

145
cey

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



"LA TORRE CENTRAL DE TELECOMUNICACIONES Y EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985. UN ENFOQUE GEOTECNICO"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

JUAN SERRANO VARGAS



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

CONTENIDO

	Pág.
I. INTRODUCCION.....	1
II. INFORMACION Y DOCUMENTOS DEL PROYECTO ORIGINAL DE LA CIMENTACION Y MODIFICACIONES.....	4
A) Proyecto Original.....	6
- Discusión.....	11
B) Modificaciones.....	11
b.1 Recimentación 1 (1968).....	12
b.2 Recimentación 2 (1979-1982).....	13
Figuras II-1 a II-14.....	8
III. ESTUDIOS EFECTUADOS DESPUES DEL SISMO.....	30
A) Levantamiento Topográfico.....	31
a.1 Nivelaciones de la losa de planta baja.....	31
a.2 Verticalidad de la fachada.....	32
B) Estado Físico de los Elementos.....	33
b.1 Columnas.....	35
b.2 Muros.....	37
b.3 Sistema de piso.....	38
b.4 Cajón de cimentación.....	38
b.5 Elementos no estructurales.....	38
Figura III-1 a III-32.....	40

	Pág.
IV. ESTUDIO GEOTECNICO EFECTUADO DESPUES DEL SISMO.....	72
A) Trabajos de Campo.....	73
a.1 Sondeos de exploración.....	73
a.2 Estación piezométrica.....	74
B) Ensayes de laboratorio.....	75
C) Estatigrafía.....	77
D) Hundimiento Regional.....	79
Figura IV-1 a IV-10.....	83
V. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION.....	92
A) Movimientos Verticales.....	93
B) Verticalidad.....	97
Figura V-1 a V-9.....	99
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108

I N T R O D U C C I O N

I INTRODUCCION

El edificio denominado "Torre Central de Telecomunicaciones",-- TCT, propiedad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, se ubica en la esquina noroeste de la intersección de la-- calle Cumbres de Acultzingo y el Eje Central Lázaro Cárdenas,-- en la Colonia Narvarte de la ciudad de México. El inmueble es-- de importancia vital por las instalaciones que alberga, por con centrar funciones de telecomunicaciones y aeronavegación a esca la nacional estratégica y por alojar numeroso personal altamen-- te especializado.

En virtud de lo anterior, el objetivo principal es establecer a posteriori, una estimación del comportamiento de la Torre Central de Telecomunicaciones, de la S.C.T., ante la acción del -- Sismo del 19 y 20 de septiembre de 1985.

De conformidad con dictámenes técnicos preliminares efectuados-- por ingenieros de la SCT, la construcción experimentó únicamen-- te daños leves en algunos elementos estructurales e importantes en diversos elementos no estructurales, como consecuencia de -- los efectos que indujeron los sismos de septiembre 19 y 20 de-- 1985.

Como parte de este estudio se efectuó una recopilación de infor mación acerca de las fases de proyecto, construcción y modifica ciones de la T.C.T., en donde se describe el proceso geotécnico del proyecto original y las modificaciones sufridas en su cimen tación, la recimentación de 1968 y la de 1982.

En el Capítulo II se presenta una reseña de los trabajos efec-- tuados después de los sismos de 1985, incluyendo levantamientos topográficos, nivelaciones de la losa de planta baja, la verticalidad de la fachada.

El análisis de comportamiento de la estructura ante el impacto-

sísmico está representado por los daños sufridos en columnas, muros, sistemas de pisos, cajón de cimentación y elementos no estructurales.

En el capítulo IV se presenta una reseña de los trabajos geotécnicos efectuados después del sismo, tales como trabajos de campo. Que incluyen: sondeos de exploración, Estación piezométrica, Ensayes de laboratorio, Estatigrafía y propiedades y el Hundimiento Regional.

El Comportamiento de la cimentación de la T.C.T. se analiza, en el Capítulo V, conforme al estudio de los movimientos que ha experimentado desde la construcción, apoyándose en las mediciones de nivelaciones y verticalidad que se han practicado desde junio de 1967, fecha que inició hasta la actualidad, se toma en cuenta tanto la evolución del hundimiento regional como la penetración de los pilotes en la capa dura, y la deformación del fuste metálico.

Finalmente, en el Capítulo VI se presentan las conclusiones que se derivan y las recomendaciones correspondientes para asegurar un buen comportamiento integral de la cimentación y de la estructura ante sismos futuros y el hundimiento regional de la Ciudad haciendo la aclaración que las recomendaciones mencionadas son de carácter conceptual.

**INFORMACION Y DOCUMENTOS DEL PROYECTO ORIGINAL
DE LA CIMENTACION Y MODIFICACIONES**

II "INFORMACION Y DOCUMENTOS DEL PROYECTO ORIGINAL, DE LA CIMENTACION Y MODIFICACIONES"

La Torre Central de Telecomunicaciones, TCT, de la SCT, es una construcción concebida en el año de 1966 para alojar las instalaciones necesarias para comunicaciones telefónicas, telegráficas, télex, radio, televisión y afines, requeridas para los XIX Juegos de la Olimpiada, en 1968, además de permitir un crecimiento importante de la infraestructura existente.

Es una obra que se planeó, proyectó y construyó en un lapso muy breve, entre 1967 y 1968. Se inauguró en 1968.

La superestructura del inmueble consta de planta baja, tres primeros niveles, de superficie mayor, tipo A (fig. II-1) trece niveles superiores tipo B (fig. II-2), un nivel para alojar los equipos diversos y otro de azotea donde se apoya un elemento ornamental de aluminio. La subestructura consiste en un sótano y un cajón con cascarones cilíndricos y muro perimetral, apoyado en pilotes de fricción compuesto por fuste precolado de concreto y tramo inferior metálico, hincado hasta la primera capa dura en la zona de terreno compresible del Distrito Federal. (figuras II-1 a II-4).

La superficie del sótano es de 1570 m^2 , la de las cuatro primeras plantas es de 5040 m^2 , la de la planta tipo B es de 14040 m^2 , para un total de aproximadamente 21500 m^2 construidos.

La estructura de carga está constituida por columnas y muros de concreto reforzado, sistema de piso a base de losa plana con nervaduras y aligerada con casetones de concreto; muros de relleno de mampostería compuestos por piezas de barro recocido y mortero.

A continuación se describen las características principales del proyecto original, de la cimentación y las modificaciones que

ha experimentado.

A. Proyecto Original (refs. 1 y 2).

Tomando en cuenta la importancia y magnitud del proyecto, así como las enormes cargas que se transmitirían al terreno fue necesario realizar un estudio del subsuelo, a fin de conocer sus propiedades físicas y así poder determinar la solución satisfactoria tanto técnica, como económica, para la cimentación.

Se practicaron sondeos mixtos de 35 a 55 m de profundidad alterando penetración estándar e hincado a presión de tubos muestrarios de pared delgada tipo Shelby, de los cuales se obtuvieron respectivamente muestras tanto Alteradas como Inalteradas que fueron analizadas mediante ensayos de laboratorio.

La localización de los Sondeos se muestra en la fig. II-5 y el corte estatigráfico de ellos en las figuras II-6 y II-7.

La totalidad de las muestras, fue clasificada de acuerdo al SUCS*, mediante procedimientos visuales y manuales.

Con las muestras inalteradas se efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio.

Compresión Simple

Consolidación Unidimensional

Compresión Triaxial Rápida Consolidada (CU)

Los ensayos de Compresión Simple, se efectuaron en los materiales arcillosos, y de ellos se obtuvo la cohesión media, utilizada en el cálculo de capacidad de carga de los pilotes trabajan-

* Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

do por fricción.

Los ensayos de Consolidación Unidimensional, se llevaron a cabo en muestras inalteradas representativas de los estratos comprensibles.

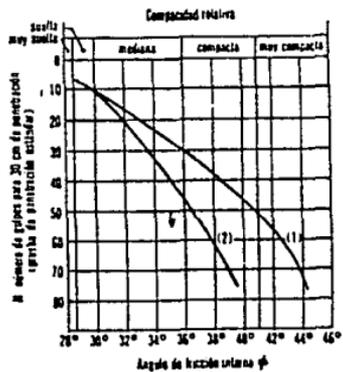
Los ensayos de Compresión Triaxial Rápida Consolidada, se efectuaron en los materiales compactados situados a más de 30 metros de profundidad, y con ello se calcularon los parámetros de resistencia: Cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) fig. (II-8) y (II-9).

Los Sondeos y Pruebas de laboratorio efectuadas permitieron concluir que la estatigrafía del sitio, pertenece a la llamada zona del lago, del subsuelo de la Ciudad de México, y está formada por la siguiente secuencia de materiales.

De 0.0 m hasta 6.0 metros de profundidad, se encuentran capas de arena-limosa, limo-arenoso, y limo-arcilloso intercaladas entre sí, cuyo contenido de agua (w%) aumenta con respecto a la profundidad de 25% hasta 175%.

A partir de 6.0 m y hasta 32.0 metros, se encuentran capas de arcilla, típicas de la llamada Formación Arcillosa Superior, caracterizadas por tener materiales de gran compresibilidad y alto contenido natural de agua; estas capas se encuentran atravesadas por pequeños estratos de arena negra poco limosa, vidrio-volcánico blanco, y limo-arenoso gris, a las profundidades de 10.0, 15.0, 23.50 y 27.50 metros, principalmente el contenido natural de agua (w%) varió entre 150% y 475%.

De 32.0 m a 37.50 metros, se encuentra la primera Capa Dura, formada por arenas-limosas y limo-arenosas, muy compactas, cuyo contenido natural de agua (w%) es del 50% y su resistencia a la penetración promedio es de 30 golpes. (tablas II-1 y II-2).



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

TABLA II- I Correlacion entre el numero de golpes y la compacidad relativa

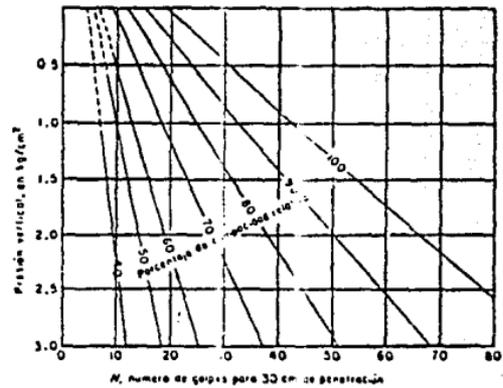


TABLA II-2 Relacion entre numero de golpes y presion vertical

Entre 37.50 m y 41.0 metros, se encontró un estrato de arcilla atravesado por una capa gruesa de vidrio volcánico; el contenido natural de agua (w%) en la arcilla fue en promedio 200%. Este estrato arcilloso corresponde a la llamada Formación Arcillosa Inferior.

Finalmente de 41.0 metros en adelante, hasta la máxima profundidad explorada de 55.0 metros, se encontraron estratos de arenalimosa, y limo-arenoso, en algunos, con gravas, todos ellos muy compactos. El contenido natural de agua (w%) en estos materiales fue en promedio de 25%.

Conforme a los resultados obtenidos anteriormente se consideró como mejor solución de cimentación del edificio estudiado, la consistente en un cajón parcialmente compensado con pilotes-fricción.

El cajón está formado por cascarones cilíndricos desplantados entre 6.5 y 8.5 m de profundidad, excepto entre los ejes 14 y 15 (fig. II-10) donde existe losa de cimentación con desplante a 4.5 m.

Los pilotes son del tipo de punta penetrante, (fig. II-11) de 26 m de longitud total, de los cuales 21.5 m superiores son de concreto, de sección circular, de 45 cm de diámetro, y los 4.5 m inferiores consisten de un tubo metálico, de 10 cm de diámetro, con punta ampliada a 15 cm; la profundidad de desplante de los pilotes respecto a la superficie del terreno es de 33 m, cuya capacidad de carga de cada pilote es 61 toneladas, de las cuales 46 t corresponden a la capacidad por adherencia y 15 t por punta; en estas condiciones el número total de pilotes ascendía a 272 (fig. II-12).

La bitácora de la obra (ref. 12), indica que entre el 31 de marzo y el 10 de mayo de 1967 se efectuó la fabricación de pilotes cambiando su resistencia estipulada para el concreto, f'c, de--

210 Kg/cm² a 280 Kg/cm². El primer pilote se hincó el 15 de --
abril de 1967. Se construyó una pantalla para abatir el nivel-
de agua freática mediante sistema electrosmótico*.

El 10 de junio de 1967 se efectuó el primer colado de cascaro--
nes. Se señalan ciertos daños producidos por la excavación, co
mo la aparición de grietas.

DISCUSION

A mi parecer las grietas fueron producidas por la excesiva can-
tidad de agua extraída (por el sistema electrosmótico) dando --
origen que las esquinas Nor-Este no se acentaran más, provocan-
do agrietamiento por acentamientos diferenciales.

El colado de la losa de fondo se inicia el 20 de junio y el de-
la planta baja alrededor del 15 de julio. En nota del 20 de ju-
lio se cita que parte de la losa de sótano acusaba un desnivel-
de 6 cm atribuible a "movimientos de cimentación".

B Modificaciones (refs. 2, 3 y 4).

Las modificaciones al proyecto original provienen esencialmente
de tres fuentes. La primera corresponde a ajustes que resulta-
ron para satisfacer condiciones de operación funcional; las dos

* Sistema que emplea el bombeo profundo del agua, para abatir--
el nivel freático, más rápidamente que los bombeos comunes, --
por el uso de campos magnéticos producidos por generadores de
corriente directa conectados a las bombas y a unas varillas -
hincadas en el terreno, las que hacen las veces de ánodos. --
El agua fluye, dentro del campo, del ánodo al cátodo o bomba.
(ref. 14).

restantes resultaron del hundimiento e inclinación registrados desde la construcción.

Las adecuaciones más importantes son:

- 1.- En cuanto a la cimentación, que corresponde al lado norte, entre los ejes C y D, para alojar un transformador de la subestación eléctrica. Esto indujo algunos cambios en la estructuración, en esa zona.
- 2.- Posición de los pilotes. La ubicación de los pilotes tuvo ligeras variaciones con relación a las especificadas en los planos. No se cuenta con registro de cómo se construyó, esto es, localización definitiva o plano de obra terminada.

b.1 Recimentación 1 (1968)

La TCT es uno de los contados edificios de la Ciudad de México en el que se cuenta con mediciones periódicas tanto de nivelación como de verticalidad. Desde la construcción a la fecha se han efectuado trabajos topográficos para registrar los movimientos.

Desde el 24 de junio de 1967 se iniciaron nivelaciones de marcas en columnas de la torre y en puntos adyacentes a ésta (fig. II-13). Las nivelaciones se realizaron en forma continua entre junio de 1967 y marzo de 1970.

Conforme a las mediciones efectuadas entre junio de 1967 y julio de 1968. Se estableció que el edificio experimentó un hundimiento medio de 35 cm, distinguiéndose 10 cm, de hundimiento diferencial en el lado poniente de la TCT.

A raíz del sismo de agosto 10, 1968, se observó un incremento en el hundimiento diferencial de 10 cm, para un total de 20 cm.

La acción tomada en esas circunstancias consistió en hincar pilotes "electrometálicos" en los costados sur y poniente, donde se concentraba el hundimiento. Con ello se logró disminuir ligeramente el problema, aunque se señala que no se cuenta con in formación exacta del número y ubicación de los pilotes colocados.

A partir de 1969 se observó una reducción del incremento de hundimiento diferencial, sin embargo continuó la inclinación del edificio sobre todo en los lados norte y poniente, dando lugar a condiciones que rebasan lo admisible para las instalaciones, pero sobre todo, para la estructura*.

La situación anterior condujo a efectuar un estudio de recimentación para proponer solución al problema.

b.2 Recimentación 2 (1979-1982)

Esencialmente se efectuaron tres actividades: estudio geotécnico, proyecto del refuerzo para la cimentación original y construcción. (ref. 7).

El estudio comprendió un programa de exploraciones con realización de pruebas de laboratorio en especímenes extraídos de los sondeos, definición de estatigrafía y propiedades del subsuelo, análisis de la cimentación diferenciando condiciones iniciales (1976), actuales (1979), y alternativas de recimentación.

Se concluyó que en 1979 se tenían registrados hundimientos diferenciales máximos de 46 cm entre los puntos A-7 y F-14 (fig. -- II-14) y un promedio de hundimientos totales de 60 cm; desplomes medios de 67 cm y máximo de 82 cm, los cuales excedían dis-

* Justificación con respecto al reglamento vigente en esa fecha.

posiciones reglamentarias. A pesar de ello, lo que más preocupó fue su evolución en el tiempo y el efecto adicional que inducen los movimientos sísmicos que incrementan gradualmente esfuerzos hacia la zona de mayor hundimiento, crean mayor desplazamiento y desplazan el centro de gravedad de la construcción. A lo anterior se le añade el efecto que ha tenido en el Valle el abatimiento de los niveles piezométricos en los estratos profundos, por la extracción del agua del subsuelo.

Como alternativas de recimentación se exploraron varios arreglos, concentrando pilotes en la esquina Nor-Oeste de la T.C.T., revisando las condiciones teóricas para movimientos verticales de los puntos críticos.

Lo anterior dio como resultado el proponer una recimentación complementaria con cajón continuo, de 5 m de ancho; en el lado poniente y en la mitad del lado norte, con 3 m de ancho (ampliación de base). Se dispuso la colocación de 51 pilotes adicionales, de características semejantes a las originales, a 4.50 m del nivel de planta baja y desplantados a una profundidad de 35.5 m, en la primera capa dura.

El proceso de construcción se inició el 8 de diciembre de 1980, con excavación y reubicación de instalaciones. Se hincaron tablaestacas y pilotes, éstos con perforación previa. Adicionalmente se dispuso efectuar bombeo del agua freática mediante la instalación de un sistema de pozos, en módulos de 5 m de largo, troquelados a 2.5 m y 4.5 m de profundidad, para colocar la plantilla, descubrir el acero de la cimentación original, anclar el de la ampliación, y colar el concreto correspondiente dejando juntas constructivas; así se llevó el proceso de construcción de la recimentación, siendo éstas las únicas modificaciones sufridas por la cimentación hasta la fecha.

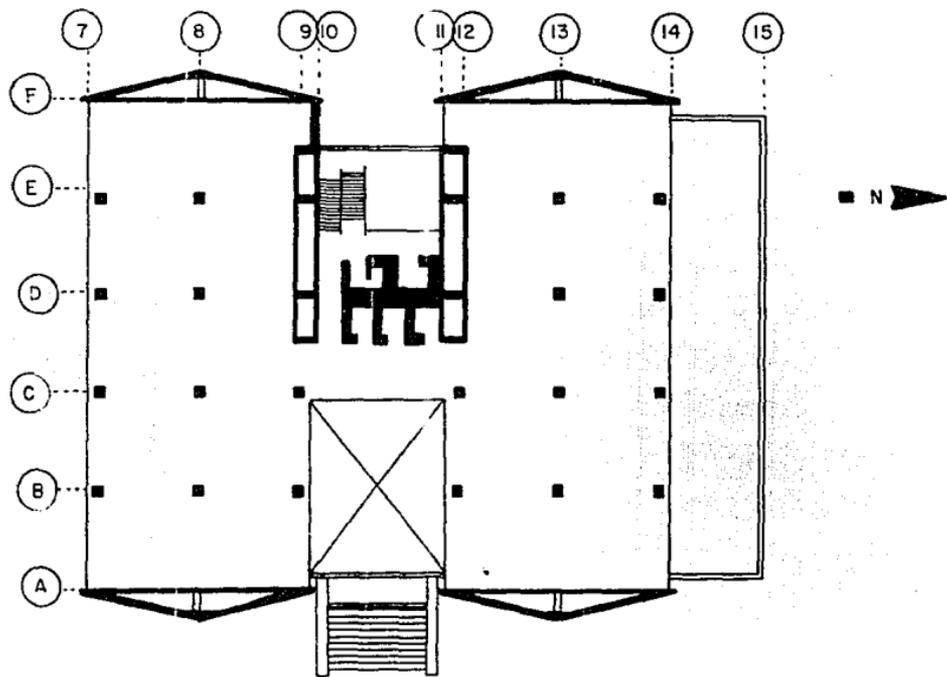


Fig. II-1 Planta arquitectonica Tipo A

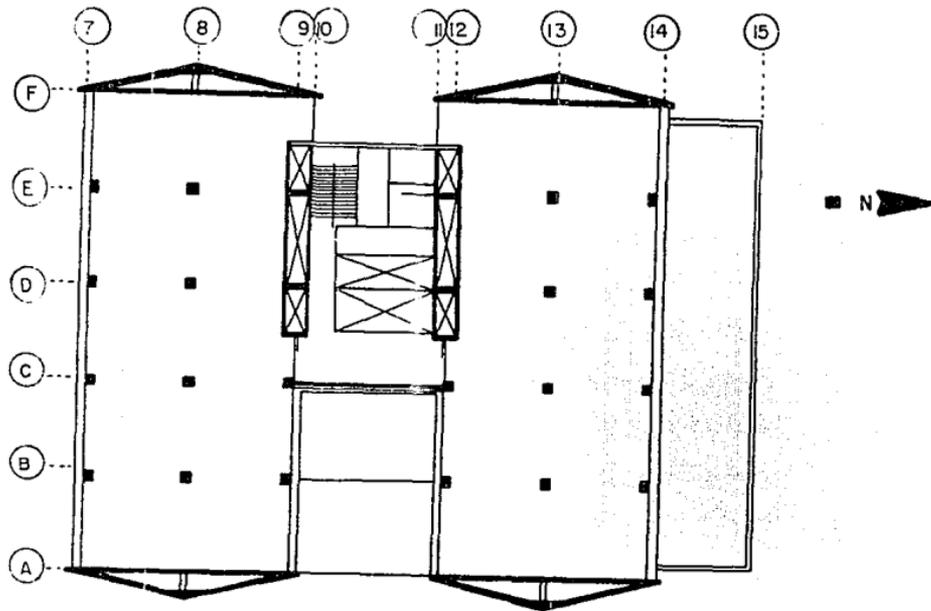
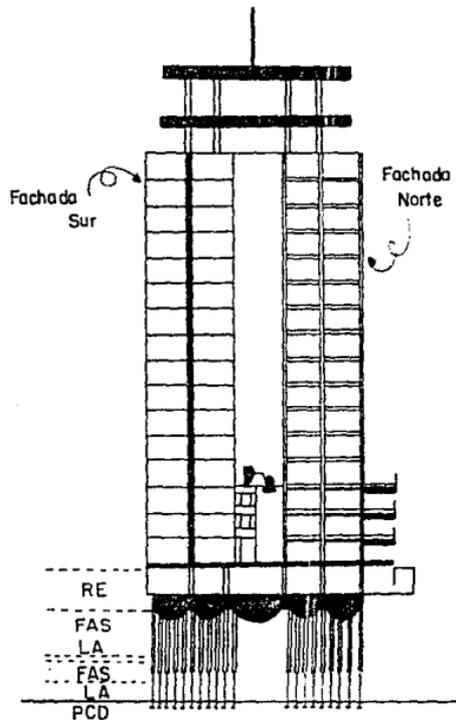


Fig II-2 Planta arquitectonica Tipo B



SIMBOLOGIA:

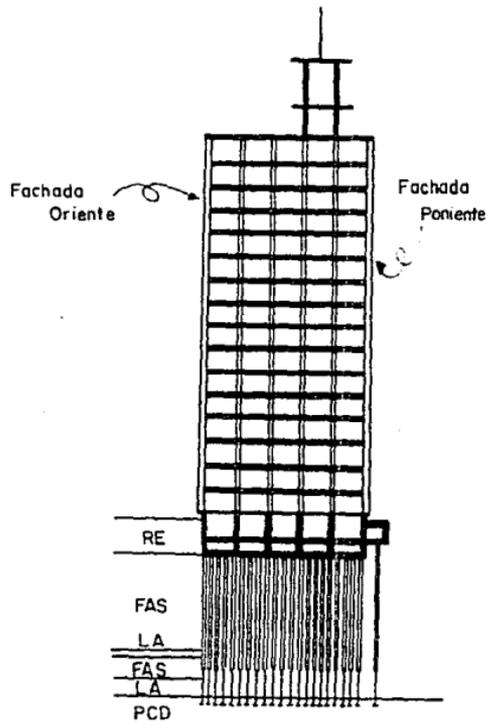
Formacion Arcilla Superior FAS

Primera Capa Dura PCD

Limo Arenoso LA

Relleno RE

Fig-II-3 Elevacion - Corte S - N



SIMBOLOGIA:
 Formacion Arcilla Superior FAS
 Primera Capa Dura PCD
 Limo Arenoso LA
 Relleno RE

Fig. II-4 Elevacion - Corte E - W

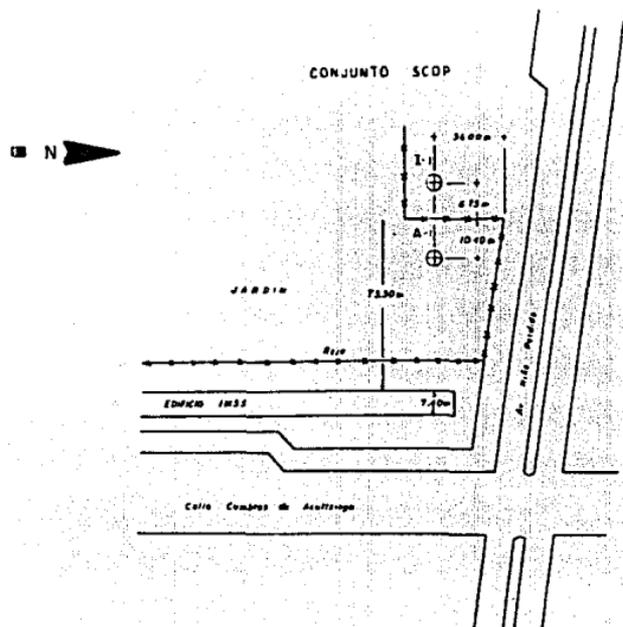


Fig-11-5 Localizacion de los sondeos

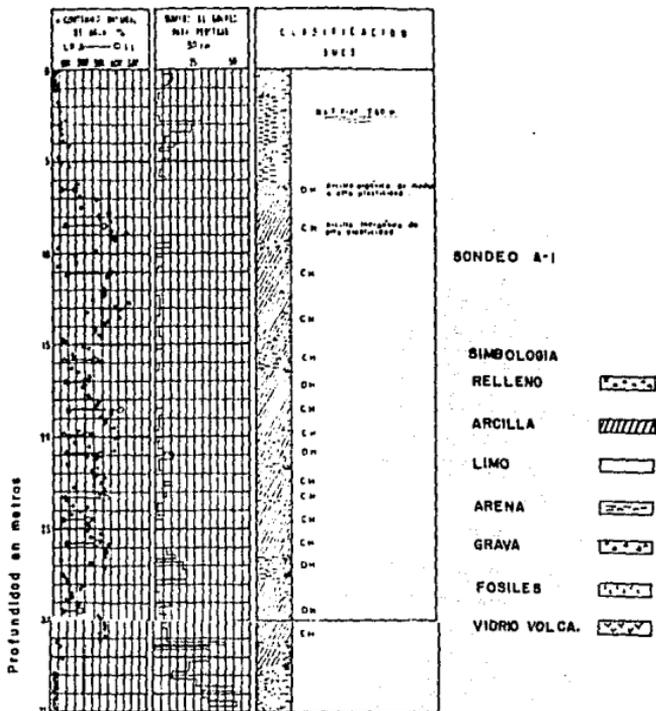


Fig-11-6 Estratigrafia

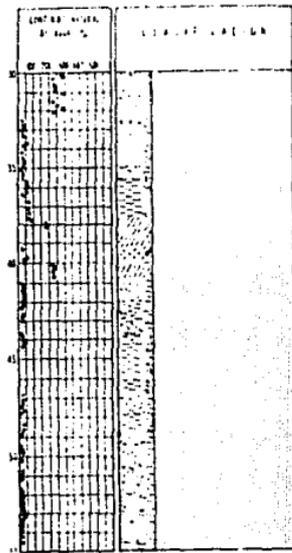


Fig 11-7 Estratigrafia

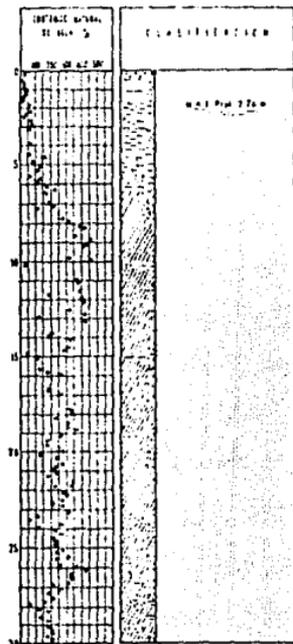


Fig II-7 Estratigrafia

ESTADO DE TENSÃO	SÍMBOLO	RELAÇÃO DE TENSÃO				COEFICIENTE DE TENSÃO				VALOR DE TENSÃO				C. DE TENSÃO
		σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₄	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₄	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₄	
σ														
1	20	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100
2	20	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100

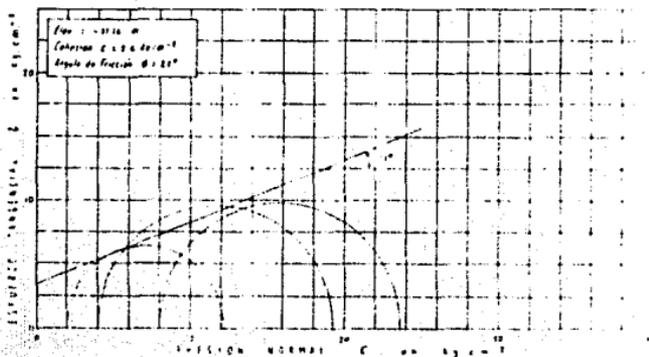


Fig. II-9 Circulo de Mohr

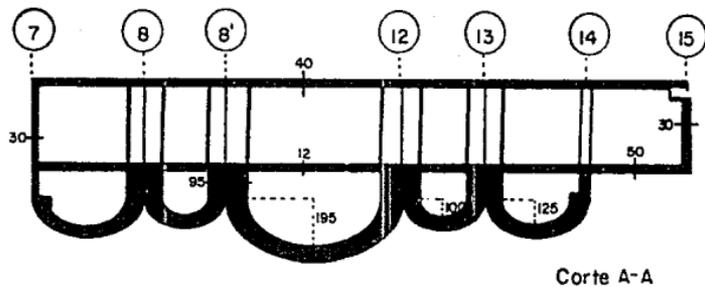


Fig-II-10 Corte de Cimentación

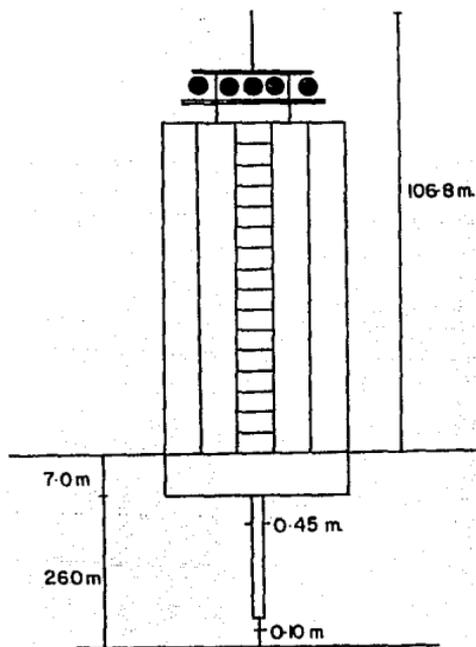
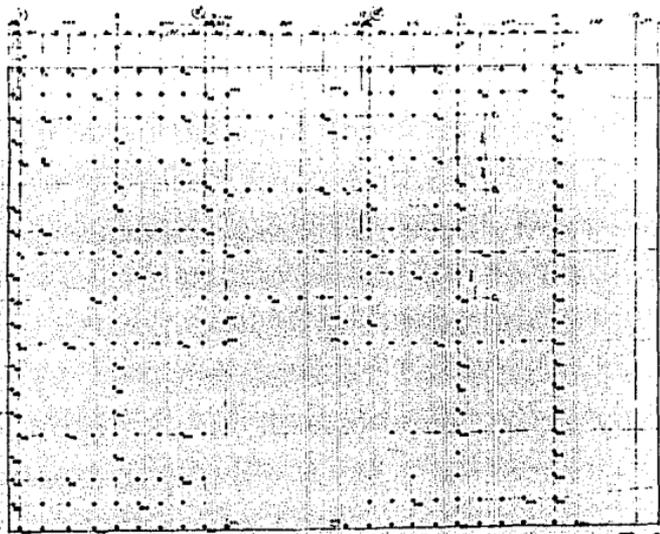


Fig. II-II Pilote de punta penetrante.



PLANTA LOCALIZACION DE PILOTES

E-1

Fig - II-12 Planta Localizacion de Pilotes

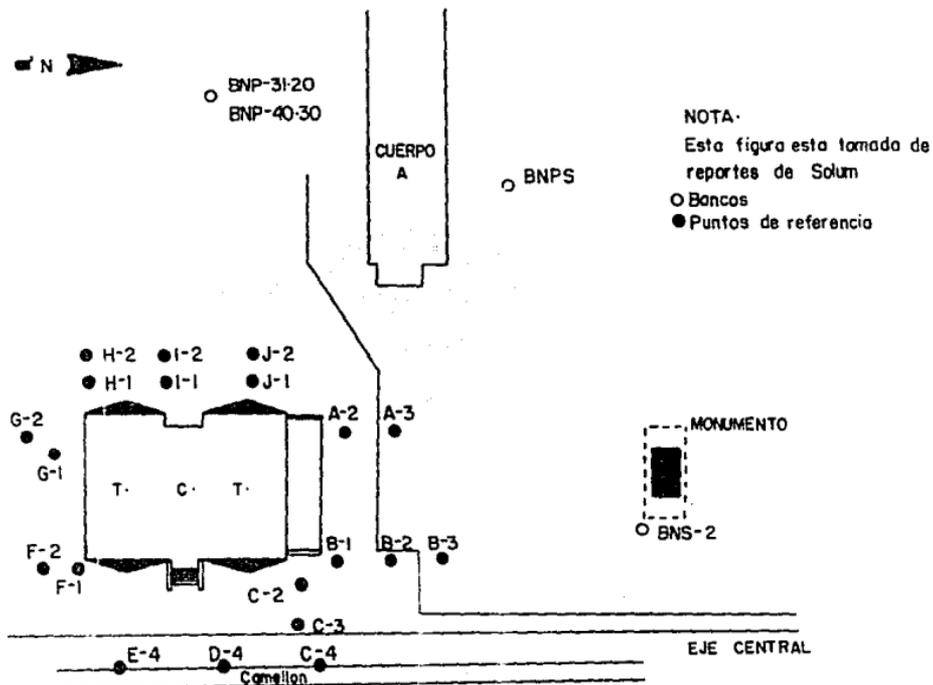


Fig. 11-13 Ubicación de bancos y referencias de nivelacion

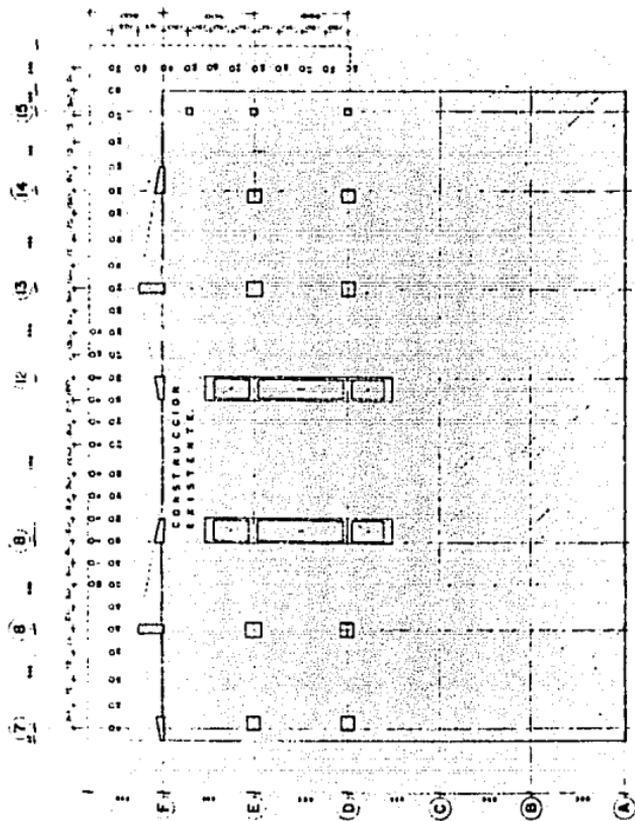


Fig. 4 PLANTA LOCALIZACION DE PILOTES.

**ESTUDIOS EFECTUADOS
DESPUES DEL SISMO.**

III ESTUDIOS EFECTUADOS DESPUES DEL SISMO

En este capítulo se describen los estudios efectuados con posterioridad al sismo de septiembre 19, 1985, con objeto de recopilar información complementaria a la existente para revisar las condiciones en que quedó la construcción.

Los estudios abarcaron desde levantamiento, topográficos, hasta el estado físico de los elementos estructurales.

A. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El objeto de los trabajos topográficos consistió en establecer el estado en que se encontró la T.C.T., en lo referente a niveles de la losa de planta baja, verticalidad de fachadas y de secciones transversales, después de los efectos sísmicos.

a.1 Nivelaciones de la losa de planta baja

Con el propósito de establecer el estado de niveles en que se encuentra la losa de la planta baja de la T.C.T. y su evolución en el tiempo, se efectuaron cuatro nivelaciones, en las fechas: diciembre 17, 1985, febrero 20, abril 9 y septiembre 27 de 1986.

En las figuras III-1 a la III-4 se muestran las curvas de nivel, de la planta baja de diciembre 17 de 1985, febrero 20 de 1986, abril 9 de 1986 y septiembre 27 de 1986.

Las elevaciones están referidas al banco de nivel superficial, BNS-3, ubicado en la plataforma donde se encuentra el monumento de la plaza principal de acceso a los edificios "Cuerpo A", "Cuerpo B", y "Cuerpo C" (fig. III- 5).

Como resultado de las mediciones efectuadas en los niveles de

la losa de planta, se pueden destacar las siguientes observaciones:

- a) Existe un desnivel diferencial entre las esquinas de la T.C.T.

Manteniendo como banco de referencia el punto de coordenadas F-14 del plano de la (fig. III-1), se encontró que:

En diciembre de 1985 el punto de coordenadas (F-7) se encontró casi 13 cm más elevado; el (A-7) más de 18 cm y el centro más de 7 cm, mientras la (A-14) prácticamente al mismo nivel. (ref. 9).

En septiembre de 1986 el punto (F-7) se encontró 16 cm más elevado, el (A-7) se encontró a 20 cm; el centro casi 10 cm, y el (A-14) en poco más de 2 cm. (ref. 9).

- b) El hundimiento diferencial entre las esquinas de la T.C.T.-- ha variado entre diciembre de 1985 y septiembre de 1986.

El eje 14, lado norte prácticamente ha conservado su posición relativa, con variaciones menores.

La esquina Sur-Oeste (F-7), tuvo un promedio de velocidad de hundimiento diferencial de 2.6 mm/mes; la Sur-Este (A-7), de 1.6 mm/mes.

a.2 Verticalidad de la fachada

Como complemento de las nivelaciones efectuadas en la losa de planta baja se hicieron mediciones de verticalidad en 12 puntos de las fachadas, esencialmente en tres lugares prominentes de cada uno de los cuatro muros de mampostería que sobresalen en--

los lados oriente y poniente. Las observaciones se efectuaron en diciembre 17 de 1985 y febrero 20 de 1987.

En la fig. III-1 se localizan los puntos de medición designados alfabéticamente con minúsculas y en la tabla III-1 se consignan los valores numéricos de las proyecciones del desplome medido--según las componentes X, Y.

Destaca el desplome máximo en el punto "g" o P-2 coordenadas --(F-14), en la esquina Nor-Oeste, donde los componentes ΔX y ΔY son, respectivamente 575 mm y 180 mm, con variaciones pequeñas en un lapso de dos meses.

La información anterior se complementó con la recopilada por la SCT/DGST, (fig. III-6 a III-9), referente a la evolución del --desplome de los puntos P-1, P-2, P-3 y P-4, localizados respectivamente en las esquinas de las coordenadas: F-7, A-7, A-14, F-14.

El lapso de mediciones abarca desde noviembre 16, 1972 a la fecha, de ellas se destacan como desplomes máximos medidos los siguientes:

Punto (F-7): $X = +250$ mm, $Y = +500$ mm (26-enero-1979)

Punto (F-14): $X = +518$ mm, $Y = +563$ mm (15-marzo-1979)

Punto (A-7): $X = +446$ mm, $Y = +500$ mm (14-mayo-1980)

Punto (A-14): $X = +414$ mm, $Y = +533$ mm (14-mayo-1980)

Desplome promedio: $X = +425$ mm, $Y = +490$ mm.

B. ESTADO FISICO DE LOS ELEMENTOS

El objeto de estas actividades consistió en revisar e inspeccionar los diferentes elementos y detectar su estado físico; niveles de agrietamiento, desprendimiento de acabados o revestimientos, principalmente.

TABLA III-1. VALORES MEDIDOS DEL DESPLOME DE FACHADAS EN LA TCT

PUNTO Ver Fig. III-1	DESPLOME MEDIDO (mm)				OBSERVACIONES
	DICIEMBRE DE 1985		FEBRERO 20, 1986		
	Ax	Ay	Ax	Ay	
a	+548	+116	+450	+90	Ejes A-7 P-3
b	+495	+240	+500	+140	
c	+480	*	+480	*	Ejes A-9
d	+370	*	+370	*	Ejes A-12
e	+400	+136	+400	+70	
f	+470	+163	+480	+137	Ejes A-14 P-4
g	+575	+180	+575	+120	Ejes F-14 P-3
h	+382	+181	+382	+140	
i	+290	*	+300	*	Ejes F-12
j	*	*	*	*	Ejes F-9
k	+383	+83	+380	+73	
l	+300	*	+300	*	Ejes F-7 P-1

* PUNTO INACCESIBLE

+ X DESPLOME HACIA EL NORTE

+ Y DESPLOME HACIA EL OESTE

En las figs. III-10 a III-28 se han señalado los elementos con daño observado, atañe a columnas, muros de concreto o de mampostería y sistemas de piso. (ref. 15).

b.1 Columnas

Por tratarse de los elementos estructurales más importantes, se realizó una inspección especial, consistente en localizar configuraciones de agrietamiento en cada cara, identificándolas conforme a su orientación: Norte, Sur, Este u Oeste. En cada una de ellas se recabó el arreglo de grietas no sólo en cuanto a extensión, sino además en ancho y profundidad. (ref. 15).

El daño estructural más importante se concentró en las plantas-baja y del nivel 14. En la planta baja la columna F-9 quedó -- con el acero de refuerzo descubierto y deformado. En el nivel-14, la columna C-12 fue la única que alcanzó niveles de agrietamiento graves.

Cabe mencionar, refs. III-A, que se suele distinguir convencionalmente que los anchos máximos de grieta menores que 0.5 a 0.6 mm corresponden a situaciones normales para elementos de concreto reforzado, provenientes de diversos factores incluyendo acciones (ref. 10) sísmicas, contracción, cambios de temperatura, etc. En estos casos la situación extrema puede ser daño estructural ligero.

En la fig. III-29 se muestra, para cada entrepiso, el número de columnas con diferentes niveles de agrietamiento: $s < 0.1$ mm, 0.1 mm $\leq s < 0.6$ mm y $s \geq 0.6$ mm, donde s es el ancho máximo de grieta. Se observa que el mayor grado de agrietamiento se concentra en los entrepisos 14 y 15. En la misma figura se incluye, para cada entrepiso, la información de las columnas inspeccionadas como porcentaje del total. Sobresalen los entrepisos-PB, 2 y 11 donde no fue posible la inspección de la mayoría de

las columnas; en los entrepisos 3, 5, 6, 7, 9, 10, 12, 14 y 17- se inspeccionó por lo menos el 65 por ciento, y en el resto el porcentaje de columnas observadas varió entre 40 y 65%.

La figura III-30 contiene la información en valores relativos a agrietamiento con referencias a las columnas observadas.

La figura III-31 representa gráficamente la extensión del agrietamiento en las columnas inspeccionadas. Cada columna se dividió en 16 sectores, cuatro en cada una de sus caras (Norte, Sur, Este y Oeste) y cada una de ellas, a su vez, en cuatro cuartas partes de la altura libre entre losas.

Se revisaron las caras de todas las columnas accesibles y para cada entrepiso se cuantificó el porcentaje relativo de caras de columnas con diferentes niveles de agrietamiento.

Se puede concluir que:

- a) Más del 86 por ciento de sectores de columnas fueron observadas sin fisuras.
- b) Un poco más del 2 por ciento de sectores tuvieron fisuras -- con ancho menor de 0.1 mm.
- c) Diez por ciento de los sectores tuvieron grietas con tamaño máximo entre 0.1 mm y menor que 0.6 mm.
- d) Menos del 1% de extensión del daño observado en columnas estructuralmente importante y prácticamente ha sido reparado por restitución* o inyección de resinas epóxicas*. (ref. 16)

* Inyección de resinas epóxicas.

Las resinas epóxicas están constituidas por dos polímeros que

b.2 Muros

La inspección general practicada en los recorridos por la T.C.-T. reveló que, en general, el estado físico de los muros de concreto, reforzado y el de los de mampostería es satisfactorio.

Se encontraron algunos casos donde se desprendió parte del recubrimiento y algunas piezas de la fachada.

Los sitios donde se concentró evidencia del movimiento inducido por los sismos son: en planta baja, la unión del muro con la co

son resinas y acelerantes, la resistencia de estas resinas---varían entre 5 ó 6 veces más a la tensión y compresión cuya--capacidad de carga está entre los 500 Kg/cm² y 600 Kg/cm² com parándolo con el concreto.

Para la Inyección de las resinas epóxicas, primeramente se hacen dos canales alrededor de la grieta aproximadamente de 1--cm de espesor y 2 ó 3 mm de profundidad, se divide en 3 partes la falla colocando en cada parte un orificio (al inicio y al final de la grieta), por donde circulará la resina epóxica de abajo hacia arriba calafateando (rellenando). Finalmente se taponcan los orificios quedando reparado el elemento.

* Restitución

El procedimiento de restitución consiste en descubrir el elemento dañado hasta su corazón, esto significa retirar el concreto, hasta que el acero sea visible.

Para evitar contaminación en la estructura ésta se cepilla y limpia con aire a presión.

Finalmente se coloca un aditivo unión de concreto viejo con nuevo y un aditivo estabilizador para evitar contracción del concreto nuevo, y así poder colocar el concreto nuevo.

lumna F-8; en el sótano, en el muro de contención; en los niveles 9, 10, 11, 12, en el muro de concreto ubicado en la intersección de los ejes E-7 y 9.

b.3 Sistema de piso

Los sistemas de pisos consisten en losas planas de concreto reforzado, aligeradas con casetones de concreto.

Los sistemas de piso están recubiertos por un firme, y en general, por loseta vinílica en las áreas de circulación y en la mayoría de las oficinas. Tienen un plafón falso.

Los agrietamientos observados en la T.C.T. se concentran principalmente en los niveles 3 a 11, distinguiéndose las losas de los niveles 5 y 7 por ser aquellas donde se presenta la mayor cantidad de fisuras observadas, la mayoría con 0.1 mm de espesor máximo, sobre todo alrededor de las columnas del eje 13. -- (ref. 15).

b.4 Cajón de cimentación

Se efectuó una inspección del cajón de cimentación, revisando las celdas y midiendo los tirantes de agua en aquellas que se establecieron para lastre. En la fig. III-32 se reportan los tirantes medidos en febrero 11, 1986.

No se detectó agrietamiento en las contratraves del sistema de cimentación. El cajón permaneció estanco.

b.5 Elementos no estructurales

De las inspecciones practicadas a la T.C.T. y de los reportes--

de la S.C.T. se observó que el daño inducido a elementos no estructurales se concentró en el revestimiento de muros, afectando aplanados, recubrimientos interiores y exteriores, preponderantemente en las áreas de circulación, zonas de escaleras, elevadores y sanitarios. Se reportaron algunos vidrios estrellados y algunas piezas de fachada desprendidas.

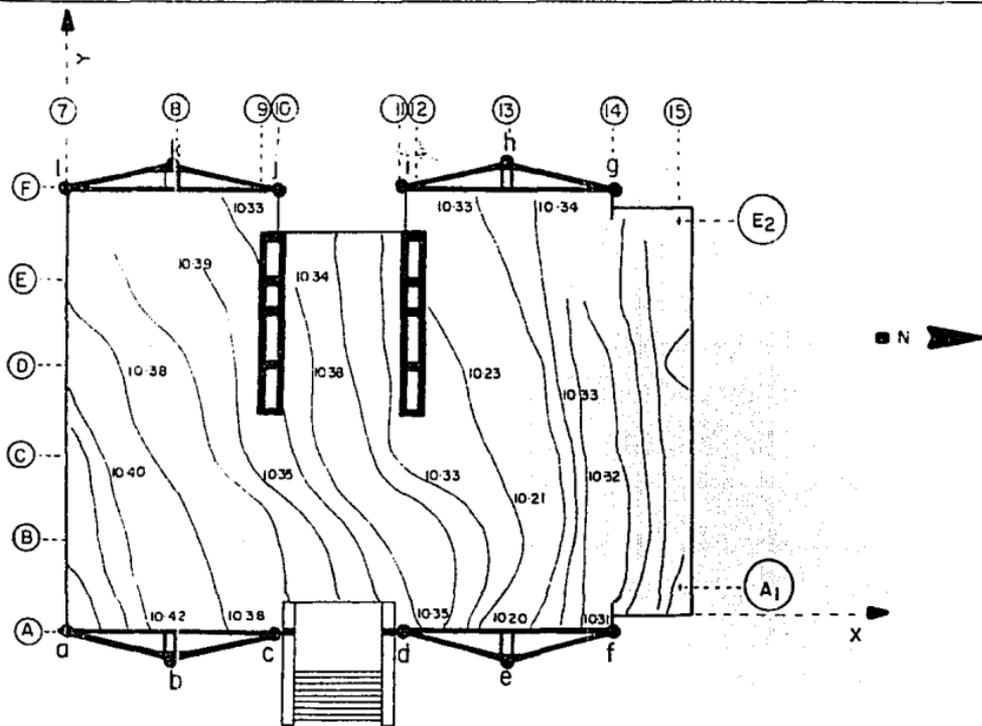


Fig-III-1 Curvas de nivel, planta baja, Dic.17-1985

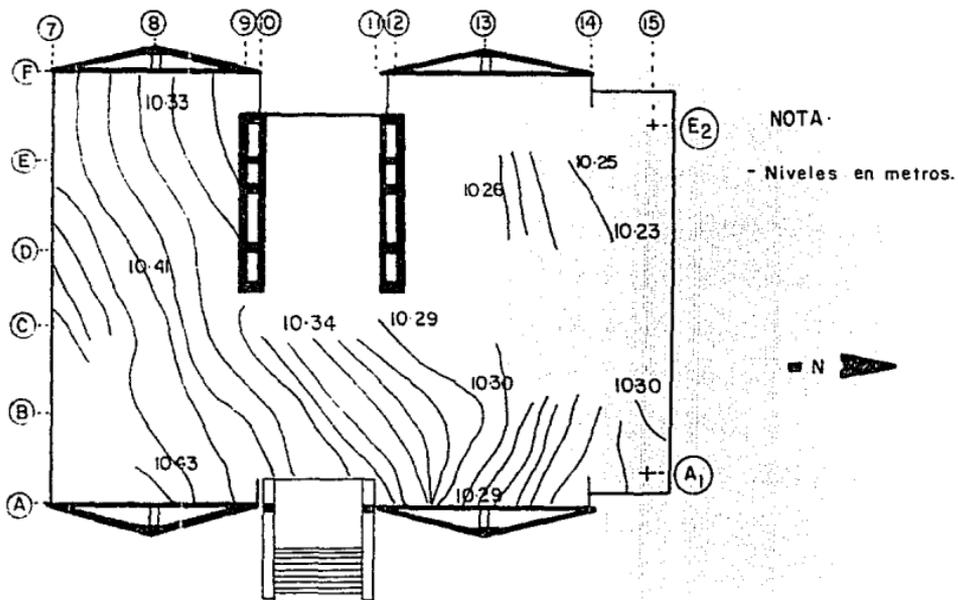


Fig III-2 Curvas de Nivel, Planta baja, Feb-20-1986

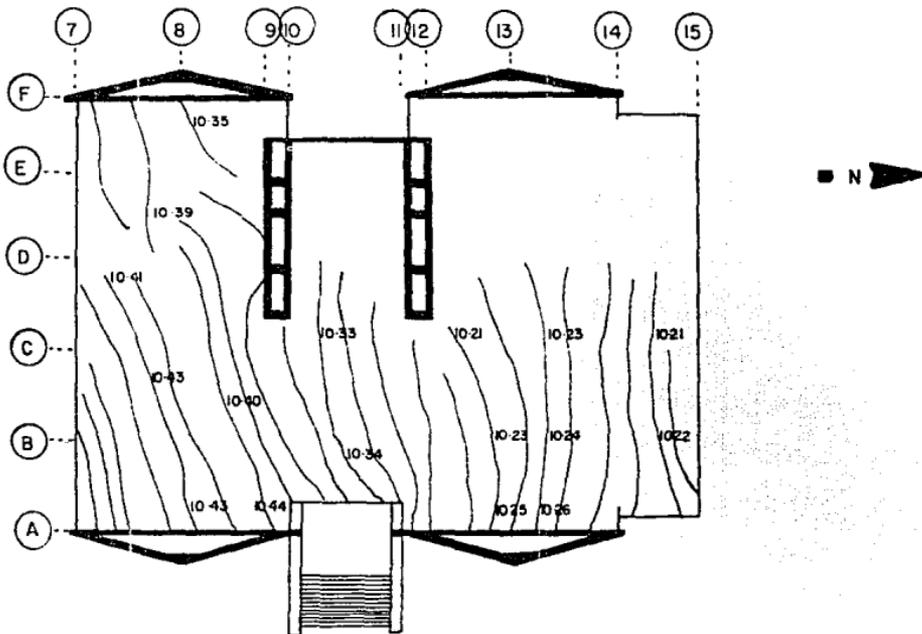


Fig III-3 Curvas de Nivel, planta baja, Abr 9, 1986

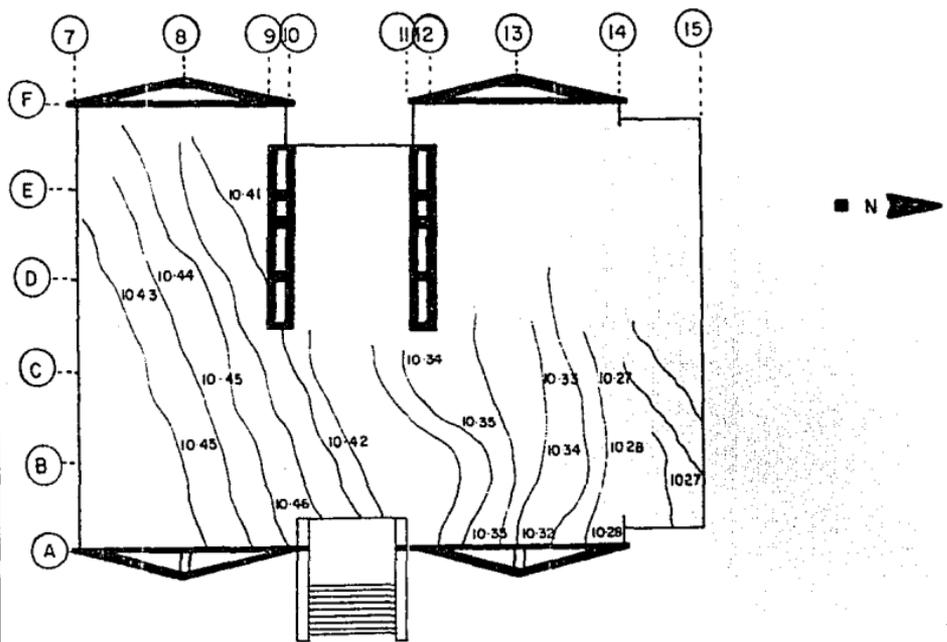


Fig. III-4 Curvas de Nivel, planta baja, Sep-27, 1986

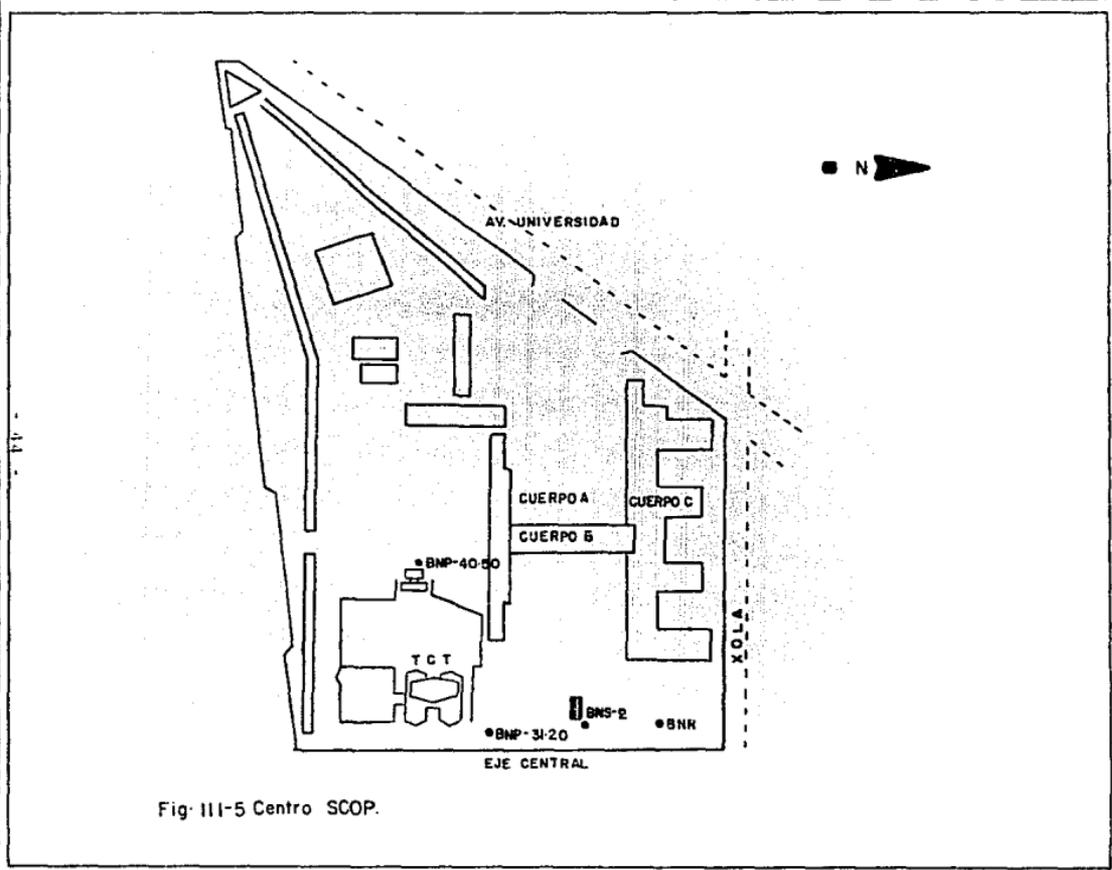
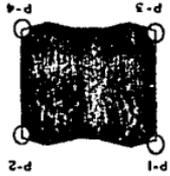
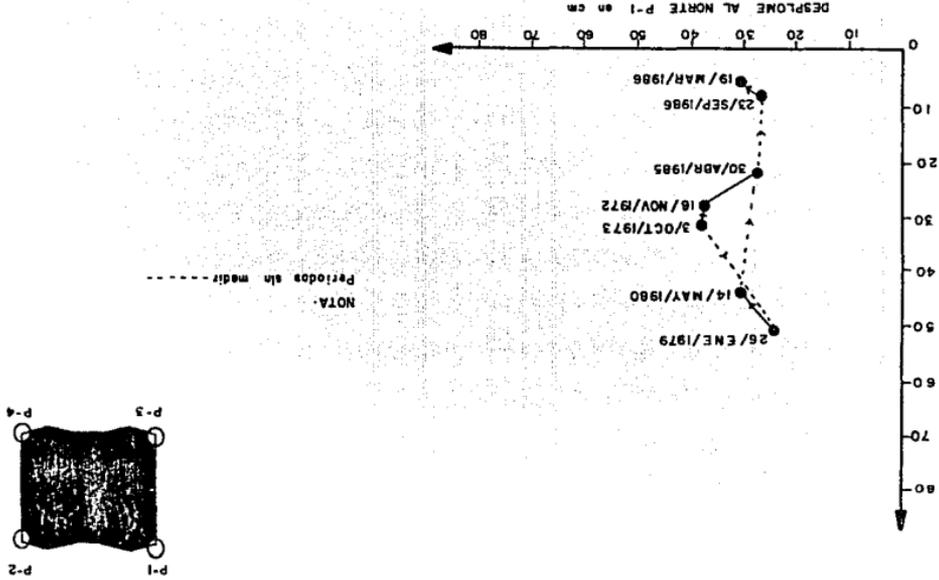


Fig. III-5 Centro SCOP.

Fig. III-6 Evolución del desplome P-1



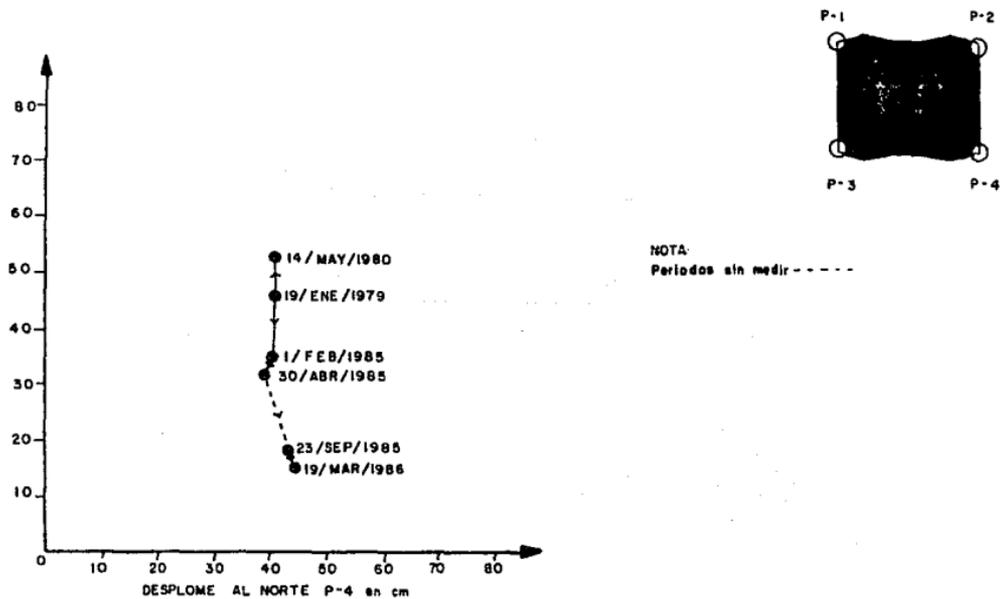


Fig-III-9 Evolución del desplome P-4

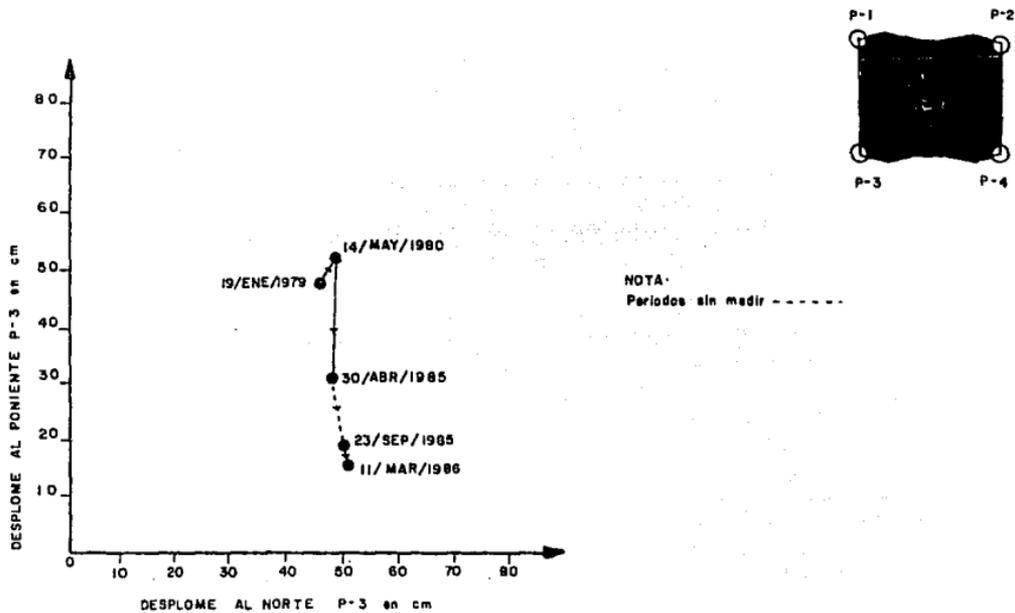
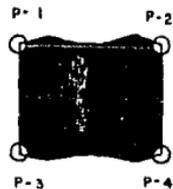
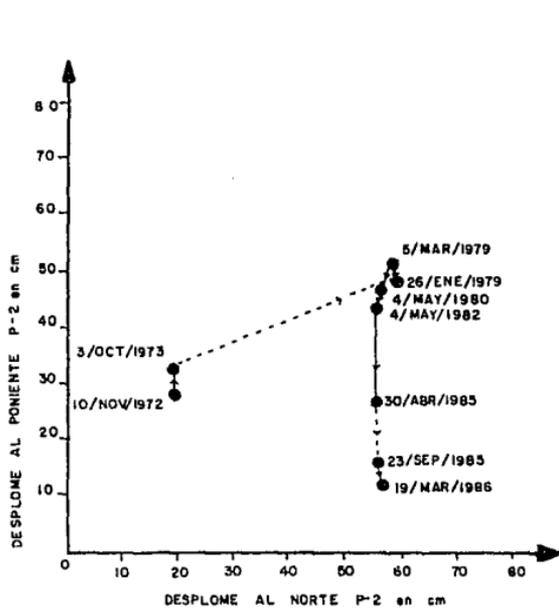
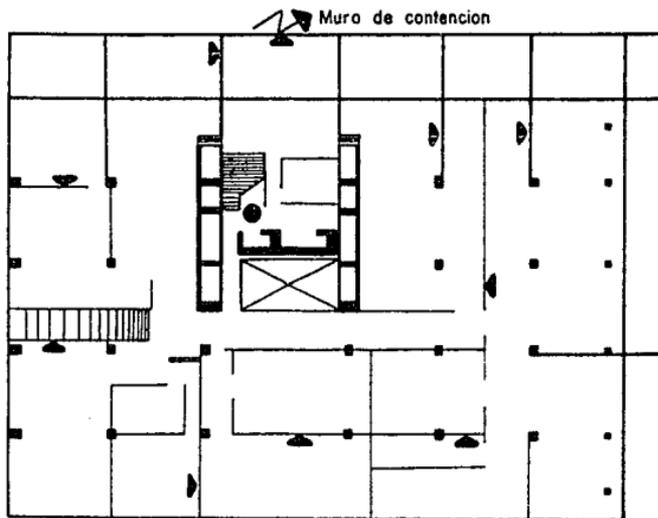


Fig.III-8 Evolución del desplome P-3



NOTA:
Periodos sin medir - - - -

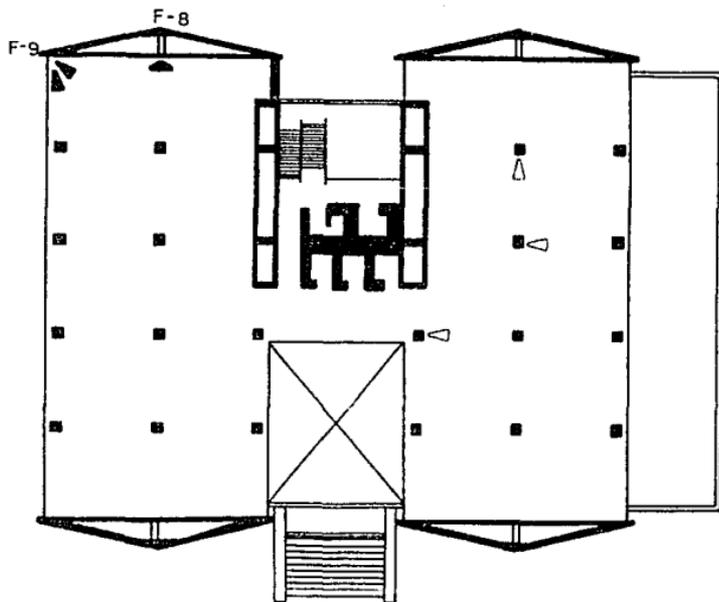
Fig. III-7 Evolución del desplome P-2



SIMBOLOGIA.

- △ Columna con fisuras
- ▽ Columna muy dañada
- ▴ Muro con fisuras
- ▾ Muro muy dañado
- Losa con fisuras
- Losa muy dañada

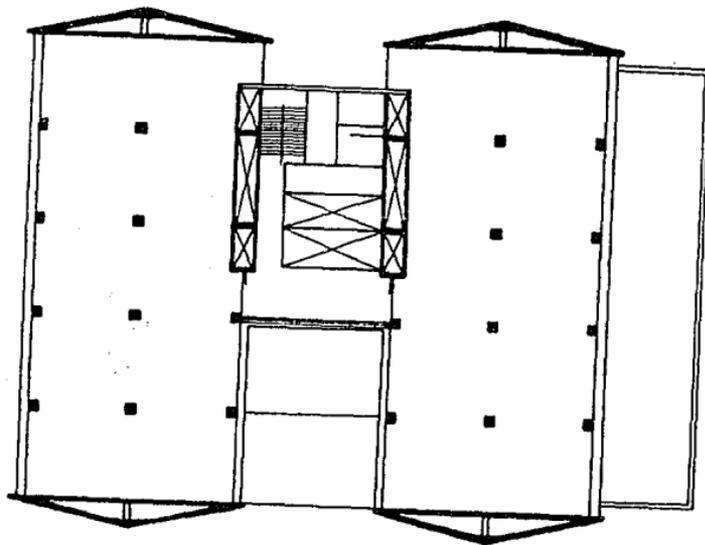
Fig. III-10 Sotano T.C.T.



SIMBOLOGIA

- ◁ Columna con fisuras
- ◄ Columna muy dañada
- ∠ Muro con fisuras
- ◄ Muro muy dañado
- Losa con fisuras
- Losa muy dañada

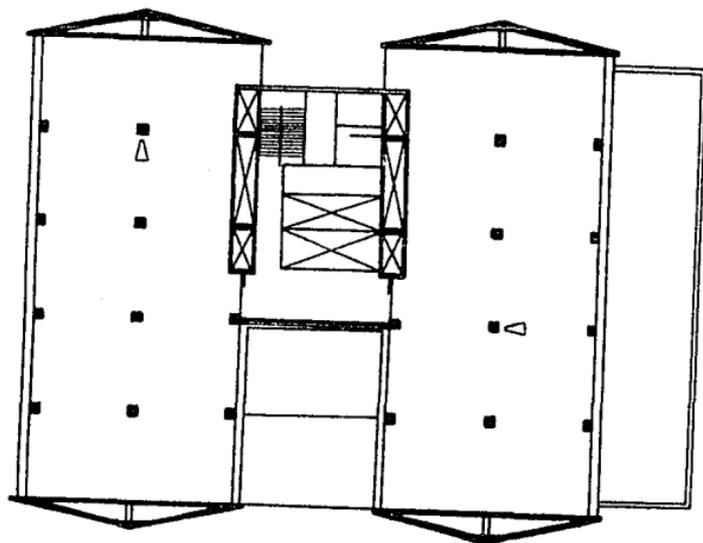
Fig-III-II Planta Baja T-C-T



NOTA:
No hay daños

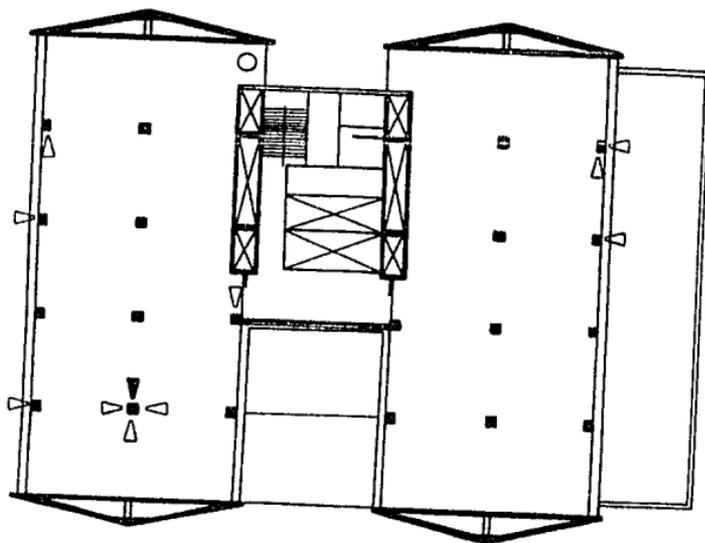
- 51 -

Fig III-12 Primer Piso T-C-T



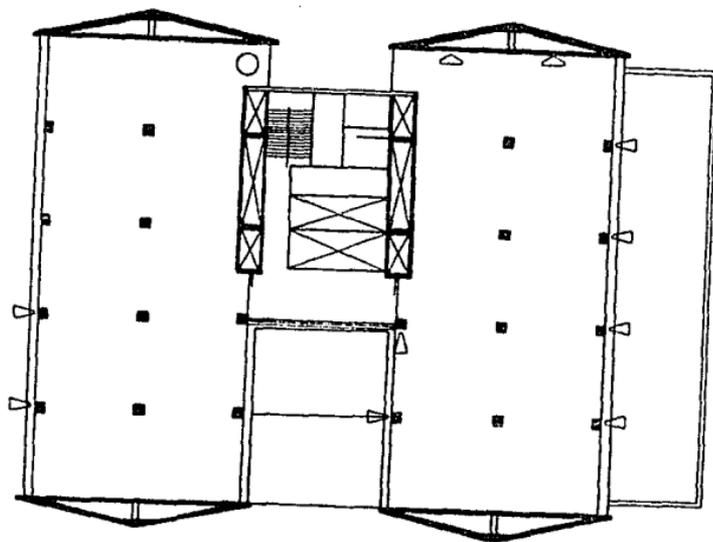
- SIMBOLOGIA:
- △ Columna con fisuras
 - ◄ Columna muy dañada
 - ◁ Muro con fisuras
 - ◂ Muro muy dañado
 - Losa con fisuras
 - ◉ Losa muy dañada

Fig. III-13 Segundo Piso T-C-T.



- SIMBOLOGIA**
- △ Columna con fisuras
 - ▲ Columna muy dañada
 - ▽ Muro con fisuras
 - ◆ Muro muy dañado
 - Losa con fisuras
 - Losa muy dañada

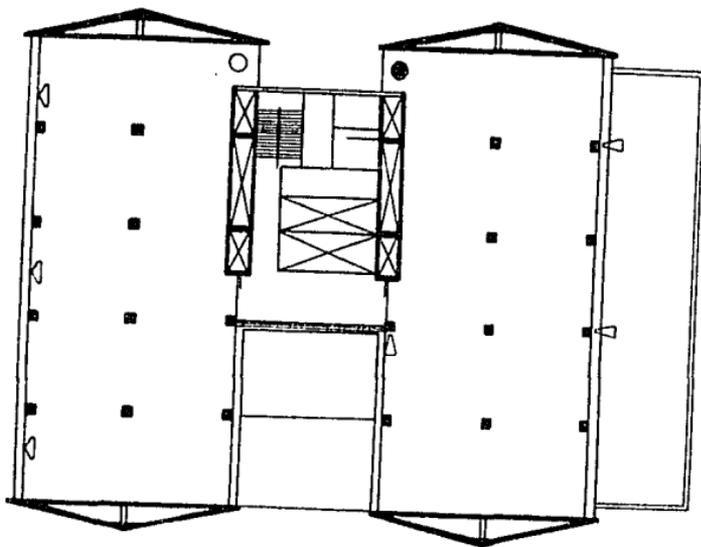
Fig. III-14 Tercer Piso T.C.T.



SIMBOLOGIA:

- △ Columna con fisuras
- ▲ Columna muy dañada
- ◁ Muro con fisuras
- ◄ Muro muy dañado
- Losa con fisuras
- Losa muy dañada

Fig. III-15 Cuarto Piso T.C.T.



- SIMBOLOGIA**
- △ Columna con fisuras
 - ▲ Columna muy dañada
 - ◁ Muro con fisuras
 - ◄ Muro muy dañado
 - Losa con fisuras
 - Losa muy dañada

- 55 -

Fig. III-16 Quinto Piso T·C·T·

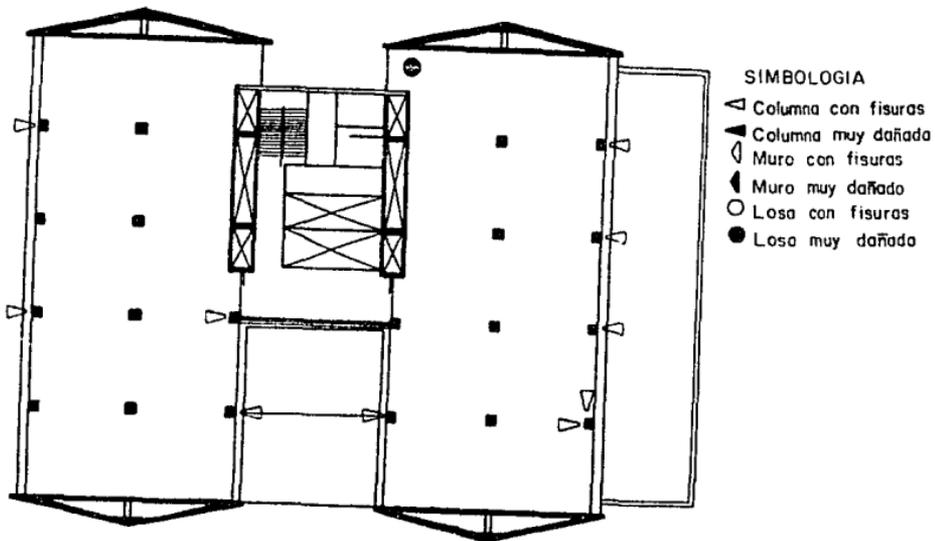
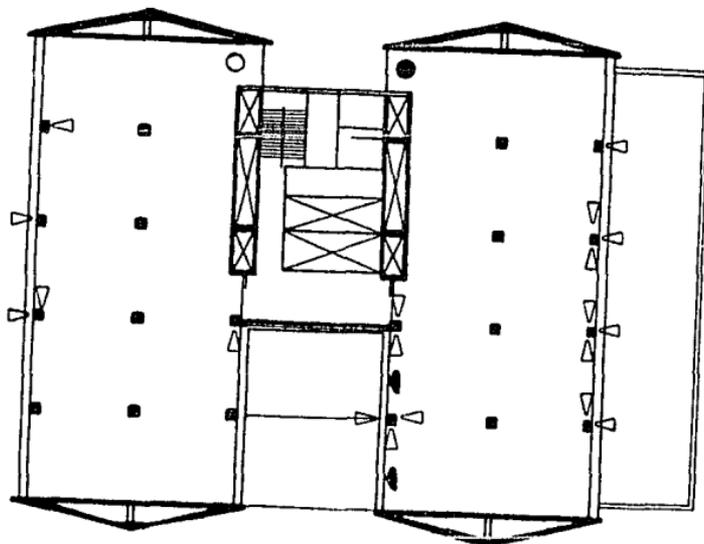


Fig-III-17 Sexto Piso T.C.T.

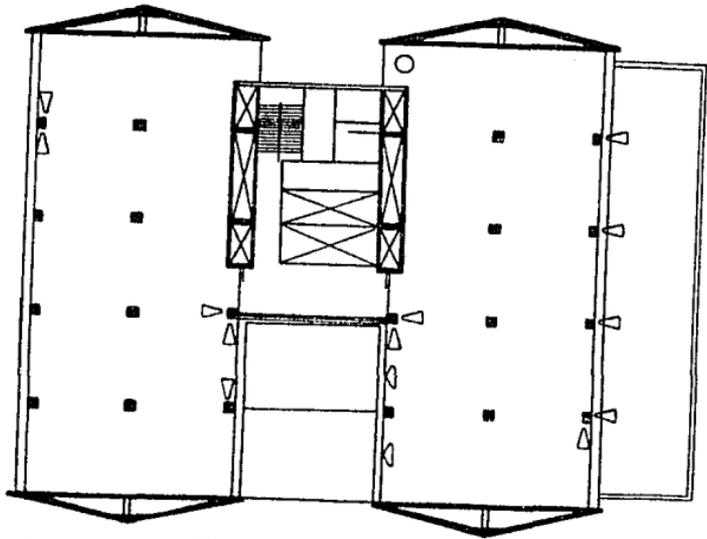
■ N



SIMBOLOGIA:

- ▽ Columna con fisuras
- ▲ Columna muy dañada
- △ Muro con fisuras
- ◄ Muro muy dañado
- Losa con fisuras
- Losa muy dañada

Fig. III-18 Séptimo Piso T.C.T.



- SIMBOLOGIA-
- ◁ Columna con fisuras
 - ▶ Columna muy dañada
 - ◁ Muro con fisuras
 - ▶ Muro muy dañada
 - Losa con fisuras
 - Losa muy dañada

Fig. III-19 Octavo Piso T.C.T.

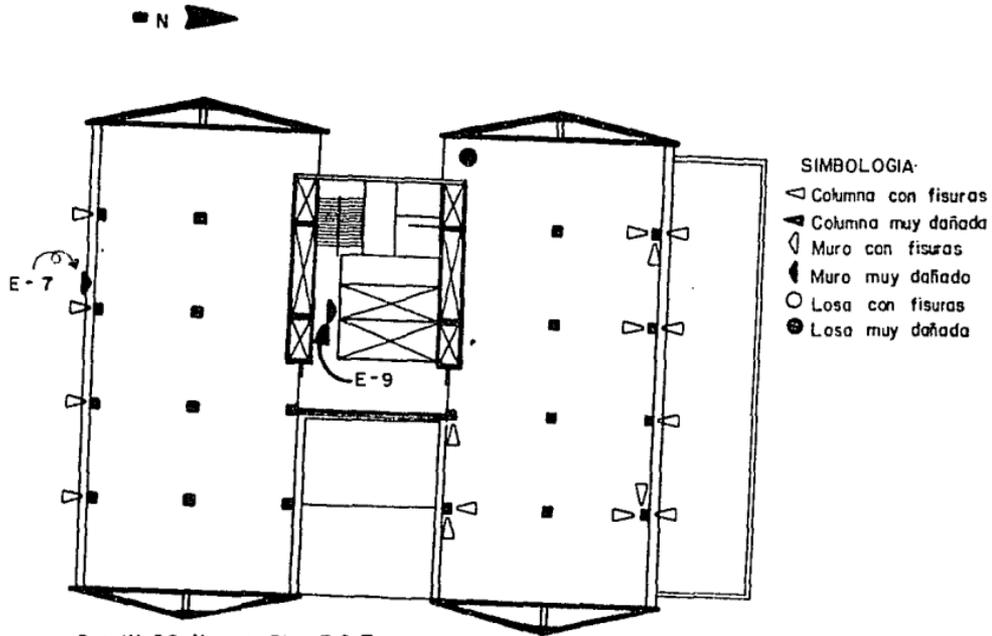


Fig. III-20 Noveno Piso T.C.T.

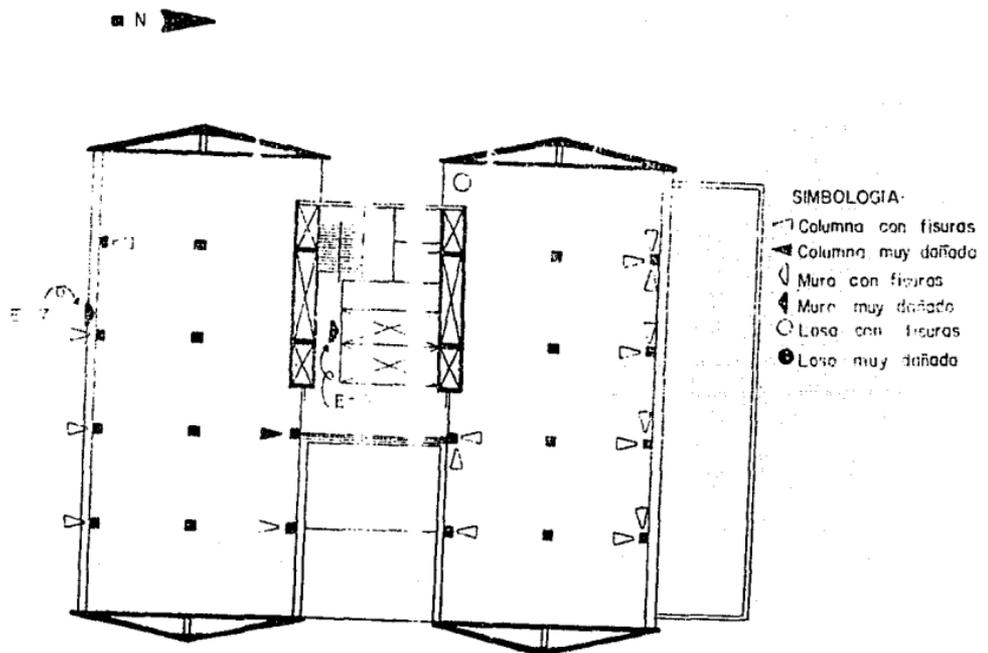


Fig. III-21 Décimo Piso T.C.T.

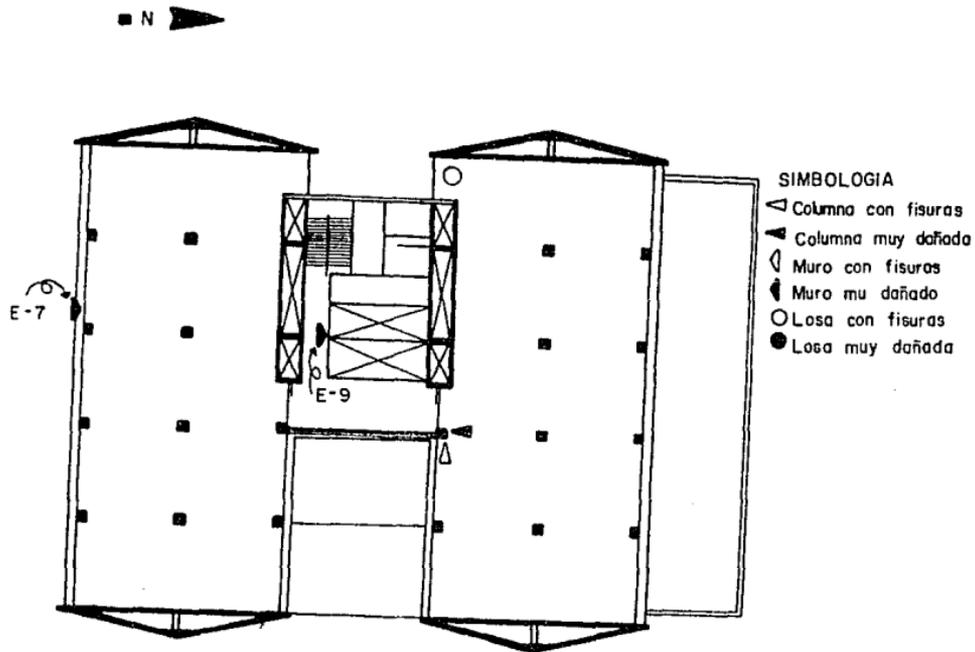


Fig-III-22 Onceavo Piso T.C.T.

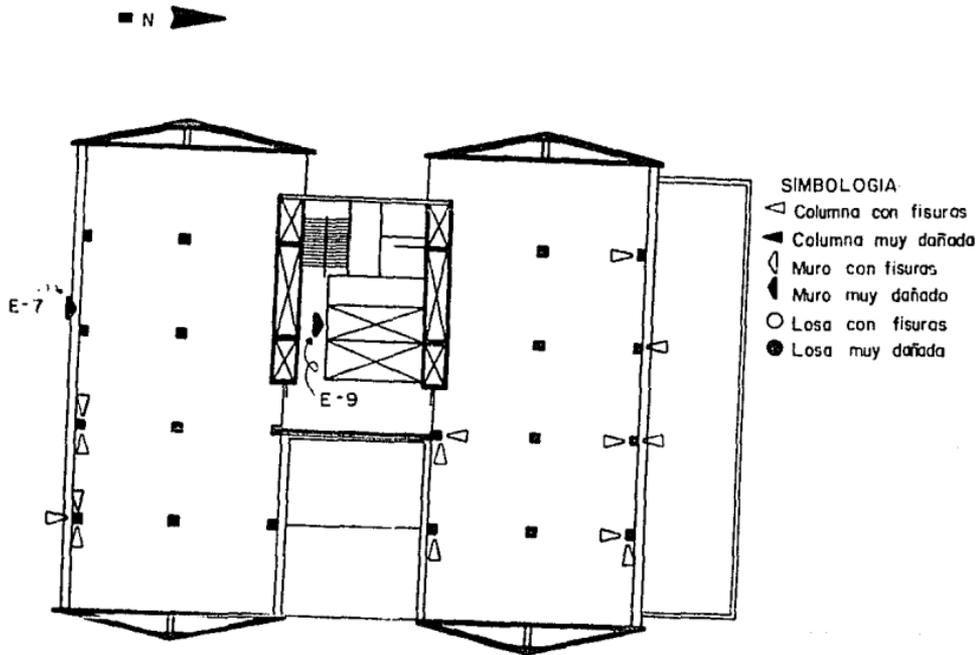


Fig III-23 Doceavo Piso T.C.T.

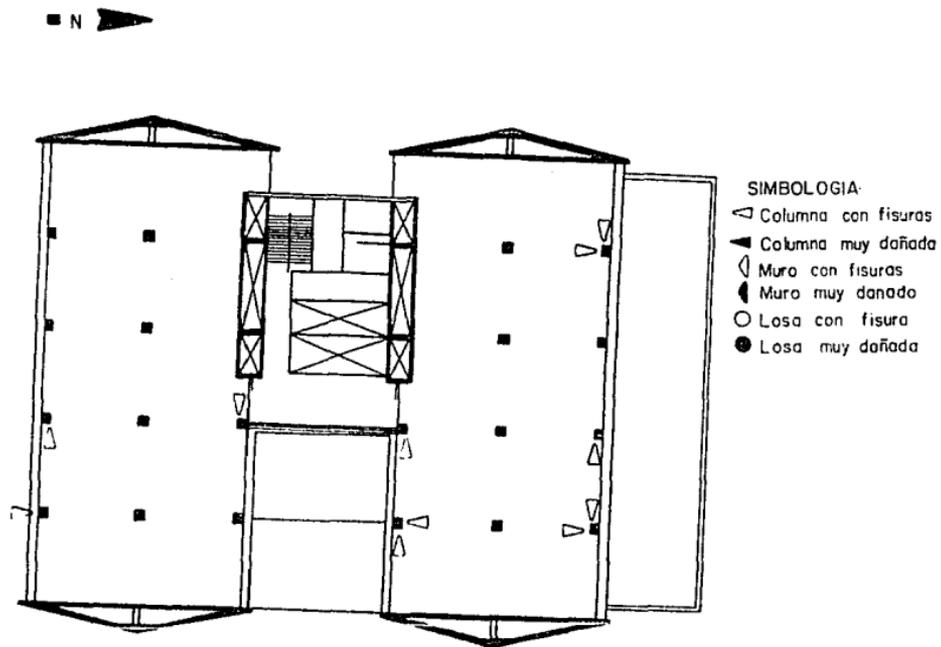


Fig. III-24 Treceavo Piso T-C-T.

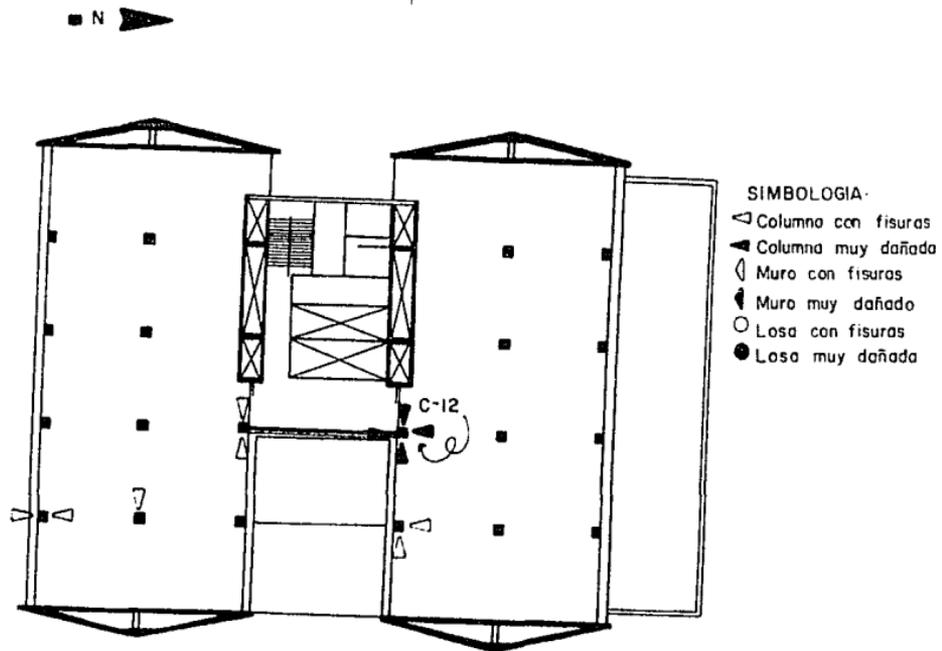


Fig. III-25 Catorceavo Piso T-C-T

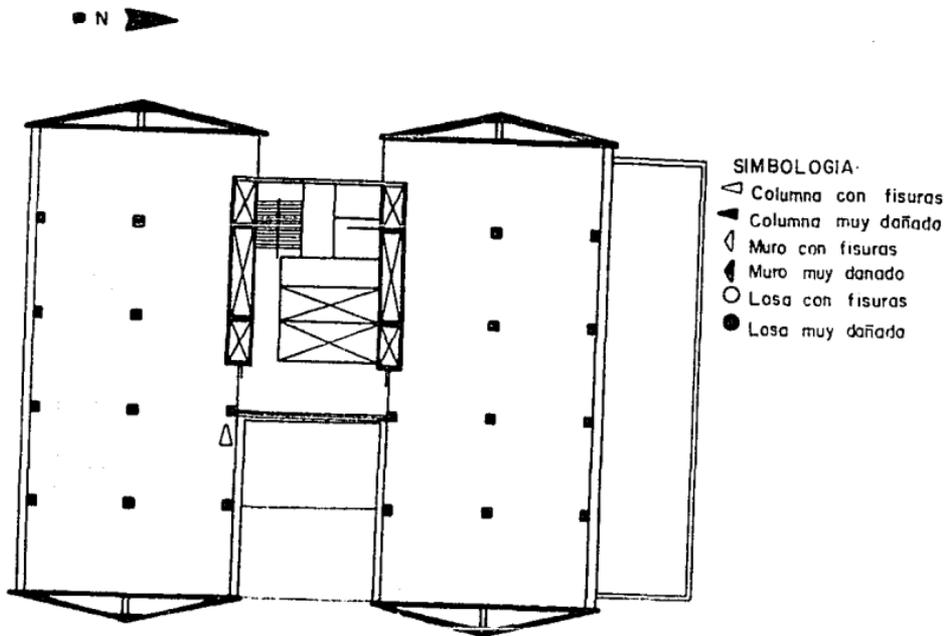
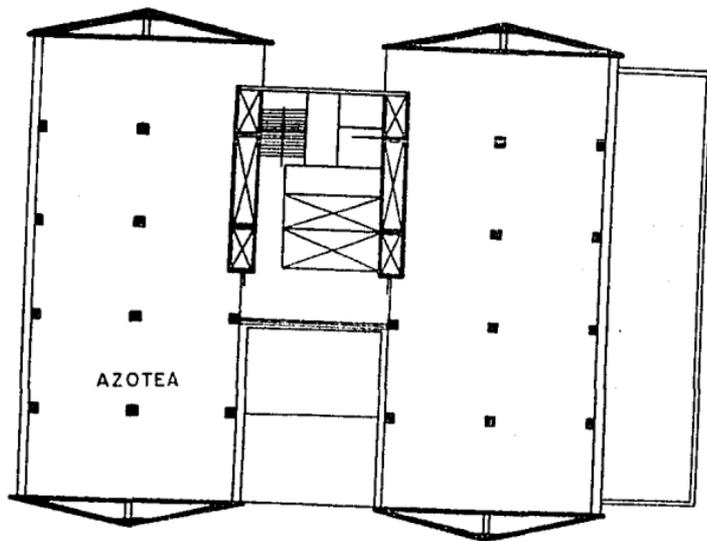


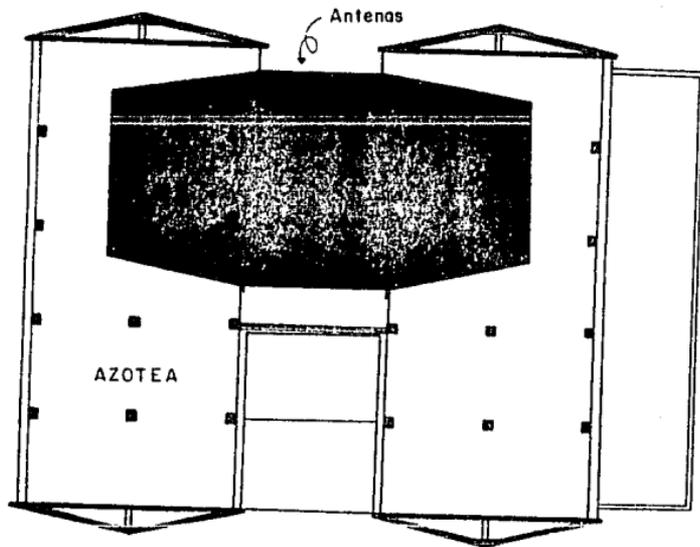
Fig III-26 Quinceavo Piso T.C.T.



NOTA ·
No hay daños

Fig III-27 Azotea I T-C-T

N



NOTA
No hay daños

Fig III-28 Azotea T-C-T

- 67 -

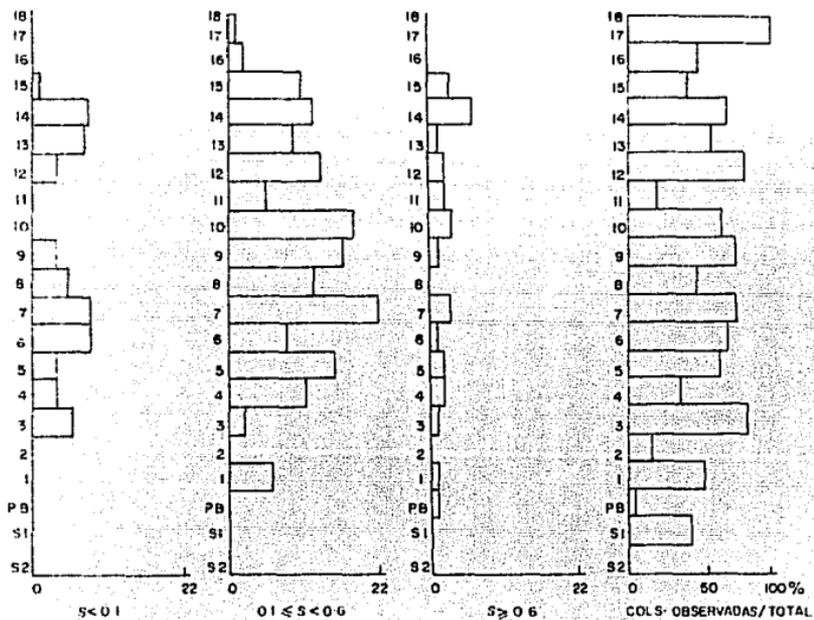


Fig-III-29 No COLS FISURADAS / AGRIETADAS

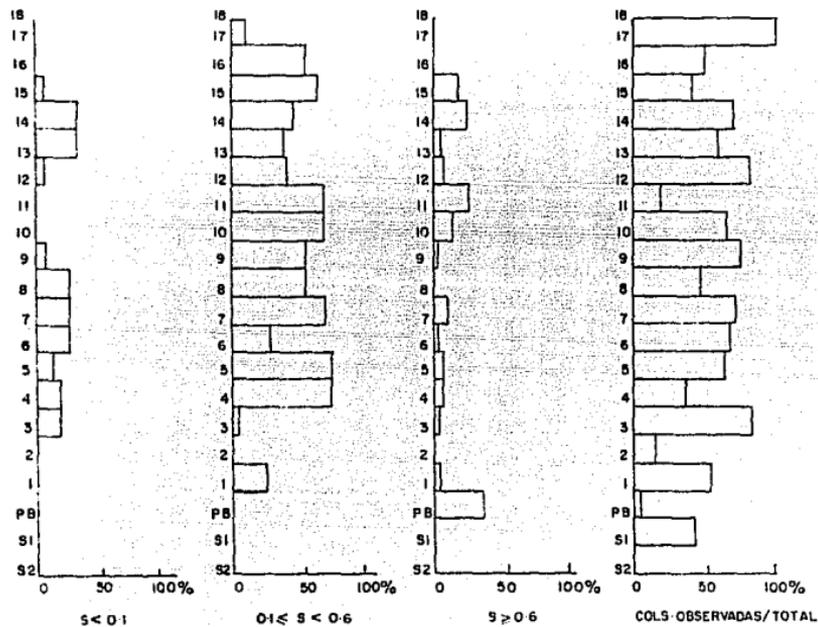


Fig III-30 COLUMNAS AGRIETADAS / COLUMNAS OBSERVADAS

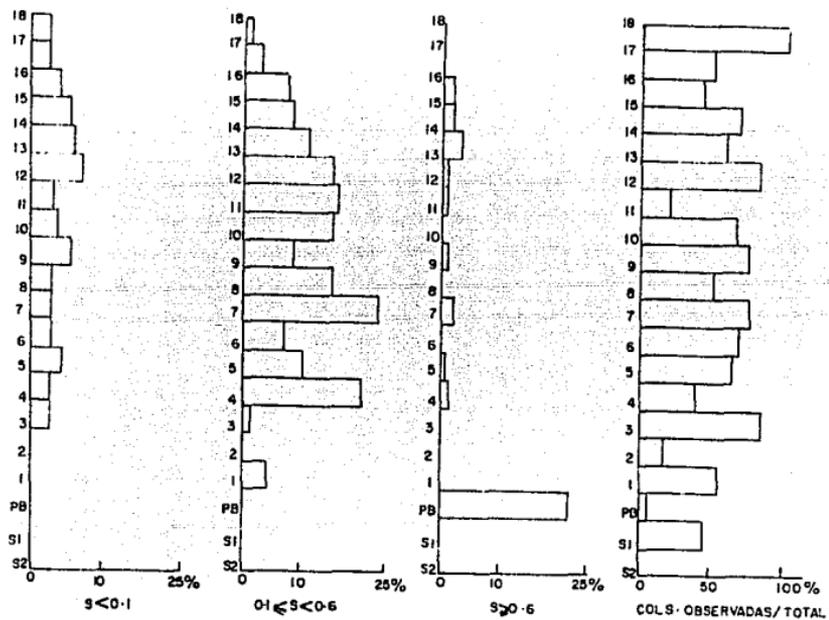


Fig 111-31 Extension del agrietamiento en columnas

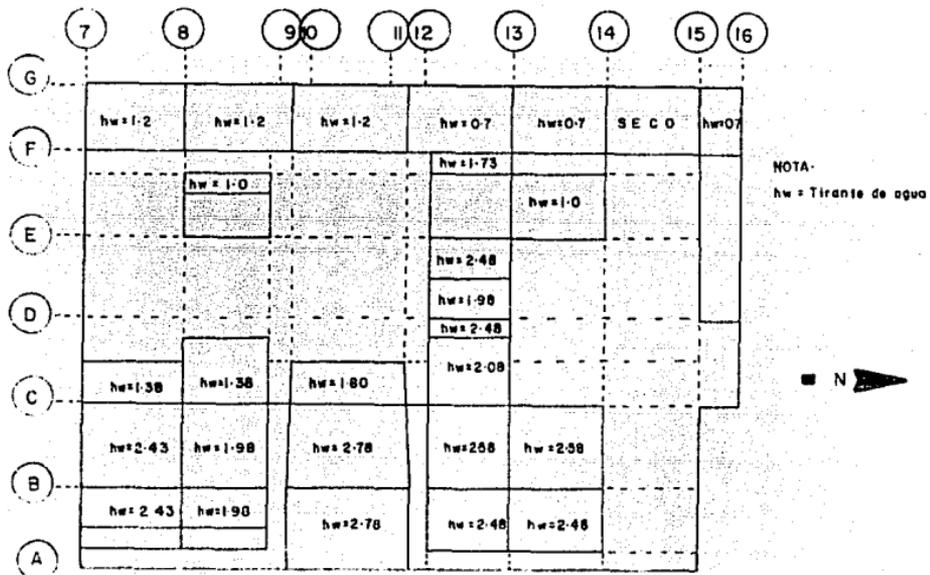


Fig-III-32 Tirante medidos en Febrero II, 1986

**ESTUDIO GEOTECNICO EFECTUADO
DESPUES DEL SISMO**

IV ESTUDIO GEOTECNICO EFECTUADO DESPUES DEL SISMO

Debido al fuerte impacto sísmico sufrido el 19 de septiembre de 1985, se tuvo la necesidad de llevar a cabo un estudio geotécnico en donde se presentan y describen los resultados de los trabajos de campo y laboratorio; comprendiendo, los primeros, sondeos de exploración e instalación y mediciones piezométricas. -- Los ensayos de laboratorio abarcan, además de las determinaciones usuales de propiedades índice y mecánicas, módulos de rigidez al cortante (G) y el módulo de Young E.

A. TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de dos sondeos profundos, SM-1 y SM-2, y en la instalación de una estación piezométrica EP-1, como enseguida se trata.

a.1 Sondeos de exploración

Los sondeos fueron del tipo mixto y se llevaron hasta 43.70 m - el SM-1 y a 42.00 m el SM-2, respecto a la superficie actual -- del terreno; su ubicación en el sitio se muestra en la fig. --- IV-1.

De acuerdo a la nivelación, al brocal del sondeo SM-1 le corresponde la elevación 99.305 m y al del SM-2 la elevación 99.390 m, -- que al relacionarlos con el banco BNS-2 utilizado para otros estudios le corresponde la elevación +8.57 m y +8.65 m, respectivamente.

En los sondeos se combinó el muestreo inalterado, mediante tubos Shelby de 10 cm de diámetro hincados a presión en suelos -- blandos y tubos dentados tipo Dennisson de pared delgada accionados a rotación en suelos firmes, con el muestreo alterado em-

plcando penetrometro estándar. Con este procedimiento se determinó además la resistencia de los suelos a la penetración del muestreador.

a.2 Estación Piezométrica

Con objeto de conocer el estado de presiones de poro actual del subsuelo y definir con mayor precisión la profundidad del nivel freático (NAF), se instaló una estación piezométrica constituida por dos piezómetros abiertos tipo Casagrande (PA-1 y 2), un piezómetro neumático (PN-1) y un tubo perforado (TNAF).

El número de aparatos es menor en dos al inicialmente considerado para este estudio, atendiendo a la solicitud de la S.C.T. de tratar de aprovechar los piezómetros de la estación instalada por Solum en enero de 1979, identificada como EP-S, y cuya ubicación aparece en la fig. IV-1.

Los piezómetros abiertos PA-1 y PA-2 y el tubo de observación del nivel freático TNAF se instalaron en la perforación dejada por el sondeo SM-2; en una perforación por separado se instaló piezómetro neumático PN-1.

Los aparatos se llevaron a las siguientes profundidades: PA-1, 42.00 m; PN-1, 21.00 m; PA-2, 15.28 m y TNAF, 5.00 m. El centro de las celdas de los piezómetros se sitúa 20 cm por arriba de esas profundidades.

La estación instalada por Solum, S.A., hace 7 años, está formada por cuatro piezómetros abiertos que según reporte original, están situados a las siguientes profundidades: P-1, 10.0 m; P-2, 27.0 m; P-3, 34.0 m y P-4, 44.0 m. En diciembre de 1985 la profundidad máxima medida fue de 9.5 m el P-1, 26.24 m el P-2 y P-3 a 33.27 m, el piezómetro P-4 estaba parcialmente destruido. (ref. 8).

Las fechas de instalación y medición de los piezómetros y la presión de poro determinada en ellos se reporta en la tabla IV-1.

B. ENSAYES DE LABORATORIO

Las muestras de suelo se clasificaron en laboratorio conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se determinó:

a) Contenido natural de agua, w .

b) Límite de consistencia líquido y plástico, LL y LP.

c) Porcentaje de finos, F .

Por otra parte a muestras inalteradas seleccionadas se les determinó:

d) Resistencia al corte con torcómetro, St .

e) Resistencia al corte con ciclos de carga y descarga, Squ .

f) Peso específico relativo, Ss .

g) Relación de vacíos, e , peso volumétrico natural, γ^A

Por último se determinaron los diagramas de Mohr para la obtención de a) la resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada, normal y con ciclos de carga y descarga, Cuu , βuu . b) Resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada, normales y con ciclos de carga y descarga, Ccu , βcu . que aparecen en las Figuras IV-2 al IV-7.

TABLA IV-1 Fechas de medición de piezómetros y presión de poro medida

Fechas de Medición	Presión de poro, en t/m ²						TNAF (5.00)
	Piezómetros de este estudio			Piezómetros existentes*			
	PA-1 (42.00)	PN-1 (21.00)	PA-2 (15.28)	P-1 (9.50)	P-2 (26.24)	P-3 (33.27)	
19 dic. 85	--	--	--	8.76	20.11	20.12	--
20 dic. 85	--	--	--	8.76	20.12	20.12	--
20 dic. 85	--	--	--	se purgó	se purgó	se purgó	--
20 dic. 85	--	instal.	--	9.50	26.24	33.27	--
21 dic. 85	instal.	--	instal.	7.75	26.05	24.43	--
23 dic. 85	--	--	--	7.77	25.86	20.33	--
26 dic. 85	--	--	--	7.72	25.67	20.23	--
3 ene. 86	11.98	16.3	11.76	7.65	25.17	20.18	2.43
3 ene. 86	se lavó	--	se lavó	--	--	--	se lavó
3 ene. 86	10.65	--	4.47	--	--	--	2.60
9 ene. 86	10.90	15.7	11.60	7.64	24.87	20.14	2.46
9 ene. 86	--	--	--	se lavó	se lavó	--	--
9 ene. 86	--	--	--	1.94	5.08	--	--
17 ene. 86	11.30	--	11.64	4.58	5.60	20.17	2.44
21 ene. 86	11.31	14.8	11.60	5.23	5.85	20.16	2.45
31 ene. 86	11.31	14.9	11.60	5.25	5.81	20.17	2.45
11 feb. 86	11.21	--	11.53	7.18	6.94	20.14	2.40
18 feb. 86	11.24	14.5	11.46	7.27	7.29	20.19	2.40
28 feb. 86	11.15	14.3	11.38	7.18	7.62	20.40	2.67
15 mar. 86	11.17	14.2	11.41	7.15	7.59	20.47	2.62
24 abr. 86	10.93	13.4	10.92	7.13	10.38	22.70	2.74

*, Instalados por Solum, S.A. en enero de 1979; entre paréntesis se indica la profundidad de las celdas medidas en diciembre de 1985.

C. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES

De las investigaciones de campo y laboratorio se forman los perfiles estatigráficos y de propiedades del subsuelo. (ref. 13).

Se distinguen las siguientes capas principales:

Profundidad media	Descripción
0 a 3.1 m	Relleno, constituidos principalmente por suelos arcillosos y limosos, color café gris, con arena, escombros y desperdicios de construcción.
3.1 a 6.9 m	Manto Superficial Natural. Limo (MH) color gris-café, gris claro y gris-olivo, de consistencia media, con lentes de arena fina volcánica y microfósiles. F : 33 a 100% W : 25 a 151% Ss : 2.34 a 2.49 e : 1.5 a 3.5 γ^{\wedge} : 1.29 a 1.65 t/m ³ St : 2.7 a 8.5 t/m ² Squ: 1.3 a 6.5 t/m ²
6.9 a 30.6 m	Formación arcillosa superior. Arcilla (CH), de consistencia muy blanda, color gris oscuro, gris-olivo, café-olivo, café-amarillo y café-rojo, con lentes de limo, arena fina y vidrio volcánico intercalados a diferentes profundidades; en toda la formación se aprecian microfósiles.

La formación es muy compresible y de baja resistencia al corte, características de la arcilla:

F : > 92%
W : 475% máximo
Ss : 2.16 a 2.65
e : 3.0 a 11.0
 γ^A : 1.10 a 1.30 t/m³
St : 1.0 a 8.3 t/m²
Squ: 1.0 a 10.0 t/m²

30.6 a 35.5 m

Primera capa dura. Predominan los suelos limosos duros y areno-limosos compactos, color gris claro y gris-olivo, con capas de arcilla limosa-suave intercaladas. Características de los suelos limosos:

N : > 50 golpes
F : 24 a 70%
W : 12 a 70%
Ss : 2.35 a 2.67
e : 0.7 a 2.0
 γ : 1.5 a 2.0 t/m³
St : 1.0 a 12.6 t/m²
Squ: 3.5 a 12.0 t/m²

35.5 a 39.1 m

Formación arcillosa Inferior. Arcilla (CH), de consistencia media a firme, color gris-olivo y gris-verde, con lentes intercalados de vidrio volcánico y arena fina, con pocos microfósiles. Características de la arcilla.

W : 250% máximo
Ss : 2.30 a 2.55

e : 4.5 a 6.0
 γ^A : 1.3 a 1.7 t/m³
St : 6.3 a 12.6 t/m²
Squ: 4.6 a 20.0 t/m²

39.1 a 43.7 m

Depósitos Profundos. Constituidos--
principalmente por suelos limo-areno
sos y areno-limosos duros y compac--
tos, color gris claro, gris-verde y
café-amarillo, con poca grava fina.-
Características:

N : > 50 golpes
F : 23 a 53%
N : 15 a 50%
Ss : 2.53 a 2.60
 γ : 1.8 a 2.0 t/m³
e : 1.5 a 7.0
St : 1.0 a 17.7 t/m²
Squ: 8.5 a 17.7 t/m²

D. HUNDIMIENTO REGIONAL

En la tabla IV-2 se anotan los valores del hundimiento de la --
superficie del terreno para los periodos de medición de la Comi
sión de Aguas del Valle de México (C.A.V.M.), ref. 17, así como
su velocidad promedio anual. La última medición reportada por
esa comisión data de 1977.

Tabla IV-2 Hundimiento general en la superficie del terreno

PERIODO	HUNDIMIENTO (cm)	VELOCIDAD cm/año
jul-1952-jun-1959	50	7.2
jun-1959-jun-1963	120	10.0
jun-1963-jun-1966	25	8.3
jun-1966-mar-1970	30	8.0
mar-1970-ago-1973	25	7.3
ago-1973-ago-1977	30	7.5

La estimación efectuada de la historia de los hundimientos de la T.C.T, respecto al nivel original del terreno.

FECHA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL, cm (esquina F-14 más hundida)
Agosto 1968	15
diciembre 1970	19
septiembre 1973	27
julio 1976	32
marzo 1979	33
marzo 1982	33
diciembre 1984	27
diciembre 1985	23

De la figura III- 5 se determina que los bancos profundos ---- BNP-31.20 y BNP-40.50, emergen prácticamente con la misma velocidad con respecto a los bancos superficiales BNR y BNS-2, siendo la emersión y su velocidad promedio entre enero-1968 - mayo-1972 de 33 cm de 7.5 cm/año, respectivamente.

En el periodo de mayo-1972 - octubre-1976 no se cuenta con datos de nivelaciones.

En el periodo octubre-1976 - enero-1986, la emersión del banco-BNP-40.50 y su velocidad promedio anual, es de 81 cm y de 8.7 - cm/año, respectivamente.

Para los dos periodos antes citados, la emersión del banco profundo significa que la superficie del terreno se ha hundido con respecto a ese banco, debido a la deformación experimentada por las Formaciones Arcillosas Superior (FAS) e Inferior (FAI) del sitio en estudio.

De lo anteriormente expuesto se concluye que los valores del -- hundimiento regional deducidos de la información de la CAVM, -- son del orden de magnitud del hundimiento de la superficie re-- gistrado a partir de enero-de 1968 con respecto al banco profun-- do BNP-40.50.

El hundimiento total ocurrido en el periodo enero-1968 - enero-1986, es decir en 18 años, se estima en 1.5 m, si al periodo ma-- yo-1972 - octubre-1976, del que no se cuenta con mediciones, se le supone una velocidad de hundimiento de 8 cm/año. (ref. 17).

Las figuras IV-9 y IV-10 muestran la distribución de presiones-- verticales totales, efectivas en condiciones hidrostáticas, --- efectivas en condiciones hidrodinámicas para los sondeos SM-1 y SM-2, así como valores de presiones de preconsolidación. La -- condición hidrodinámica se obtuvo a partir de la última medi--- ción (24 de abril de 1986) de los piezómetros PA-1, PN-1, y --- PA-2 de la estación EP-1 y del P-1 y P-3 de la estación EP-S.

En la tabla IV-3 se reportan las presiones de poro medidas en-- años anteriores, tanto en una estación piezométrica cercana --- (identificada como EP-G1) que existía en 1978 a unos 130 m al-- norte de la torre, como en la estación EP-S, instalada por So-- lum, S.A. También se reportan las presiones de poro medidas en la estación EP-1 instalada por Bufete Industrial. (fig. IV-1).

Tabla IV-3 Presión de poro en el subsuelo en las estaciones piezométricas EP-S, EP-GI- y EP-1, y pérdida respecto a la presión hidrostática.

ESTACION	PIEZOMETRO	PROF. INSTALADA m	PRESION DE PORO, t/m ²		PERDIDA t/m ²
			MEDIDA	HIDROSTATICA	
EP-GI (nov. 78)	TNF*	7.45	---	---	---
	P-1	15.00	9.65	12.68	3.03
	P-2	33.00	14.30	30.68	16.38
	P-3	42.00	19.00	39.68	20.68
EP-S (mar. 79)	P-1	9.70	7.76	7.76	0
	P-2	26.70	18.68	24.76	6.08
	P-3	33.70	15.43	31.76	16.33
	P-4	43.70	24.40	41.76	17.36
EP-1 (abr. 86)	TNAF**	5.00	---	---	---
	PA-2	15.28	10.92	12.54	1.65
	PN-1	21.00	13.40	18.26	4.86
	PA-1	42.00	10.93	39.26	28.33

(Entre paréntesis se indica la fecha de la medición considerada en cada estación).

* Profundidad del nivel freático = 2.32 m.

** Profundidad del nivel freático = 2.74 m.

La pérdida de la presión de poro es particularmente grande en los depósitos profundos, a 42.0 m de profundidad, igual a 28.3-t/m², según mediciones en el piezómetro PA-1. Mediciones efectuadas en varias fechas denotan el avance en la pérdida de esa presión. La profundidad del nivel freático también ha venido incrementándose con el tiempo.

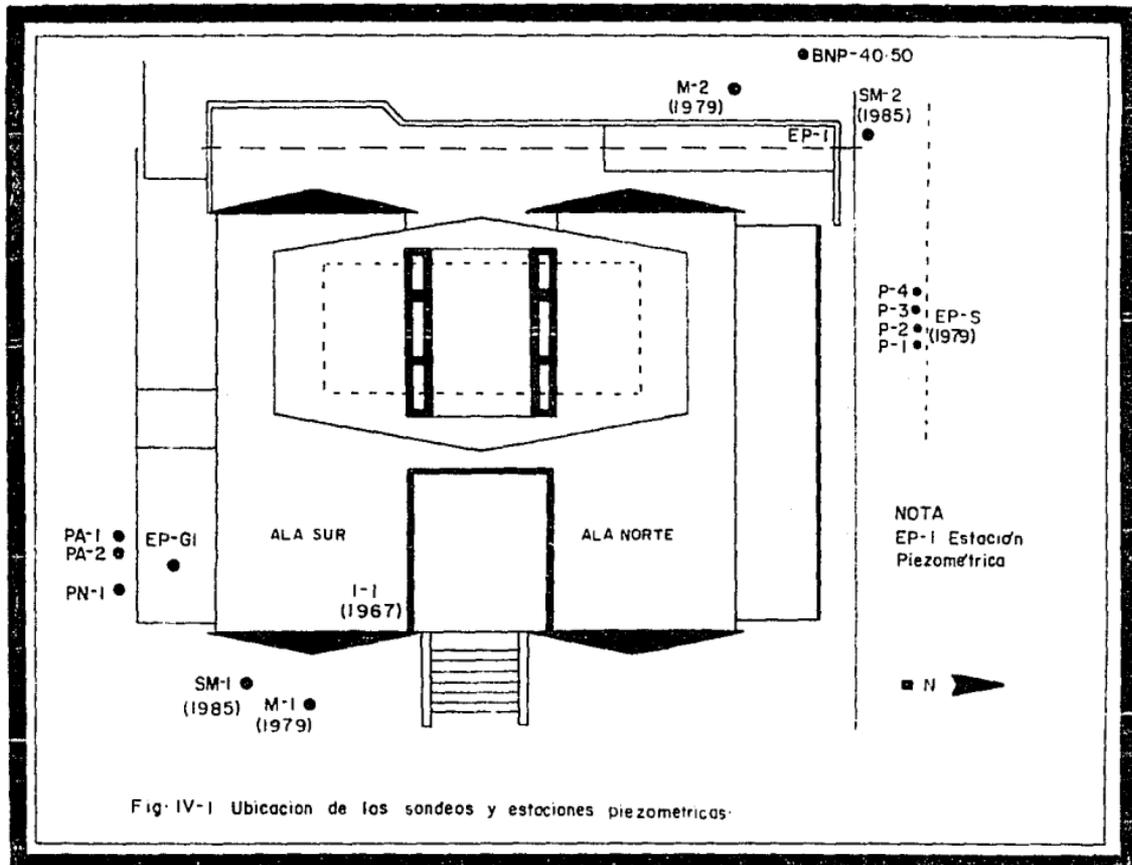


Fig. IV-1 Ubicación de los sondeos y estaciones piezométricas.

Probeta	σ_{11} Kg/cm ²	σ_1 Kg/cm ²	E_r %	Me cm ² /Kg	S _s	ϵ_1	ϵ_f	W _l %	W _f %	G _l %	G _f %
1	1.00	6.45	5.8	0.0019	2.35	1.28	1.19	60	60	100	100
2	2.00	10.71	9.0	0.0000	2.35	1.37	1.26	58	58	100	100
3	4.00	17.61	6.1	0.0008	2.35	1.30	1.20	35	55	100	100

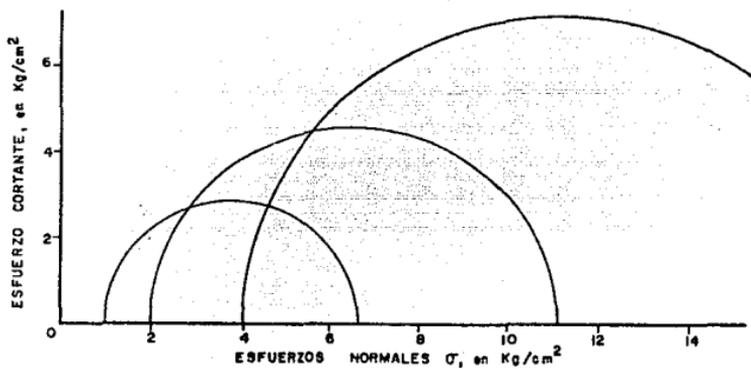


Fig-IV-2 Sondeo SM-1, Profundidad 35-30 m.
Diagrama de Mohr

Probeto	σ_{cu} Kg/cm ²	σ_r Kg/cm ²	ξ_r %	M_a cm ² /Kg	S_a	e_i	e_f	w_i %	w_f %	G_i %	G_f %
1	1.00	8.18	10.4	0.0019	2.64	0.64	0.58	24	24	99	100
2	2.00	13.19	9.4	0.0010	2.64	0.60	0.53	24	24	100	100
3	4.00	21.82	10.4	0.0005	2.64	0.66	0.55	28	25	100	100

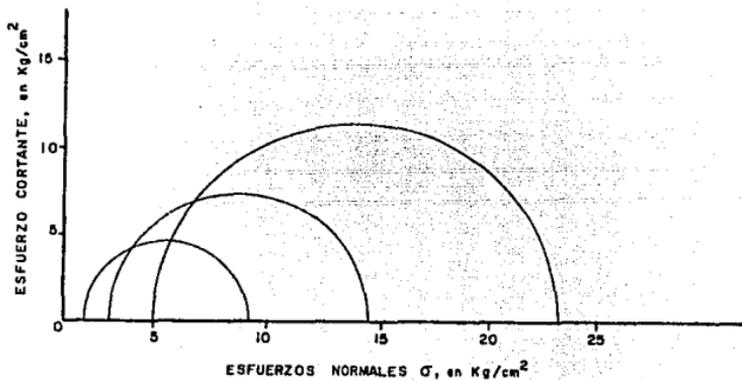


Fig-IV-3 Sondeo SM-2, Profundidad 32-85 m
Diagrama de Mohr.

Probeta	σ_{111} Kg/cm ²	σ_1 Kg/cm ²	ϵ_r %	E33 Kg/cm ²	Ss	σ_i	σ_f	Wl %	Wf %	G1 %	Gf %
1	0.5	1.29	5.7	29	2.34	7.4	—	315	—	99	—
2	1.0	1.86	4.6	49	2.34	7.3	—	319	—	100	—
3	2.0	2.91	4.7	34	2.34	7.4	—	316	—	99	—

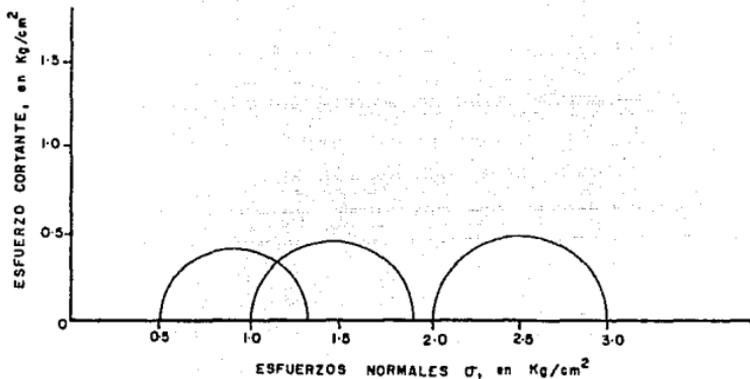


Fig. IV-4 Sondeo SM-1, Profundidad 16-80 m
Diagrama de Mohr.

Probeta	σ_{11} Kg/cm ²	σ_1 Kg/cm ²	%	M _e cm ² /Kg	S _s	σ_i	σ_f	W _i %	W _f %	G _i %	G _f %
1	1.0	3.51	2.95	0.0079	2.35	5.95	—	256	—	100	—
2	2.0	4.75	2.89	0.0060	2.35	5.85	—	251	—	100	—
3	4.0	6.95	2.86	0.0053	2.35	5.87	—	252	—	100	—

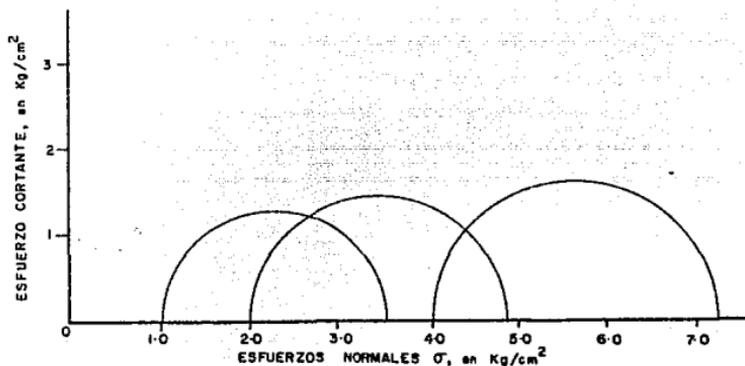


Fig. IV-5 Sonda SM-1, Profundidad 29.65 m.
Diagrama de Mohr

Probeta	σ_p kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϵ_r %	E kg/cm ²	s_a	e_j	e_f	Wl %	Wp %	Gl %	σ_f %
1	0.5	1.35	2.6	49	2.40	8.48	—	362	—	100	—
2	1.0	1.89	4.5	44	2.40	8.67	—	364	—	100	—
3	2.0	2.96	3.7	46	2.40	8.36	—	356	—	100	—

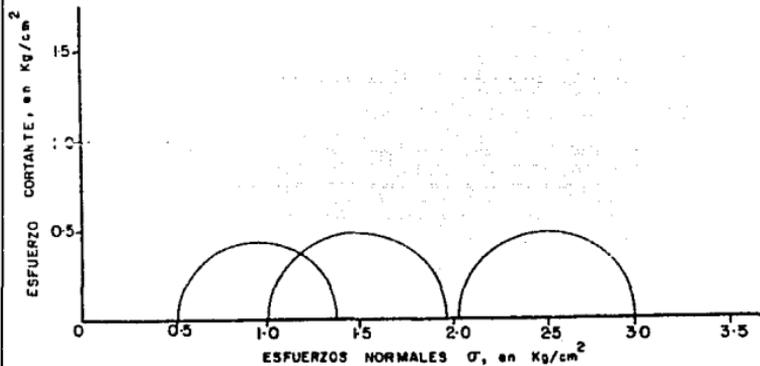


Fig. IV-6 Sondeo SM-2, Profundidad 18-65m
Diagrama de Mohr

Probeto	σ_{11} Kg/cm ²	σ_1 Kg/cm ²	ζ_r %	E33 Kg/cm ²	s_s	s_1	s_f	W1 %	Wf %	G1 %	Gf %
1	1.0	2.96	3.1	87	2.51	6.54	—	255	—	98	—
2	2.0	4.14	3.0	101	2.51	6.90	—	253	—	98	—
3	4.0	6.22	2.8	105	2.51	6.73	—	266	—	99	—

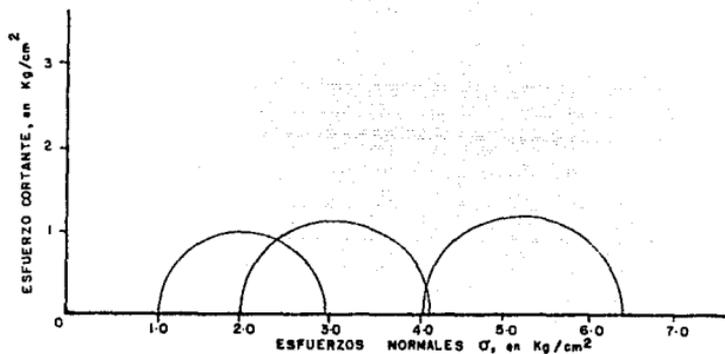


Fig. IV-7 Sondeo SM-2, Profundidad 29-40 m
Diagrama de Mohr

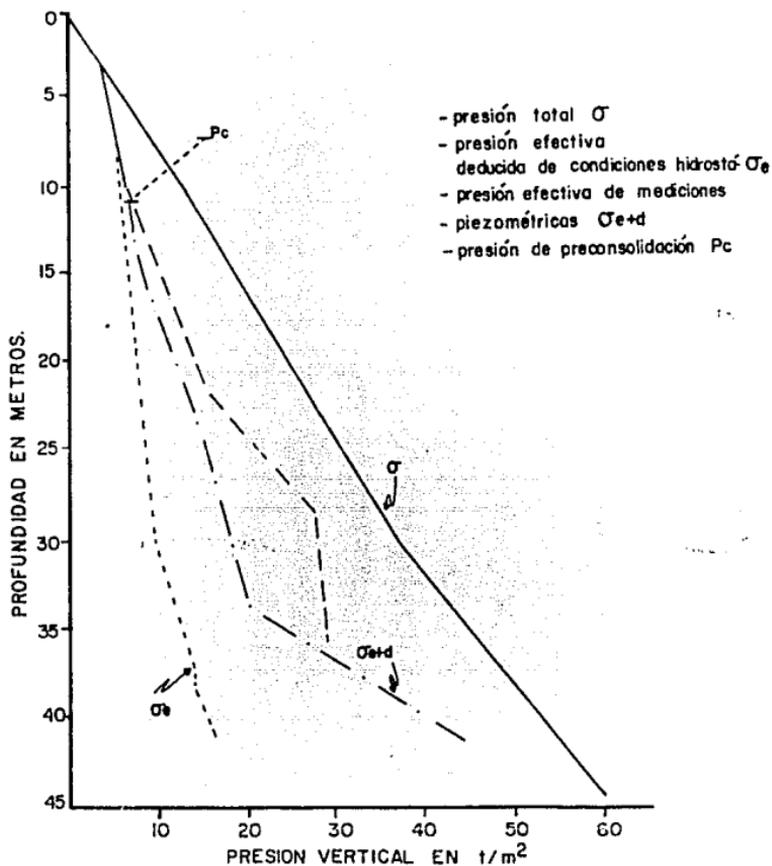


Fig. IV-9 Distribución de presiones en el subsuelo Sondaje SM-1

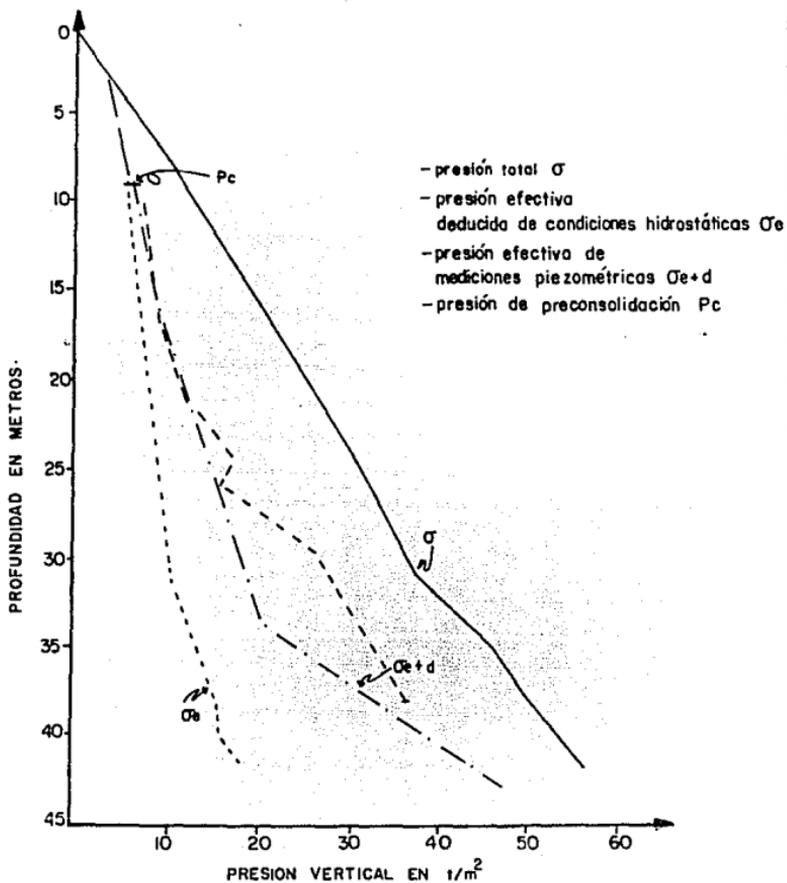


Fig. IV -10 Distribución de presiones en el subsuelo Sondeo SM-2

**ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO
DE LA CIMENTACION**

V ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

A. MOVIMIENTOS VERTICALES (ref. 13)

Tal como se describió en el Capítulo (III) se reconstruyó la evolución de los movimientos verticales de la cimentación de la T.C.T. desde el inicio de su construcción hasta la actualidad.

A partir de la evolución de los movimientos verticales se procedió a determinar, en los puntos de control de la T.C.T., la posición relativa de la estructura con respecto a la cimentación (cajón, pilotes de punta penetrante-fusible). El procedimiento empleado fue el siguiente:

- Como nivel de partida, cero metros de profundidad, se consideró la posición original del terreno natural.
- De los planos estructurales se estableció que la primera capa dura se localizaba a 33 metros de profundidad.
- El espesor de la Primera Capa Dura, CD: 5.0 m y el de la Formación Arcillosa Inferior, FAI: 3.2 m, se supusieron constantes en el intervalo de tiempo considerado. Lo anterior tiene como base el hundimiento regional registrado en los bancos profundos BNP-40.5 m y BNP-31.2 m. (fig. -- III- 5).
- La consolidación de la Formación Arcillosa Superior, FAS, es la que se considera como capa principal de los desplazamientos verticales de la T.C.T.
- En la Primera Capa Dura, está intercalada una capa de consistencia suave, detectada en los sondeos SM-1 y SM-2 de diciembre de 1985, entre los 33.9 m y los 34.5 m de profundidad (ref. 13).

- En las figuras V-1 a la V-4 se muestra la posición relativa de los pilotes en la zona de los ejes F-7, F-14, A-7 y A-14, que corresponden a los puntos de control, de la S.C.T., respectivamente (fig. III-1).

La posición original de las puntas cónicas de los tubos de acero, constituyentes de los pilotes, conforme informe topográfico de la construcción, se encontraban a 33.5 m de profundidad. Debido a que les subyacía una capa dura con espesor de sólo 40 cm, éstas penetraron atravesando la capa de consistencia suave. (ref. 12).

Lo anterior concuerda con el gran hundimiento registrado durante la construcción, así como con la tendencia a seguir el hundimiento regional en el periodo de 1971 a 1973.

Durante el segundo periodo de mediciones se aprecia la posible penetración y deformación del tubo en el estrato de la capa dura que subyace al de consistencia suave.

Al hincar los pilotes de la segunda recimentación (1982), se observó que las puntas quedaron apoyadas directamente en la capa dura, por debajo de la capa de consistencia suave.

La información sobre la posición de los pilotes de la segunda recimentación (marzo de 1982), tiene como base los planos estructurales (fig. V-6), donde se asienta que la conexión de los pilotes se encuentra a 4.5 m de profundidad respecto a la posición original de la superficie del terreno, y que la longitud total del fuste de concreto con tubo de acero es 29.0 m (ref. 12).

Por lo anterior se puede pensar que los pilotes de recimentación quedaron bien apoyados, no presentándose en ellos la penetración inmediata, descrita para los pilotes originales.

Los hundimientos registrados con respecto a la posición original del terreno son:

FECHA	HUNDIMIENTO REGIONAL CM	DESPLAZAMIENTO VERTICAL PROMEDIO DE LA CIMENTACION CM	HUNDIMIENTO DE LA TCT CM
31-dic-1969	16.50	71.00	54.50
30-abr-1971	27.00	83.00	56.00
30-sep-1973	40.00	96.25	56.25
31-jul-1976	61.00	117.25	56.85
12-mar-1979	82.50	131.00	48.50
12-mar-1982	107.00	149.00	42.00
17-dic-1985	144.00	170.00	26.00

Se observa que durante el periodo de mediciones interrumpidas-- de septiembre 30, 1973 a julio 31, 1976, la cimentación siguió-- en promedio al hundimiento regional. Después, en el periodo de julio 31, 1976 a marzo 12, 1982, la velocidad promedio de emersión fue de 3 cm/año; mientras que de marzo 12, 1982 a diciembre 17, 1985, después de la recimentación, fue de 4.25 cm/año.-- (ref. 13).

Como complemento del análisis anterior, se tiene que, en promedio al 17 de diciembre de 1985 la penetración y deformación del tubo de acero en la capa dura que subyace a la de consistencia--blanda fue de 70 cm.

Cuando Solum, S.A. efectuó los sondeos mixtos S-1 y S-2, en marzo de 1979, detectó la primera capa dura a 32 m de profundidad--promedio; del hundimiento regional resulta que debía haberse en--contrado a 33.0 m menos 0.83 m, es decir, a 32.17 m. (ref. 7).

Los sondeos efectuados, en diciembre de 1985, detectaron la pri

mera capa dura a 30.5 m de profundidad promedio; del hundimiento regional resulta que debía haberse encontrado a 33.0 m menos 1.44 m, es decir, a 31.56 m. Corrigiendo este valor con las diferentes elevaciones del brocal de los sondeos SM-1 y SM-2 (8.569 m y 9.143 m, respectivamente), y del banco de nivel superficial BNS-2 (9.264 m), se tiene que la capa dura debía haberse encontrado a 31.56 m menos 0.41 m, es decir, a 31.15 m. (ref. 13).

Los valores mencionados de la profundidad a la que se encontró la primera capa dura, dan una idea de la aproximación de los planos en la posición relativa de los pilotes, figs. V-1 a V-4.

Atendiendo a las velocidades locales de desplazamiento, puede observarse que en el periodo de julio de 1983 a abril de 1985 la velocidad anual promedio para el hundimiento regional es de 10 cm/año, y la emersión del edificio, para cada zona, se muestra a continuación.

Valores de Emersión, Penetración y Hundimiento en Zonas de la S.C.T.

L O C A L I Z A C I O N				
ZONA	PUNTO DE CONTROL	EMERSION cm/año	PENETRACION cm/año	HUNDIMIENTO SISMO 19-09-85 cm
S.C.T.				
F-7	3	3.75	6.25	1.5
F-14	5	7.92	2.08	2.5
A-7	1	4.60	5.40	6.5
A-14	7	4.60	5.40	7.5

Con los valores anteriores, se tiene que los pilotes penetran con una velocidad promedio anual menor al hundimiento regional y se destaca que en el punto de control F-14 de la S.C.T., es donde se ha observado un movimiento vertical mayor.

Se estima que el hundimiento diferencial de la T.C.T. durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, fue de 4 cm ya que:

- En el extremo norte, eje 14: 5.0 cm.
- En el extremo oriente, eje F: 1.0 cm.

B. VERTICALIDAD

Con los datos que sirvieron de base para generar la evolución del desplome promedio en la T.C.T. (fig. V-7), se procedió a calcular la evolución de la velocidad del desplome promedio en las direcciones Norte-Sur y Este-Oeste, (fig. V-8 y V-9).

En el sentido Norte-Sur durante el periodo de lecturas entre noviembre 16, 1972 y octubre 3, 1973, la velocidad promedio fue de 0.624 cm/año hacia el Norte, mientras que la Este-Oeste fue de 4.533 cm/año.

Posteriormente existe un periodo de mediciones interrumpidas hasta enero 19, 1979, donde considerando el tiempo y las mediciones efectuadas, la velocidad que resulta es de 2.44 cm/año y 3 cm/año hacia el Norte y el Oeste, respectivamente.

Después de la recimentación del edificio se observó que a partir de octubre 1, 1982, la velocidad de desplome en dirección al Este varió de 1.16 a 12.67 cm/año, mientras que en dirección Sur se recuperó con velocidades de 0.16 cm/año a 2.7 cm/año, hasta septiembre 8, 1983 y posteriormente en dirección Norte con 1.98 cm/año hasta febrero 1, 1985.

Con los datos promedio de desplome se calculó la velocidad entre agosto 8, 1984 y abril 30, 1985, Fig. V-8 y V-9, donde se observa que el desplome se recupera hacia el Este con una velocidad promedio de 8.03 cm/año y hacia el Sur, en forma errática,

con una velocidad promedio de 0.456 cm/año.

Con esta información se estimó el desplome promedio ante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en 24.56 cm al Oeste y 43.5 cm al Norte. Por tanto, a raíz de los sismos de septiembre de --- 1985, se estima una reducción del desplome de 10 cm en direc--- ción al Oeste y un aumento de 1.6 cm hacia el Norte.

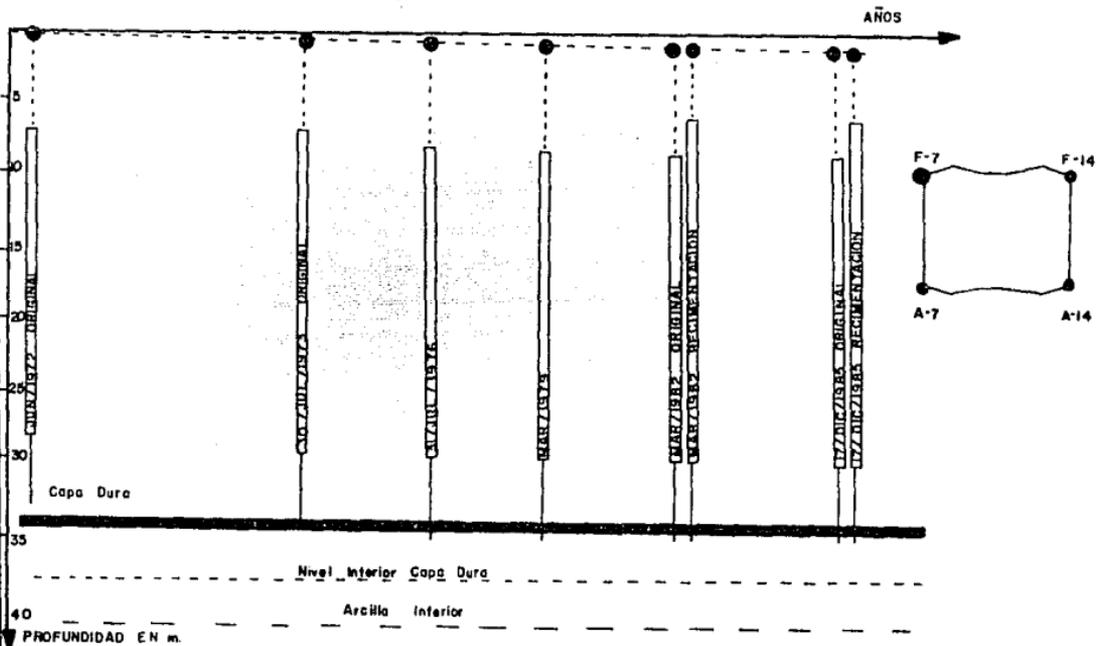


Fig-V-1 Posición de Pilotes F-7

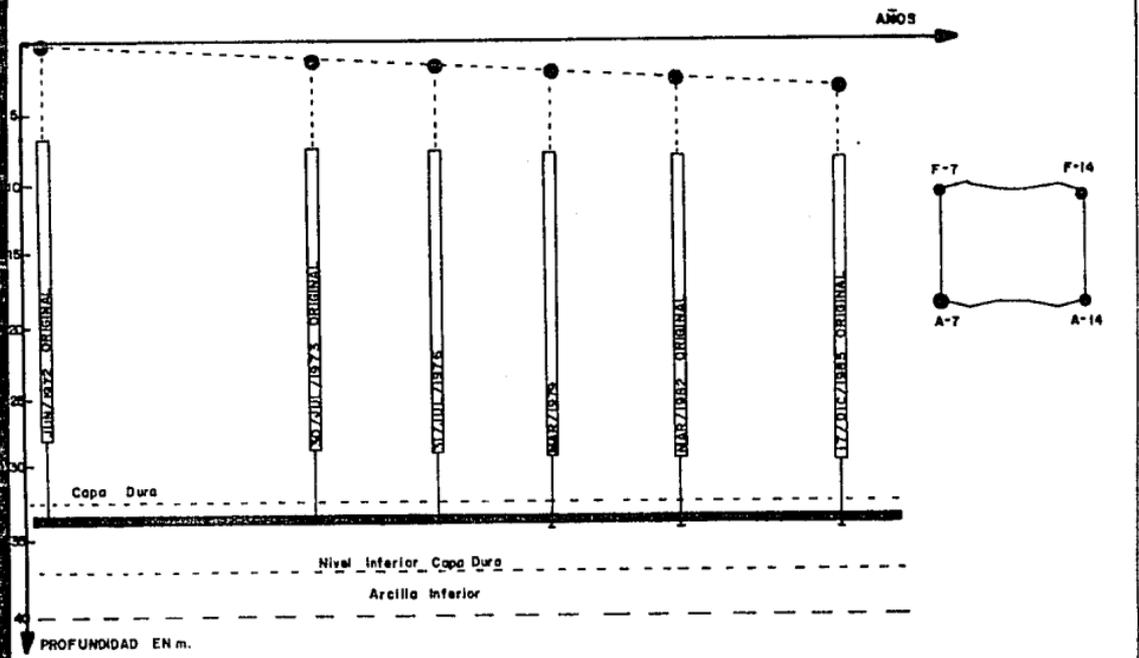
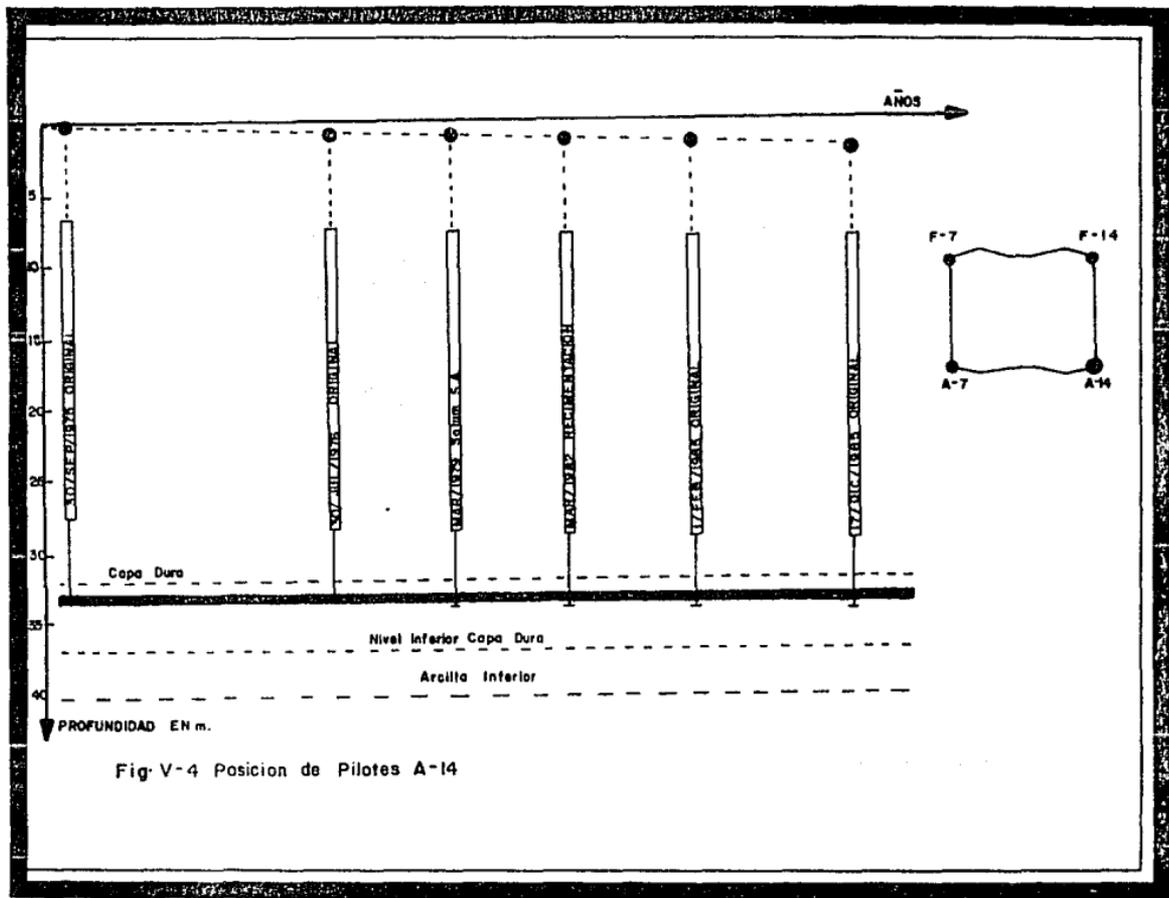


Fig-V-3 Posicion de Pilotes A-7



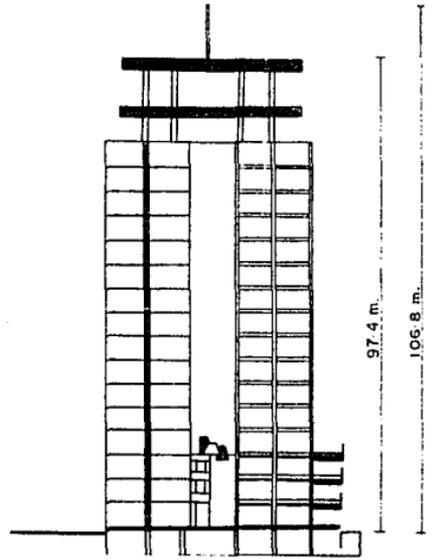


Fig-V-5 Corte longitudinal de la Torre de la S.C.T.

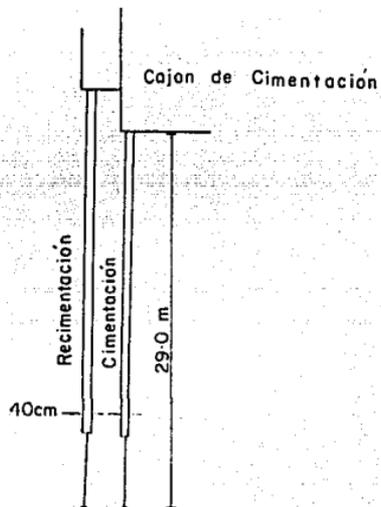
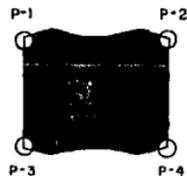
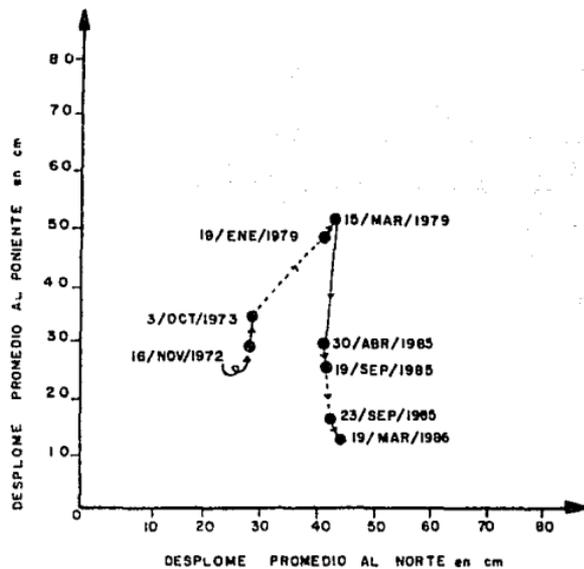


Fig-V-6 PILOTES DE LA 1º y 2º CIMENTACION.



NOTA:
Periodos sin medir - - - - -

Fig-V-7 Evolución del desplome promedio

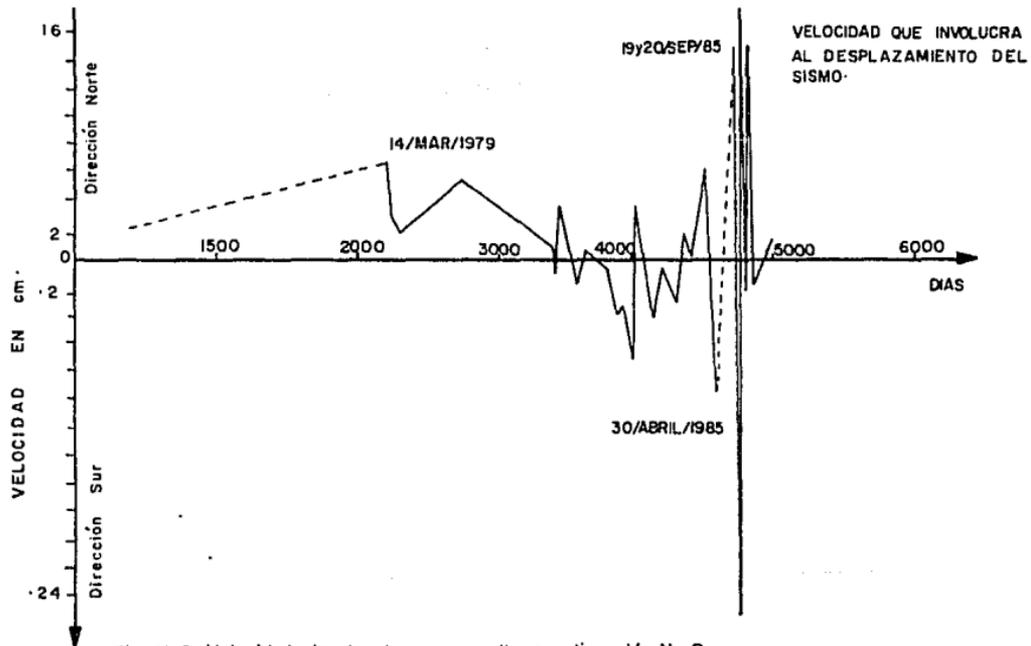


Fig. V-8 Velocidad de desplome promedio en dirección N-S

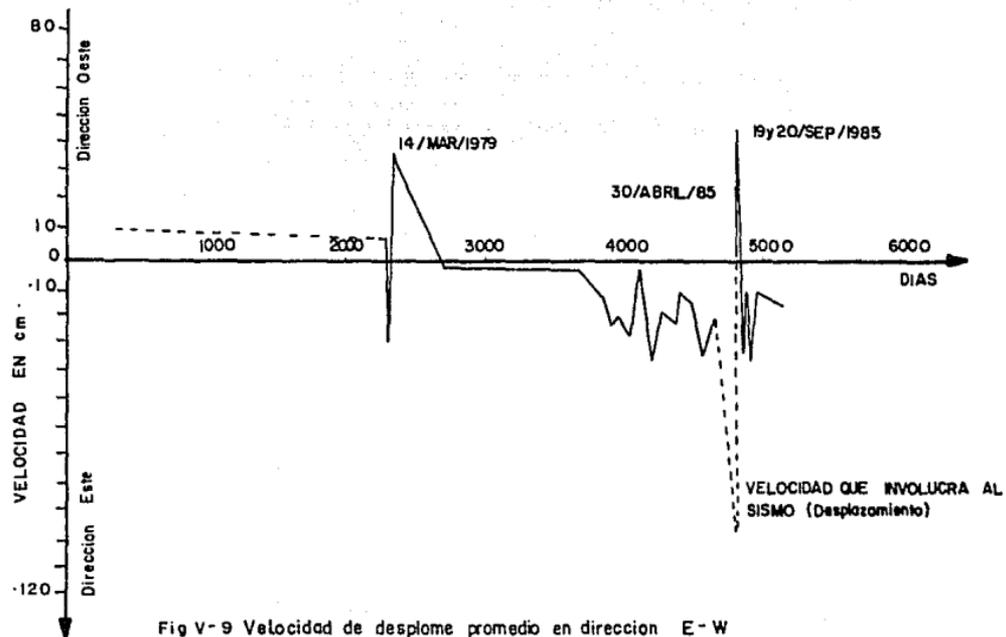


Fig V-9 Velocidad de desplome promedio en direccion E-W

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados mencionados en los capítulos anteriores, es posible establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones.

A. CONCLUSIONES

- 1.- La T.C.T. de la S.C.T. es una construcción de importancia vital estratégica. Fue proyectada y construida en un lapso muy breve, conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión 1966.
- 2.- La cimentación no ha tenido un comportamiento totalmente satisfactorio; ha experimentado dos recimentaciones: una a base del hincado de pilotes electrometálicos, en diciembre de 1968, inútil; y otra concluida en 1982, consistente en ampliación parcial del cajón de cimentación y adición de 51 pilotes, que ha mejorado parcialmente el comportamiento.
- 3.- Los levantamientos topográficos establecen que existen hundimientos diferenciales entre puntos de la losa de planta-baja: el valor máximo es de 20 cm. Además, atendiendo a la verticalidad, ha continuado su evolución en el tiempo, sobreesaliendo con casi 60 cm el de la esquina Nor-Oeste del edificio.
- 4.- El levantamiento geométrico permitió detectar una concordancia poco usual, muy satisfactoria, entre las dimensiones del proyecto y las construidas.
- 5.- Al revisar el estado físico de los elementos estructurales más importantes se encontraron niveles de agrietamiento usuales en estructuras de concreto reforzado, sin embargo, algunos niveles deberán inyectarse con resinas epóxicas, en

el nivel 14 la columna C-12 fue la única que alcanzó niveles de agrietamiento graves.

- 6.- En la inspección efectuada a las celdas de cimentación se encontró que la mayoría conserva tirantes de agua proyectados.
- 7.- Es indudable que una de las fuentes de comportamiento no totalmente satisfactorio de la cimentación proviene de la heterogeneidad del suelo, como se desprende de los datos recabados en los sondeos SM-1 y SM-2, realizados, y con una separación de 58 m entre ellos.

Otra proviene del hundimiento regional inducido por la explotación intensa de los acuíferos del subsuelo de la Ciudad de México.

Lo anterior ha originado movimientos verticales y desplome en la construcción, que persistirán de no adoptarse medidas correctivas complementarias.

- 8.- La exploración de campo y los ensayos de laboratorio en muestras extraídas de los sondeos SM-1 y 2, permitió definir la estratigrafía del sitio, con sus propiedades mecánicas.

Así se estableció la estratigrafía de las formaciones que se encuentran hasta 44 m de profundidad, con sus propiedades índice y mecánicas requeridas.

B. RECOMENDACIONES

Podría decirse que el comportamiento de la cimentación en las-- circunstancias en que se encuentra son desfavorables, tiende a-- agravarse ante la acción del hundimiento regional, -que segura-- mente por muchos años continuará actuando-, y ante acciones sísmicas.

Por tanto, es indispensable recurrir a medidas que mejoren el-- comportamiento de la cimentación del edificio, no sólo por razones de seguridad, de los ocupantes y del mismo edificio, sino-- por el servicio fundamental de telecomunicaciones que presta.

Las medidas de mejoramiento son en esencia dos:

- a) Refuerzo de la cimentación.
- b) Enderezado del edificio.

Respecto a la primera medida, es indicado conservar en lo posible el mismo tipo de cimentación del edificio, aumentando y distribuyendo apropiadamente el número de pilotes, no obstante que el edificio emergerá con el tiempo, como ya lo viene haciendo, pero de modo uniforme.

Otras formas de refuerzo implican los serios inconvenientes de cimentaciones mixtas, o de cambios radicales del tipo actual a otro, y los consecuentes problemas de comportamiento, costos, dificultad constructiva y de control. Por ello, no son convenientes otros tipos de pilotes, incluyendo aquellos con dispositivos de control, electrometálicos y entrelazados.

La nueva cimentación deberá diseñarse para pilotes que trabajarán de punta, considerando las implicaciones de emersión y para soportar tanto cargas estáticas como su combinación con accidentales.

La segunda medida de enderezado del edificio es necesario tanto por funcionamiento como para reducir o eliminar los esfuerzos-- adicionales que por inclinación afectan a la estructura.

Partiendo de lo expresado anteriormente *no modificar el tipo-- de cimentación actual- así como de evitar esfuerzos temporales-- inconvenientes en la subestructura, el procedimiento de endere-- zado puede consistir en consolidación por abatimiento de la pre-- sión de poro, producida por bombeo, de la Formación Arcillosa-- Inferior (FAI), y si el bombeo es combinado con electrósmosis - (Sistema que emplea el bombeo profundo del agua, para abatir el nivel freático más rápidamente que los bombeos comunes, por el-- uso de campos magnéticos producidos por generadores de corrien-- te directa conectados a las bombas y a unas varillas hincadas-- en el terreno, las que hace las veces de ánodo), puede contri-- buir en algo o acelerar el proceso de consolidación.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Corporación Profesional, A.P. "Torre de Telecomunicaciones", S.C.T., Dirección General de Planificación, mayo 1967 - noviembre 1969.
- 2.- Solum, "Torre de Telecomunicaciones", S.C.T.: Anexo al Estudio del Subsuelo", mayo 1967.
- 3.- ECSA, "Torre de Telecomunicaciones", S.C.T.: Especificaciones Estructurales", abril 1967.
- 4.- DIRAC, "Torre de Telecomunicaciones", S.C.T.: Memoria de -- Cálculo, noviembre 1967.
- 5.- Anónimo, "Informe de la Supervisión Residencial de la Construcción de la Torre de Telecomunicaciones", marzo 31 - septiembre 14, 1967.
- 6.- Solum, S.A. "Torre de Telecomunicaciones", SOP: Asentamientos, septiembre 1968.
- 7.- Solum, S.A., "Torre Central de Telecomunicaciones, Estudio de Recimentación", julio 1979.
- 8.- SAHOP, "Estudio del Comportamiento de la Cimentación de los Edificios Centro SCOP", efectuado por SAHOP, febrero 1979.
- 9.- "Variación de Mediciones de Desplome y Movimientos Verticales de Puntos Característicos en la Torre de Telecomunicaciones", Dirección General de Servicios Técnicos, S.C.T., - 1986.
- 10.- Esteva, L. y Rosenblueth E. "Folleto Complementario del Diseño Sísmico de Estructuras", Ingeniería 1968.

- 11.- Referencias III-A: Iglesias, J., Robles, F., De la Cera, - J. y González, O., "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería", Versión Preliminar, U.A.M., Unidad Azcapotzalco, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, 1985.
- 12.- Bitácora de Obra, S.C.T. Obra Civil. 1986.
- 13.- Bufete Industrial: Estudio Geotécnico de la T.C.T. Ante la Acción del Sismo de septiembre 19, 1985.
- 14.- Sistema Electromóxico ICA.
- 15.- Estudio de daños sufridos a la T.C.T. por el Sismo de 1985. Departamento de Control de Obra Civil, S.C.T., Ing. Francisco González Méndez.
- 16.- Reparación de Vigas de Concreto Utilizando Resinas Epóxicas". Tesis Profesional de Germán Díaz Negrete. UNAM. 26-- de julio de 1986.
- 17.- "Hundimientos Generales". Comisión de Aguas del Valle de México (CAVM).