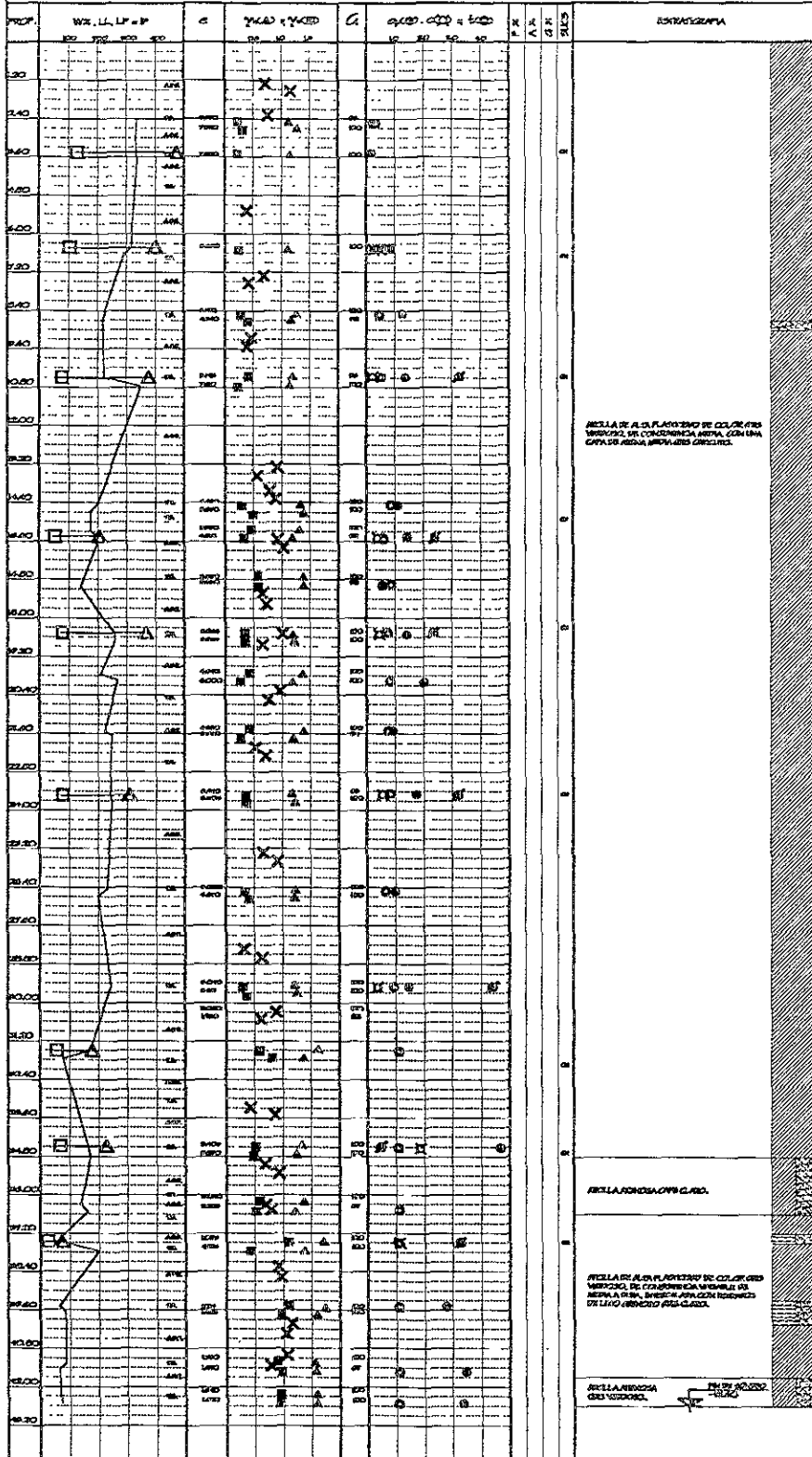
OBRA: CONJUNTO HIDALGO

LOCALIZACION: VALLEJO TELLAND Y PASO DE LA REFORMA

FECHA DE SONDEO: MARZO / 1996

COTA DEL BROCAL: 23.251

SM-02



W - CONTENIDO LÍQUIDO
 LL - LÍMITE LÍQUIDO (%)
 LP - LÍMITE PLÁSTICO
 P - ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)
 G - RELACION DE VACÍOS
 q - RESISTENCIA DE COMPRESIÓN (kg/cm²)
 c - COHESIÓN (kg/cm²)
 t - RESISTENCIA AL CORTE CON TORQUE (kg/cm²)
 P - PRESIONES DE PUNTO
 A -

LABORATORIO

Los trabajos de laboratorio que se realizaron en las muestras inalteradas provenientes de los sondeos mixtos selectivos 01 y 02, se iniciaron con una clasificación macroscópica visual y al tacto de cada muestra, tomando en cuenta la textura, color, olor, resistencia en estado seco (tenacidad) y movilidad del agua por agitado (dilatancia). Una vez que los materiales se clasificaron en forma macroscópica, se determinó el contenido de agua en todas las muestras, con el propósito de ratificar la homogeneidad del material en cada fragmento de las muestras provenientes de los tubos "Shelby", para la programación de los ensayos encaminados a determinar la resistencia al esfuerzo cortante y el módulo de deformación volumétrica en carga y descarga.

Además, se determinaron los límites de "Atterberg", Índice Plástico, Consistencia Relativa, Densidad de Sólidos, Relación de Vacíos y Grado de Saturación, así como el análisis por vía húmeda para conocer el porcentaje de partículas finas y gruesas y poder correlacionar algunas propiedades hidráulicas del subsuelo. En particular, la densidad de sólidos se determinó en la mayoría de las muestras inalteradas para calcular la relación de vacíos, tomando en cuenta además otros índices como el contenido de agua y peso específico seco: siendo la relación de vacíos en este caso particular, uno de los indicadores más importantes que interesa conocer, para saber si existe alguna diferencia relativa de compresibilidad entre los materiales que constituyen el subsuelo y que se reportaron a su vez en los dos sondeos que se realizaron en las dos zonas representativas del comportamiento del Conjunto Hidalgo, y que corresponden en general a las áreas donde se han registrado asentamientos y expansiones en los trabajos de control topográfico que se realizaron.

Para evaluar las propiedades mecánicas y llevar a cabo el análisis geotécnico, tanto en el estudio geotécnico como en las condiciones de servicio del conjunto, las cuáles están regidas fundamentalmente por las deformaciones volumétricas de los materiales en el subsuelo, a los ensayos ordinarios de compresión simple y compresión triaxial UU (no consolidada no drenada), efectuados para determinación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; se agregaron pruebas de consolidación unidimensional con un ciclo de histéresis para determinar el módulo de deformación volumétrica tanto en condiciones de carga y de descarga, respetando el estado de esfuerzos actual en el subsuelo, que se calculó teóricamente y el cual depende principalmente de las condiciones de compensación que se presenta en los diferentes módulos del conjunto. De este modo se pudieron conocer las características esfuerzo deformación de los materiales, considerando como ya se mencionó, el nivel de esfuerzos lo más aproximado a la realidad, programando la secuencia y rango de cargas con base al esfuerzo efectivo inicial antes de realizar la excavación y construcción de los sótanos y superponiendo la condición de compensación inducida por la excavación y que modifica de manera sustancial, el estado inicial de esfuerzos en la

masa de suelo. Así mismo, a partir de los resultados obtenidos en las últimas pruebas mencionadas, se determinó el peso volumétrico tanto en estado húmedo como en estado seco, grado de saturación y relación de vacíos.

Los resultados de las pruebas en el laboratorio que reviste mayor interés se muestran en los resúmenes de propiedades de las figuras 49 y 50.

ESTRATIGRAFÍA.

A partir de los resultados de exploración y laboratorio descritos anteriormente, así como de la información proveniente de los sondeos realizados en el lugar hace algunos años, se definieron cinco unidades que se describen a continuación:

- a) **Formación Arcillosa Superior.**- Constituida por arcilla volcánica gris claro, oscuro y verdoso, café y rojiza de alta plasticidad (CH), de consistencia muy blanda a blanda, con lentes intercalados de fósiles, vidrio volcánico y arena, siendo los más importantes los que se localizan entre los 12.40 m y 23.00 m de profundidad. El contenido de agua varía de 150% a 370%, disminuyendo hacia la base, donde además aumenta la consistencia del material a compacta. El peso volumétrico húmedo del material, varía entre 1.54 t/m^3 y 1.25 t/m^3 excepto en los lentes duros; y la resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva medida en prueba triaxial rápida varía entre 2.0 t/m^2 y 4.0 t/m^2 .

Es conveniente comentar que los rangos de variación que se definieron anteriormente, se deben a la diferencia que se reportó entre las muestras de los sondeos mixtos selectivos 01 y 02, pudiéndose afirmar, que los materiales que constituyen el subsuelo en el área representativa del sondeo selectivo 01, son relativamente más blandos que los reportados en el sondeo 02, tomando en cuenta principalmente su humedad y su relación de vacíos.

Esta diferencia influye en forma significativa en el comportamiento del subsuelo, independientemente de las condiciones de descarga que transmite a la cimentación los diferentes módulos o áreas de servicio y se hace evidente también en la resistencia de punta de los materiales.

Además, la diferencia relativa de compresibilidad entre los materiales arcillosos que se reportaron en los dos sondeos mixtos selectivos, se debe posiblemente a la diferencia en el grado de consolidación, abatimiento no uniforme de presión de poro e inclusive a efectos geotécnicos durante el proceso de depositación de la ceniza volcánica en un ambiente lacustre, lo cual haya influido en la composición físico química de los estratos arcillosos.

Siendo este último aspecto uno de los fenómenos menos estudiados en los sedimentos lacustres del Valle de México, otro de los factores que puedan influir en la diferencia relativa de compresibilidad es la forma y velocidad en que evolucionan las propiedades mecánicas de los sedimentos arcillosos aún en zonas muy planas y en ambientes uniformes en cuanto a condiciones topográficas, como es el caso de la región en estudio.

En el estudio de la formación arcillosa superior se encuentra bien definida entre 6.20 m y 31.20 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, de tal forma que su espesor es de 25.00 m. En particular los estratos de relleno y limo arenoso que se presentan superficialmente en la Cd. de México, fueron retirados al efectuarse la excavación para alojar la cimentación y sótanos de la nueva edificación, realizándose los sondeos de cono y sondeos mixtos a partir del segundo nivel de sótano.

- b) **Primera Capa Dura.**- Subyaciendo a la formación arcillosa superior, se encuentra la denominada capa dura, constituida por una mezcla de limo arenoso (MH) y arena fina limosa (SM) de color gris claro de consistencia variable de muy compacta a dura, con un contenido de agua promedio de 45%.
- c) **Formación Arcillosa Inferior.**- debajo de la capa dura y hasta 47.40 m de profundidad se encuentra la segunda formación arcillosa de origen volcánico, de alta plasticidad (CH), de color gris oscuro verdoso, de consistencia media, con fósiles y numerosas intercalaciones de arena fina y arena limosa. El contenido de agua promedio está comprendido entre 130% y 200% y el peso específico varía entre 1.25 t/m³ y 1.40 t/m³. La resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva, varía de 1.25 t/m² a 20 t/m² y su espesor es de 12.70 m.
- d) **Depósitos Profundos.**- Subyaciendo a la segunda formación arcillosa y hasta 48.45 m, que es la profundidad máxima de exploración, respecto a la cota señalada, se encuentran los depósitos profundos formados por el limo arenoso (MH), gris verde y arena limosa (SM) de compacidad muy alta con gravas aisladas. El contenido de agua es menor de 40%, y la resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.

COMPORTAMIENTO DEL CONJUNTO HIDALGO

A partir de los resultados obtenidos en las nivelaciones realizadas se ha podido saber que el conjunto en estudio, presenta un comportamiento irregular, al registrarse un patrón de movimientos verticales no uniformes en el área que abarcan las edificaciones, plazas y corredores, tal como se ha visto, acentuándose los movimientos diferenciales a finales del año de 1993;

situación que fue atendida oportunamente construyéndose un mecanismo de soporte preventivo en la unión entre las columnas y las losas del mismo módulo.

De acuerdo al monitoreo topográfico que se ha seguido, y atendiendo a la magnitud y sentido de los movimientos, se definen dos zonas:

La "ZONA A", acotada por los ejes 13 y 22, A y M, que bordea el Módulo 4, donde de acuerdo a los resultados, se han reportado asentamientos hasta de 90 mm, en el periodo comprendido entre octubre de 1990 y el 18 de marzo de 1996. A ambos lados de la zona "A", hacia las partes norte y sur del conjunto, se define la zona "B", donde se han presentado en general movimientos de expansión de 120 mm en la parte sur y de 60 mm en la parte norte.

Entre los factores que pudieron haber originado los movimientos diferenciales medidos en la estructura se pueden incluir: a) Condición no uniforme de compensación; b) Variación de las propiedades de deformabilidad del subsuelo en la manzana que abarca el conjunto; c) Diferencia de espesores de los estratos compresibles, y d) Abatimiento de presión de poro.

A partir de los resultados obtenidos en los sondeos de cono eléctrico y sondeos mixtos selectivos, se determinó que el espesor, tanto de la formación arcillosa superior como la inferior, son muy uniformes en toda la manzana, por lo que este factor queda descartado; siendo uno de los objetivos principales del análisis geotécnico, evaluar la incidencia de los otros factores en el comportamiento del Conjunto Hidalgo, poniendo especial interés al análisis e interpretación del hundimiento regional inducido por la pérdida de presión de poro en el subsuelo; de tal forma que este fenómeno es el aspecto, que conjugado con la condición heterogénea de compensación en la cimentación de las diferentes áreas, los factores que inciden en forma determinante en el comportamiento del conjunto.

Bajo estas condiciones las alternativas de solución que se derivan del análisis y estudio del problema, deberán estar encaminadas a contrarrestar las causas que originan el hundimiento regional diferencial en la manzana, pudiéndose plantear como alternativas factibles las siguientes:

Alternativa A: Instalación de pozos de inyección y bombeo

Alternativa B: Colocación de lastres.

O la combinación de ambas en un periodo de transición.

V.2 PROYECTO DE INYECCIÓN Y BOMBEO DE AGUA AL SUBSUELO.

Es importante señalar que el sistema para el control de las deformaciones diferenciales en el Conjunto Hidalgo, consiste un sistema de pozos de inyección y bombeo sin precedentes suficientemente amplios para poder predecir con certeza el comportamiento esperado, motivo por el cual el proyecto que fue implementado cuenta con etapa experimental necesaria para calibrar el sistema, de acuerdo con el comportamiento que se presentará durante los primeros meses de operación.

Por otra parte, atendiendo a los resultados obtenidos en las mediciones topográficas que se han venido realizando durante el año de 1999, los movimientos verticales de emersión aparente que se ha registrado, son de +1.4 mm y 0.8 mm al mes, en la parte sur y norte receptivamente, mientras que en el módulo IV los hundimientos registrados son de 1.6 mm al mes. Lo que representa una velocidad de movimientos diferenciales de 3.0 mm al en el caso más crítico. Los movimientos acumulados registrados durante 1999 en las zonas de emersión aparente fueron de 14.0 y 8.0 mm en las partes sur y norte respectivamente, mientras que en el módulo IV el asentamiento máximo acumulado fue de 16.0 mm.

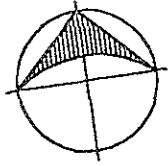
OPERACIÓN DEL SITEMA DE POZOS.

Los pozos que constituyen el sistema son los siguientes:

- a) De inyección. Cuyo objetivo principal es mantener la presión de poro en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa superior, para reducir a la vez la velocidad de hundimiento.
- b) De bombeo. El propósito de estos pozos es contrarrestar la tendencia de emersión aparente en las áreas donde la edificación presenta los máximos valores de sobrecompensación.
- c) De inyección y bombeo. El propósito de controlar y en su caso uniformizar las condiciones de abatimiento o recuperación de las condiciones de presión de poro en el subsuelo.

El inicio de operación del sistema de pozos de bombeo e inyección, se realizará por etapas, con base al programa que se muestra en la figura 51.

En la etapa I, entraron en operación ocho pozos de inyección (PI) 22, 23, 27, 28, 32, 33, 37 y 38, y cuatro pozos de bombeo (PB) 7, 12, 17 y 22, la fecha de inicio fue el 15 de julio de 1999.

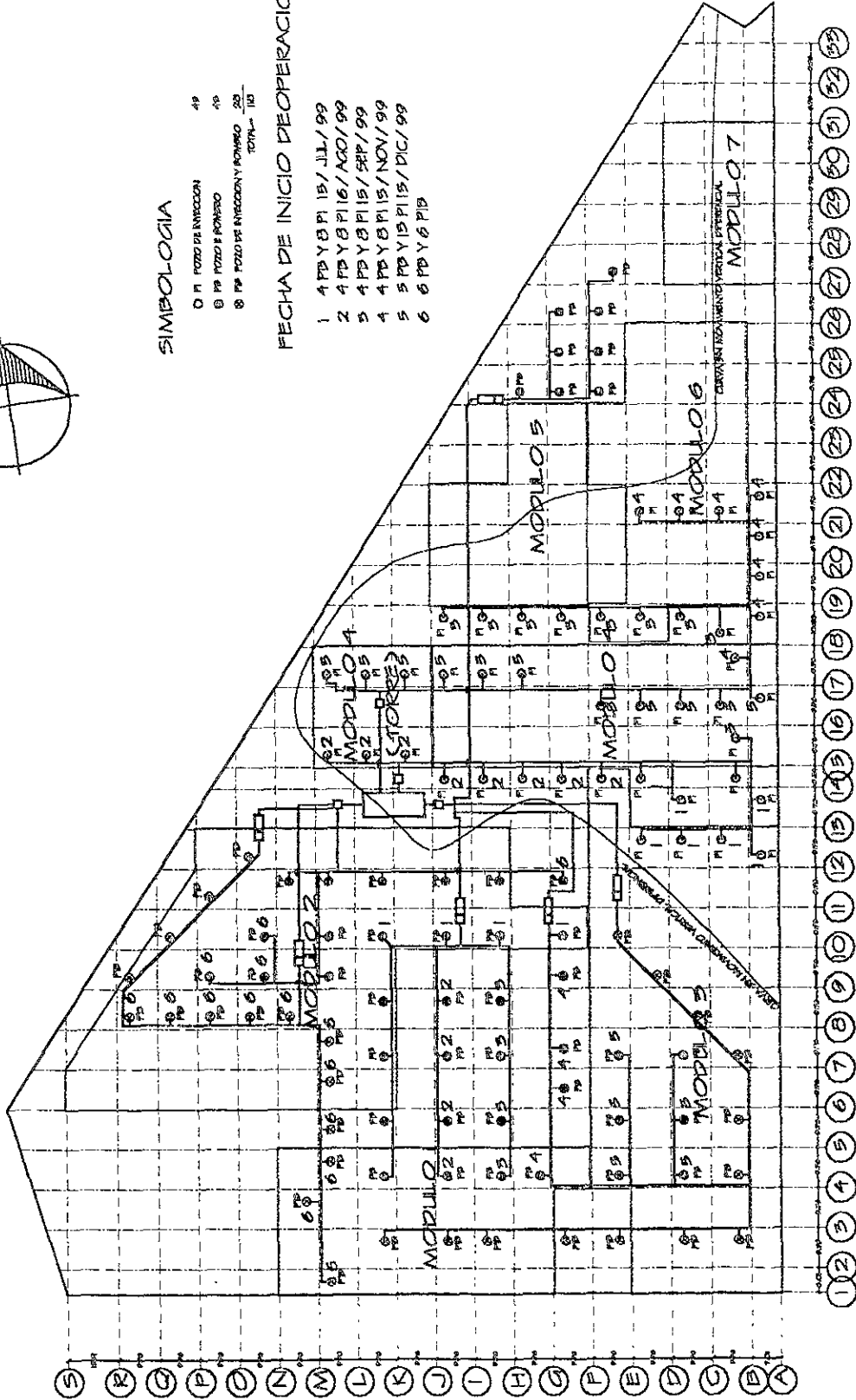


SIMBOLOGIA

- P1 POZO DE INYECCION 49
- P2 POZO DE INYECCION 49
- P3 POZO DE INYECCION Y ROMERO 29
- TOTAL= 107

FECHA DE INICIO DE OPERACION

- 1 4 PB Y 3 P1 15 / JUL / 99
- 2 4 PB Y 3 P1 16 / AGO / 99
- 3 4 PB Y 3 P1 15 / SEP / 99
- 4 4 PB Y 3 P1 15 / NOV / 99
- 5 5 PB Y 15 P1 15 / DIC / 99
- 6 6 PB Y 6 P1 6



PROGRAMA DE OPERACION DEL SISTEMA DE POZOS

Figura # 51

Posteriormente el 15 de agosto de 1999, correspondiente a la etapa 2, entraron en operación ocho pozos de inyección (PI) 1, 3,5, 7, 10, 13, 16 y 19, y cuatro pozos de bombeo (PB) 8, 9, 10 y 11, que junto con los pozos de la primera etapa constituyen un total de 16 pozos de inyección y ocho pozos de bombeo.

El nivel de desplante de proyecto de los pozos de inyección y bombeo corresponde a la cota -30.50 m, 1.5 m por arriba de la frontera superior de la primera capa dura, a excepción de algunos que se desplantaron al -44.0 m en la formación arcillosa inferior. El nivel 0.00 corresponde a la elevación promedio del piso de planta baja del Conjunto Hidalgo.

El nivel dinámico de operación, en los pozos de bombeo señalado en el proyecto es de -28.00 m respecto al nivel de referencia señalado anteriormente, mientras que en los pozos de inyección, se adoptó un criterio general de inyección por gravedad, con el objeto de mantener un nivel dinámico uniforme en todos los pozos, excepto en el pozo de inyección PI-37 del grupo de pozos de la primera etapa, en el cual se indicó un proceso de inyección con una presión de 0.15 kg/cm^2 .

Así mismo, durante los primeros días de operación del sistema de pozos, se presentaron algunas irregularidades, debido al azolve que se acumuló en los pozos de bombeo y al deterioro, en algunos casos, de accesorios de control de la red de pozos de inyección. Lo anterior debido al período tan prolongado que transcurrió entre el término de la obra y el inicio de operación de los pozos, sin que se hallan llevado a cabo trabajos de mantenimiento del sistema, afectándose con ello el tiempo de respuesta de los pozos de bombeo para lograr el abatimiento previsto, y retrasándose también el inicio del proceso de inyección de agua en los pozos correspondientes.

Para la regularización de la operación del sistema, se han tenido que realizar trabajos de desazolve en los pozos de bombeo, y rehabilitación de accesorios de la red de inyección. El nivel dinámico de operación promedio registrado en los pozos de bombeo de la primera etapa, fue de 27.50 m y en los pozos de la segunda etapa de 20.0 m.

Por su parte el gasto promedio en la primera etapa en el primer mes (8 pozos) fue de 1.9 m^3 , y el gasto promedio en el segundo mes (16 pozos) fue de 2.4 m^3 .

MEDICIONES REALIZADAS.

* Nivelaciones Topográficas.

Para poder distinguir entre los movimientos asociados al sistema de operación de los pozos de inyección y bombeo de agua al subsuelo en el Conjunto Hidalgo y la tendencia de hundimiento regional, se nivelaron 14 bancos de nivel superficial, instalados en el entorno de la manzana. De igual forma se instalaron y asignaron elevaciones a referencias topográficas en las manzanas adyacentes al edificio en estudio el día 29 de agosto de 1999, ligándose al banco de nivel profundo ubicado en el costado poniente de la Catedral Metropolitana. En las figuras 52 y 55 se muestra la ubicación de los bancos de nivel superficial y referencias topográficas a nivel manzanero, que se instalaron.

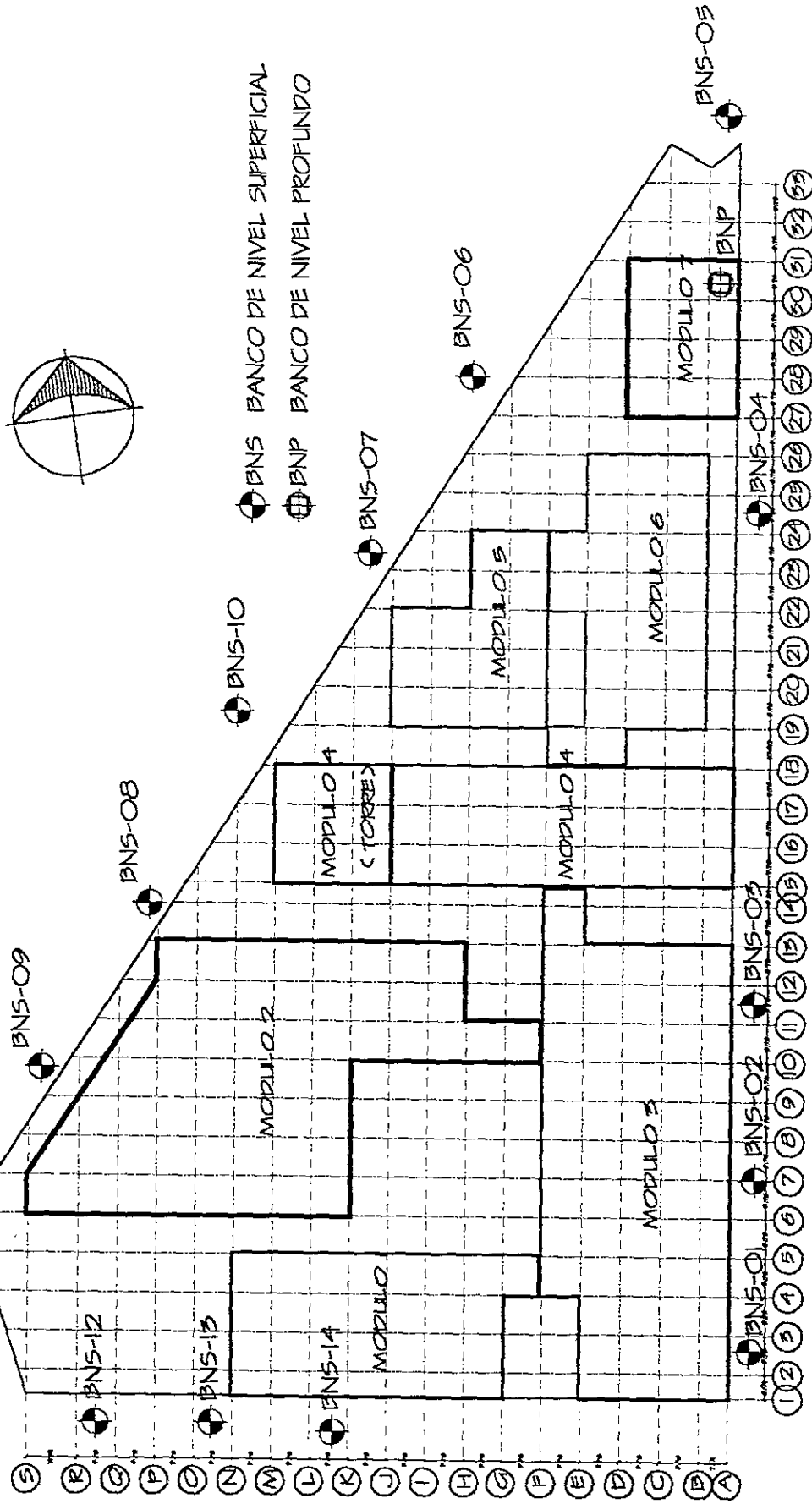
Para evaluar la tendencia de los movimientos verticales que se presentan en el inmueble, por efecto de la operación del sistema de pozos de bombeo e inyección, en el periodo comprendido entre el 15 de julio y 15 de septiembre de 1999, se realizaron nivelaciones topográficas de precisión de las referencias instaladas en las columnas del primer sótano, los días 15 de julio, 17 de agosto y 15 de septiembre, las cuales están ligadas al banco de nivel superficial BNS-10, instalado sobre el camellón lateral derecho de la Av. Paseo de la Reforma. En la figura 54 se muestra la ubicación de las referencias topográficas en las columnas del primer sótano.

Es oportuno señalar que las nivelaciones topográficas se ligaron al BNS-10, con el objeto de mantener el mismo marco de comparación que históricamente se ha tomado en todas las mediciones topográficas efectuadas con anterioridad, además el BNS-10, se ha ligado al igual que todos los bancos de nivel superficial al banco de nivel profundo de la Catedral Metropolitana.

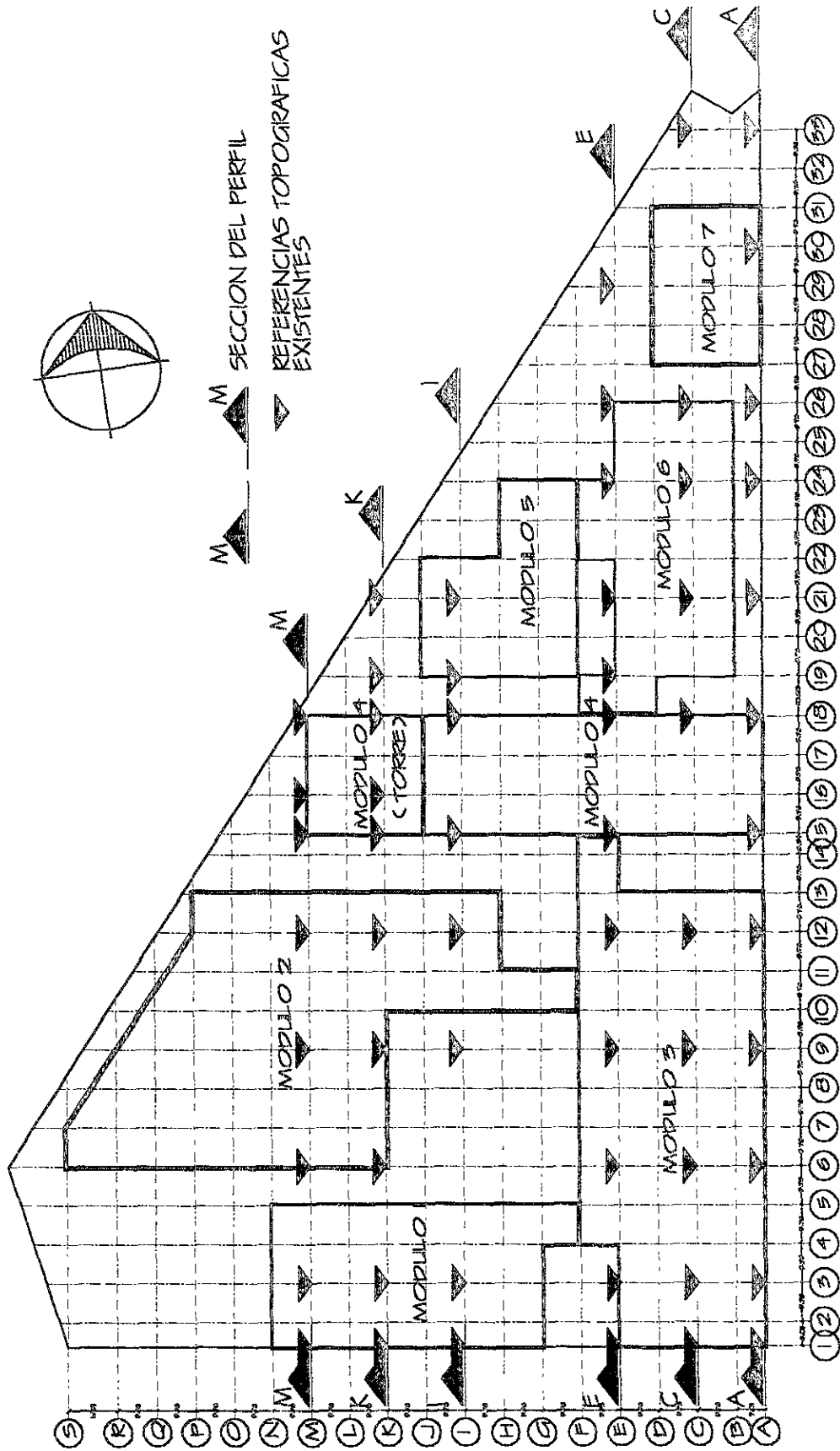
* Mediciones de Niveles Piezométricos.

Para conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo, su evolución en el tiempo, y evaluar el efecto de la operación de los pozos de inyección y bombeo, se han realizado mediciones de los niveles piezométricos y del nivel de agua freática de manera periódica en piezómetros de tipo abierto y pozos de observación, instalados en el perímetro de la manzana donde se ubica el inmueble en estudio, piezómetros neumáticos ubicados en el interior del edificio al nivel del segundo sótano. En la figura 56 se muestra la localización de las estaciones piezométricas y pozos de observación instalados.

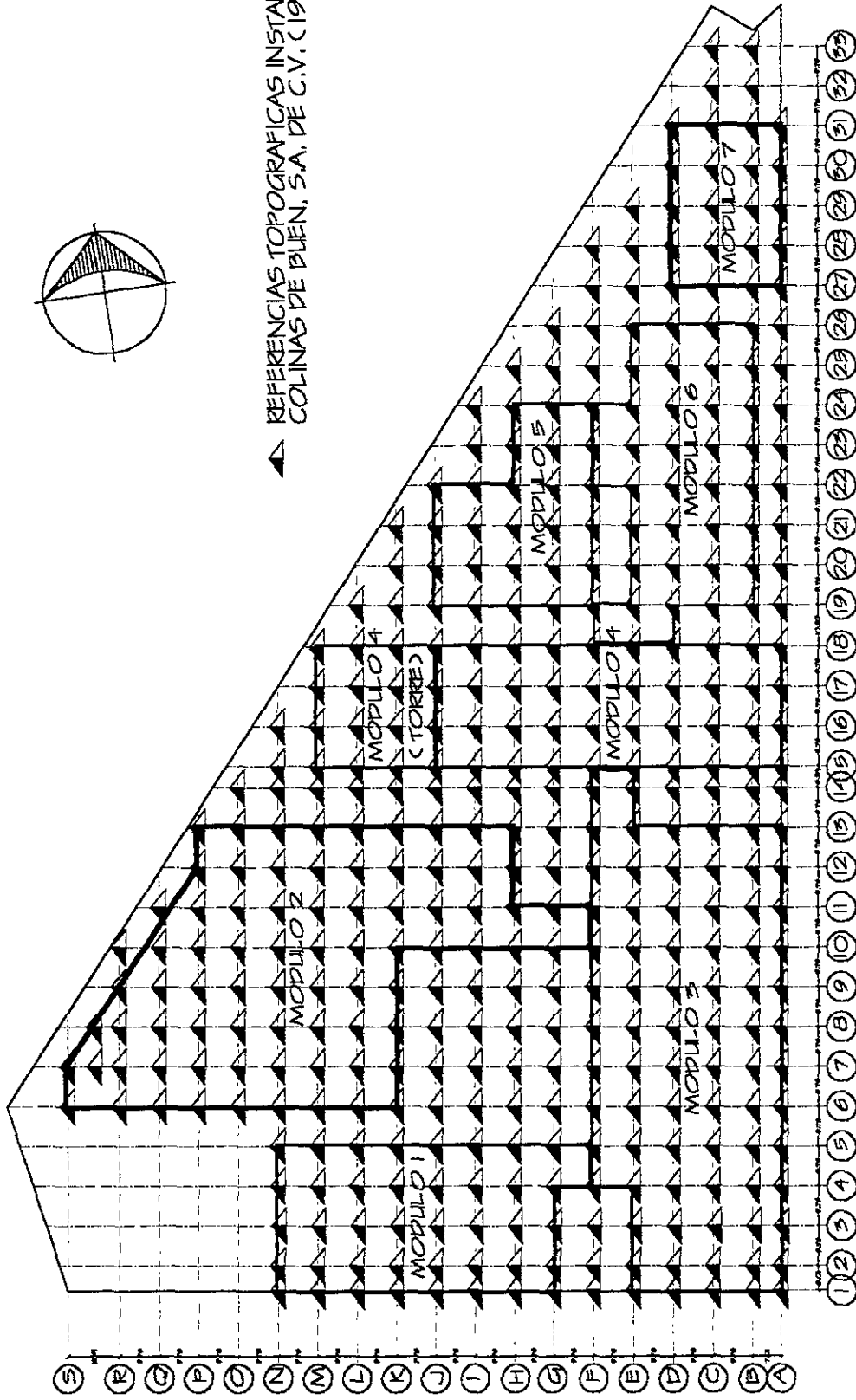
La frecuencia de mediciones en las celdas piezométricas instaladas en el entorno de la manzana donde se ubica el Conjunto Hidalgo, se ha realizado una vez cada quince días y en las



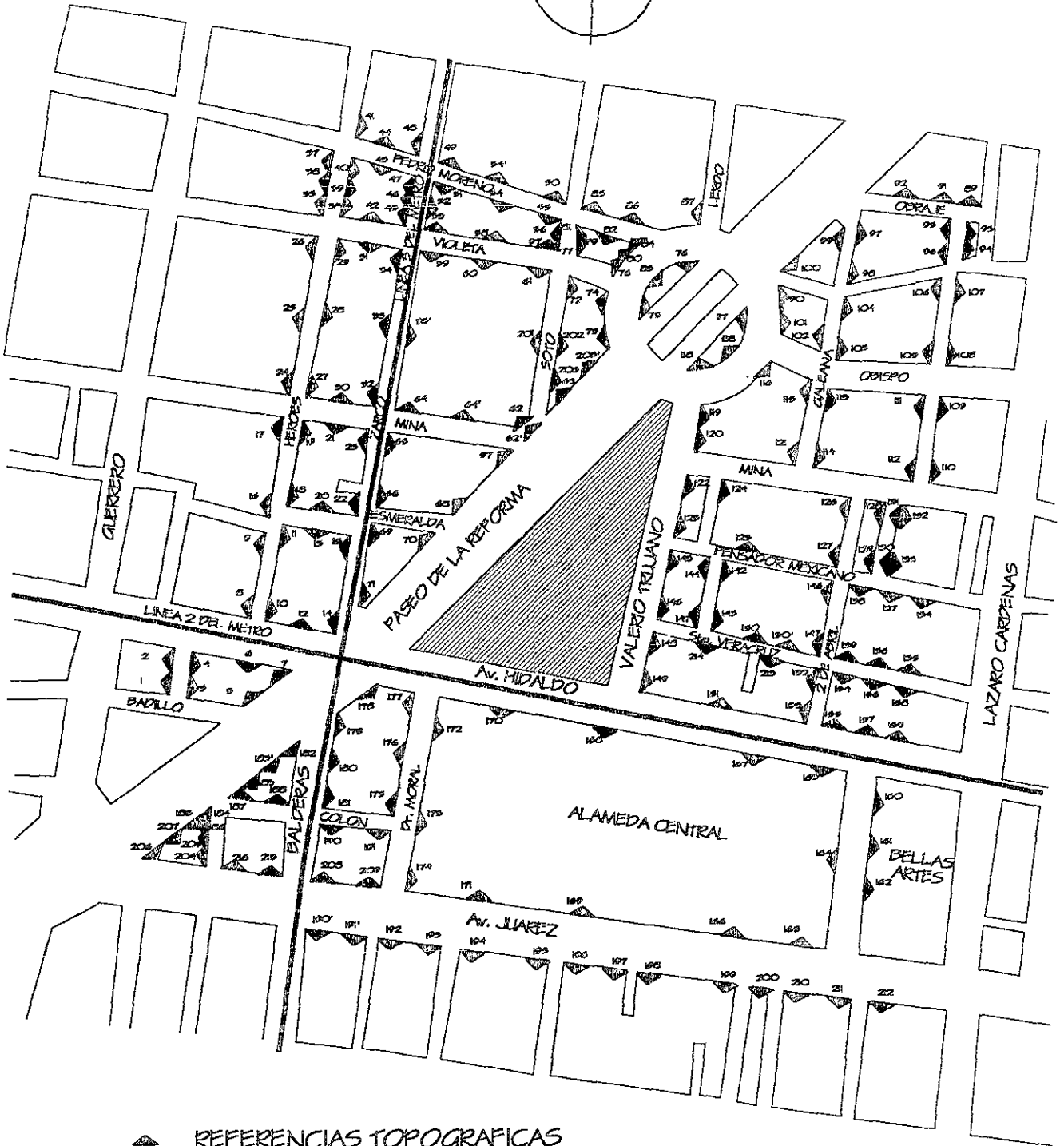
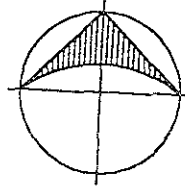
LOCALIZACION DE BANCOS DE NIVEL SUPERFICIAL.



DISTRIBUCION DE REFERENCIAS PREEXISTENTES Y SECCIONES DE PERFILES DE DEFORMACION

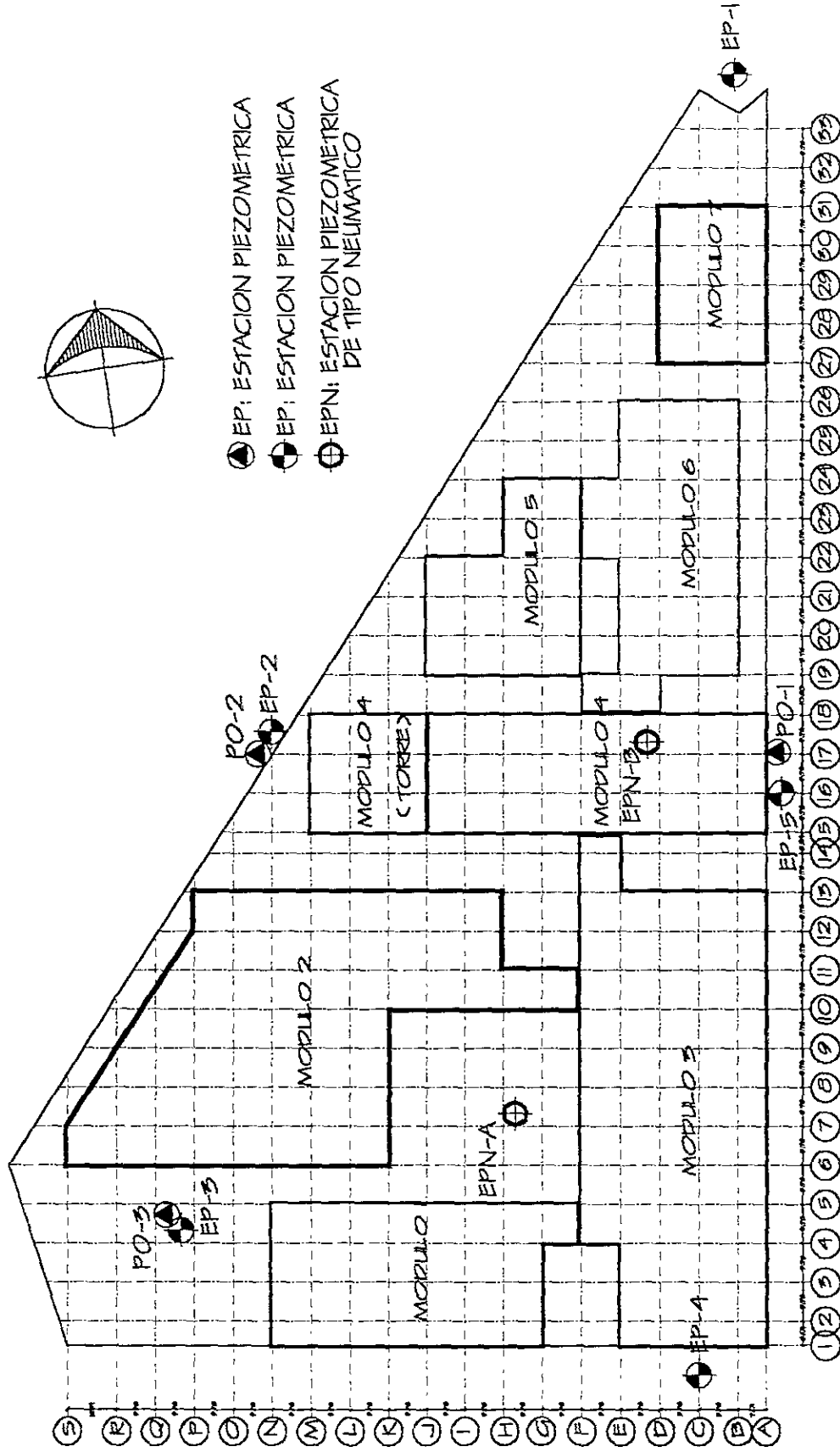


DISTRIBUCION DE REFERENCIAS INSTALADAS
POR COLINAS DE BUEN, S.A. DE C.V.



DISTRIBUCION DE REFERENCIAS INSTALADAS

NIVEL MANZANERO



LOCALIZACION DE PIEZOMETROS Y POZOS DE OBSERVACION

Figura # 58

celdas piezométricas instaladas en el interior del inmueble, la frecuencia de medición ha sido de dos veces por semana.

Así mismo, con el objeto de poder registrar y evaluar con mayor certeza la variación de los niveles piezométricos por el efecto de la inyección y bombeo de agua en el subsuelo, se ha llevado a cabo un programa de mantenimiento en piezómetros y pozos de observación consistente en la realización de trabajos de desazolve, y la instalación de nuevas celdas piezométricas que sustituirán a los que presentan mal funcionamiento.

Por otra parte se ha llevado a cabo un control de la operación del sistema de pozos de bombeo e inyección, mediante el monitoreo y registro continuo de los niveles de abatimiento de la presión de poro, y de los gastos y presiones de inyección de agua al subsuelo, cuyos resultados se han presentado periódicamente a la supervisión geotécnica.

INTERPRETACIÓN DEL COMPORTAMIENTO.

*** Pozos de observación.**

El pozo de observación PO-1 instalado sobre la Av. Valerio Trujano a la altura del Módulo IV, se reportó el nivel de aguas freáticas a una profundidad promedio de 3.26 m; el pozo de observación PO-2 ubicado sobre la AV. Paseo de la Reforma, también a la altura del Módulo IV, se registró el nivel freático a 2.60 m de profundidad; por último el pozo de observación PO-3 ubicado en el interior del Conjunto Hidalgo, en la esquina SW, se reportó el nivel freático a una profundidad de 3.70 m. En todos los casos la profundidad registrada es a partir del nivel de banquetas.

Durante el periodo de medición comprendido entre el 15 de julio y 15 de septiembre de 1999, se reportó una tendencia prácticamente estable de los niveles medidos, tal como se observa en al fig. 62.

*** Estaciones piezométricas.**

Los resultados obtenidos en las lecturas de los niveles piezométricos se muestran en la tabla 8

Tabla 8

Piezómetros tipo abierto (instalados en el entorno de la manzana)

Piezómetro	Profundidad Respecto al Nivel de Banqueta (m)	Pérdida de la Presión de Poro Respecto a la Hidrostática (t/m^2) 15/julio/1999	Pérdida de la Presión de Poro Respecto a la Hidrostática (t/m^2) 8/sept./1999	Incremento (t/m^2) 15/jul/1999 al 8/sept./1999
Piezómetros instalados en la formación arcillosa superior				
1-A	11.0	0.58	1.01	0.43(PERDIDA)
4-A	16.0	2.41	2.63	0.22(PERDIDA)
3-A	21.0	6.19	7.26	1.07(PERDIDA)
5-A	25.0	5.17	5.56	0.39(PERDIDA)
1-B	26.0	10.68	10.96	0.28(PERDIDA)
Piezómetros instalados en la primera capa dura				
2-B	35.0	21.29	20.87	0.42(RECUPERACION)
Piezómetros instalados en la formación arcillosa inferior				
3-B	37.0	21.15	21.56	0.41(PERDIDA)
4-B	24.42	24.42	30.61	2.19(PERDIDA)

Antes de iniciar con la operación del sistema de pozos, los piezómetros instalados en los lentes perimetrales intercalados en la formación arcillosa superior hasta una profundidad de 25.0 m, se tenía una pérdida de presión de poro de $6.0 t/m^2$ en promedio respecto a la distribución hidrostática y entre los 26 y 27.0 m de profundidad la pérdida promedio era de $9.78 t/m^2$, mientras que en la primera capa dura la pérdida de presión de poro promedio registrada fue de $18.5 t/m^2$. En los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa inferior la pérdida de presión de poro registrada fue de $25.0 t/m^2$ en promedio y finalmente en los depósitos profundos se tenía una pérdida de presión de poro de $24.0 t/m^2$.

Posterior al término de las dos primeras etapas, no se observa un cambio en la tendencia de abatimiento de la presión de poro en el subsuelo. Lo anterior se debe seguramente a la distancia relativa que existe entre los piezómetros y el grupo de pozos en operación, registrándose prácticamente pérdidas de presión de poro similares a las obtenidas antes de iniciar con la operación del sistema.

Tabla 9

Piezómetros tipo neumático (instalados en el interior del Conjunto Hidalgo)

Piezómetro	Profundidad Respecto al Nivel de Planta Baja (m)	Pérdida de la Presión de Poro Respecto a la Hidrostática (t/m ²) 23/julio/1999	Pérdida de la Presión de Poro Respecto a la Hidrostática (t/m ²) 14/sept./1999	Incremento (t/m ²) 23/jul/1999 al 14/sept./1999
Piezómetros instalados en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa superior				
A1	18.0	7.08	7.99	0.91(PERDIDA)
A2	25.0	10.0	9.35	0.22(RECUPERACION)
A3	31.0	14.79	14.07	0.72(RECUPERACION)
Piezómetros instalados en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa inferior				
A4	38.3	24.99	24.27	0.72(RECUPERACION)
A5	43.5	27.78	27.92	0.14(PERDIDA)
Piezómetros instalados en los depósitos profundos				
A6	50.0	31.76	30.68	1.08(RECUPERACION)
EPN-B				
Piezómetros instalados en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa superior				
B1	17.0	5.95	5.36	0.59(RECUPERACION)
B2	23.5	7.08	6.09	0.99(RECUPERACION)
B3	28.5	14.43	13.20	1.23(RECUPERACION)
Piezómetros instalados en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa inferior				
B4	40.5	16.14	15.91	0.23(RECUPERACION)
B5	44.0	21.18	20.75	0.43(RECUPERACION)
Piezómetros instalados en los depósitos profundos				
B6	50.0	35.7	35.19	0.41(RECUPERACION)

Como se puede observar, en las figuras 62 a 67, a partir del 25 de agosto, en los piezómetros instalados entre 17.0 m y 30.0 m, en la formación arcillosa superior, y particularmente en la estación piezométrica "A" (que se localiza dentro de la zona de influencia de los pozos de bombeo de las etapas 1 y 2), se manifiesta una tendencia descendente de los niveles piezométricos y consecuentemente, una pérdida de la presión de poro respecto a la hidrostática. Por su parte, en los piezómetros de la estación piezométrica neumática "B", ubicada en la zona donde se encuentran operando los pozos de inyección de agua al subsuelo, se manifiesta una tendencia ascendente de los niveles piezométricos, inducido por el propio proceso de inyección de agua.

Los piezómetros instalados en los lentes permeables de la formación arcillosa inferior, y depósitos profundos, entre los 38.30m y 50.00 m de profundidad, se manifiesta prácticamente una

tendencia de estabilidad, ya que las variaciones de los niveles piezométricos registrados son de baja magnitud.

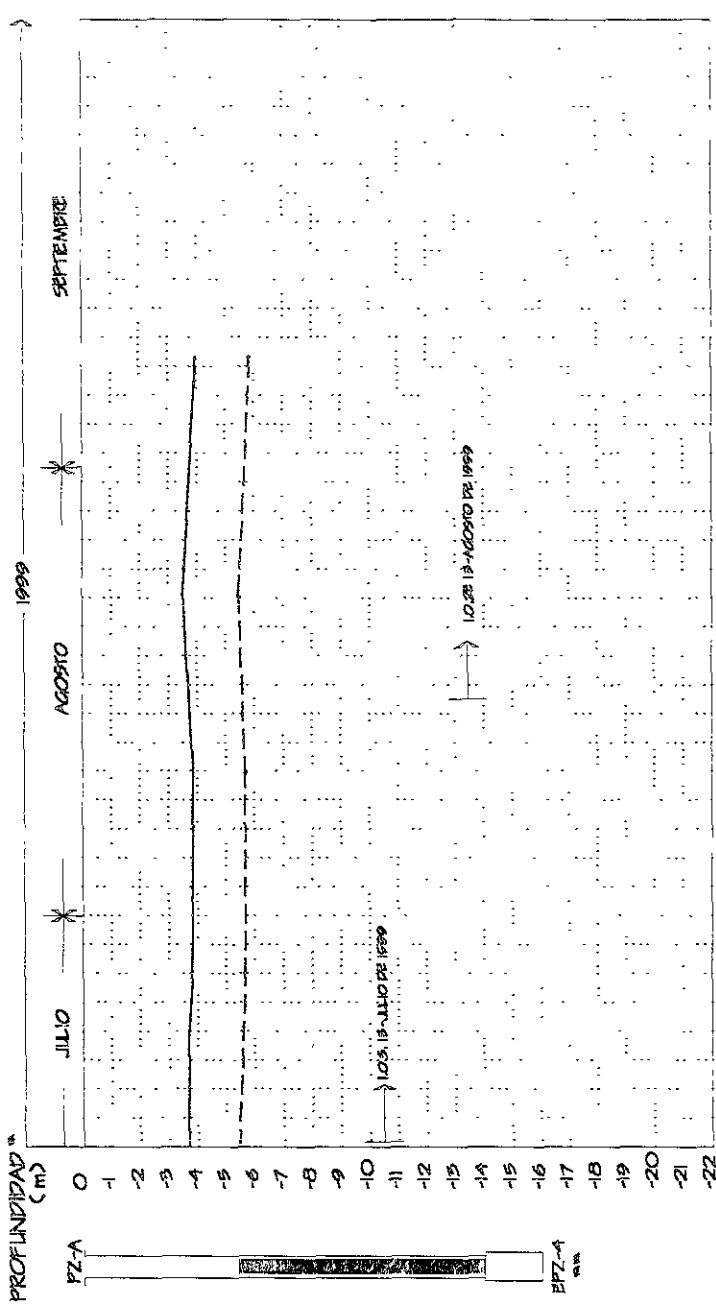
En las figuras 57 a 67, se muestran los resultados de los niveles piezométricos y pozos de observación del nivel de agua freática.

En las curvas de igual movimiento vertical correspondientes al primer mes de operación del sistema de pozos, se observó un patrón radial de hundimientos en el subsuelo, inducido por la operación de los pozos de bombeo que se localizan sobre el eje 10, alcanzándose un valor máximo de hundimiento de 8.0 mm en el entorno de los pozos y una velocidad de hundimiento promedio de 4.0 mm/mes, en la zona del Módulo II y la plaza principal. Esta configuración radial de las curvas se superpone con el patrón de asentamientos históricos en el tercio central del Módulo IV.

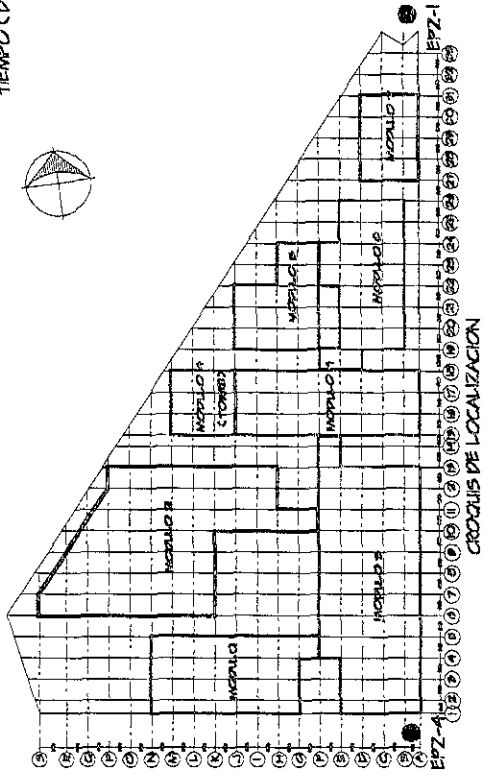
En el resto del Conjunto Hidalgo prevalece prácticamente la tendencia de emersión aparente, sin embargo en el Módulo I se advierte suavemente una reducción en la velocidad mensual de emersión aparente con una magnitud promedio de 2.0 mm. En las curvas de igual movimiento acumulado, entre el 15 de julio y 15 de septiembre de 1999, que abarca la operación de las etapas 1 y 2 del sistema de pozos (8 de bombeo y 16 de inyección), los efectos inducidos por el abatimiento de operación, se acentuaron alcanzando valores de hasta 26.0 mm en el entorno de los pozos de bombeo; aumentando al mismo tiempo de manera significativa su influencia, en gran parte del Módulo I.

Lo que representa un cambio importante en la tendencia histórica del comportamiento, reportándose una velocidad promedio de asentamiento de 4.0 mm/mes, en el primer periodo y de 13 mm/mes en el bimestre subsecuente a estas etapas iniciales. En contraste con la velocidad de emersión aparente de 1.4 mm/mes que se registró en la zona el último año, antes de iniciar la operación del sistema.

En los perfiles de deformación definidos a partir de las nivelaciones topográficas efectuadas por la empresa GHI desde 1991, se ratifica el comportamiento descrito en los párrafos anteriores. Sin que se observe en los perfiles de deformación sobre los ejes A, C y E, en el subtramo acotado entre los ejes 1 a 6 y 24 a 33, un cambio en la tendencia histórica de deformación; debido a la lejanía de las referencias topográficas respecto a la posición del grupo de pozos de bombeo en operación. Sin embargo en los perfiles de deformación sobre los ejes I, K y M, si se advierte un cambio significativo en el comportamiento histórico del inmueble, donde la influencia de la operación de los pozos se manifestó con mayor intensidad.

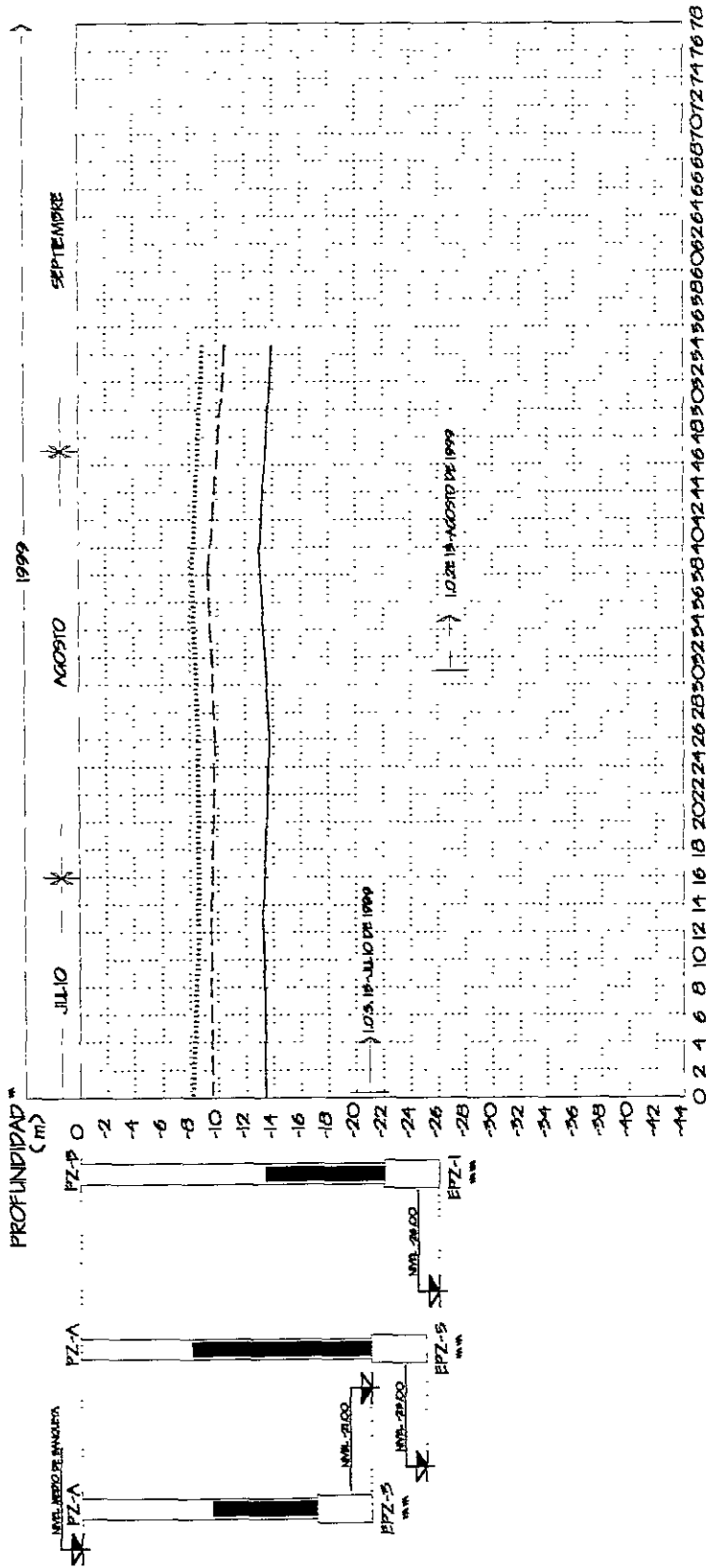


TIEMPO (DÍAS)



- NOMENCLATURA DE EVENTOS**
 10.5-1 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 10.25 INICIO DE OPERACION 2ª ETAPA
- NOTAS:**
 * LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL MEDIO DE BANQUETA
 ** PIEZOMETROS INSTALADOS POR CH
- SIMBOLOGIA**
 EPZ-1 A ———
 EPZ-4 A ———
 EPZ-1 ESTACION PIEZOMETRICA
 PZ-A CELDA "A"

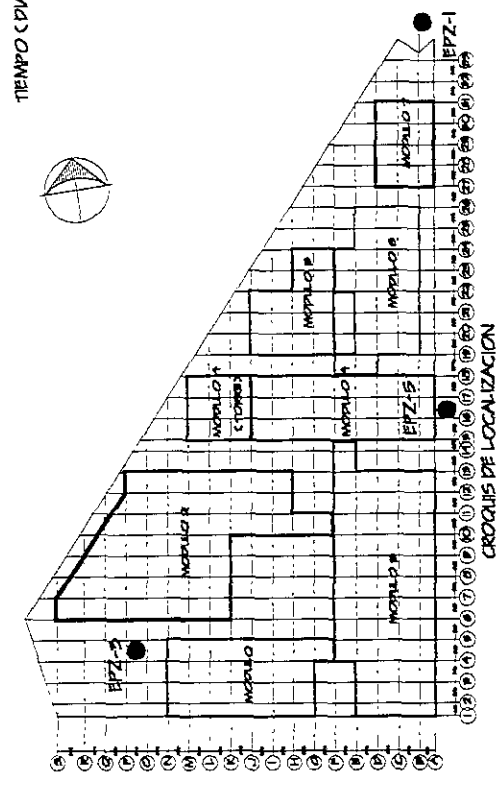
RESULTADOS EN PIEZOMETROS ABIERTOS ENTRE 11.00 Y 16.00 m DE PROFUNDIDAD
 (ACTUALIZADO AL 8 DE SEPTIEMBRE DE 1999)



NOMENCLATURA DE EVENTOS
 1025-1 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 1026 INICIO DE OPERACION 2ª ETAPA

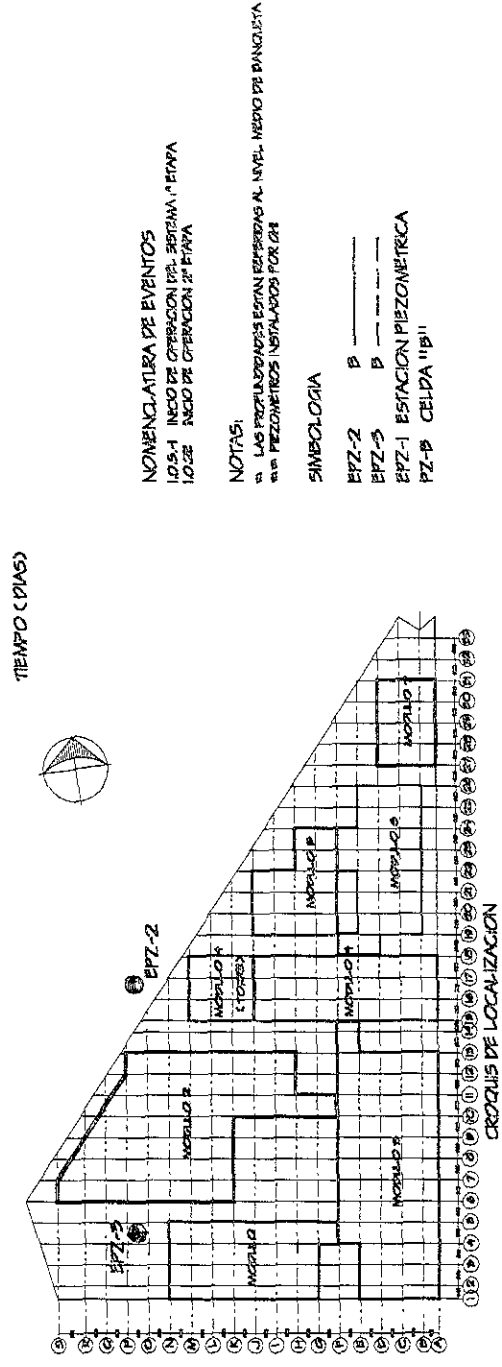
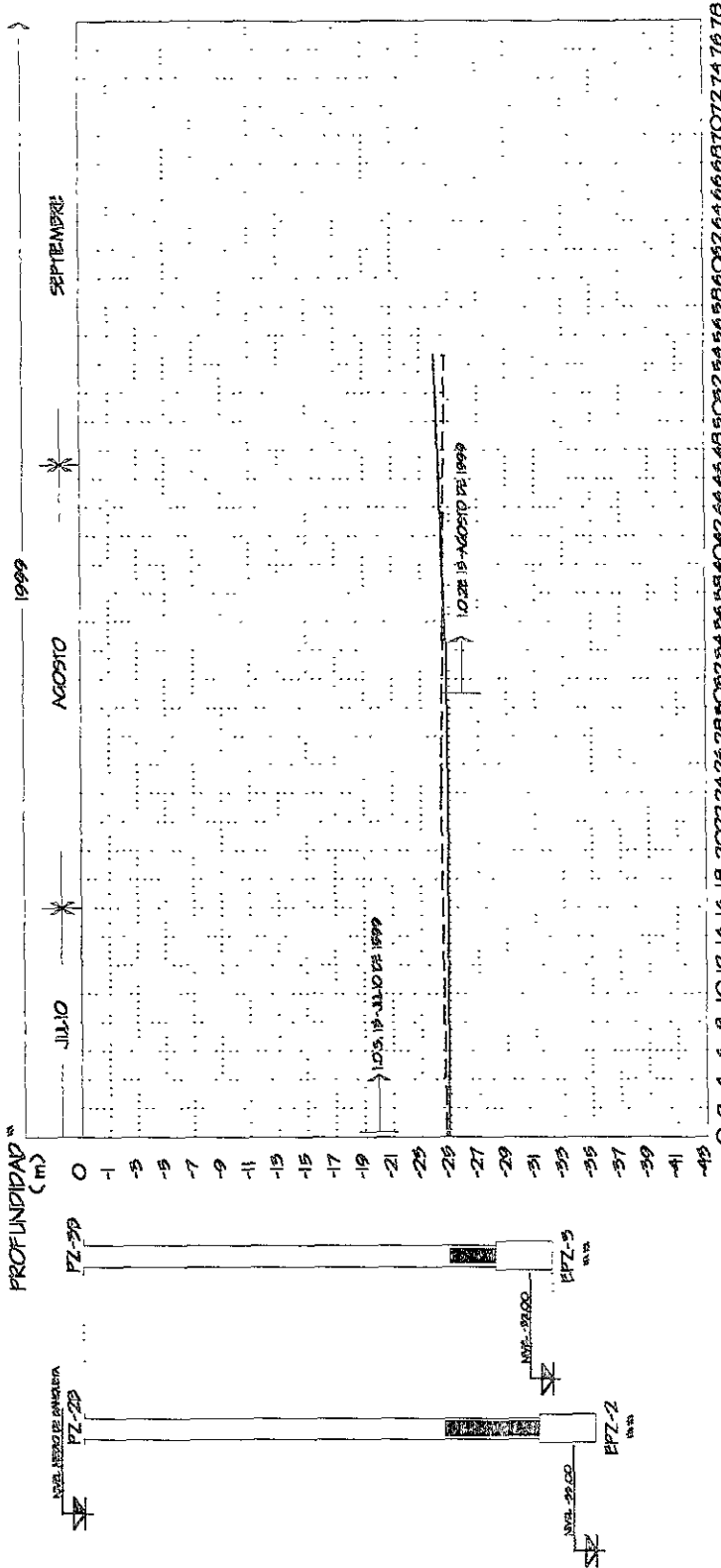
NOTAS:
 * LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL MEDIO DE BANQUETA
 ** PIEZOMETROS INSTALADOS POR C4
 *** LA RESPUESTA EN ESTOS PIEZOMETROS DEBERIA EVALUARSE EN LAS LECTURAS SUBSECUENTES

SIMBOLOGIA
 PZ-1 P
 PZ-5 A
 PZ-9 A
 PZ-1 ESTACION PIEZOMETRICA
 PZ-B CELDA 11B1



RESULTADOS EN PIEZOMETROS ABIERTOS ENTRE 21.00 Y 26.00 m DE PROFUNDIDAD (ACTUALIZADO AL 8 DE SEPTIEMBRE DE 1999)

Figura # 58



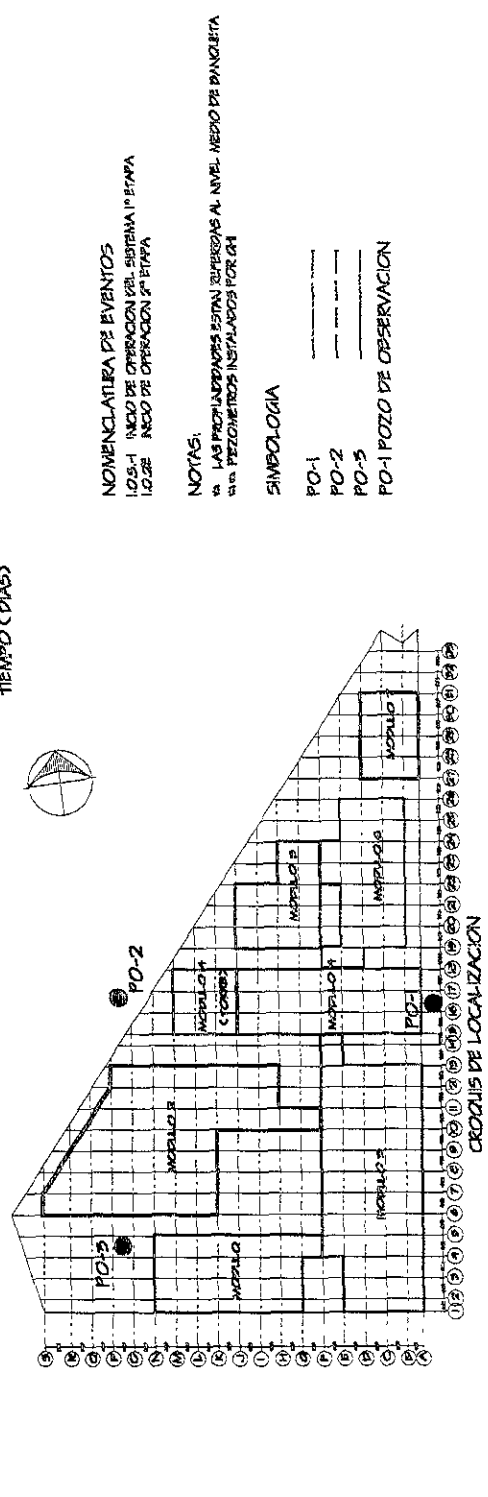
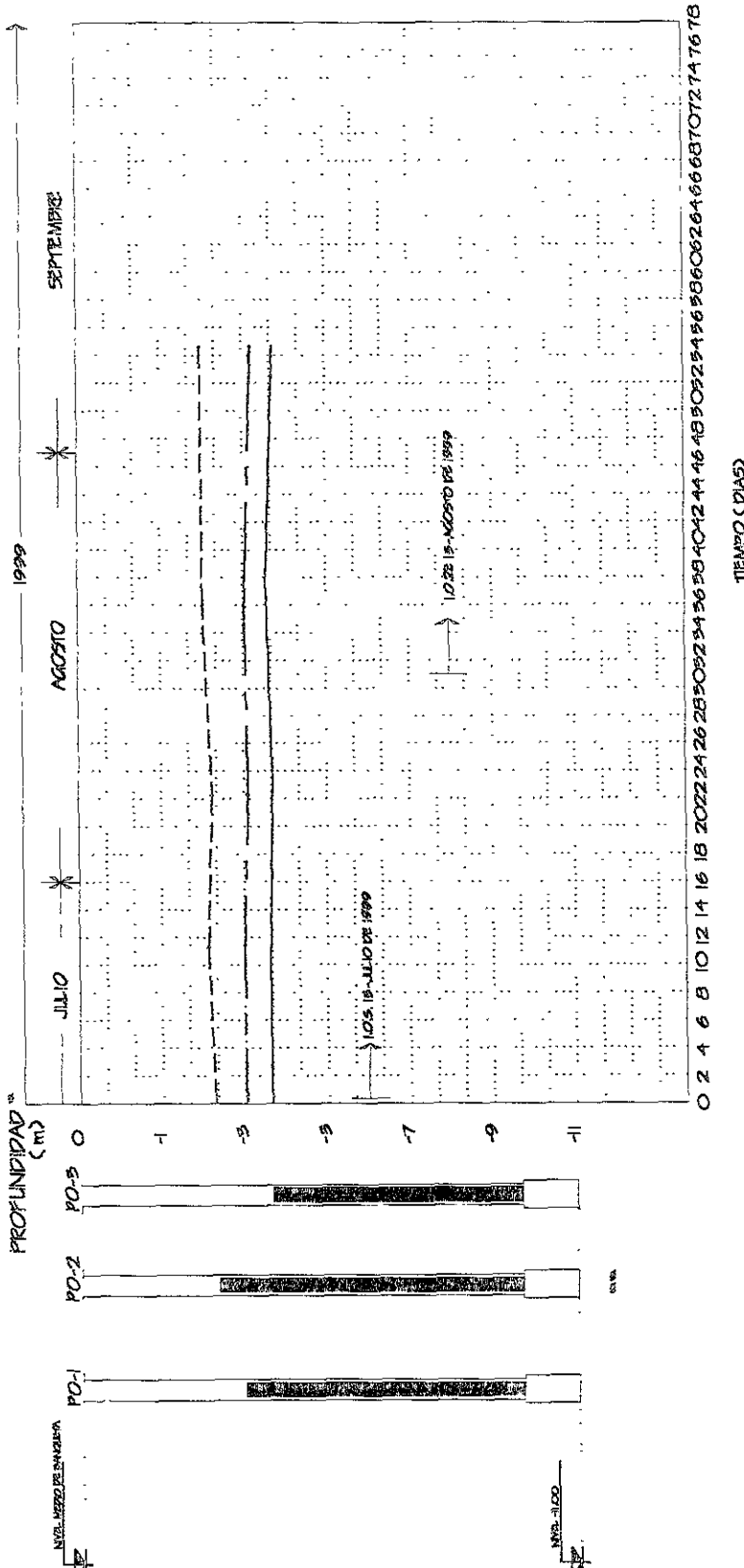
NOMENCLATURA DE EVENTOS
 10.5.1 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA "A" EN
 10.22 INICIO DE OPERACION "B" EN

NOTAS:
 * LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL MEDIO DE BANQUETA
 ** EN PIEZOMETROS INSTALADOS POR IRE

SIMBOLOGIA

PZ-2 B ———
 PZ-5 B - - - -
 PZ-1 ESTACION PIEZOMETRICA
 PZ-B CELDA "B"

RESULTADOS EN PIEZOMETROS ABIERTOS ENTRE 32.00 Y 35.00 m DE PROFUNDIDAD
 (ACTUALIZADO AL 8 DE SEPTIEMBRE DE 1999)



NOMENCLATURA DE EVENTOS
 1.0.5-1 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 1.0.22 INICIO DE OPERACION 2ª ETAPA

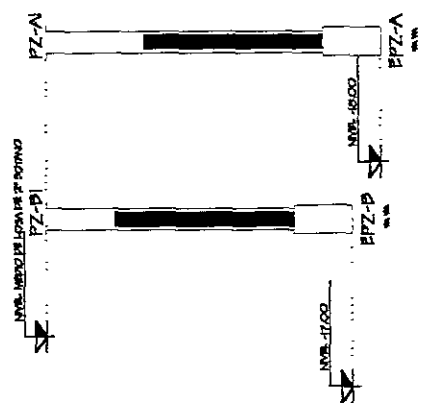
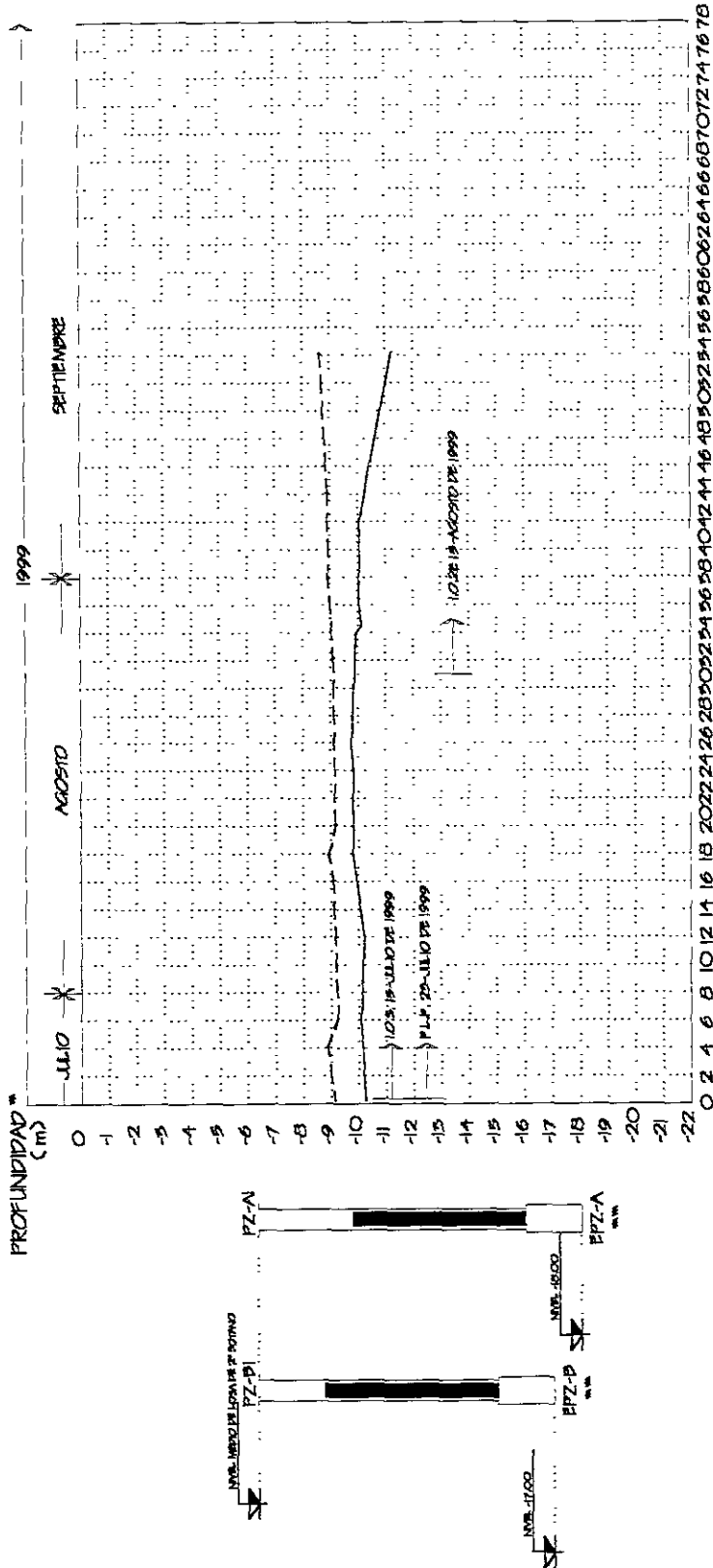
NOTAS:
 1. LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL MEDIO DE BANQUETA
 2. LOS PEZOMETROS INSTALADOS POR G4

SIMBOLOGIA

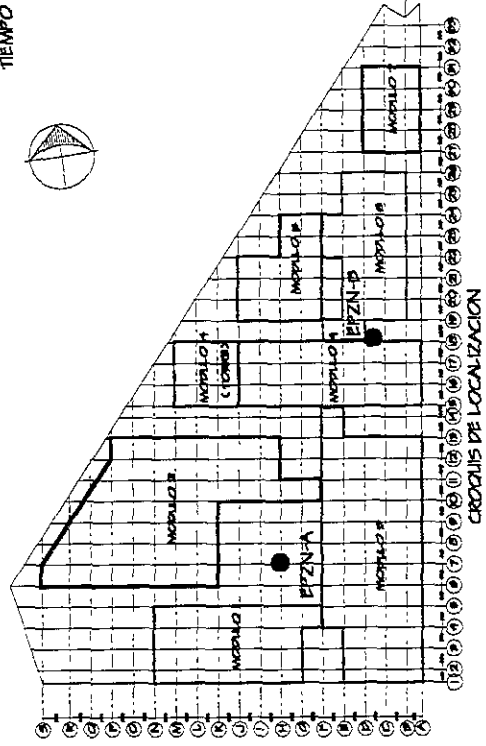
PO-1 ———
 PO-2 ———
 PO-5 ———
 PO-1 POZO DE OBSERVACION

RESULTADOS EN POZOS DE OBSERVACION A 11.00 m DE PROFUNDIDAD
 (ACTUALIZADO AL 8 DE SEPTIEMBRE DE 1999)

Figura # 61

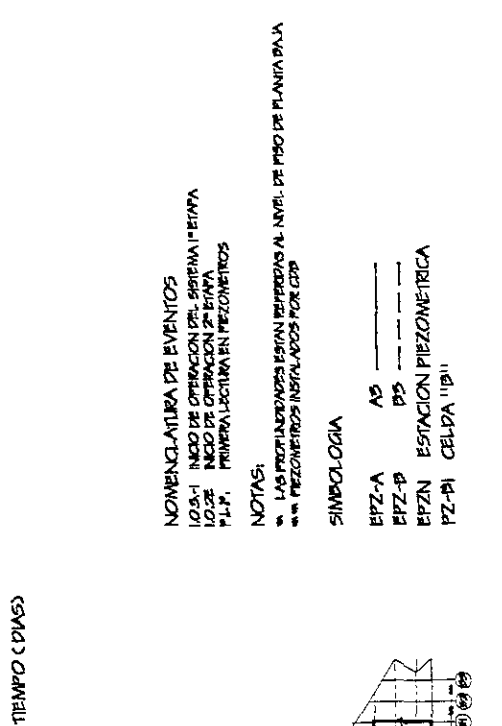
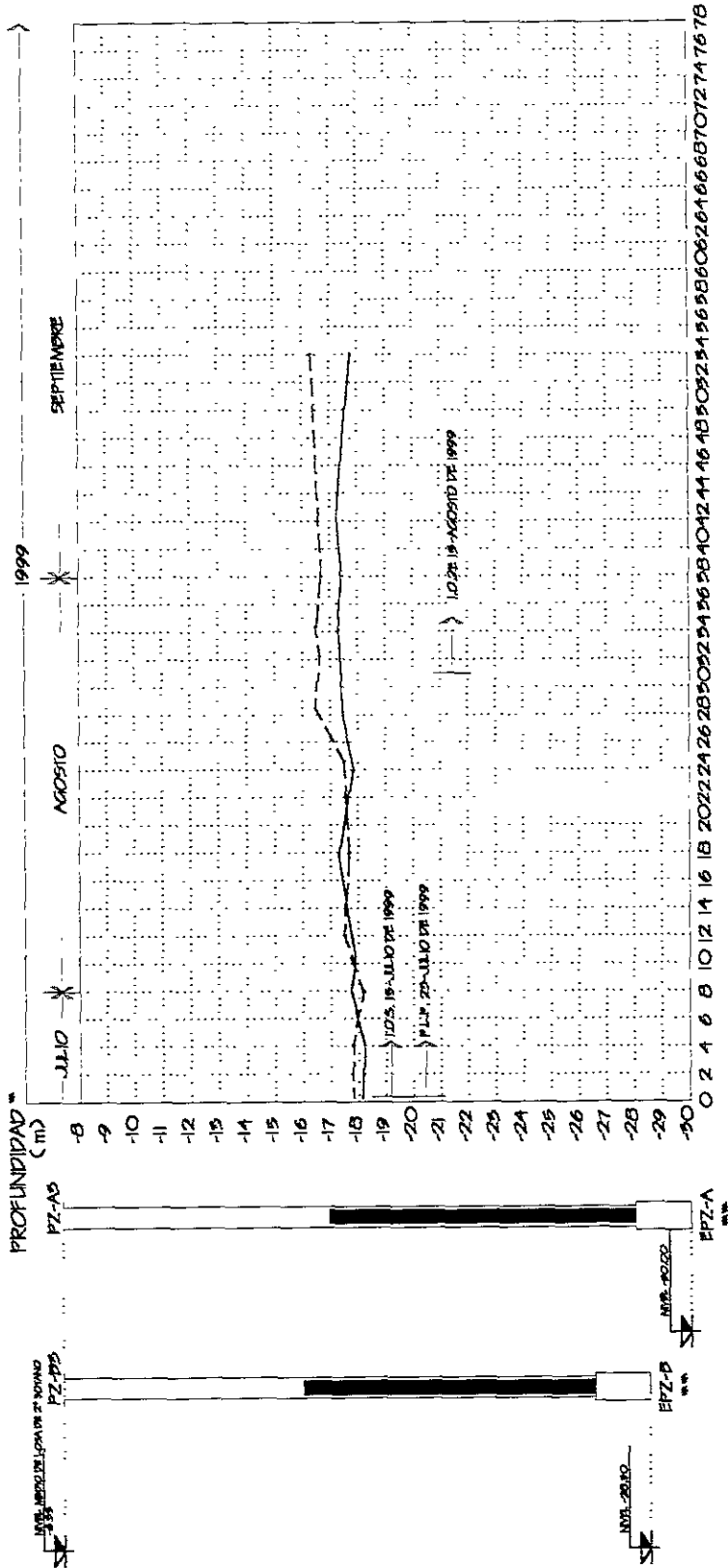


- NOMENCLATURA DE EVENTOS**
- 10.07.99 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 - 29.07.99 INICIO DE OPERACION 2ª ETAPA
 - 10.08.99 PRIMERA LECTURA EN PIEZOMETROS
- NOTAS:**
- LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL DE PISO DE PLANTA BAJA
 - PIEZOMETROS INSTALADOS POR CDR
- SIMBOLOGIA**
- PZ-A A
 - PZ-B B
 - PI ESTACION PIEZOMETRICA
 - PZ-BI CELDA "BI"



RESULTADOS EN PIEZOMETROS NEUMATICOS ENTRE 17.00 Y 18.00 m DE PROFUNDIDAD (ACTUALIZADO AL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1999)

Figura # 62



NOMENCLATURA DE EVENTOS
 10.8-1 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 10.22 INICIO DE OPERACION 2ª ETAPA
 11.11 PRIMERA LECTURA EN PIEZOMETROS

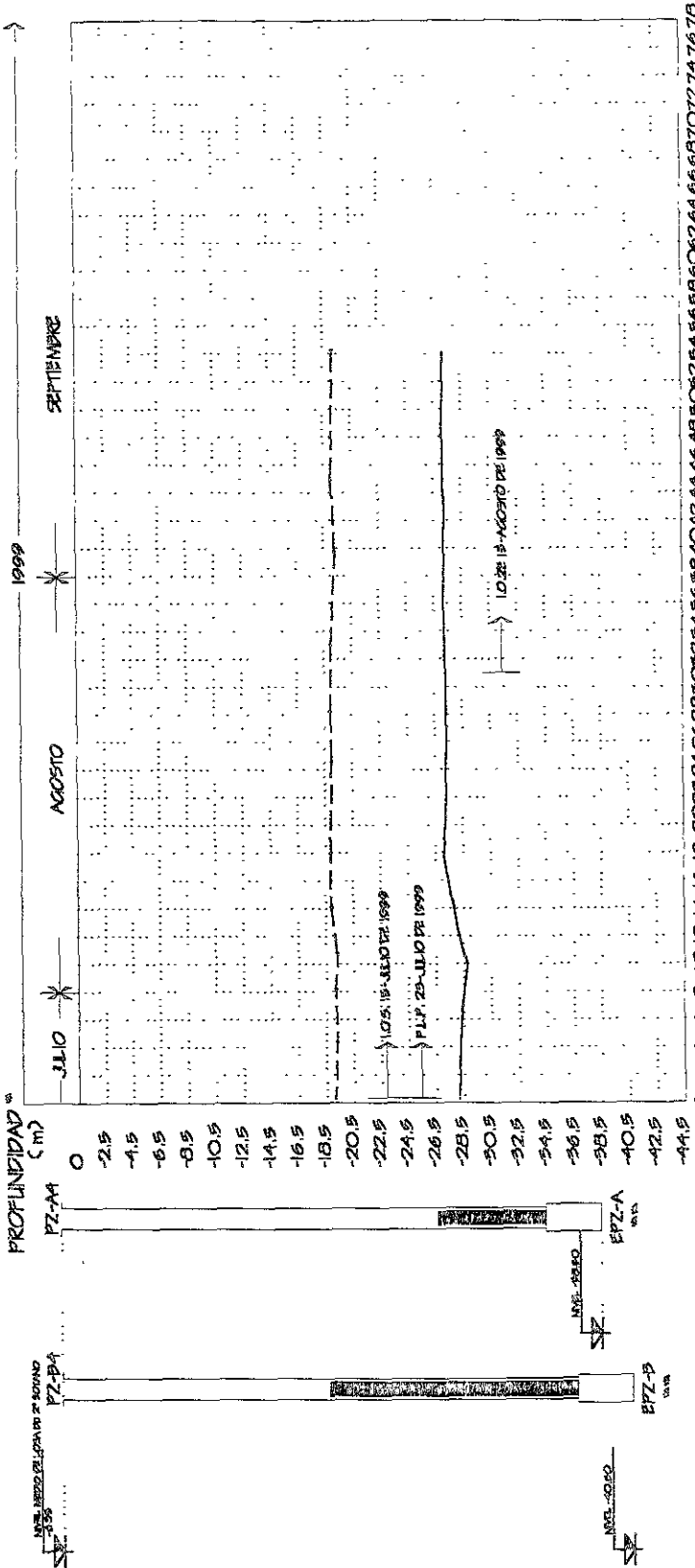
NOTAS:
 * LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL DE PISO DE PLANTA BAJA
 ** PIEZOMETROS INSTALADOS POR OSS

SIMBOLOGIA

- EPZ-A AS
- EPZ-B BS
- EPZN ESTACION PIEZOMETRICA
- PZ-PI CELDA "PI"

RESULTADOS EN PIEZOMETROS NEUMATICOS ENTRE 28.50 Y 30.00 m DE PROFUNDIDAD (ACTUALIZADO AL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1999)

Figura # 64

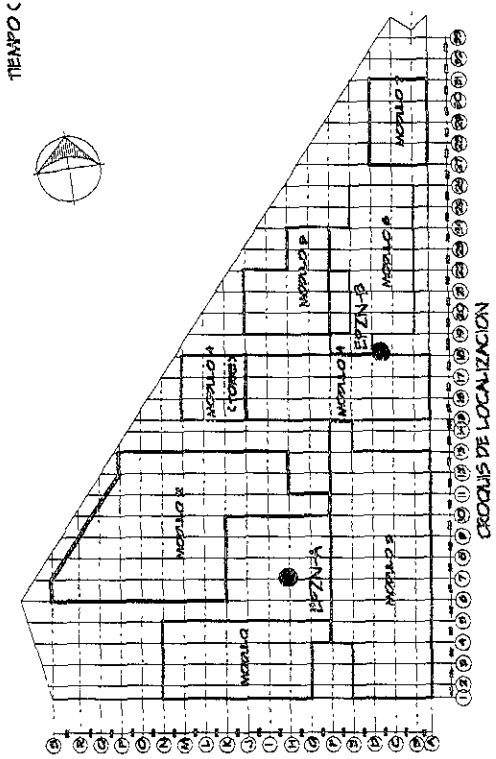


NOMENCLATURA DE EVENTOS
 1.0.5.1 NUDO DE OPERACION DEL SISTEMA 1ª ETAPA
 1.0.2.2 NUDO DE OPERACION 2ª ETAPA
 P.L.F. PRIMERA LECTURA EN PIEZOMETROS

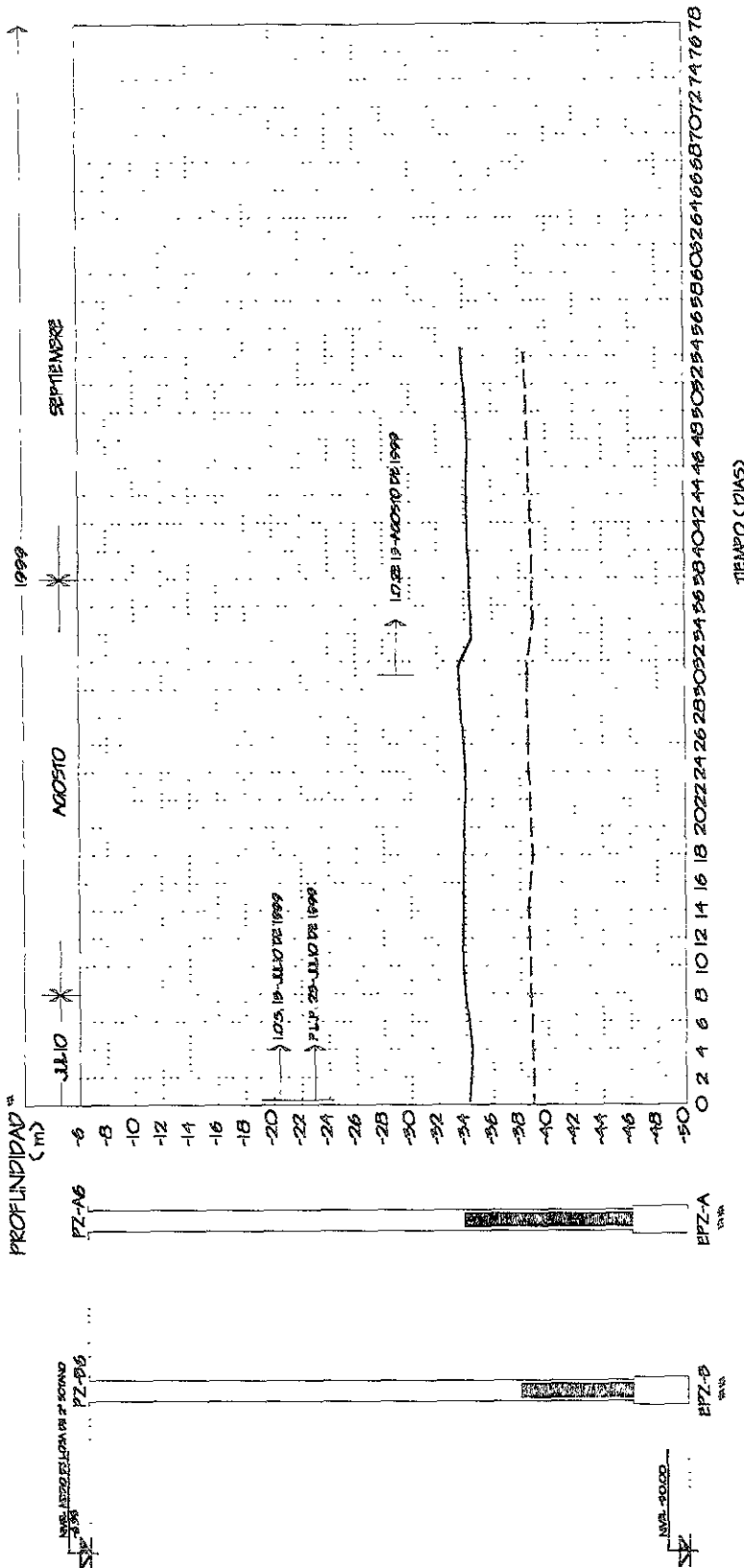
NOTAS:
 1. LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL DE PESO DE PLANTA BAJA
 2. LOS PIEZOMETROS INSTALADOS POR CDR

SIMBOLOGIA

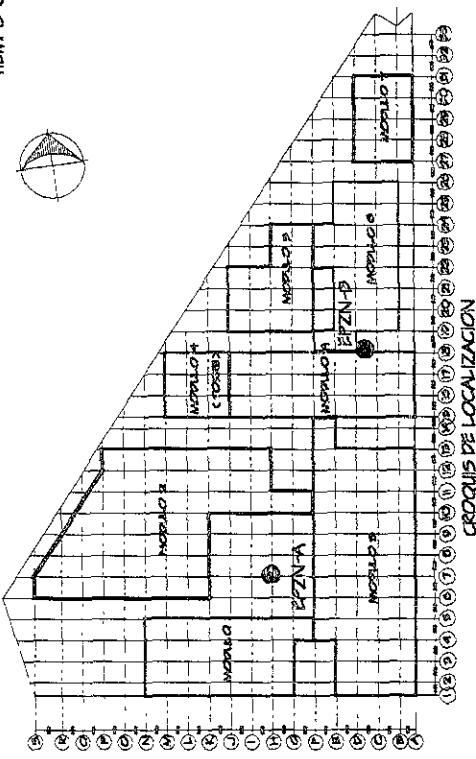
PIEZ-A A4
 PIEZ-B B4
 EPZN ESTACION PIEZOMETRICA
 PZ-B1 CELDA "191"



RESULTADOS EN PIEZOMETROS NEUMATICOS ENTRE 38.30 Y 40.50 m DE PROFUNDIDAD
 (ACTUALIZADO AL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1999)



TIEMPO (DIAS)



NOMENCLATURA DE EVENTOS
 10.5.19 INICIO DE OPERACION DEL SISTEMA 1º ETAPA
 10.28.19 INICIO DE OPERACION DE 2º ETAPA
 P.L.P. PRIMERA LECTURA EN PIEZOMETROS

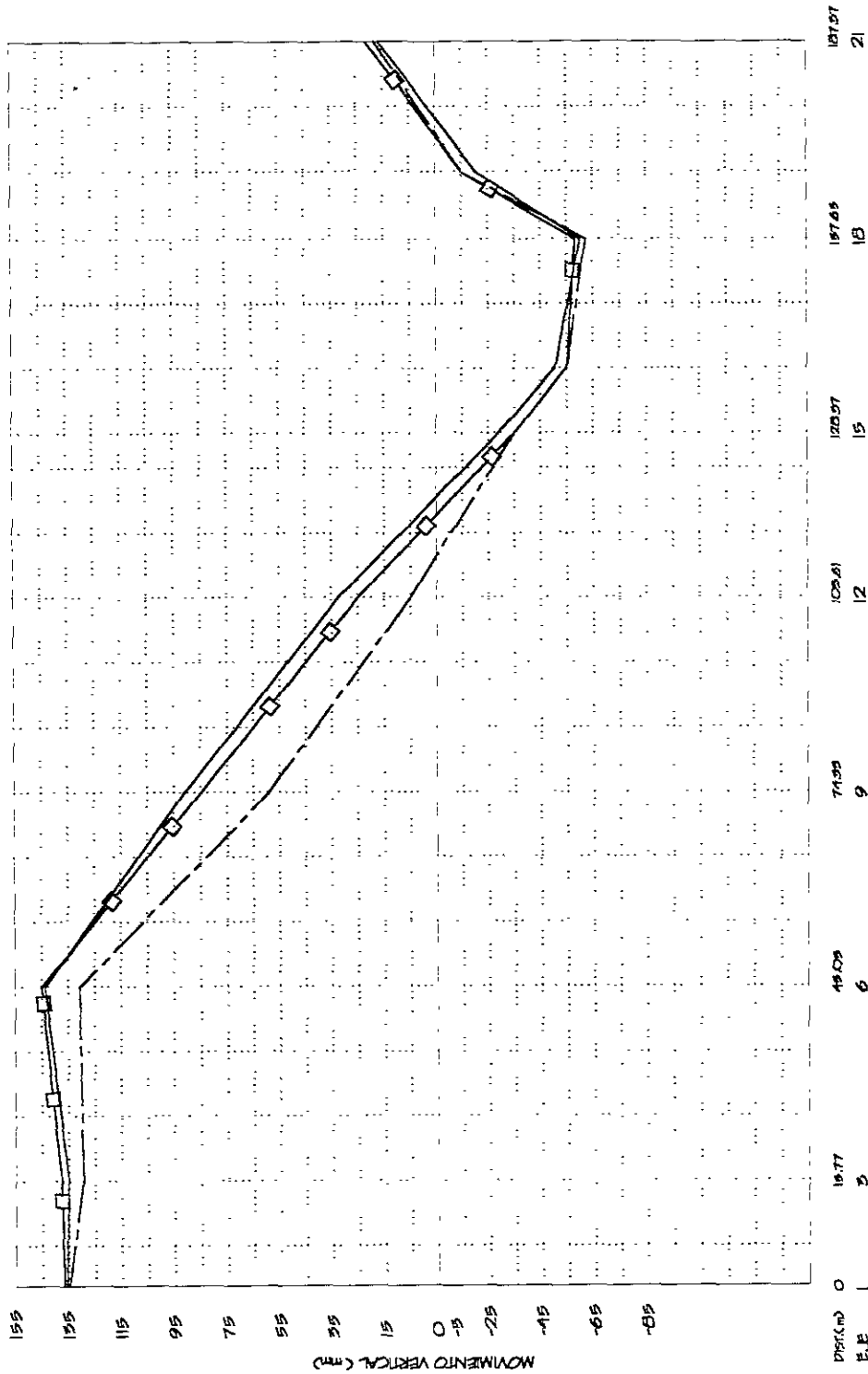
NOTAS:
 * LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL NIVEL DE PISO DE PLANTA BAJA
 ** PIEZOMETROS INSTALADOS POR CDB

SIMBOLOGIA

BPZ-A A6 ———
 BPZ-B A6 ———
 BPZ-B ESTACION PIEZOMETRICA
 PZ-B1 CELDA "B"

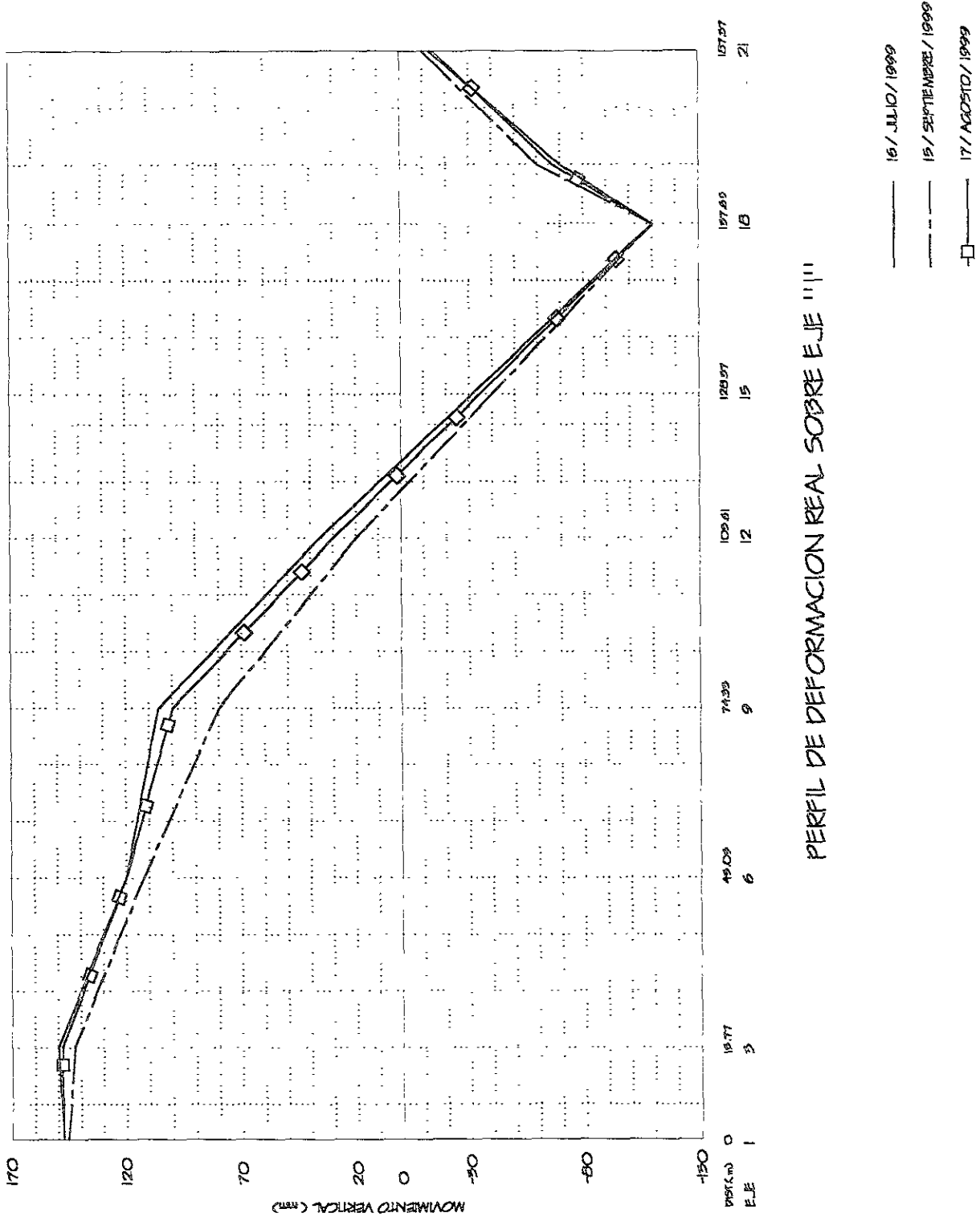
RESULTADOS EN PIEZOMETROS NEUMATICOS a 50.00 m DE PROFUNDIDAD
 (ACTUALIZADO AL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1999)

Figura 5.67



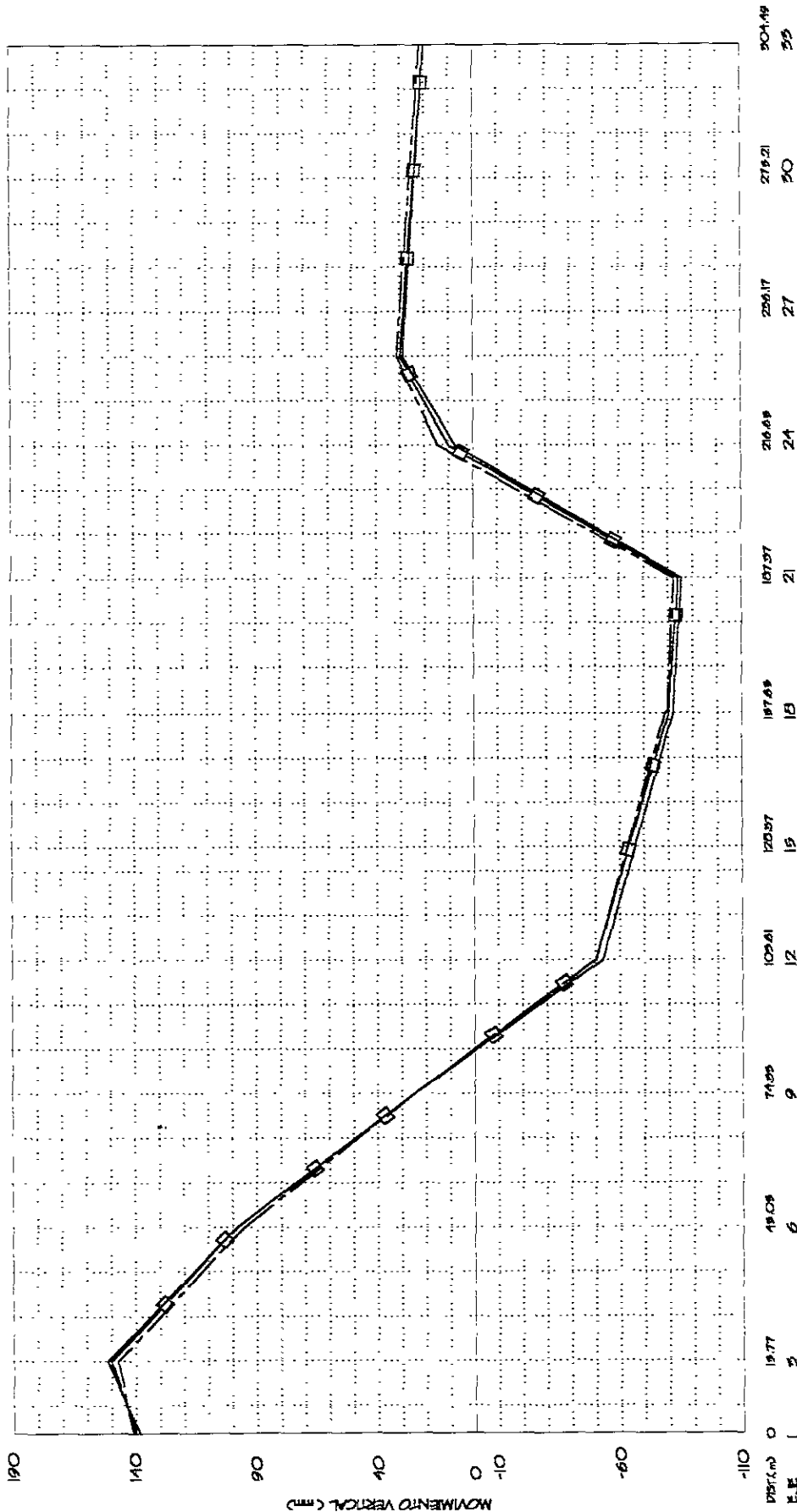
PERFIL DE DEFORMACION REAL SOBRE EJE "K"

— 16/ JULIO/ 1999
 - - - 15/ SEPTIEMBRE/ 1999
 -□- 17/ AGOSTO/ 1999



PERFIL DE DEFORMACION REAL SOBRE EJE "1"

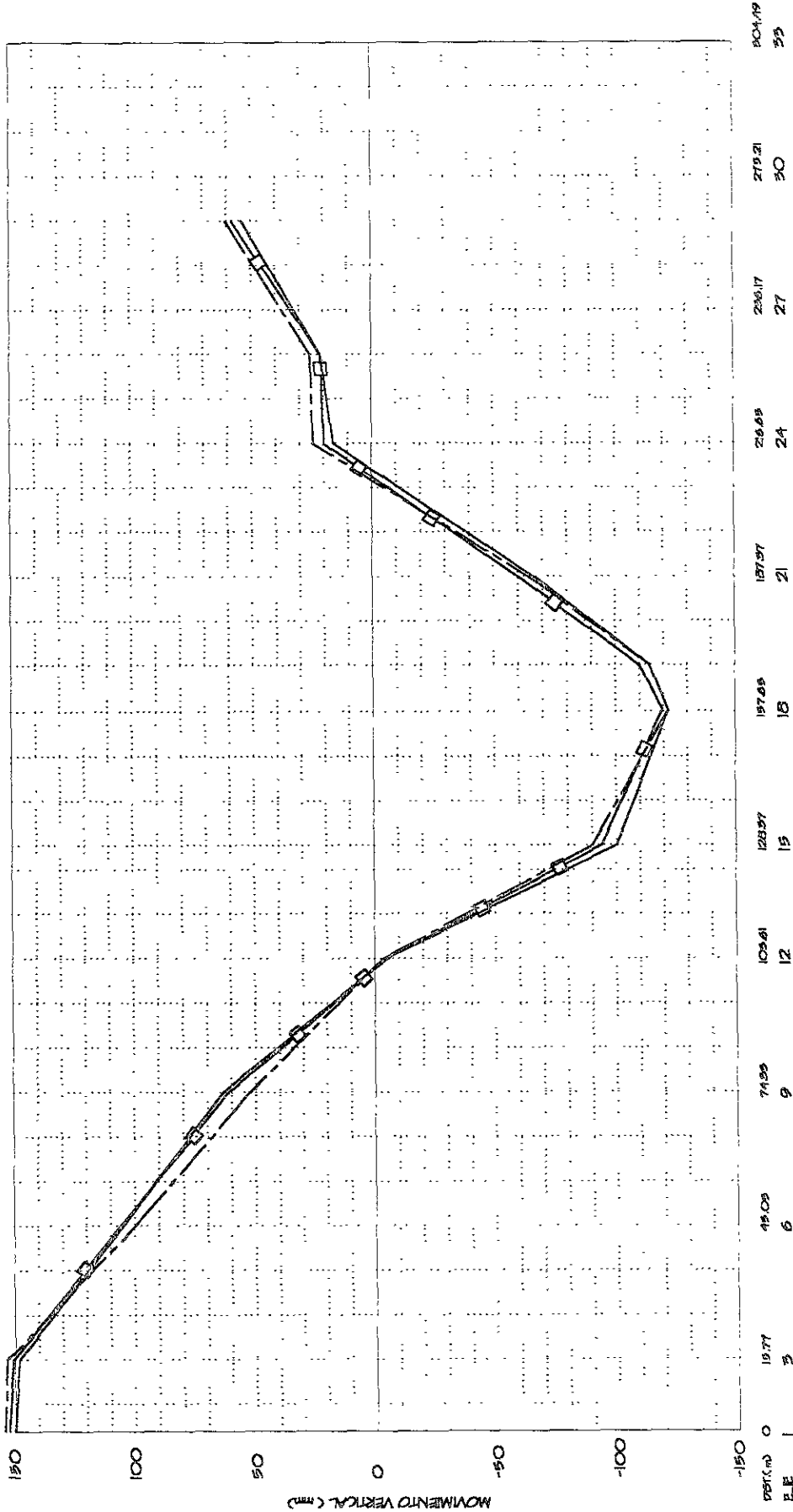
Figura # 70



PERFIL DE DEFORMACION REAL SOBRE EJE "C"

— 16/ JULIO/ 1999
 - - - 15/ SEPTIEMBRE/ 1999
 -□- 17/ AGOSTO/ 1999

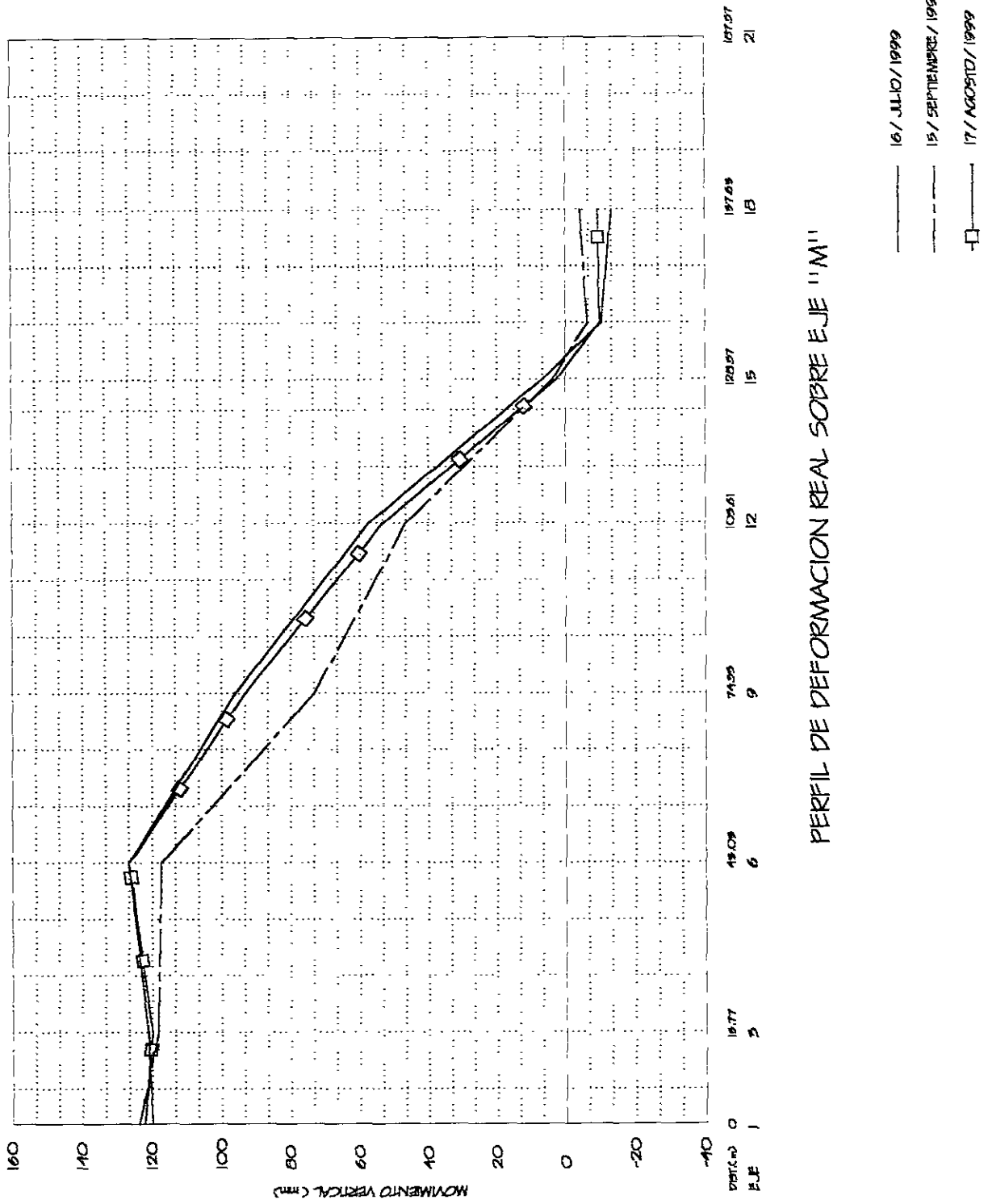
Figura # 71



PERFIL DE DEFORMACION REAL SOBRE EJE "E"

— 16/ JULIO / 1999
 - - - 15/ SEPTIEMBRE / 1999
 —□— 17/ AGOSTO / 1999

Figura #72



PERFIL DE DEFORMACION REAL SOBRE EJE "M"

Figura # 73

V.3 PROYECCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL INMUEBLE DEBIDO AL MÉTODO DE CORRECCIÓN DE DEFORMACIONES EMPLEADO.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO

El análisis geotécnico que se llevo a cabo, estuvo encaminado a determinar los cambios volumétricos en la masa del subsuelo debidos a la variación de esfuerzos inducidos por las propias edificaciones, y el abatimiento regional de presión de poro, los cuales se pueden resumir de la siguiente manera:

- a) Expansiones o asentamientos a largo plazo. Estos movimientos se deben al cambio de esfuerzos que induce la condición de compensación que se presenta en las diversas áreas del conjunto. El cambio de esfuerzos se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \pm \Delta \sigma_{comp} \quad \dots(1)$$

Donde:

σ_0 Es el esfuerzo efectivo en el subsuelo antes de la excavación y construcción de Conjunto Hidalgo.

$\Delta \sigma_{comp}$ Es el incremento de presiones debido a la condición de compensación en cada área del Conjunto.

σ_1 Es el esfuerzo efectivo reducido

Para este caso de las deformaciones por cambio de volumen en el subsuelo, se pueden calcular haciendo uso de la teoría de consolidación, según la teoría de "Terzaghi", aplicando el siguiente modelo matemático:

$$\Delta H_{exp} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \dots\dots(2)$$

Donde:

Δe Es el cambio de volumen del suelo medido en la curva, considerando los valores de relación de vacíos asociados a σ_0 y σ_1

e_0 Es la relación de vacíos inicial asociada a σ_0

H Es el espesor del estrato compresible.

- b) **Hundimientos Regionales.** El abatimiento de presión de poro por efecto del bombeo regional muy propio de la Cd. de México, produce a su vez, un cambio de esfuerzos efectivos que se refleja como hundimientos en el subsuelo (ver figura 74).

Este cambio de esfuerzos efectivos, se expresa como sigue:

$$\sigma_i = \sigma_1 + \Delta\mu \dots(3)$$

O bien:

$$\sigma_i = \sigma_0 \pm \sigma_{comp} + \Delta\mu \dots(3')$$

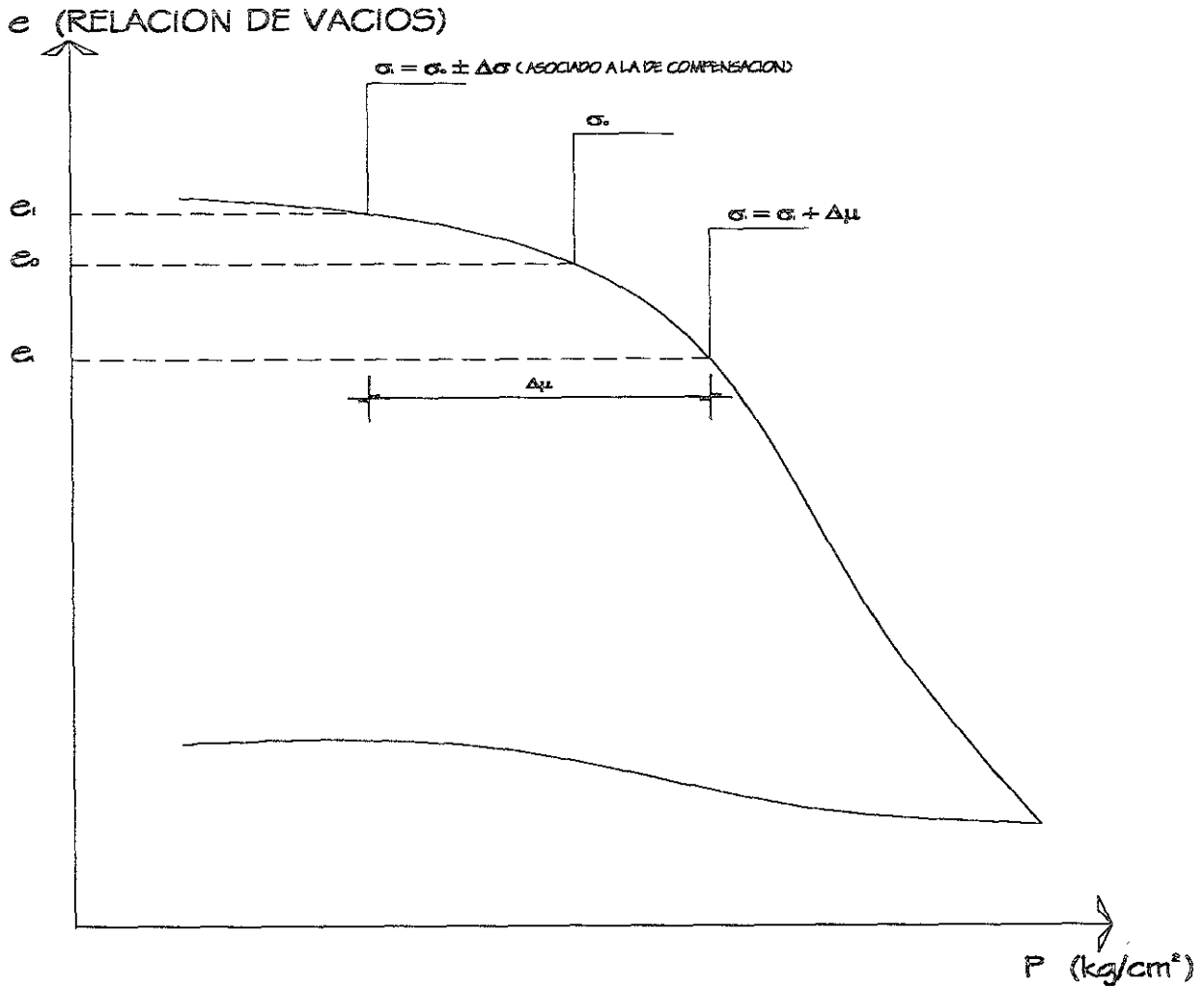
Donde:

σ_1 Es el esfuerzo resultante en el subsuelo, considerando el efecto de la compensación.

$\Delta\mu$ Es la pérdida de presión de poro inducida por el abatimiento regional.

σ_i Es el esfuerzo efectivo en el subsuelo que se modifica en forma continua por efecto de la pérdida de presión.

Para este caso, el hundimiento en el suelo se puede calcular haciendo uso también, de la teoría Universal de Consolidación propuesta por K. Terzaghi, aplicando la expresión 2.



NOMENCLATURA

- σ_1 : ESFUERZO EFECTIVO EN EL SUELO ANTES DE LA CONSTRUCCION
- σ_0 : ESFUERZO EFECTIVO REDUCIDO POR EFECTO DE LA SOBRECOPENSACION
- σ_2 : ESFUERZO MODIFICADO POR BOMBEO REGIONAL

ANALISIS DE MOVIMIENTOS VERTICALES

Figura # 74

Un aspecto de fundamental importancia es el referente al rango de esfuerzos efectivos, sobre el cual puede actuar en el subsuelo la pérdida de presión de poro que se presenta en la manzana. Esto es, la zona donde se tiene una condición de compensación alta y donde en consecuencia el alivio de esfuerzos es importante, el incremento de presiones $\Delta\mu$ actúa sobre un suelo preconsolidado, quedando acotadas las variaciones de esfuerzos en la rama de recompresión; mientras en aquellas zonas donde el alivio es menor, e inclusive se indujo una sobrecarga al suelo, el incremento de presiones se presenta sobre la rama virgen, obteniéndose un esfuerzo efectivo mayor al esfuerzo crítico de preconsolidación, situación que modifica la relación esfuerzo-deformación tiempo del suelo, aún para un $\Delta\mu$ constante, lo que provoca a su vez, un hundimiento regional diferencial en el subsuelo, al modificarse el módulo de compresibilidad del suelo a pesar de que el abatimiento de presiones se presenta de manera uniforme.

Este fenómeno de expansión aparente, conjugado con la diferente compresibilidad del suelo que se reportó en la zona del módulo 4, son los factores que han influido en el comportamiento del subsuelo sobre el cual se haya apoyado el Conjunto Hidalgo.

Lo anterior se puede ratificar al observar los perfiles de deformación teóricos que se calcularon a partir de la distribución de esfuerzos según Boussinesq que se presenta en el subsuelo, considerando la condición de compresión en todo el conjunto, lo que permitió calcular el valor de las expansiones a largo plazo (ver figuras 75 y 76).

Posteriormente y tomando en cuenta el nuevo estado de esfuerzos en el subsuelo, se procedió a evaluar el hundimiento regional, atendiendo la magnitud de las pérdidas de presión que se han reportado en los últimos años, según los reportes existentes de instrumentación.

En rigor, el cambio de esfuerzos efectivos en el subsuelo, debido a las condiciones de compensación y abatimiento, se han dado en forma gradual y simultánea, en el periodo que ha transcurrido desde la construcción del conjunto hasta la fecha; sin embargo, ante la imposibilidad de contar con precisión la evolución de las presiones y considerando, además, que el efecto de la descarga ya se dio en gran medida en el subsuelo, la secuencia de cálculo que se muestra en la figura 75 y 76, representa el efecto global de deformaciones volumétricas en el subsuelo, considerando que han transcurrido más de 10 años después de la construcción de la mayoría de los módulos, incluyendo la construcción de los sótanos en toda el área de la manzana. Lapso de tiempo en el cual teóricamente ya se manifestó prácticamente el 100% de los cambios volumétricos asociados al cambio de esfuerzo inducido por la propia obra.

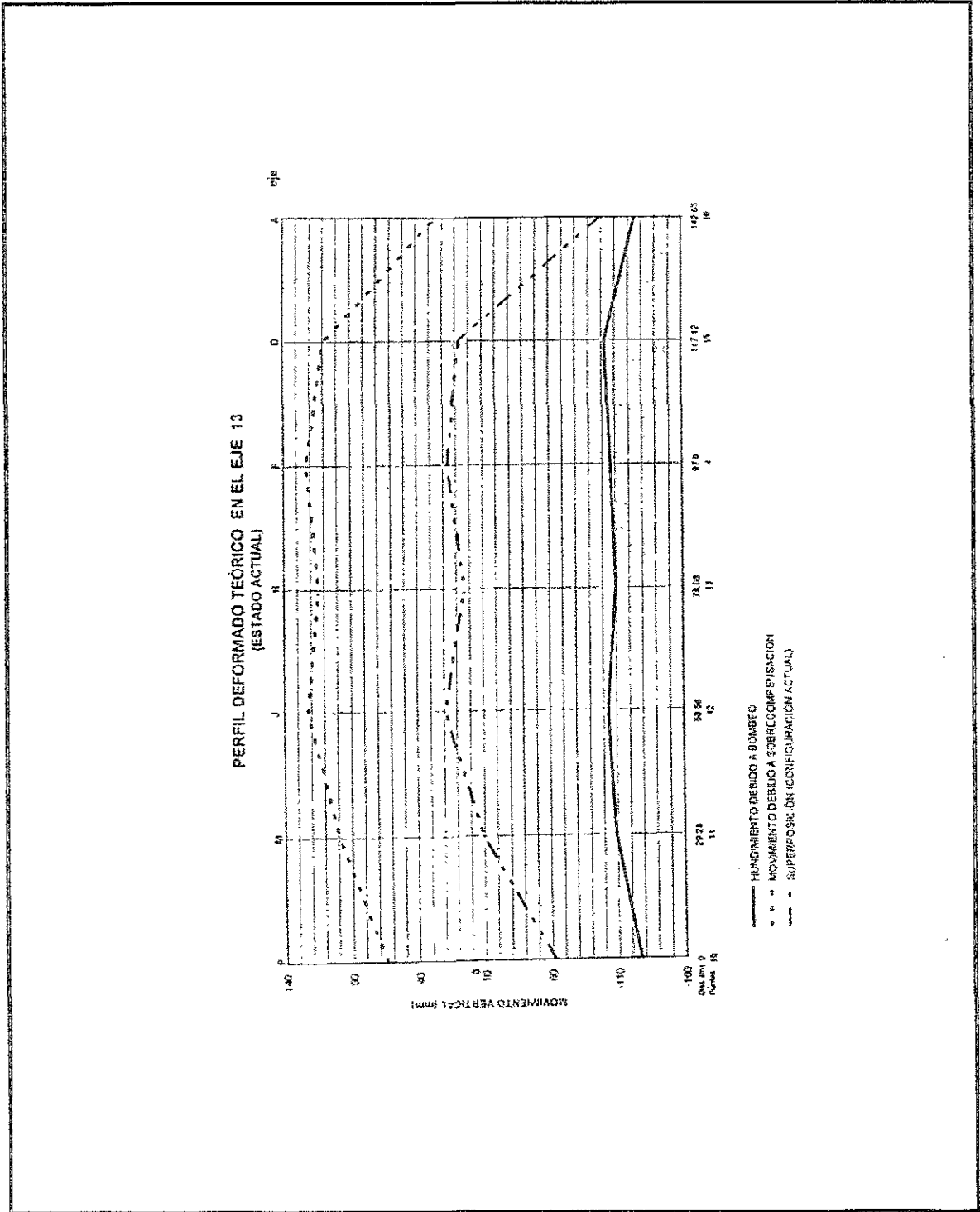


Figura # 76

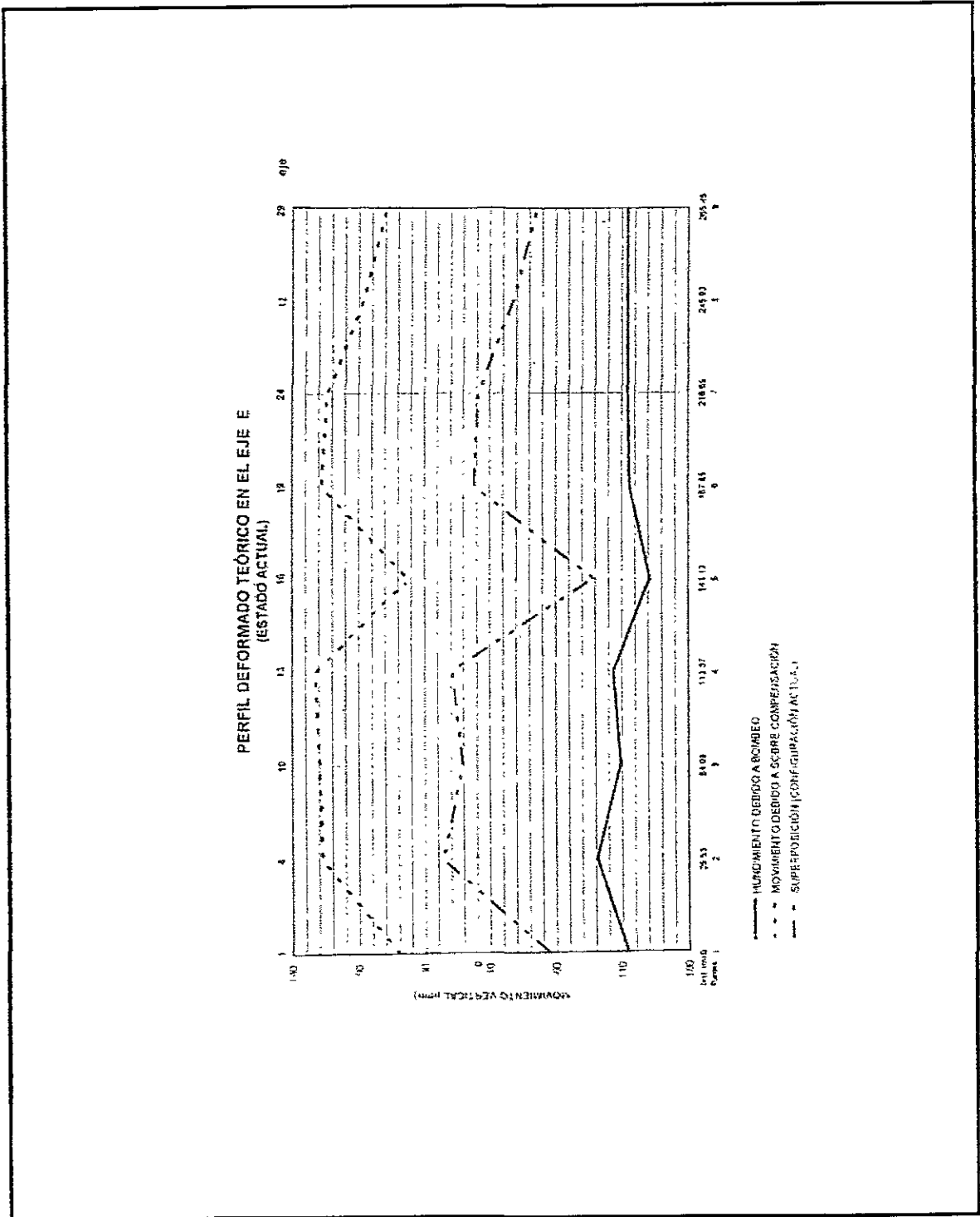


Figura # 75

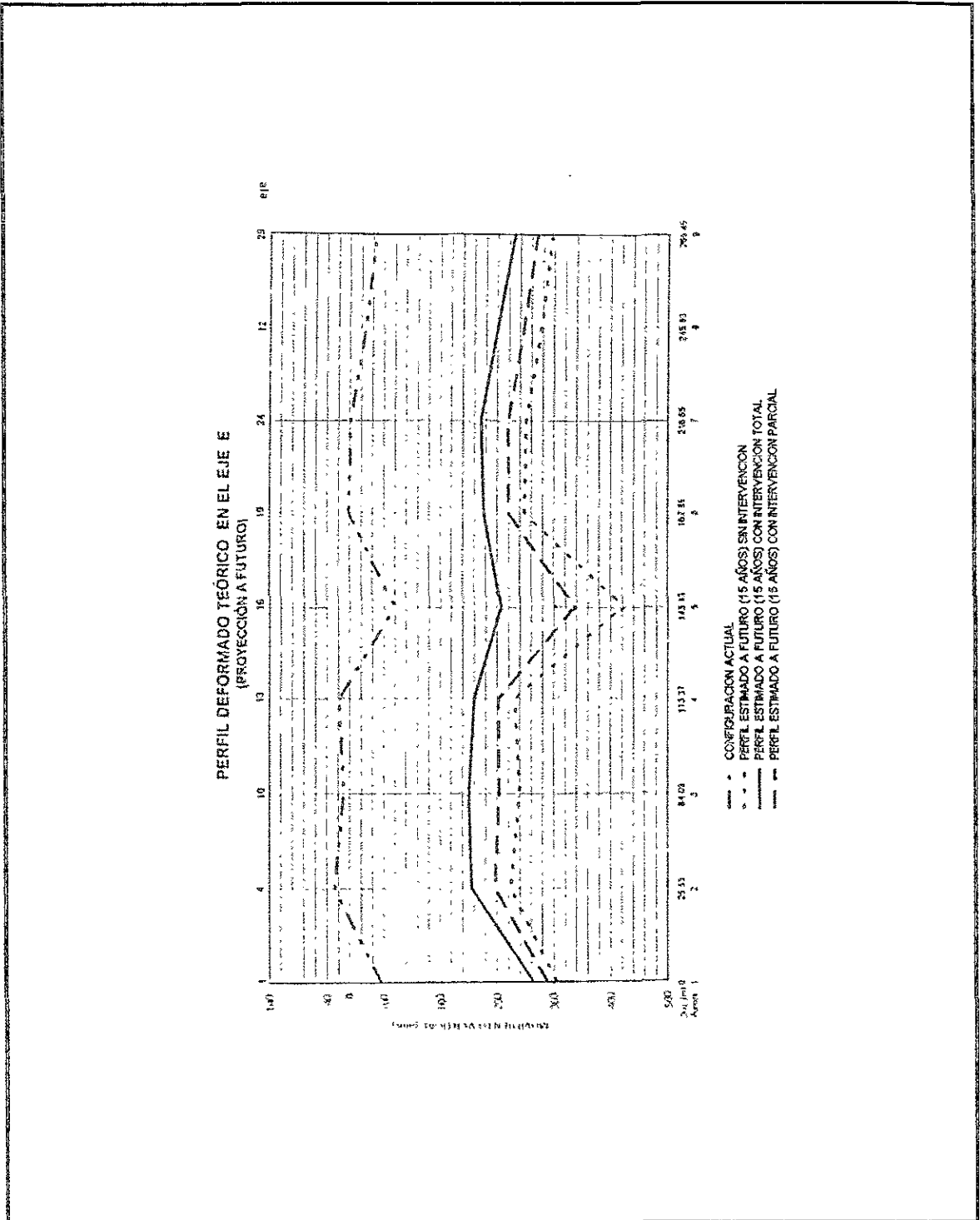
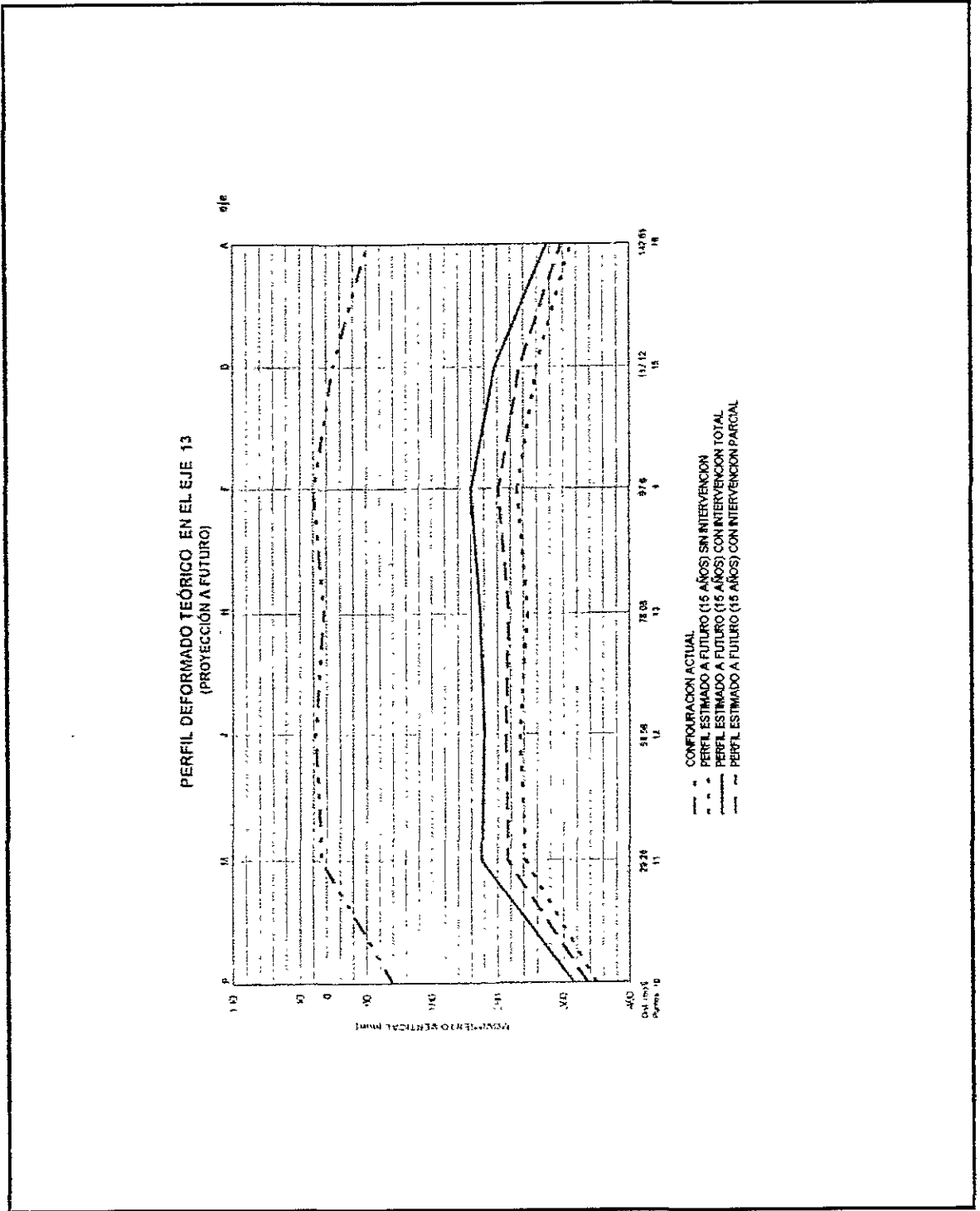


Figura # 77



Las deformaciones volumétricas se calcularon en el subsuelo seleccionando los puntos de los ejes E y 13, los cuales son representativos del comportamiento del conjunto en las direcciones norte-sur y oriente-poniente respectivamente. A partir de los resultados obtenidos, se graficaron los perfiles de deformación que se muestran en las figuras 75 a 78, y en ellos se puede advertir:

- a) La configuración de los perfiles deformados de expansión por efecto de la descarga, son congruentes con la distribución de compensación en la manzana que abarca el conjunto, teniéndose una variación brusca en el módulo 4.
- b) Los hundimientos calculados teóricamente por bombeo, si bien no tienen la variación tan brusca del caso anterior, presentan cambios importantes de hasta 20 cm adicionales en el entorno del módulo 4 y 18 cm en la franja acotada por los ejes 1 a 4.
- c) El perfil que resulta de superponer los dos efectos comentados anteriormente, es similar en forma pero no en magnitud, respecto a los perfiles de deformación que se han levantado topográficamente, y como se observa en las figuras 75 y 76 el aspecto que más ha influido en la configuración actual, es la sobrecompensación heterogénea que se presenta en el conjunto.

Bajo estas condiciones, se procedió a calcular los hundimientos esperados en los próximos 15 años, considerando la misma velocidad de abatimiento de presiones que se ha reportado en el periodo de tiempo que lleva construido el conjunto. Así mismo, se consideraron para este cálculo, el estado de esfuerzo actual y el estado de esfuerzo modificado que se obtendría en el subsuelo si se decidiera posteriormente, colocar un lastre en el interior del edificio en la forma que se muestra en la figura 77 y 78, o bien si se decide continuar con el sistema de pozos de inyección y bombeo.

Para el análisis de abatimiento de presiones en la fase líquida del suelo, se consideró que el pozo es perforado en estrato no confinado, el cual se encuentra subestratificado, y basándose en los postulados de Henri Darcy, se pueden deducir las siguientes expresiones según el Dr. L. Zeevaert, para el cálculo del gasto y la curva de abatimiento en los pozos:

$$q = \frac{\Pi k_h (d_0 + y_0)}{\text{Ln} \frac{R_0}{Y_0}} S_0 \dots (4)$$

$$Y = \sqrt{\left(\frac{qLn \frac{r}{r_0}}{\Pi k_h} \right) + Y_0^2} \quad \dots(5)$$

Donde:

$$k_h = \frac{\sum k_i d_i}{d_0} \quad \dots(6)$$

Siendo:

d_0 Espesor del estrato perforado (por debajo del NAF)

k_i Permeabilidad del substrato i

d_i Espesor del substrato i

Y_0 Nivel de aguas respecto al fondo del pozo

R_0 Radio de influencia del pozo, dado por:

$$R_0 = CsS_0 \sqrt{k_h} \quad \dots(7)$$

S_0 Abatimiento de presión en el pozo

r_0 Radio del pozo

r Distancia a la cual se calcula el abatimiento ($r < R_0$)

La curva de abatimiento así obtenida, corresponde al efecto producido por un solo pozo, y si la separación entre pozos es menor que el radio de influencia, como es deseable que ocurra, la

curva de abatimiento que se presenta entre los pozos, será la obtenida al suponer el efecto de los dos pozos.

A partir de los resultados obtenidos en las lecturas de los instrumentos y de las mediciones topográficas, se pueden comentar los siguientes aspectos sobre la operación y eficiencia de las etapas 1 y 2 del sistema de pozos de inyección y bombeo para controlar los hundimientos diferenciales en el Conjunto Hidalgo.

- a) La operación de los pozos de bombeo e inyección repercutió de manera inmediata en las condiciones hidráulicas del subsuelo, al observarse en los piezómetros neumáticos de la estación "A", cercana al grupo de pozos de bombeo, un cambio significativo en la velocidad de abatimiento de presiones, que se manifestó como hundimientos en el subsuelo.
- b) En los piezómetros de la estación "B", instalados a 17.00 m y 28.50 m de profundidad, cercanos al grupo de pozos de inyección, se advierte una recuperación de la presión de poro; sin embargo no es posible afirmar que dicha condición se manifiesta todavía como una reducción importante en la velocidad de hundimientos en el módulo IV. Sin embargo se observa con claridad, que a partir del segundo mes, la utilidad de los pozos de inyección, para evitar que el efecto de bombeo se manifieste en el entorno del Módulo IV.
- c) Durante el primer mes de operación del sistema, se observó una respuesta inmediata en el subsuelo que refleja la gran sensibilidad de los estratos compresibles de la deformación arcillosa superior, bajo el efecto de abatimiento de presión de poro, acentuándose dicho efecto durante el segundo mes de operación. Así mismo, se observó en las primeras etapas, una eficiencia sobresaliente de la red de bombeo para lograr el abatimiento previsto en el proyecto en cada pozo.
- d) En la Plaza Principal y el Módulo II, se advierte con claridad un cambio en la tendencia histórica de emersión aparente, debido al abatimiento de la presión de poro del subsuelo, inducido por la operación de los pozos de bombeo, registrándose al término del primer mes, un asentamiento de 8.00 mm y de 26.00 mm en el bimestre, por lo que es necesario racionalizar la operación de los pozos de bombeo para reducir la velocidad de hundimiento.
- e) Es preciso establecer un seguimiento en las placas de neopreno, en aquellas columnas donde históricamente se han presentado los movimientos diferenciales más importantes en la superestructura. De igual forma, con base a la respuesta obtenida en los dos primeros meses de operación del sistema, es conveniente complementar el grupo de piezómetros, para poder efectuar oportunamente los ajustes que procedan al programa inicial de operación.

Las recomendaciones subsecuentes a los resultados antes mencionados correspondientes a las etapas iniciales del sistema son:

Con el propósito de atenuar la velocidad de hundimientos en el subsuelo, por el efecto de la operación de los pozos de bombeo en la zona acotada entre los ejes 3 a 16 y A a R, es necesario modificar el nivel dinámico de operación de -28.50 a -17.50 m, medidos a partir del piso de planta baja, esta disposición se aplicará a los pozos de bombeo de las etapas 1, 2 y 3.

Para conocer la evolución de los movimientos de las ménsulas metálicas con condiciones críticas de deformación en las placas de neopreno, es necesario instalar un grupo de medidores de juntas tridimensionales, para estar en posibilidad de correlacionar dichos movimientos con los inducidos en el subsuelo por efecto de operación del sistema de pozos.

CAPÍTULO VI.

CONCLUSIONES.

CONCLUSIONES.

El Conjunto Hidaigo. es un inmueble formado por edificios de diferentes geometrías, y niveles que varían de dos a siete sobre el nivel de banquetea, con dos niveles de sótano comunes para toda el área que ocupa el conjunto, desplantado sobre un suelo típico de la "Zona III o del Lago", clasificada en el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, el cual, esta dividido en: manto superficial; formación arcillosa superior; primera capa dura, formación arcillosa inferior; y por último segunda capa dura o depósitos profundos.

De acuerdo a las características físicas y funcionales del inmueble, la cimentación esta formada por medio de un cajón de cimentación ligado a pilotes de fricción que trabajan a tensión.

La ubicación del inmueble en el Valle de México, y esté último en el eje neovolcánico mexicano, implica una mayor vulnerabilidad a las vibraciones propias del lecho fangoso por las ondas sísmicas que arriban al valle y que quedan atrapadas en esta zona, provocando amplificaciones del movimiento del movimiento del terreno y que pueden afectar de manera considerable, la estabilidad de la estructura.

Es probable que los sismos que ocurren en el Valle de México tengan su origen en las antiguas fallas que formaron la cuenca y en la intensa actividad volcánica que existe en el valle. Sin embargo se ignora casi totalmente del origen exacto de la actividad sísmica vecina a la Ciudad de México. El motivo de esta falta de conocimiento se debe a la magnitud tan pequeña de los sismos locales (generalmente menor de 4.0) que los hacen muy difíciles de estudiar y, por otro lado, a la carencia dramática de estaciones sismológicas en la región.

En el periodo comprendido entre 1981 y 1988, se terminó el 27% de la construcción del conjunto, el 34.9% se encontraba en obra parcialmente terminada, y el 37.5% era por construirse. De 1988 a 1993, se hicieron los trabajos correspondientes a la conclusión del proyecto faltante.

Las condiciones de sobrecompensación son excesivas y variables; las condiciones de compresibilidad diferentes a que quedan sujetos los depósitos arcillosos que subyacen a la estructura, debido a que la sobrecompensación transmite al subsuelo disminuciones de esfuerzos efectivos, resultando que la diferencia entre estos y el esfuerzo de preconsolidación sea variable, lo que origina que los abatimientos piezométricos produzcan un mayor hundimiento donde la sobrecompensación es menor que en zonas, donde, debido a la mayor sobrecompensación, la disminución de los esfuerzos efectivos es tal, que sumados a ellos el incremento de esfuerzos por abatimientos piezométricos no rebasa el esfuerzo de preconsolidación, produciéndose un

hundimiento menor, que comparado con el hundimiento que se tiene en las zonas de menor sobrecompensación, resulta una emersión aparente de la zona más sobrecompensada.

Estos factores provocan en la estructura una distorsión angular (relación entre la expansión diferencial y el claro) mayor a la permisible, ocasionando la falla en los puntos de unión de los elementos estructurales.

Los pilotes hincados bajo los sótanos soportan esfuerzos de tensión a corto plazo, restringiendo las expansiones en ese periodo, sin embargo, a largo plazo y bajo condiciones de hundimiento regional, los pilotes producen efectos negativos en el comportamiento de la estructura.

Entre el periodo de 1982-1989, se pudieron registrar movimientos que oscilan entre 10 mm y 301 mm, que se deben principalmente al hundimiento provocado por los abatimientos piezométricos.

A finales de 1993 se presentan fallas en la estructura del Módulo III, debido a la distorsión angular inducida principalmente, por la desproporcionada extracción de agua en la zona.

La aplicación de lastre, depende directamente del grado de sobrecompensación y de la presión aplicada por la estructura sobre el suelo, teniendo mayor magnitud de lastre en zonas donde la sobrecompensación es mayor y la presión aplicada por la estructura es menor.

El lastre aplicado para dar solución a los hundimientos diferenciales que provocaron la falla en la estructura, provocó un asentamiento mayor en el lado norte de la plaza principal, entre los módulos 1, 2 y 3, y de menor intensidad en el costado sur de la misma plaza. En cambio en la plaza de acceso (entre ejes 1-3 y E-G), no se presentaron cambios en la velocidad de emersión.

Después de analizar los estudios realizados en el Conjunto Hidalgo, con respecto a los hundimientos diferenciales, este, se puede dividir en dos zonas: Zona A, delimitada por los ejes 13-22 y A-M, donde se han reportado asentamientos hasta de 90 mm; a ambos lados de esta zona, en sentido norte y sur del conjunto, se define la Zona B, donde se han presentado movimientos de expansión de 120 mm al sur y 60 mm al norte.

El sistema para el control de las deformaciones diferenciales, consiste en un sistema de pozos de inyección, bombeo e inyección-bombeo, en donde los pozos de inyección tienen como objetivo mantener la presión de poro en los lentes permeables intercalados en la formación arcillosa superior, para reducir a la vez, la velocidad de hundimientos; los pozos de bombeo tienen el propósito de contrarrestar la tendencia de emersión aparente en las áreas donde la edificación

presenta los máximos valores de sobrecompensación; por último, los pozos de inyección- bombeo tienen la finalidad de controlar, y en su caso, uniformizar las condiciones de abatimiento o recuperación de la presión de poro en el subsuelo.

Como resultado de la primera y segunda etapa del proceso, se puede ver, que el asentamiento inducido por los pozos de bombeo en la primera etapa resultó de 4 mm/mes, mientras que, en el periodo subsecuente fue de 13 mm/mes, en contraste con la velocidad de emersión aparente de 1.4 mm/mes en el último año, antes de iniciar la operación del sistema. En tanto el hundimiento regional entre 1998 y 1999 varió de 2.9 mm/mes a 4.8 mm/mes.

BIBLIOGRAFIA.

- Amal Simón, Luis. Nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal ilustrado y comentado. México D.F., Trillas, enero 1996.
- Instituto de Ingeniería. El subsuelo de la Ciudad de México, México, D.F., U.N.A.M., 1959.
- COVITUR, Secretaría de Obras. Características geológicas del Valle de México, D.D.F., 1986.
- Comisión Nacional del Agua. "Boletín No. 10 de Mecánica de Suelos", Gerencia de Aguas del Valle de México, 1986
- Díaz Cobo, José Luis. "Comportamiento de Cimentaciones Sobrecompensadas en Suelos con Hundimiento Regional", Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., 1977.
- SOLUM, Estudio de mecánica de suelos "Complejo Hidalgo", septiembre 1979.
- BANCEN, S.A de C.V. Especificaciones generales de construcción.
- G.H.I., S.C. Estudio geotécnico para determinar el efecto correctivo mediante el empleo de lastre, del hundimiento diferencial que presente el Conjunto Hidalgo, mayo 1992.
- G.H.I., S.C. Dictamen de las causas del comportamiento del Conjunto Hidalgo, febrero 1994.
- G.H.I., S.C. Estudio geotécnico para establecer las recomendaciones necesarias para esperar un comportamiento más adecuado del Conjunto Hidalgo, mayo 1994.
- Colinas de Buen, S.A. de C.V. Dictamen de seguridad estructural del módulo III del Conjunto Hidalgo, diciembre 1994.
- Colinas de Buen, S.A. de C.V. Estudio geotécnico del Conjunto Hidalgo, 1996
- Colinas de Buen, S.A. de C.V. Informe sobre el comportamiento del "Conjunto Hidalgo", durante la operación de las etapas 1 y 2, del sistema de pozos de inyección y bombeo, 1999.
- Legorreta Cuevas, Héctor. Apuntes de comportamiento de los suelos, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1995.
- Legorreta Cuevas, Héctor. Apuntes de mecánica de suelos, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1995.
- Sanginés García, Héctor. Apuntes dinámica de suelos, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1997
- Verduzco Murillo, Raúl F. Apuntes de cimentaciones, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1996
- Martínez Herrera, Juan Manuel. Diseño Estructural de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. Tesis de licenciatura. 1996
- Umaña Romero, Juan Luis. ANAISE Análisis de interacción suelo estructura, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1993.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de suelos, Tomo II, Limusa, 1983.

ANEXO I.

Escalas de intensidad

Los primeros intentos que se hicieron para catalogar y cuantificar los temblores se basaron en su poder destructivo, haciendo estudios descriptivos de los daños ocasionados por ellos. A finales del siglo pasado, el sismólogo italiano de Rossi y el suizo Forel propusieron la escala de intensidad de diez grados conocida como Rossi-Forel, para catalogar los daños producidos por los sismos. Posteriormente, el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli propuso en 1902 una escala de doce grados.

Actualmente existen varias escalas de intensidad usadas en el mundo. En México, la más frecuentemente utilizada es la Escala de Intensidades de Mercalli Modificada (MM), que fue abreviada por Charles Richter en 1956, tomando como base la escala original de Mercalli. Para indicar la intensidad se ha convenido el uso de números romanos. La intensidad de grado II (MM) en esta escala corresponde a temblores sentidos únicamente en circunstancias especialmente favorables pero que generalmente pasarían desapercibidos. La intensidad máxima de XII implica que hubo destrucción total, se observaron objetos que fueron arrojados al aire y se pudo apreciar el movimiento ondulatorio del suelo a simple vista. En la tabla 1 se reproduce la Escala de Intensidades Modificadas de Mercalli.

De estas descripciones se puede constatar que las escalas de intensidad representan únicamente una medida del poder destructivo de un temblor o de los efectos que éste tuvo sobre seres humanos y edificaciones en un lugar determinado. Para un sismo es claro que la intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales. En el caso del sismo del 19 de septiembre, las intensidades variaron dentro del mismo Valle de México desde el grado V en la periferia, alcanzando intensidades de hasta grado IX en el centro de la ciudad, debido a los suelos blandos del antiguo lago. Es evidente, por tanto, que la intensidad es una medida relativa que nos da una idea de la severidad con que se manifestaron los sismos en diversos sitios, pero no cuantifica la energía liberada de la fuente; con éste último fin se desarrolló la escala de magnitud.

Escala de magnitud

Muy pronto se hizo evidente que la intensidad, si bien es útil para describir los efectos de un terremoto, no es un parámetro apropiado para describir la cuantía o magnitud de un sismo al ocurrir un fracturamiento en el interior de la tierra. Para dar una idea más clara del problema de medir la cuantía de un sismo, podemos tomar el siguiente ejemplo: el sismo ocurrido en Managua en 1972 causó la muerte de 5 000 personas y ocasionó daños materiales por 1 300 millones de dólares, mientras que el gran terremoto de Alaska en 1964, que fue casi treinta veces mayor en

energía liberada, ocasionó la muerte de 131 personas y daños por 1 020 millones de dólares. ¿Cómo entonces discriminar entre temblores grandes y pequeños?

Fue hasta 1931 cuando el sismólogo japonés Wadati observó, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas parecía proporcional a la dimensión del sismo. Este concepto fue posteriormente desarrollado en 1935 por Charles Richter quien, estableciendo analogías con la medida de brillantez de las estrellas en astronomía empleó por primera vez el término magnitud para catalogar los temblores. La escala original de Richter tomaba las amplitudes máximas de ondas superficiales de sismos ocurridos a distancias cortas para calcular lo que él denominó magnitud local o magnitud ML.

Posteriormente, el uso de la escala original de magnitudes de Richter se extendió para calcular magnitudes a grandes distancias, utilizando las amplitudes máxima de ondas P (mb) o de ondas superficiales (MS). El sismo del 19 de septiembre por ejemplo, tuvo un valor de magnitud de 8.1 en la escala MS.

La selección de la escala de magnitud más adecuada depende de la magnitud del sismo y de la distancia a la cual se encuentren las estaciones sismológicas. Para evitar confusiones, sin embargo, la información de magnitud ofrecida al público se da generalmente sin especificar que tipo de escala se utilizó. Algunas veces se crean situaciones confusas, pues se reportan diversos valores de magnitud para un mismo sismo. Esto resulta porque muchas veces ML, mb y MS no tienen valores idénticos para un mismo sismo.

ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA (MM)

Valor de intensidad	Descripción
I.....	No sentido.
II.....	Sentido por personas en posición de descanso, en pisos altos o situación favorable.
III.....	Sentido en el interior. Los objetos suspendidos oscilan. Se perciben vibraciones como si pasara un camión ligero. La duración es apreciable. Puede no ser reconocido como un terremoto.
IV.....	Los objetos suspendidos oscilan. Hay vibraciones como al paso de un camión pesado o sensación de sacudida como de un balón pesado golpeando las paredes. Los automóviles parados se balancean. Las ventanas, platos y puertas vibran. Los cristales tintinean. Los cacharros de barro se mueven. En este rango (IV), los tabiques y amazonas de madera crujen.
V.....	Sentido al aire libre; se aprecia la dirección. Los que están durmiendo despiertan. Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Los objetos pequeños son inestables, desplazado o volcados. Las puertas se balancean, abriéndose y cerrándose. Ventanas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes se paran, comienzan a andar, cambien de período.
VI.....	Sentido por todos. Muchos se asustan y salen al exterior. La gente anda inestablemente. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Adornos, libros, etcétera, caen de las estanterías. Los cuadros también caen. Los muebles se mueven o vuelcan. Los revestimientos débiles de las construcciones de tipo D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (iglesias, colegios). Árboles y arbustos son sacudidos visiblemente.
VII.....	Es difícil mantenerse en pie. Lo perciben los conductores. Edificios tipo D, incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a ras del tejado. Caída de cielos rasos, ladrillos, piedras, tejas, cornisas también antepechos no asegurados y ornamentos de arquitectura. Algunas grietas en edificios tipo C. Olas en estanque, agua enturbada con barro. Pequeños corrimientos y hundimientos en arena o montones de grava. Las campanas graves suenan. Canales de cemento para riego, dañados.
VIII.....	Conducción de los coches, afectada. Daños en edificios de tipo C; colapso parcial. Algún daño a construcciones de tipo B; nada en edificios de tipo A. Caída de estuco y algunas paredes de mampostería. Giro o caída de chimeneas de fábricas, monumentos, torres, depósitos elevados. La estructura de las casas se mueve sobre los cimientos, si no están bien sujetos. Trozos de pared sueltos, arrancados. Ramas de árboles rotas. Cambios en el caudal o la temperatura de fuentes y pozos. Grietas en suelo húmedo y pendientes fuertes.
IX.....	Pánico general. Construcciones del tipo D destruidas; edificios tipo B con daños importantes. Daño general de cimientos. Amazonas arruinadas. Daños serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvión, eyección de arena y barro; aparecen fuentes y cráteres de arena.

X.....	La mayoría de las construcciones y estructuras de almacén, destruidas con sus cimientos. Algunos edificios bien construidos en madera y puentes, destruidos. Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierra. El agua rebasa las orillas de canales, ríos lagos, etc. Arena y barro desplazados horizontalmente en playas y tierras llanas. Carriles torcidos.
XI.....	Carriles muy retorcidos. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.
XII.....	Daños prácticamente total. Grandes masas de rocas desplazadas. Visuales y líneas de nivel, deformados. Objetos proyectados al aire. Nota: Tipos de construcción