



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

RECUPERACION DE VERTICALIDAD DE UN EDIFICIO HABITADO DE 14 NIVELES POR MEDIO DE PILOTES DE FRICCION Y PUNTA FUSTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

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

P r e s e n t a n :

ROBERTO SANTOS VAZQUEZ y
JESUS ARTURO VELAZQUEZ ORTEGA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

C 9 v 147

Spst 29549



REINTEGRATION DE VERIFICATION DE LA FORTUNE
MONTAGE DE LA MONTRE ET MONTRE DE LA FORTUNE
DE LA FORTUNE I. LA FORTUNE

JESUS ARTURO VELAZQUEZ ORTEGA
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 21 de febrero del año en curso, presentada por Roberto Santos Vázquez y usted, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. EDUARDO RUBI MUÑOZ pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " RECUPERACION DE VERTICALIDAD DE UN EDIFICIO HABITADO DE 14 NIVELES POR MEDIO DE PILOTES DE FRICCION Y PUNTA FUSTE ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por ustedes reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., febrero 27 de 1984.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

"Aquel que halla sabiduría y cultiva la
inteligencia, tiene los mas apreciables
tesoros que se puedan poseer"

A MIS PADRES:
Por tener siempre una palabra
de aliento para mi

A MIS HERMANOS:

Maru

Maribi

Ceci y

Rafa

AL SR. ING. EDUARDO RUBI MUÑOZ:

Por el apoyo brindado para la realización
del presente trabajo de tesis así como en
el aula de clases

A TODOS MIS PROFESORES:

Que a lo largo de la carrera
contribuyeron a mi formación
profesional

A LA E.N.E.P. ARAGON:

Por el cariño que me inspira

A MIS AMIGOS:
Por el tiempo inolvidable
en la escuela

A QUIENES:
De alguna manera me motivaron
a llevar a cabo esta tesis

INDICE

RECUPERACION DE VERTICALIDAD DE UN EDIFICIO HABITADO DE 14 NIVELES POR MEDIO DE PILOTES DE FRICCION Y PUNTA FUSTE

I.- ANTECEDENTES

- Zonificación y Estratigrafía
- Propiedades Mecánicas
- Hundimiento de la Ciudad de México
- Comportamiento de las Cimentaciones
- Exploración del Subsuelo
- Implicaciones de la Estratigrafía

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

- Generalidades
- A) Mecánica de Suelos
- B) Nivelaciones

III.- CIMENTACION CON PILOTES

- Generalidades
- A) Pilotes de Control
- B) Pilotes de Fricción
- C) Pilotes de Punta

IV.- DETERMINACION DE LA SOLUCION OPTIMA

V.- DISEÑO DE LA RECIMENTACION

- Análisis Sísmico
- Estados Límite de Falla para la Cimentación
- Resistencia de la Cimentación
- Estados Límite de Servicio de la Cimentación
- Resumen

VI.- COSTO APROXIMADO

- Desarrollo del Procedimiento Constructivo
- Resumen de Cantidades de Obra

VII.- RECOMENDACIONES

PLANOS COMPLEMENTARIOS

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

CAPITULO I

A N T E C E D E N T E S

(BREVE ESTUDIO DEL VALLE DE MEXICO)

- Zonificación y Estratigrafía
 - Zona de Lomas
 - Zona de Transición
 - Zona del Lago

- Propiedades Mecánicas

- Hundimiento de la Ciudad de México

- Comportamiento de las Cimentaciones
 - Capacidad de Carga en Zapatas
 - Expansiones por Descarga
 - Asentamientos
 - Pilotes

- Exploración del Subsuelo

- Implicaciones de la Estratigrafía
 - Zona del Lago
 - Zona de Lomas
 - Zona de Transición

- Zonificación y Estratigráfia

El Valle de México se caracteriza por la muy intensa actividad volcánica que tuvo en el pasado, de la cual quedan aún vestigios y abundantes materiales de aquél origen. Hoy se puede afirmar que los depósitos más finos que aparecen en el subsuelo de la Ciudad de México, son del mismo origen volcánico.

Contenido en el Valle de México, se encuentra el Distrito Federal el cual es el centro político de nuestro país y que incluye a la Ciudad de México que ocupa aproximadamente 500 kilómetros cuadrados de un total de 1480 kilómetros cuadrados del Distrito Federal. La mayor parte de la ciudad se encuentra edificada sobre lo que en el pasado, fué el lago de Texcoco y debido a esto, se tienen los problemas de cimentación en la mayor parte del área metropolitana.

Podemos considerar al Valle de México como la unidad geográfica la cual está limitada de la siguiente forma: al Norte por las Sierras de Tepetzotlan, Tezontlalpan y de Pachuca; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco; al Este por los Llanos de Apan, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

Se ha podido zonificar a la Ciudad de México en tres grandes áreas, desde el punto de vista estratigráfico. Estas zonas son: Zona de Lomas, Zona de transición y Zona del Lago.

Zona de Lomas

Se ha denominado así a esta zona por estar desarrollada en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas otras; en algunas áreas, esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. La zona de las Lomas presenta en general, buenas condiciones para la cimentación de estructuras ya que la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles. Una de las desventajas que puede presentar ésta zona es que debido a la explotación de minas de grava y arena, es probable encontrar predios cruzados por galerías de trayectoria incierta. Algunas de estas galerías se encuentran rellenas de material suelto, o sus entradas se hallan cubiertas lo que dificulta su localización, pero no disminuye su riesgo.

De una manera análoga, en la zona del Pedregal, como ya se dijo, tiene derrames basálticos los cuales pueden formar burbujas o cuevas que pueden ocasionar fallas en cimentaciones si éstas están desplantadas sobre dichas burbujas.

Otro problema que se presenta en el norte de la ciudad que está comprendida dentro de la zona de las Lomas, es la presencia de depósitos eólicos formados de arena firme y uniforme. Estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos e impredecibles, y se necesitan estudios bien fundados para poder elegir el tipo más adecuado de cimentación, o bien el mejor método de compactación artificial.

Zona de Transición

Se puede localizar entre las serranías del poniente y el fondo del ex-lago de Texcoco. En esta zona encontramos - que, desde el punto de vista estatigráfico, las condiciones - del subsuelo varían en alto grado, de un punto a otro. En forma general se puede considerar que ésta zona presenta depósitos superficiales arcillosos limosos y orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy comprensibles y se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias compactas; todo el conjunto subyace sobre mantos resistentes en los que predomina la grava y arena.

En esta zona de transición pueden llegar a ser un tanto complicados los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales, y éstas condiciones son más palpables en construcciones de tipo industrial o de importancia, que son abundantes en ésta área. Por las características de la zona es necesario que para el proyecto de cualquier obra dentro de ésta área se lleven a cabo investigaciones cuidadosas de las propiedades de los materiales de los cuales está constituido el subsuelo.

Zona del Lago

Esta zona debe su nombre al hecho de estar asentada en lo que fuera el lago de Texcoco. Si se hiciera un corte estratigráfico, en un área representativa de la zona, se podrían detectar las siguientes capas.

Depósitos areno-limosos, o bien rellenos artificiales, hasta una profundidad de 10 mts.

Arcillas de origen volcánico, de alta compresibilidad con intercalaciones de arena en pequeñas capas o lentes.

Encontramos la primera capa dura, de unos tres metros de espesor y que está constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Es muy probable encontrar esta capa a una profundidad del orden de los 33 metros.

Parecido al segundo estrato, encontramos arcilla volcánica, pero de estructuración mas cerrada; el estrato tiene un espesor de entre cuatro y catorce metros.

Por último tenemos mantos alternados de grava con arena y limo o arcilla arenosa. Se ha encontrado en algunos lugares un tercer manto arcilloso compresible, a partir de los 65 metros de profundidad.

Debido a los antiguos monumentos aztecas o coloniales que hoy han desaparecido, se tiene una fuerte preconsolidación en algunas zonas y, como en el caso de la zona del Palacio Nacional la capa arcillosa superficial no sobre pasa los 20 metros de espesor.

El bombeo no controlado en distintos puntos de la -

ciudad, ha sido causa de diferencias en la secuencia estratigrá
fica antes expuesta.

De toda la gama de estudios efectuados en el subsuelo del Valle de México, el realizado por Marsal y Mazari, que es - un estudio estadístico basado completamente en investigaciones hechas en diferentes puntos de la ciudad, merece una atención - especial.

- Propiedades Mecánicas

Debido a que los asentamientos de la estructura y la resistencia del subsuelo son los principales problemas por resolver, es necesario tener información sobre los puntos en cuestión.

Se puede recurrir al trabajo de Marsal y Mazari para tener acceso a una información estadística relativa a resistencia en las arcillas del Valle de México. En dichas arcillas se cumple con mucha exactitud la afirmación de que la resistencia a la compresión simple ("qu"), es igual al doble del valor de la cohesión; se debe insistir en que las arcillas del Valle son de alta compresibilidad, y que el problema de los asentamientos es el que mas ha de preocupar al ingeniero proyectista. El intenso bombeo que se ha realizado en los acuíferos de la zona, ha ocasionado que aumenten las cargas de preconsolidación en los materiales que son propensos a éste fenómeno.

- Hundimiento de la Ciudad de México

Los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México han sido explotados por diversas causas. En la actualidad, se les somete a un bombeo que tiene la finalidad de abastecer de agua a la zona de metropolitana, que es cada vez más grande y esto ha producido abatimientos de los niveles piezométricos, que a su vez provocan flujo de agua de los mantos arcillosos hacia los acuíferos, con la consecuente consolidación de las arcillas.

Actualmente, el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de uno a otro punto de la ciudad; por lo general y en promedio, la ciudad se hunde a razón de cinco a veinte centímetros por año. Los principales responsables de este fenómeno son los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores de 50 metros.

- Comportamiento de las Cimentaciones

Capacidad de Carga en Zapatas

Para la Ciudad de México se han aplicado con buenos resultados las teorías de Terzaghi, para calcular la capacidad de carga en zapatas. En algunas zonas se ha usado un factor de seguridad de seis, (área de lomas) para abatir los asentamientos diferenciales. En otras áreas (transición y del lago) se han utilizado con resultados satisfactorios, factores de seguridad que van de tres a seis, y los asentamientos se han controlado con excavaciones que produzcan compensación parcial. Se ha visto también que la hipótesis de distribución uniforme de las presiones bajo las zapatas es razonable, de acuerdo a los estudios efectuados.

Expansiones por Descarga

Anteriormente se pensaba que el proceso de la expansión del fondo de una excavación obedecía a un proceso de consolidación en sentido opuesto; sin embargo, existen diferencias bien marcadas entre ambos procesos, como lo demuestran el agrietamiento del fondo de la excavación y el de los taludes de la misma, y los asentamientos observados en edificios compensados totalmente. Esta situación obligó a tomar medidas y realizar estudios específicos del proceso de expansión.

De la distancia del punto considerado, a los bordes de la excavación y de la planta de dicha excavación, depende en gran medida la expansión inicial, que es de especial importancia. Se ha visto en general, que una vez terminada la excavación y ocurrida la expansión inicial, la evolución del fenómeno es parecida a una curva de consolidación, y es necesario mencionar que la expansión inicial es casi el 60% de la expansión total.

Las fuerzas de filtración que se establecen cuando se inicia el flujo hacia el fondo de la excavación, constituyen uno de los factores importantes en la magnitud de la expansión.

Se han utilizado varios métodos para reducir al mínimo los efectos de la descarga, y se citan algunos de ellos:

- a) Se construye la cimentación con una excavación parcial en el área, formando zanjas y celdas de poca superficie. Este método a dado resultados positivos en excavaciones de profundidad menor a 7 metros y con un volumen menor a 300 metros cúbicos.
- b) Se bombea bajo el fondo de la excavación.
- c) Se aplica un bombeo electrosmótico.

Estos dos últimos métodos han tenido buenos resultados

....

y especialmente el de bombeo electrosmótico.

Asentamientos

En las zonas de baja compresibilidad (zona de Lomas, Pedregal y otras) es difícil la predicción de los asentamientos; en la zona del Lago, los asentamientos pueden predecirse con bastante aproximación, teniéndose buena información de las propiedades del subsuelo. Es común utilizar la teoría de Boussinesq y la teoría de la compresibilidad de Terzaghi, para calcular los asentamientos en esas zonas. Es necesario considerar el mayor grado de dificultad que presenta la predicción del grado de avance de los asentamientos con el tiempo, ya que existe la duda de que en pruebas de consolidación no se dé un coeficiente de consolidación apropiado a la realidad; por otra parte también es probable la existencia de pequeñas capas o lentes de arena cuya intercomunicación no se conoce y cuyo efecto como dren no se puede estimar adecuadamente.

En un cien por ciento de los casos ha dado resultados negativos el permitir que evolucionen en las estructuras, los asentamientos que pueden llegar a presentarse en la arcilla del Valle de México, si no se atacan adecuadamente. Se ha tomado como un límite de asentamiento razonable, un total de 15 centímetros proyectando las cimentaciones de modo tal, que no se exceda dicha cifra. Incluso existe una tabla, la cual a continuación se transcribe, que define valores máximos de asentamientos en el reglamento de construcciones del Distrito Federal para distintos tipos de construcciones.

TABLA DE LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES EN LA CIMENTACION

a) Movimientos Verticales (hundimiento o emersión)

Concepto	Límite
Valor medio en el predio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación Media

Tipo de Daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)\%$	h=altura de la construcción en mts.
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 %	En dirección longitudinal

c) Deformaciones Diferenciales en la Propia Estructura y Aldaños

Tipo de Estructura o Elemento	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre - el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre - el asentamiento diferencial y el claro	0.004

.

(Continuación)

Muros de carga de ladrillo recocido o de bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

* Nota:

Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 265 del Reglamento del D.D.F.

Pilotes

En las cimentaciones hechas a base de pilotes, el hundimiento general del subsuelo, provoca un fenómeno denominado "Fricción Negativa". En la Ciudad de México, si el hundimiento ocurre al ritmo actual y con pilotes de control hincados al golpe, la fricción lateral está comprendida entre 1.0 y 1.5 tn/m² siendo muy poco probables los valores mayores. En la zona del lago el hincado de pilotes encuentra poca resistencia a la penetración en los primeros diez metros, pero se va incrementando lentamente en la medida en que va avanzando hasta alcanzar la primera capa dura.

Es necesario cuidar el espaciamiento entre los pilotes, ya que comprobaciones teóricas y experimentales indican que cuando los pilotes están espaciados a menos de un metro, la arcilla entre ellos debe alcanzar un comportamiento plástico después de pasar por un estado de falla; regularmente se han distinguido tres zonas alrededor de un pilote y son: a) La parte adyacente al pilote, que la constituye material alterado completamente; b) La zona en que los esfuerzos de hincado dan lugar a un estado de falla y se considera que la arcilla trabaja plásticamente; c) Que la constituye la zona exterior y que se encuentra en estado elástico. En la región plástica, la resistencia es mayor con respecto a la zona de alteración (del orden del 50% en la zona del suelo inalterado).

Respecto a la zona del Lago, las pruebas realizadas han demostrado que la teoría de Meyerhof es la que ha dado resultados satisfactorios, y que ha permitido fijar un criterio de capacidad de carga adecuado, para los pilotes de punta hincados al golpe y ésta conclusión parece cumplirse también para la zona de Transición. Lo que ha provocado serios problemas en las

. . .

cimentaciones de la Ciudad de México, produciéndose excesivos - asentamientos diferenciales con bastante frecuencia, y capacida des de carga de proyecto bastante fuera de la realidad, ha sido el uso de criterios de rechazo y de fórmulas dinámicas.

-Exploración del Subsuelo

En general se ha usado el sondeo de penetración estándar, el cual es el método más empleado debido a la facilidad de ejecución, el equipo ligero y la rapidez con que se realiza.

Sus resultados son sin embargo, limitadas debido a que los materiales muestreados quedan fuertemente alterados, mal definidas las fronteras entre los estratos, y es muy probable perder alguna capa blanda que se encuentre entre otras que sean duras. Debe señalarse también que la presencia de gravas, causa taponamiento del tubo muestreador y como consecuencia se desplaza el suelo hacia el exterior, distorsionando el registro de golpes. Es frecuente también que la prueba la realice personal sin la suficiente capacitación.

El registro del tipo de suelo mediante la identificación de campo se complementa con determinaciones de contenido de agua y Límites de Atterberg.

Como puede verse, éste método de exploración es recomendable, solo si se ejerce una constante vigilancia del trabajo con personal capacitado y se conozcan las limitaciones del método, tanto al establecer la secuencia estratigráfica, como al evaluar propiedades mecánicas de los diferentes suelos muestreados.

Desde hace tiempo se ha venido utilizando el pozo a cielo abierto, para reconocer los estratos más superficiales (10 metros de profundidad), y extraer muestras inalteradas; a pesar de ser más lento y costoso que el sondeo de penetración estándar, es más adecuado en las zonas de transición y lomas. Para explorar y obtener muestras en los depósitos en las zonas de transición, se emplean perforadoras rotatorias de gran diá-

metro (60 centímetros).

La evaluación de la resistencia y la compresibilidad de las arcillas de la Ciudad de México, con base en el contenido natural de agua, puede ser un tanto riesgoso, ya que se requiere de un trabajo experimental más extenso.

- Implicaciones de la Estratigrafía

Zona del Lago

Los mantos arcillosos que se encuentran en el área urbana de México, no presentan dificultad mayor para muestrearlos y determinar sus propiedades mecánicas. Como se ha mencionado resulta de gran utilidad el sondeo de penetración estándar - no sólo por la estimación de la resistencia en base al número de golpes, sino por la determinación del material en estudio en el campo, y por la determinación del contenido natural de agua. Debido a la amplia información que se ha ido obteniendo, es posible estimar valores medios de la resistencia al corte y compresibilidad.

Para ésta zona deberán esperarse los siguientes aspectos:

- a) Cuando se apliquen sobrecargas que excedan la carga de preconsolidación, se tendrán considerables asentamientos por consolidación.
- b) Debido al abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos, se tendrán hundimientos regionales.

La capacidad de carga puede ser determinante para el diseño de cimentaciones superficiales, ya que las formaciones son blandas; por lo que se refiere a cimentaciones piloteadas, la ubicación de las capas duras y la composición de la formación subyacente es de vital importancia.

Zona de Lomas

En ésta zona es usual la exploración con pozos a cielo abierto, complementada con barrenos con extracción de muestras. Por lo general, la capacidad de carga es alta y la compresibilidad es de poca importancia. La cimentación a base de zapatas aisladas es generalmente, la solución más óptima.

Zona de Transición

La heterogeneidad de los suelos, es la característica común de los depósitos de ésta zona, y es muy probable que se encuentren dispuestos en estratos bien definidos o en forma de lentes. Dependiendo del espesor del estrato superficial y la dureza de los suelos será recomendable el pozo a cielo abierto para explorar y muestrear, o bien, tendrá que ser suficiente el número de sondeos. Los problemas que presenta ésta zona son en general, los asentamientos diferenciales y en menor grado el de la capacidad de carga. Las cimentaciones en esta zona están condicionadas por la disposición de los estratos, y pueden ser zapatas aisladas o continuas, o bien pilas o pilotes; es necesario señalar que la observación de campo es recomendable para localizar grietas, y el asentamiento diferencial en transiciones abruptas, ya que esto puede ser determinante para el cálculo y diseño de la cimentación de las estructuras en proyecto.

El diseño y comportamiento de las cimentaciones en la zona de transición, se ve influenciada por la estratigrafía, - que se manifiesta desde el momento de hacer la exploración de campo, de tal manera que, determinar la profundidad y el número de sondeos que deban realizarse resulta un poco complicado. Debemos conocer la variabilidad de la estratigrafía y tomar en cuenta que en éstas zonas el problema que más se presenta es el de los asentamientos diferenciales, los cuales como se sabe, - son muy costosos de reducir además de que se llegan a dañar los elementos de la superestructura.

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

- Generalidades

- Descripción
- Condiciones del Edificio
- Estimación de Cargas

A) Mecánica de Suelos

- Contenido Natural de Agua
- Clasificación Visual y al Tacto
- Clasificación de acuerdo al S.U.C.S.
- Compresión Simple
- Consolidación Unidimensional
- Descripción Estratigráfica

B) Nivelaciones

- Descripción
- Efectos del Desplome

- Generalidades

Descripción

En la unidad habitacional Presidente Adolfo López Mateos, mejor conocida como la unidad Nonoalco Tlatelolco se localiza el edificio en estudio cuyo nombre es "Churubusco", el cual ha sido motivo de la siguiente investigación, debido a los asentamientos que presenta (visiblemente) este edificio.

El edificio en cuestión tiene catorce niveles con una altura total de 44.55 metros, de forma rectangular, en planta tiene 11.80 metros de ancho por 52.80 metros de largo. No tiene ninguna construcción colindante.

La cimentación del edificio es parcialmente compensada, mediante un cajón hueco de 4.25 metros de profundidad en promedio. Dicho cajón transmite parte de la carga a 84 pilotes de concreto los cuales trabajan por fricción. Tienen un diámetro de 0.40 metros y una longitud efectiva de 18.50 metros.

La estructura está formada por marcos con trabes de concreto ligero y columnas de concreto normal.

Las losas son reticulares y el concreto de ellas es de tipo ligero.

Los muros son bloques huecos sobre los cuales se localizan dadas diagonales, capaces de resistir esfuerzos debidos a sismo.

Condiciones del Edificio

El edificio tuvo hundimientos diferenciales durante su construcción, propiciando con esto desplome de la fachada poniente y, por lo tanto se tuvo que lastrar la cimentación con el fin de corregir los hundimientos diferenciales. En el año de 1964 ocurrió un sismo de tal intensidad, que provocó el aumento de los hundimientos diferenciales, así como de los desplomes, provocando daño en elementos no estructurales.

Se presentaron movimientos verticales del orden de los 13.0 centímetros y 8.0 centímetros para el máximo y mínimo respectivamente, durante la construcción de la segunda losa, hasta el sismo de 1964 y, durante el cual los hundimientos se incrementaron en 3.0 centímetros para el máximo y 2.0 centímetros para el mínimo.

Debido a los incrementos en los hundimientos, los cuales ya se encontraban fuera de reglamento, se decidió recimentar el edificio en el año de 1965 mediante 64 pilotes metálicos de 5.0 centímetros de diámetro. Dichos pilotes fueron recibidos por muros de concreto, unidos a los muros de contención, y ligados los muros entre si por medio de pernos. En la fachada poniente se fijaron los pilotes a los muros, ahogando la cabeza del pilote en el concreto, y en la fachada oriente el pilote pudo deslizarse a través del muro de concreto, ya que éste tiene una camisa de acero. Lo anterior fué hecho con la finalidad de recuperar verticalidad, dejando hundir el lado menos afectado por los hundimientos y así, el lado con mayores hundimientos quedaría restringido a éstos.

Para el año de 1968 y debido a la experiencia de los años anteriores, se decidió rigidizar la estructura para evitar daños en los muros que no estuvieran bien desligados, así como

para no dañar los muros que habían sido reparados, esto se efectuó colocando una columna en cada uno de los niveles, así como muros de concreto. También se reforzaron muros ya existentes - con malla electrosoldada y aplanado de mortero, y por consiguiente, además de aumentar la rigidez, aumentó el peso de la estructura involucrando con esto un incremento en las acciones sobre el edificio cuando se presente un sismo.

Estimación de Cargas

Se estimaron las cargas de los lastres existentes, - de los cuales ya se hizo mención de porqué fueron colocados en los cajones de cimentación, así como también para conocer si la permeabilidad de los cajones está dentro de lo permisible.

También se efectuó el cálculo del centro de gravedad de los lastres. A continuación se da el volúmen, así como los pesos y el centro de gravedad de los lastres.

TABLA DE LASTRES

Zona	Altura (m)	Volúmen (m3)	Peso (tn)
1	0.60	2.20	2.20
2	0.90	3.95	3.95
3	0.50	3.20	3.20
4	3.10	209.02	209.02
5	1.70	107.07	107.07
6	0.67	23.11	23.11
7	1.10	5.78	5.78

Peso Total de Lastres: 354.33

Asimismo se realizó una revisión general de la estructura y de la cimentación, para poder comparar los acabados especificados es planos arquitectónicos con los existentes, y así - estimar las cargas muertas de la estructura y cimentación.

CARGAS BASICAS CONSIDERADAS PARA
LA ESTIMACION DEL PESO DEL EDIFICIO

Cargas Muertas

Losa reticular h=35cm. con cajas huecas triangulares de concreto de 30 x 45 x 60, con concreto - tipo ligero, incluye acabados de piso y yeso. _____ W = 750 Kg/m²

Losa maciza h=10 cm. con concreto tipo ligero, incluye relleno de tezontle, entortado, acabado de pisos, y yeso en zona de baños. _____ W = 650 Kg/m²

Escaleras, incluye losa, relleno de escaleras, escalones y yeso. _____ W = 800 Kg/m²

Columnas de concreto tipo normal _____ W = 2400 Kg/m³

Columnas de concreto tipo ligero _____ W = 1900 Kg/m³

Muros de bloque hueco de concreto tipo ligero de 20 cm. de espesor incluyendo castillos ahogados, mortero excedente en huecos y contraventeos en:

Nivel planta baja. _____ W = 242 Kg/m²

Nivel planta tipo. _____ W = 258 Kg/m²

Recubrimientos en Muros

Cemento pulido _____ W = 50 Kg/m²

Lámina _____ W = 30 Kg/m²

Yeso _____ W = 30 Kg/m²

...

Piedra artificial	_____	W = 120 Kg/m ²
Mármol	_____	W = 120 Kg/m ²
Murano	_____	W = 50 Kg/m ²
Aplanado mortero C/A	_____	W = 50 Kg/m ²
Madera	_____	W = 30 Kg/m ²
Azulejo	_____	W = 50 Kg/m ²
Celosía	_____	W = 120 Kg/m ²
Ventanas	_____	W = 30 Kg/m ²
Marcolita	_____	W = 30 Kg/m ²
Barandal de terrazas	_____	W = 20 Kg/m ¹

Refuerzo efectuado en 1964 a muros consistente en un aplanado de cemento-arena de 4 cm. de espesor con malla electrosoldada.	_____	W = 90 Kg/m ²
Losa h=12 cm. en piso de caseta de elevadores, incluye acabado pulido, y yeso.	_____	W = 450 Kg/m ²
Losa h=10 cm. en azotea de caseta de elevadores, incluye acabado de plafón, impermeabilizante.	_____	W = 340 Kg/m ²
Losa reticular h=35 cm. en azotea, incluye relleno de tezontle enladrillado y acabado de yeso.	_____	W = 880 Kg/m ²
Ceja y precolado perimetral en azotea, incluye losa h=10 cm. precolado y relleno.	_____	W = 200 Kg/m ¹

Para las cargas vivas se ajustaron los calculos a lo especificado en el actual Reglamento de Construcción del D.D.F.

Cargas vivas

...

Cargas Vivas

Carga media empleada para el cálculo de asentamientos medio diferidos.

$$\text{----- } W = 70 \text{ Kg/m}^2$$

Carga instantánea para análisis sísmico.

$$\text{----- } W_a = 90 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva máxima utilizada para revisión estructural de la cimentación y cálculo de asentamientos inmediatos en suelos.

$$\text{----- } W_a = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

A) Mecánica de Suelos

En el primer estudio de mecánica de suelos se llevaron a cabo dos sondeos, los cuales fueron realizados a profundidades de 46 y 31 metros, pero con el objeto de determinar la existencia de capas de mayor resistencia entre los 19 y los 43 metros de profundidad, se llevaron a cabo cuatro sondeos adicionales, y en caso de existir capas duras en dichas profundidades, se tendrá que determinar su compacidad. Los sondeos se efectuaron de la siguiente forma: En los primeros 17 metros se utilizó broca tricónica sin obtener muestras, y de los 17 a los 43 metros de profundidad se efectuaron sondeos del tipo de penetración estándar en tramos de 15/30/15 obteniendo muestras representativas alteradas y registrando el número de golpes, se alternó el uso de equipo para penetración estándar con el equipo de tubo Shelby, para muestreo inalterado, el cual fué hincado a presión en los depósitos compresibles.

Las pruebas que se efectuaron para las muestras alteradas fueron: Clasificación Visual y al Tacto (en seco y húmedo), Contenido Natural de Agua (W%), y Granulometría para las arenas de las capas duras.

En las muestras obtenidas con el tubo Shelby se les efectuaron las pruebas de Compresión Simple y Consolidación Unidimensional .

A continuación se da una breve descripción del procedimiento usado para cada una de las pruebas antes mencionadas, así como la localización de los sondeos y los resultados obtenidos.

Contenido Natural de Agua

Se conoce como contenido natural de agua o humedad natural a la relación entre el peso del agua contenida en determinada muestra y el peso de la misma en su fase sólida.

Procedimiento:

De una muestra cualesquiera se obtiene su peso "Wm". A continuación se seca la muestra en el horno durante 24 horas a una temperatura de 200° C y se vuelve a pesar la muestra, para poder obtener así el "Ws", y como se sabe que $Ww = Wm - Ws$ y que $W\% = (Ww / Ws) \times 100$, entonces al sustituir valores obtenemos el Contenido Natural de Agua.

Clasificación Visual y al Tacto

Existen tres pruebas para este tipo de clasificación visual y al tacto, y son las siguientes:

a) Movilidad con el agua

Se le agrega una cantidad razonable de agua a la muestra y se amasa entre las manos, si dicha masa suelta agua significa que el material es limoso, debido a que en la arcilla no se presentaría este fenómeno.

b) Ductibilidad o Tenacidad

Con las arcillas se pueden elaborar rollitos, debido a que en las arcillas existe cohesión entre sus partículas, sin poder hacer lo mismo en material limoso; y por último.

c) Resistencia al Estado Seco

En una muestra seca, de forma aproximadamente cúbica, se le aplica presión con la mano, y si éste cubito se desmorona fácilmente, la muestra será limosa, y si contrariamente, se dificulta desmoronarlo entonces se tratará de una arcilla.

Clasificación de acuerdo al S.U.C.S.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50 % de sus partículas son gruesas, y fino si más de la mitad de sus partículas - en peso, son finas. A continuación se describen los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

Suelos Gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras - mayúsculas, de los suelos más típicos de ese grupo.

- a) Gravas y suelos en que predominan éstas. Símbolo genérico "G".
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico "S".

Las gravas y las arenas se separan con la malla # 4 - de manera que un suelo pertenece a un grupo genérico "G", si es - más de 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no - pasa la malla # 4, y es del grupo genérico "S", en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1) Material prácticamente limpio de finos y bien graduado; - símbolo "W". En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos "GW" y "SW".
- 2) Material prácticamente limpio de finos, mal graduado; símbolo "P". En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos "GP" y "SP".
- 3) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos, símbolo "M". En combinación con los símbolos genéricos, da lugar - a los grupos "GM" y "SM".
- 4) Material con cantidad apreciable de finos plásticos, símbolo "C". En combinación con los símbolos genéricos da lugar a - los grupos "GC" y "SC".

.

Para poder tener un criterio más amplio y detallado - para la identificación, ya sea en campo o laboratorio, se hace una breve descripción de los anteriores grupos.

Grupos "GW" y "SW"

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. Si un suelo contiene pocos finos, éstos no producirán ningún cambio en cuanto a las características de resistencia, así como en su drenaje. Dichos requisitos se garantizan limitando en un 5% del peso total a las partículas finas cuando mucho.

Grupos "GP" y "SP"

Estos suelos son mal graduados, que deben cumplir con los requisitos de los grupos "GW" y "SW" en lo referente al contenido de las partículas finas, pero no cumplen con la graduación indicada, como para considerarlos bien graduados.

Grupos "GM" y "SM"

Los finos afectan características tales como resistencia, esfuerzo-deformación y capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa, lo cual sucede para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que se considera ésta como frontera inferior de la cantidad de finos aceptables. En cuanto a la plasticidad se refiere, es requisito que los Límites de Plasticidad localicen a la fracción que pase la malla # 40 abajo de la Línea "A" o bien que su índice de Plasticidad sea menor que 4.

Grupos "GC" y "SC"

Como los casos anteriores, el contenido de finos de estos grupos, debe ser mayor que 12% en peso. En estos casos los finos son de media a alta plasticidad. Es requisito que los Límites de Plasticidad sitúen a la fracción que pasa la malla # 40 sobre la Línea "A", teniéndose además la condición de que el índice plástico sea mayor que siete. A los suelos gruesos, con finos comprendidos entre el 5% y el 12% en peso, el S.U.C.S. los considera como casos de frontera, adjudicándoles un símbolo

. . .

doble.

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera.

Suelos Finos

En los suelos finos se lleva un criterio parecido al de los suelos gruesos, teniendo además las siguientes divisiones:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico "M".
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico "C".
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico "O".

Cada una de las anteriores divisiones tienen a su vez dos grupos. Si el Límite Líquido es menor de 50% se añade el símbolo genérico "L", obteniéndose las combinaciones "ML", "CL", y "OL".

Si en cambio el Límite Líquido es mayor de 50%, entonces se le añade el símbolo genérico "H", y se obtienen las divisiones "MH", "CH" y "OH".

Compresión Simple

La prueba de compresión simple es muy usada en los laboratorios de mecánica de suelos debido a su facilidad de realización y a que exige un equipo relativamente sencillo en comparación con otras pruebas. No obstante la interpretación de los resultados, es un tanto más complicado que en las pruebas triaxiales, cuando la intención es profundizar en los mecanismos de falla que tienen lugar. Esta prueba solo puede ser utilizada en arcillas y suelos cohesivos, ya que en arenas y suelos friccionantes las muestras no se pueden labrar.

A continuación se describe el procedimiento de la prueba: Se monta el espécimen bajo el marco de la carga y se coloca una pequeña pesa en la ménsula verificando que el peso del marco de carga esté balanceado por el contrapeso de la báscula.

Se colocará un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en un soporte adosado al marco de carga ajustándolo a cero. Se iniciará la aplicación de la carga a la ménsula llevando un registro simultáneo del tiempo. Al aplicar cada incremento de carga se observará y registrará la lectura del extensómetro. Los incrementos de carga deberán aplicarse cada 60 segundos. A medida que la muestra se acerque a la falla deberán observarse las grietas que presenta o sus planos de falla. La prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del 20% aproximadamente. Si la muestra falla bruscamente registre el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga.

Se hará un esquema de la falla y agrietamiento de la muestra. Se cortará una laja delgada, más o menos de tres milímetros de espesor que sea paralela al plano de falla, para --

determinar el contenido de agua y el resto de la muestra se pondrá a secar. Se calcularán las deformaciones correspondientes - para los diferentes esfuerzos y se dibujará una gráfica esfuerzo-deformación.

Es recomendable que la prueba dure de cinco a diez minutos y hay que tomar en cuenta que la resistencia de las arcillas en estado inalterado es mucho mayor que la de los especímenes. Se deberán proteger las muestras contra la evaporación cubriendolas con una capa de grasa o con hule delgado.

Este es, a grandes rasgos el procedimiento que generalmente se sigue para llevar a cabo una prueba de compresión simple.

Consolidación Unidimensional

El objeto de la prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volúmen y la velocidad con que dicho decremento se produce, en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

El volúmen se medirá con un micrómetro que estará montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga; por acción de los incrementos de carga que se suministrarán por medio de la carga axial al espécimen, el agua tenderá a salir de él a través de piedras porosas colocadas en las caras laterales del molde. En cada incremento de carga se medirán los cambios de volúmen. Al graficar los datos obtenidos se tendrá la curva de consolidación.

Es común encontrar en la mayoría de los suelos arcillosos, de alta plasticidad hasta un 70% de consolidación.

Se colocará en la ménsula el primer incremento de carga, tratando que el marco de carga no cause impacto sobre la muestra. Se registrará esa primera carga y se irá duplicando para cada incremento sucesivo. Es conveniente medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.

Se dibujará la gráfica de la curva de consolidación a escala semilogarítmica. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo necesario para los fines que se persiguen.

Ya que se han aplicado todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro, se quitarán las cargas en decrementos que pueden hacerse quitando primero las $3/4$ partes de la presión total y después se vaya quitando la mitad de la carga que reste; se harán lecturas en diferentes tiempos para cada vez que se apliquen los decrementos de carga y dibujando las curvas de expansión de la misma forma que las de consolidación.

Cuando se haya quitado toda la carga se dejará que la muestra se expanda descargada durante dos días o cuando el micrómetro deje de registrar expansiones.

Finalmente se obtendrá el peso seco de la muestra secándose ésta en un horno. La muestra deberá estar lo más inalterada posible para evitar resultados muy erróneos. El volumen de la muestra deberá ser exactamente el del anillo de consolidación del consolidómetro, de lo contrario no habrá el suficiente confinamiento lateral para dicha muestra.

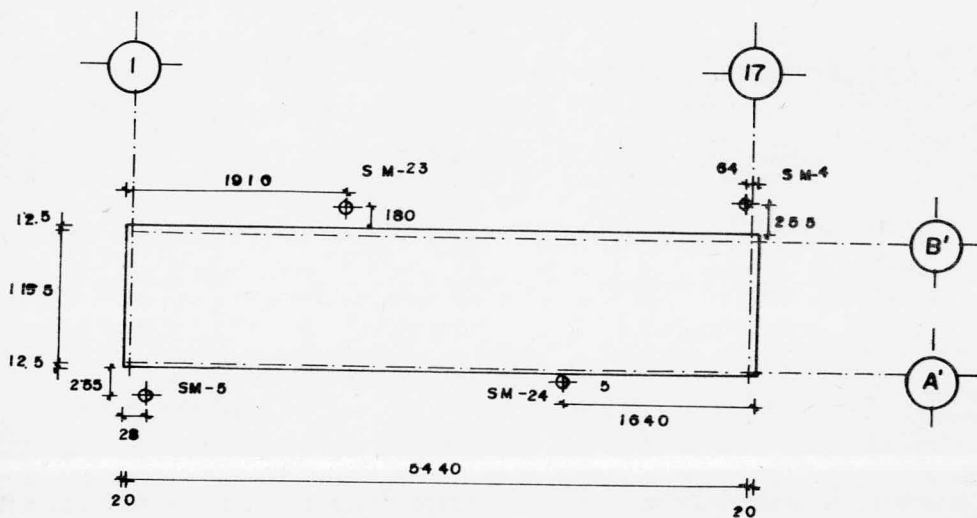
Descripción Estratigráfica (de los Sondeos Realizados)

- a) De 0.0 a 6.0 metros se tiene la costra superficial, la cual está constituida por arcillas, limos, arenas, y mezclas de ellos con contenido de agua medio de 55%
- b) Entre los 6.0 y los 7.5 metros de profundidad, aumentó el contenido de agua de 75% a 110%, siendo el material arcillo-limoso.
- c) Entre los 7.5 y los 20.5 metros de profundidad se encuentra la formación arcillosa superior, la cual tiene rangos de contenido de agua en intervalos que van de 100% a 350%. Esta capa está dividida por pequeñas costras de arena o limo a profundidades de 14.0, -- 18.60, 20.10, 24.0, 25.0 y 26.0 metros.
- d) La capa dura superior se encuentra entre los 29.50 y los 33.50 metros de profundidad, la cual está constituida por limos y arcillas arenosas con contenidos de agua promedio de 40% y una resistencia mínima a la penetración estándar de 38 golpes.
- e) Entre los 33.50 y los 44.20 metros se encuentra la formación arcillosa inferior en la que se encuentran contenidos de agua promedio de 150%.

Se encuentran intercaladas dos capas de ceniza volcánica con contenidos de agua del 35% a profundidades de 37.70 y 42.0 metros. Los depósitos profundos se encuentran a partir de los 44.20 metros y están formados por arenas y limos muy compactos con resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes y contenidos de agua del orden del 30%. El N.A.F. se localiza a 3.40 metros de profundidad.



PLANTA



LOCALIZACION DE SONDEOS

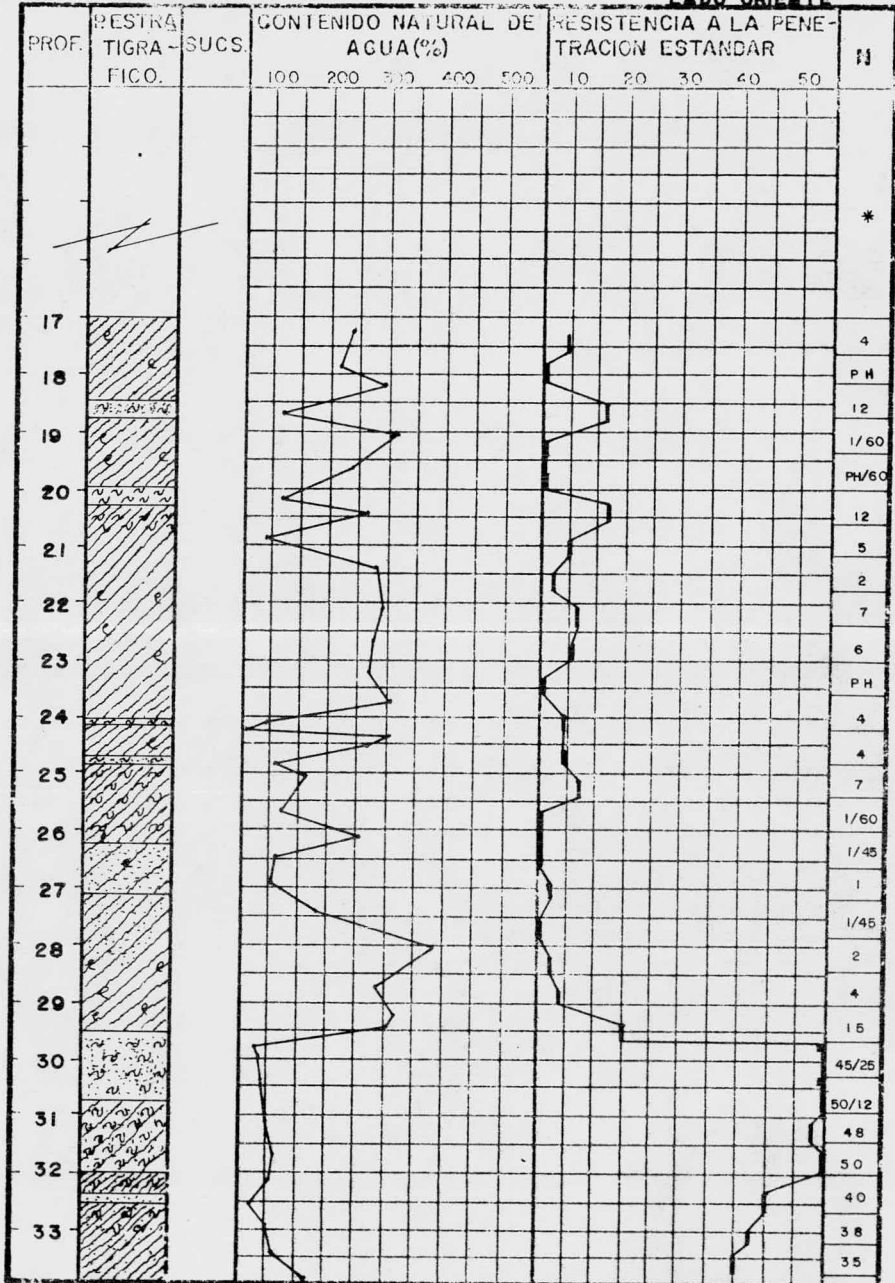
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-4

NAF: 2.80

LADO ORIENTE



* Avance con broca tr.

— mas de 50 golpes



M. ORG.



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO

SIMBOLOGIA

N=No.de golpes para 30 cm

No. de golpes / penet. en cm

LL 0 ———> LP

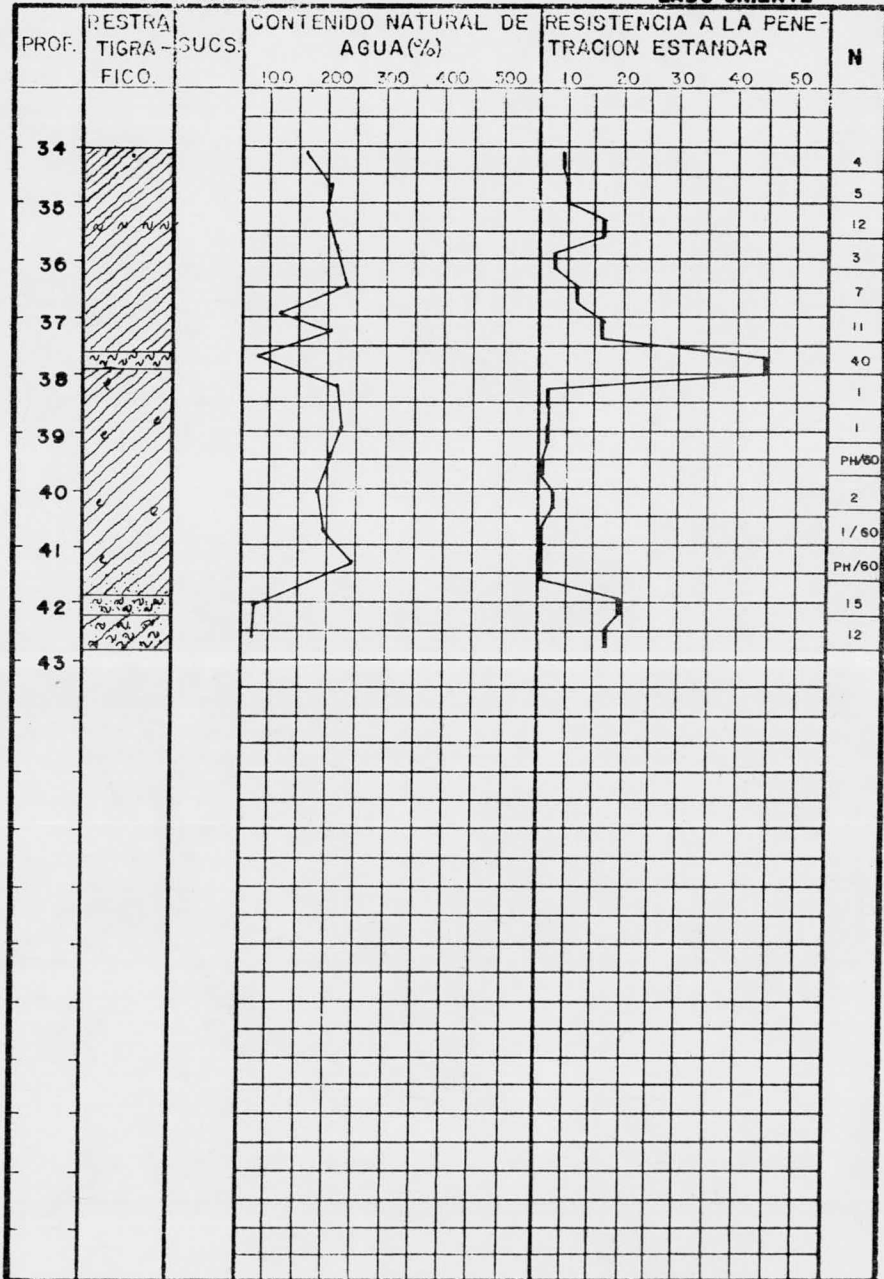
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-4

NAF: 2.80 M

LADO ORIENTE



SIMBOLOGIA



M. ORG.



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO

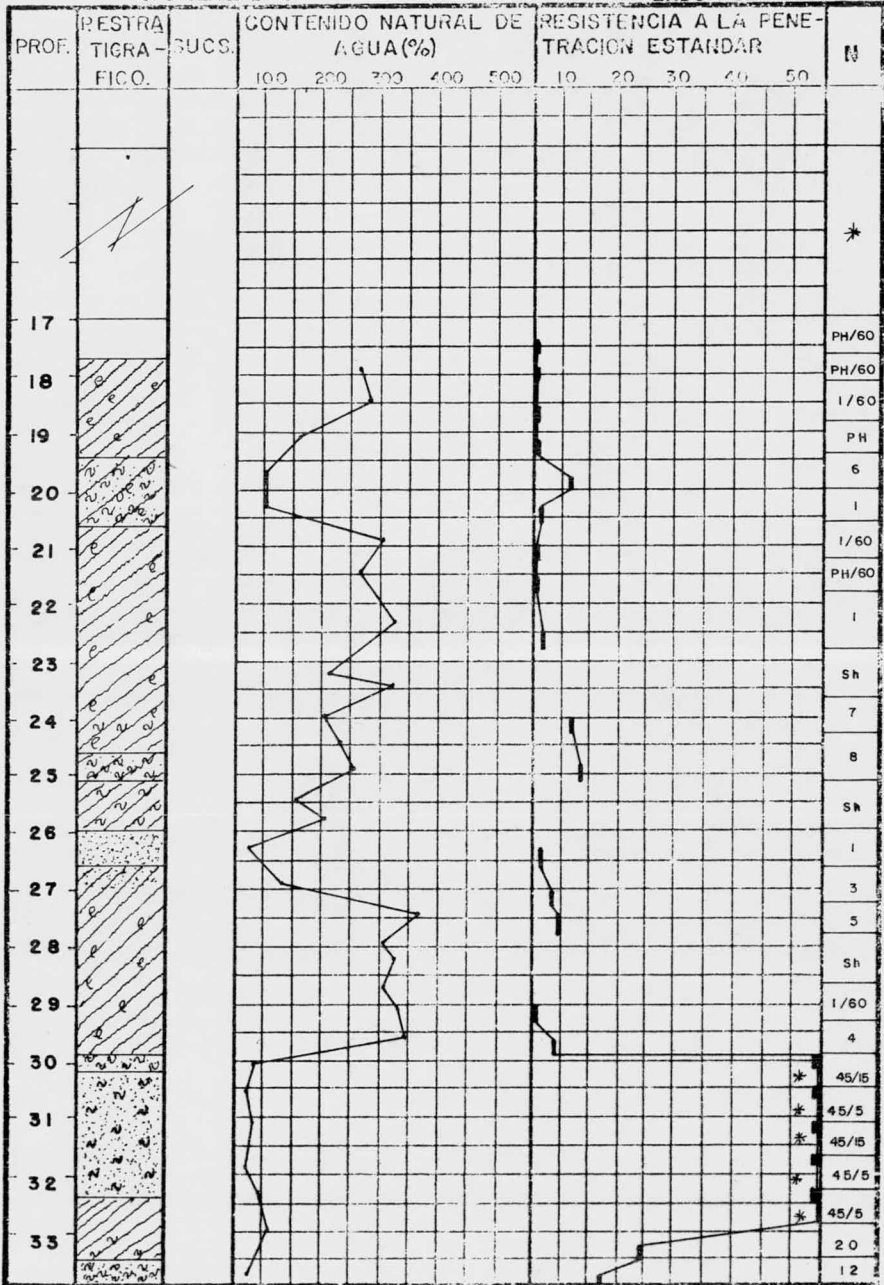
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-5

NAF: 3.50 M

LADO PONIENTE



* Avance con broca tr

■ mas de 50
golpes



M. ORG.



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO

SIMBOLOGIA

N = No. de golpes para 30 cm

No. de golpes / penet. en cm

LL o ———— A LP

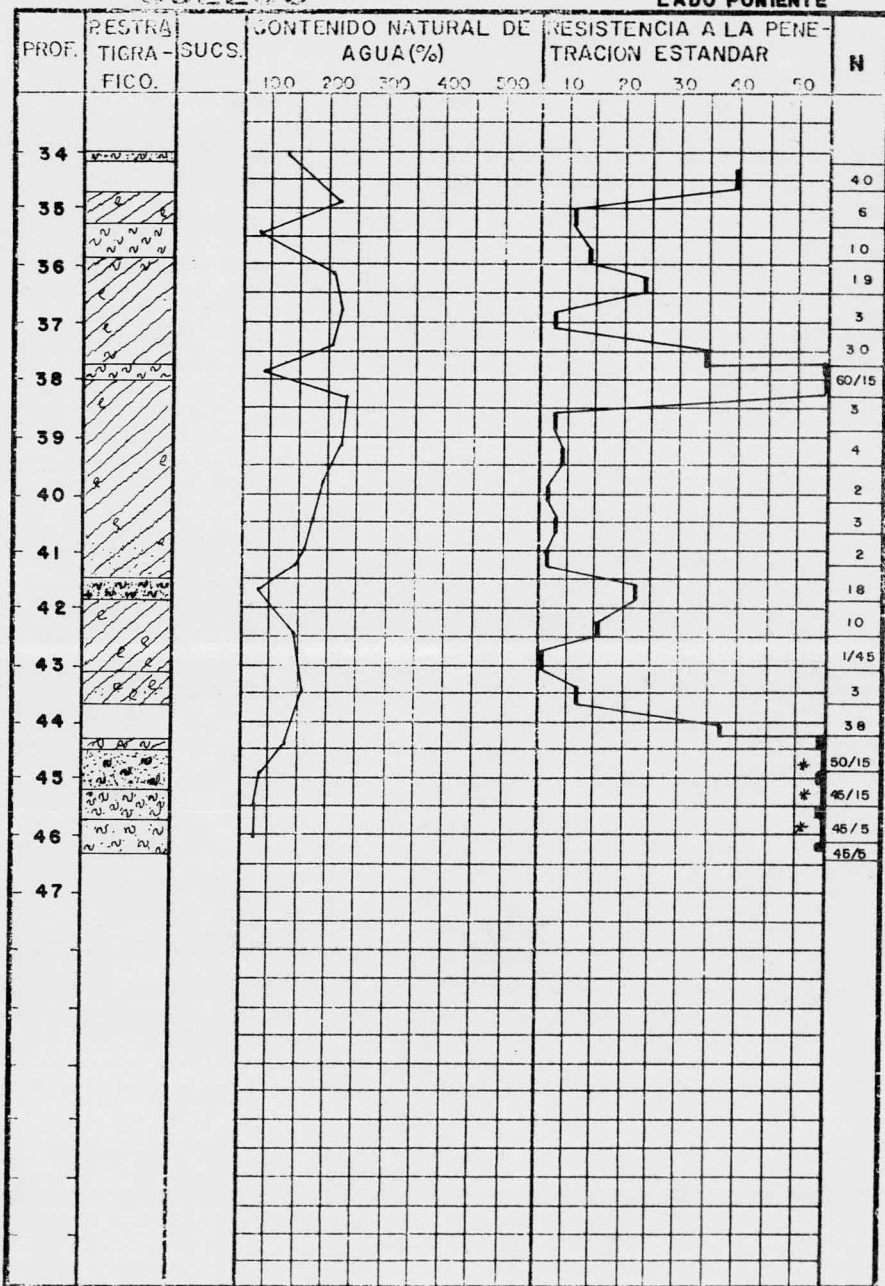
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-5

NAF: 3.50M

LADO PONIENTE



SIMBOLOGIA



M. ORG.



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO

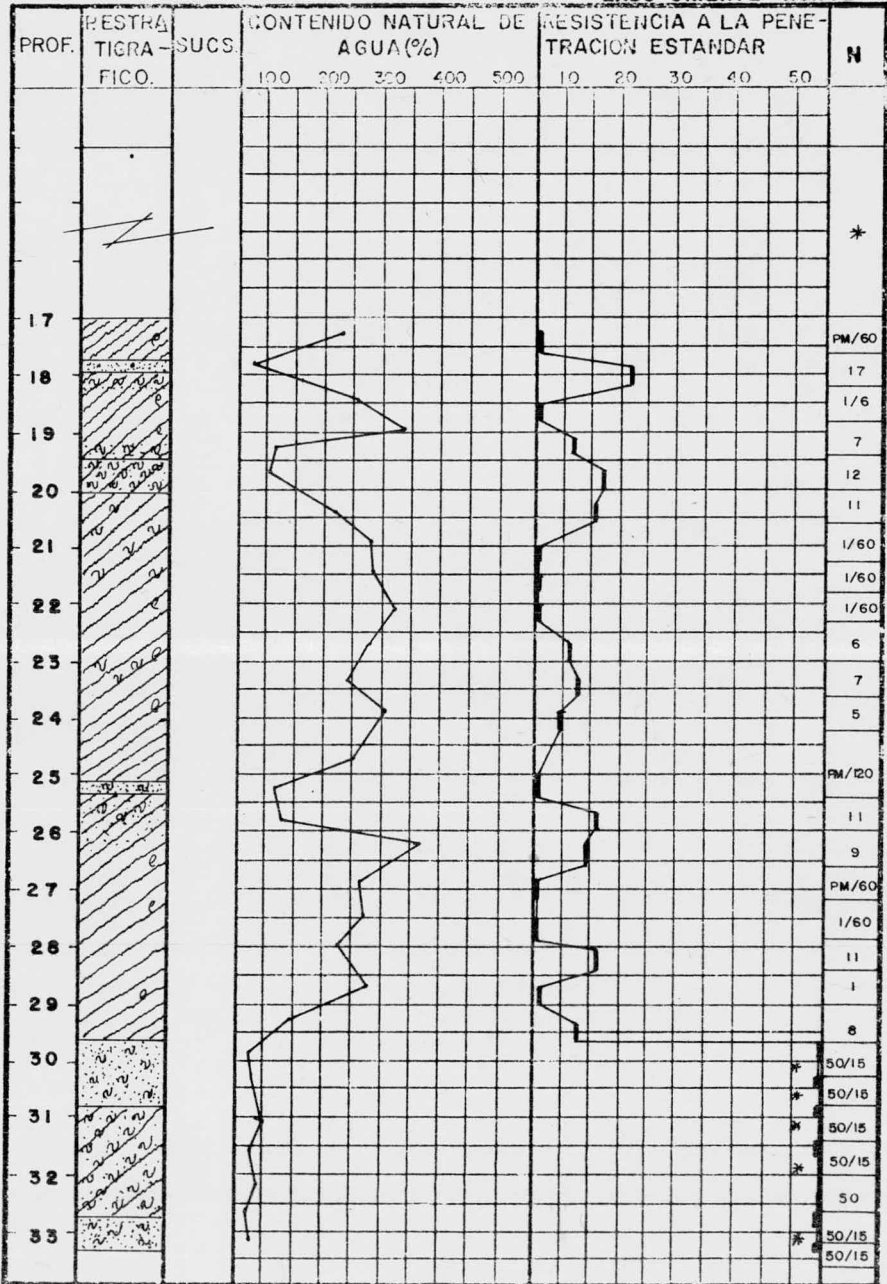
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-23

NAF: 3.50 M

LADO ORIENTE-NORTE



* Avance con broca fr.

■ mas de 50 golpes

SIMBOLOGIA

N= No. de golpes para 30 cm

No. de golpes/ penet. en cm

LL o — A LP

M. ORG.

RELLENO

ARCILLA

GRAVA

ARENA

LIMO

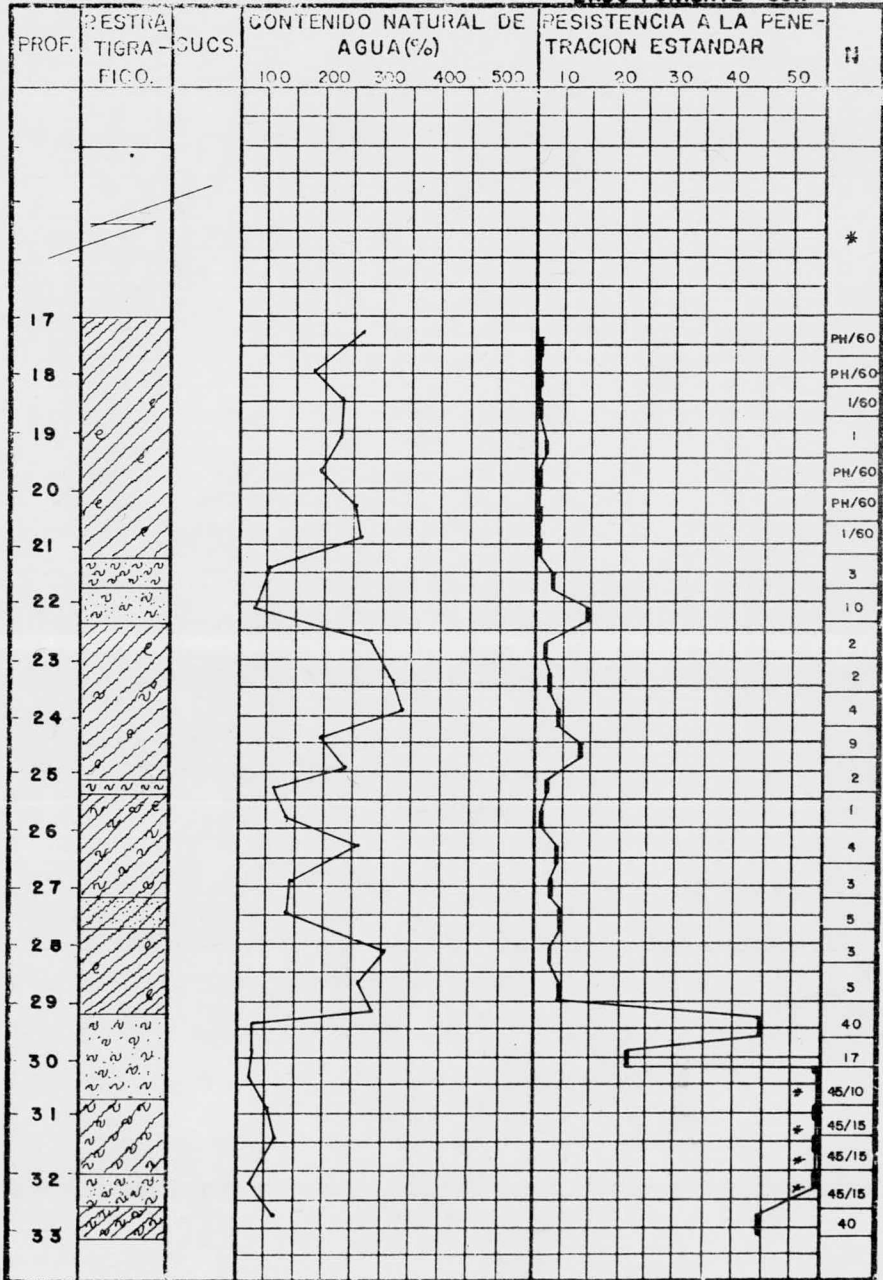
MECANICA DE SUELOS

LOCALIZACION: Edificio Churubusco

TIPO DE SONDEO: SM-24

NAF: 3.0 M

LADO PONIENTE-SUR



* Avance con broca tr.

— mas de 50
golpes



M. ORG.



RELLENO

SIMBOLOGIA



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO

N = No. de golpes para 30 cm

No. de golpes / penet. en cm

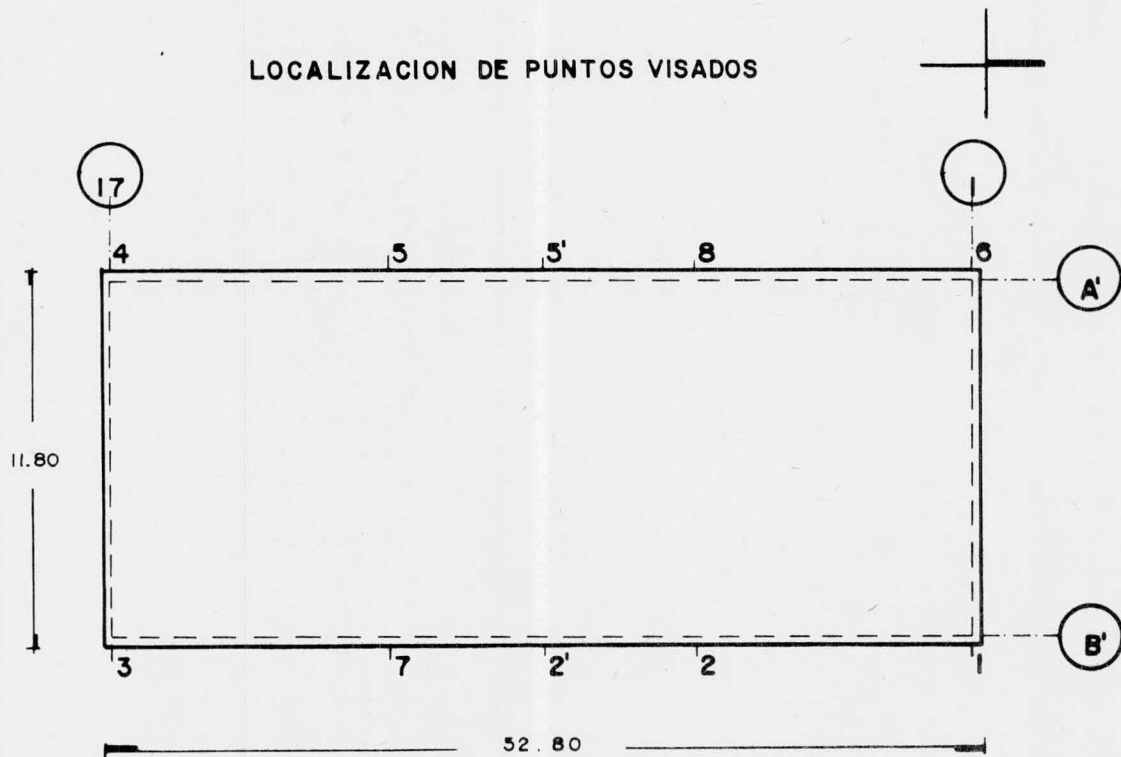
LL o —> LP

B) Nivelaciones

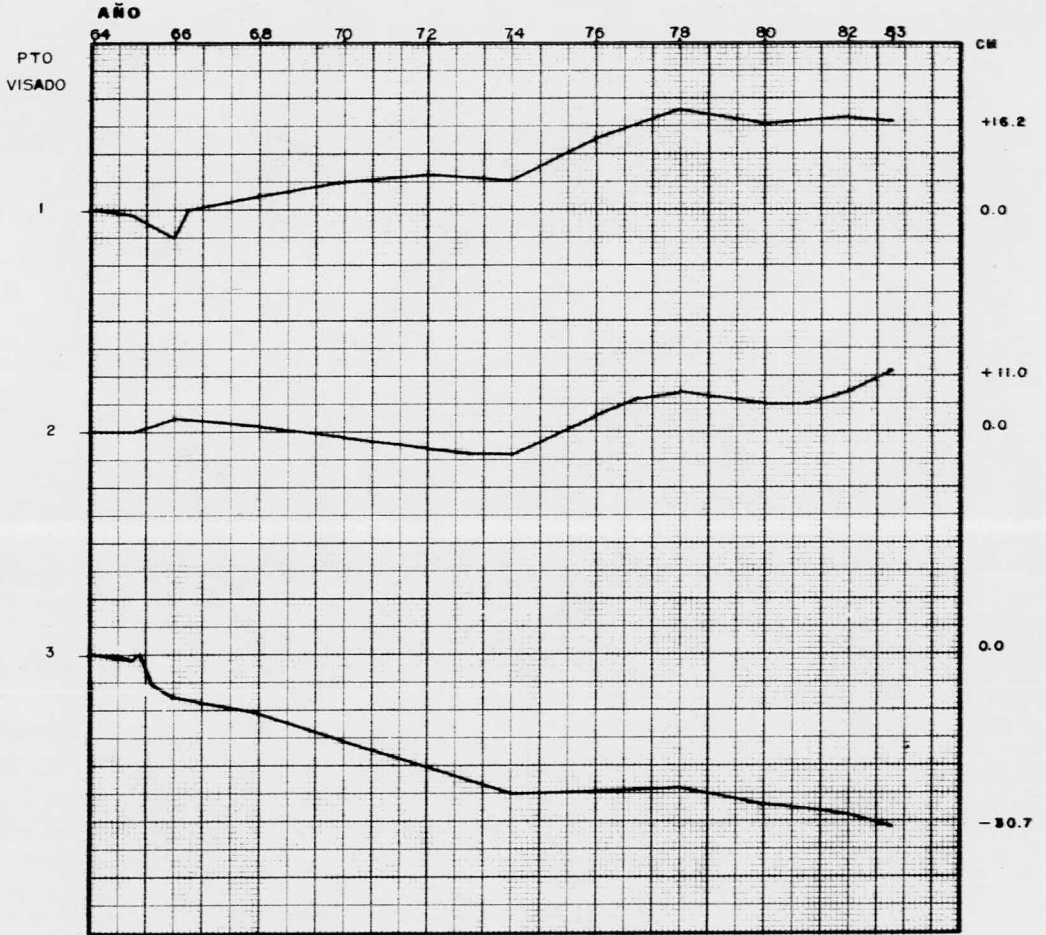
De acuerdo al artículo 275 del actual reglamento de -
construcciones de D.D.F., en el que dice que "...toda aquella -
edificación con peso unitario medio, mayor a 4 Ton/m², y en las
que el Departamento lo especifique, será obligatorio llevar a -
cabo nivelaciones cada mes durante los primeros seis meses, y -
cada seis meses durante un período mínimo de cinco años, para -
así poder comprobar el comportamiento previsto de las cimenta-
ciones y de sus inmediaciones, a menos que los hundimientos o -
emersiones diferenciales sean menores de cinco centímetros...".
A partir del sismo de julio de 1964, hasta el mes de enero de -
1968, se tiene información al respecto, sin poder contar con da-
tos de nivelaciones de enero de 1968 a enero de 1972, fecha en
la cual se volvieron a tomar lecturas confiables, lo que se ha
hecho hasta la fecha.

A continuación se dan las representaciones gráficas -
de los hundimientos y las emersiones registradas en el edificio
en estudio.

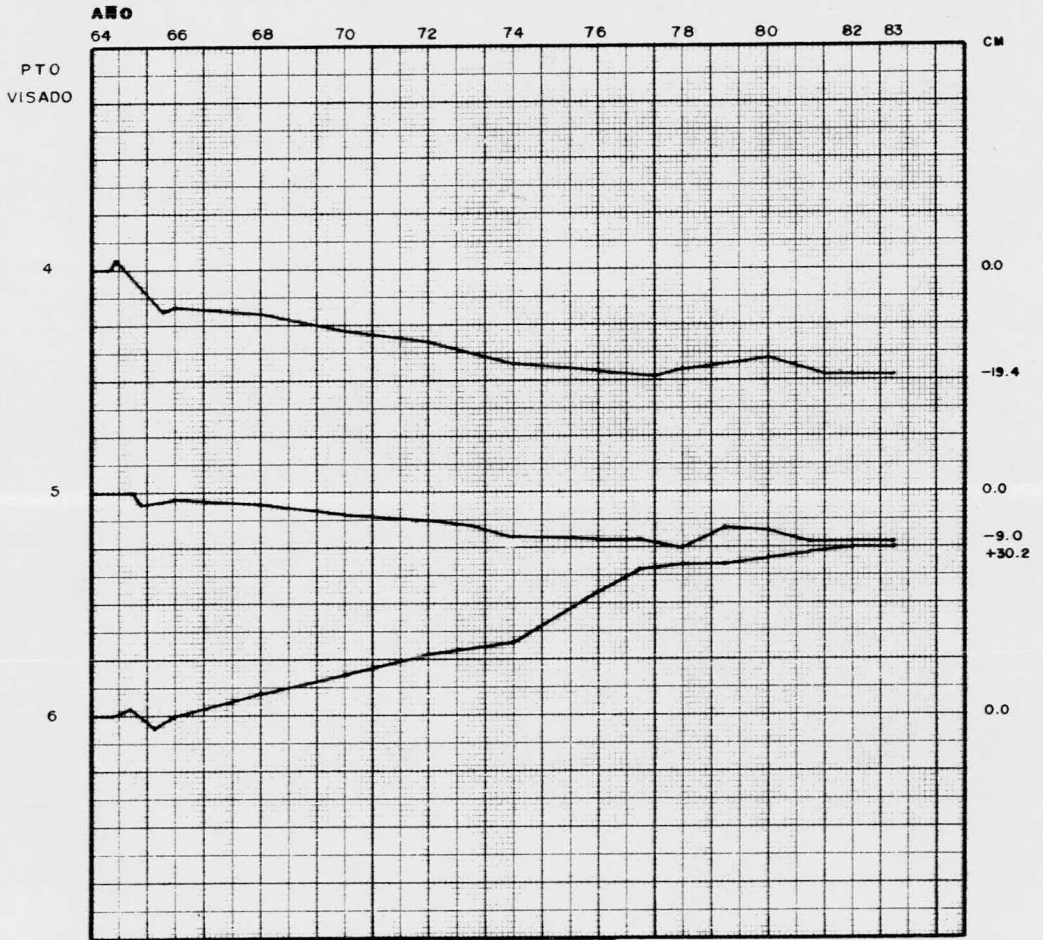
LOCALIZACION DE PUNTOS VISADOS



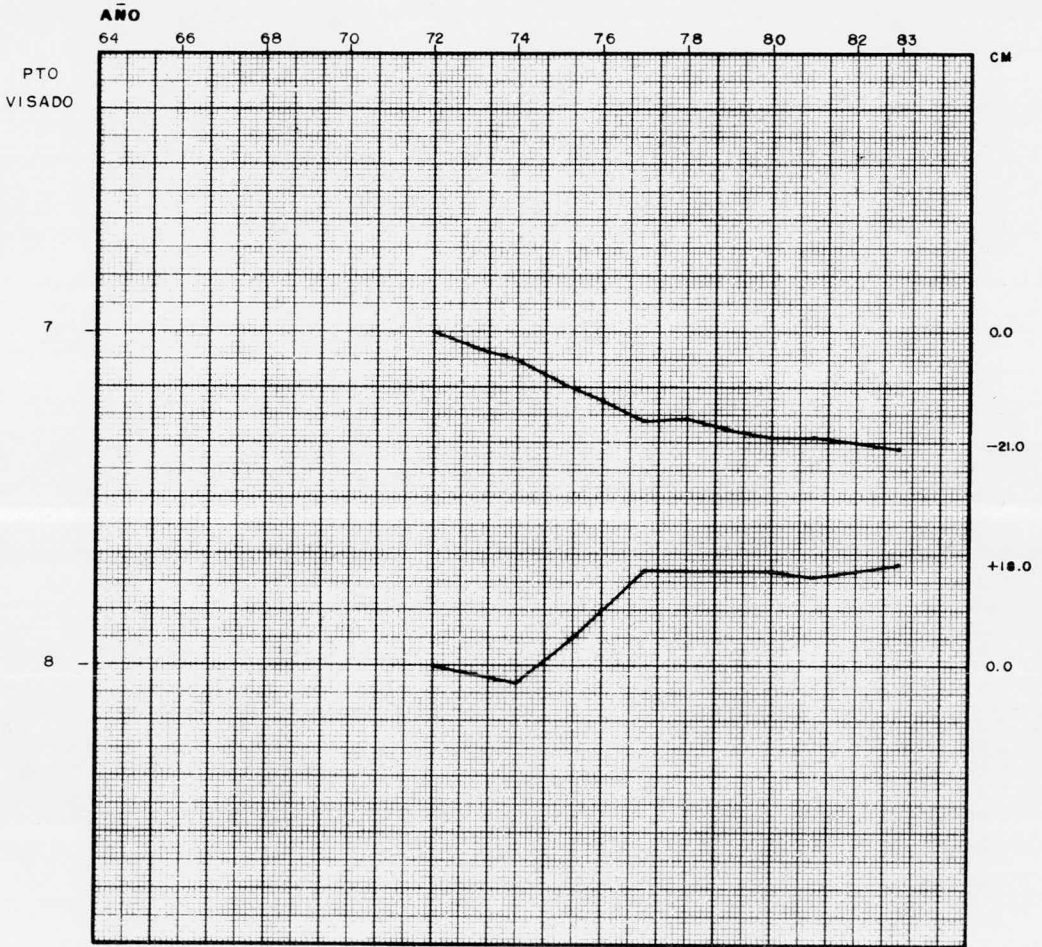
GRAFICA DE DESPLACES

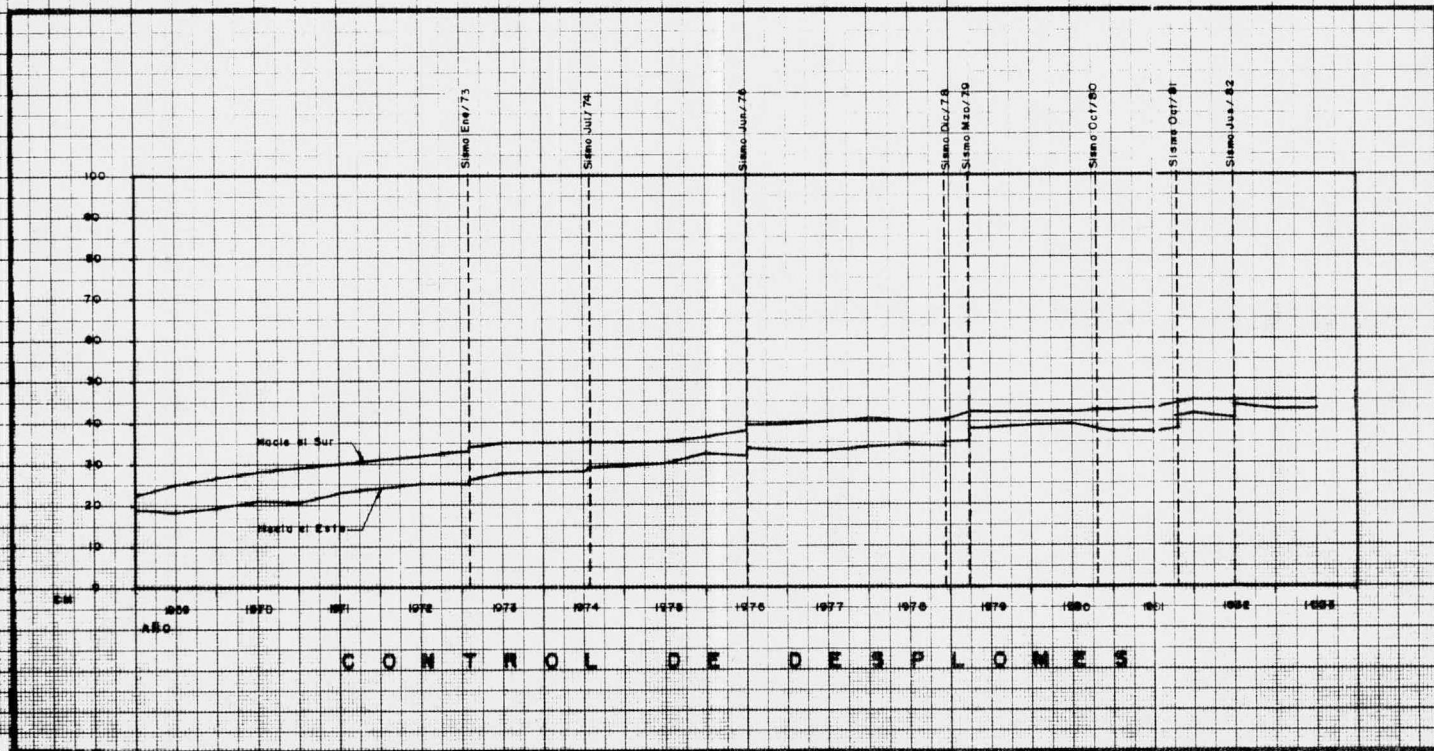


GRAFICA DE DESPLACES



GRAFICA DE DESPLACES





DESPLOMES

SECCION	P.O.	LECTURA ACTUAL				LECTURA ANTERIOR				PARCIALES		OBSERVACIONES
		+ N	- S	+ E	- O	+ N	- S	+ E	- O	NS	EO	
S - 1	1		445	475		445	480			0	- 5	
	2			400			400				0	
	3			410			412				- 2	
	4		445	450		445	454			0	- 4	Disminuyõ 3 al Este, i- gual al Sur
	5		466	450		466	454			0	- 4	
	6			410			412				- 2	
	7			400			400				0	
	8			466	475		466	480			0	- 5
Promedio			456	434		456	437			0	- 3	

Acotaciones en milímetros

Período de Observación: de abril a julio de 1981

Descripción de las gráficas de nivelaciones

En las gráficas anteriores se observan los movimientos verticales de los puntos estudiados en las nivelaciones.

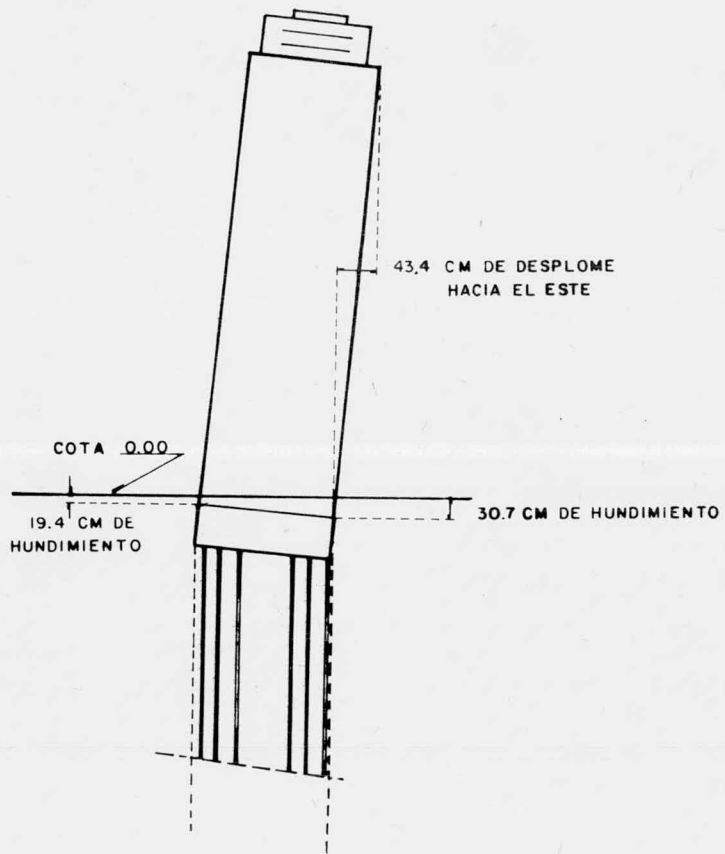
Se observa que en el punto 1 (esquina noreste), éste ha emergido 16.2 centímetros en los últimos 19 años; en el punto 6 (esquina noroeste) 30.2 centímetros en el mismo período. El punto 3 (esquina sureste) ha tenido un hundimiento de 30.7 centímetros en el período comprendido entre los años de 1964 a 1983 en tanto que el punto 4 (esquina suroeste), los hundimientos son de 19.4 centímetros.

Los puntos 1 y 4 prácticamente se puede decir que, están estabilizados desde 1978.

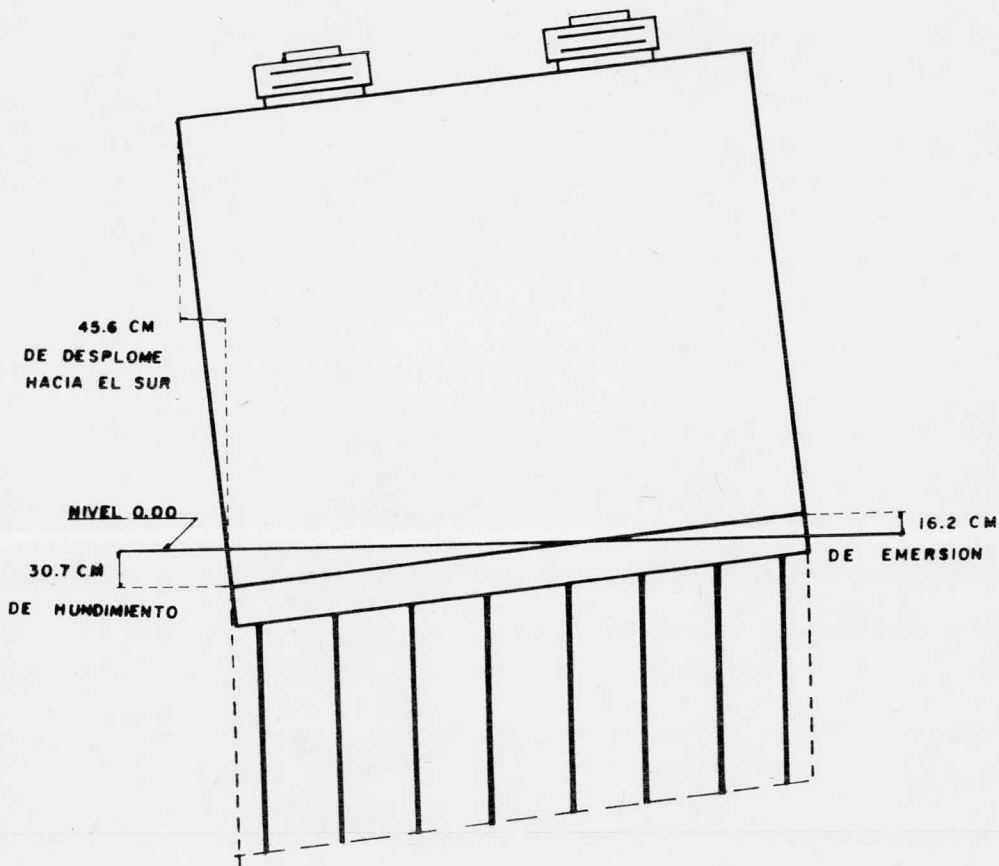
En las curvas de nivelaciones se aprecia que del período comprendido entre los meses de enero y agosto de 1965 se presenta un cambio, el cual fué la causa de la primera recimentación. Para el año de 1974 también se observa un cambio, el cual probablemente haya sido ocasionado, debido a que los pilotes deslizantes, hayan entrado en contacto con el concreto.

También se puede observar que existe una marcada propensión a aumentar el desplome del edificio hacia el Este a una velocidad de 1.90 centímetros por año y hacia el Sur de 1.60 centímetros por año durante los años de 1969 y 1983.

Durante los sismos presentados en junio de 1976, diciembre de 1978, marzo de 1979, octubre de 1981 y junio de 1982, el desplome aumentó entre tres y cinco centímetros, manteniendo su tendencia original a corto plazo.



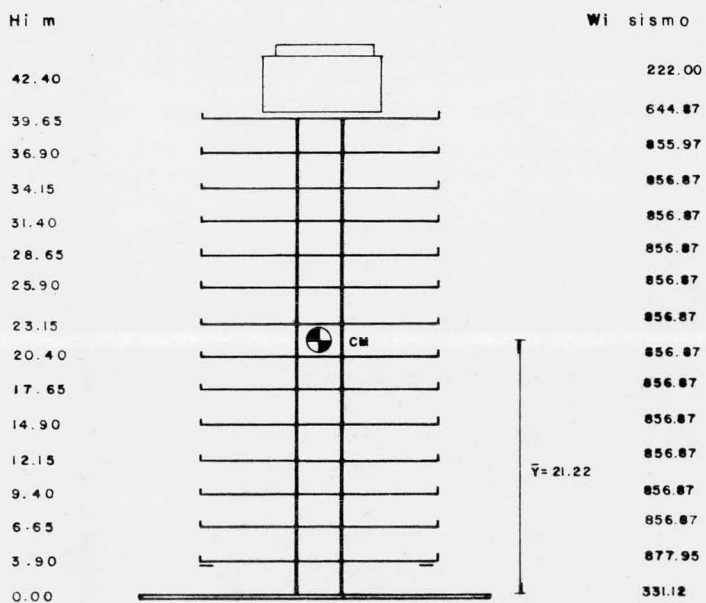
FACHADA SUR



FACHADA ESTE

ACCIONES SOBRE LA CIMENTACION DEBIDAS AL DESPLOME

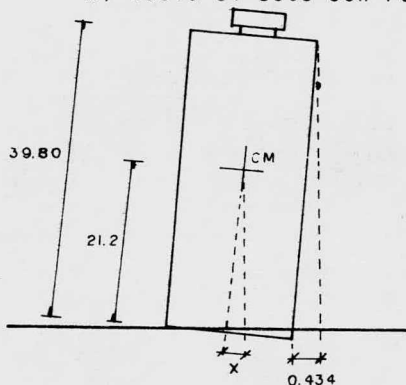
CALCULO DEL CENTRO DE MASAS



$$\bar{Y} = \frac{\sum M_o}{\sum W_i} = \frac{262,272.025}{12,357.480} = 21.22 \text{ m}$$

Efectos del Desplome

a) Hacia el este con respecto al centro de masas.-



$$\frac{39.80}{0.434} = \frac{21.22}{X}$$

de donde:

$$X = 0.232 \text{ mts.}$$

El momento de volteo debido al desplome hacia el -- este es:

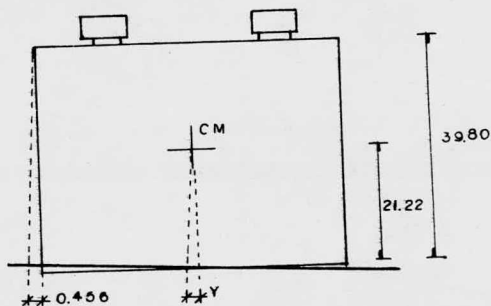
$$M_{VX} = W_e (X) = 12,111.20 \text{ tn}^* \times 0.232 \text{ m} = 2,809.80 \text{ tn-m}$$

"W_e" corresponde a la carga estática en planta baja - la cual incluye la rigidización.

La excentricidad producida por el desplome es:

$$e_x = \frac{2,809.80 \text{ tn-m}}{14,314.10 \text{ tn}^*} = 0.196 \text{ mts.} = 19.60 \text{ cms.}$$

El efecto del desplome hacia el sur respecto al centro de masas es:



$$\frac{39.80}{0.456} = \frac{21.22}{Y}$$

$$\text{de donde: } Y = 0.243 \text{ mts.}$$

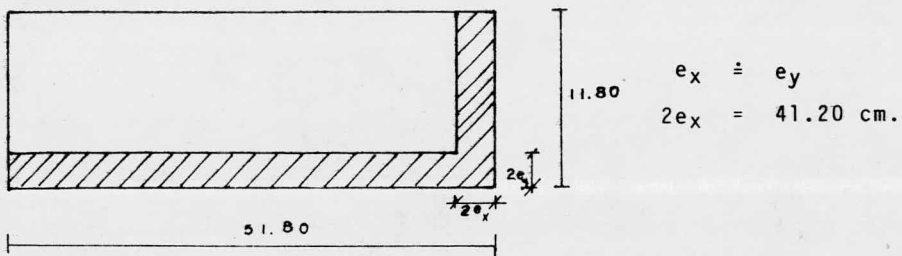
El momento de volteo debido al desplome hacia el este es:

$$M_{Vx} = 12,111.20 \text{ tn} \cdot \text{m} \times 0.243 \text{ m} = 2,943.02 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

A su vez la excentricidad producida por el desplome es

$$e_y = \frac{2,943.02 \text{ tn} \cdot \text{m}}{14,314.10 \text{ tn}} = 0.206 \text{ m} = 20.60 \text{ cms.}$$

La resistencia de la cimentación bajo cargas estáticas más desplome, es la siguiente:



$$C1 = (c N_c F_r + \gamma D_f) A_r$$

$$C1 = [(2.5)(5.95)(0.7) + 5.93] (11.8 - 0.412) \\ (52.80 - 0.412) =$$

$$C1 = 9,749.84 \text{ tn}$$

Donde "Ar" es el área de la losa sin considerar las franjas de la excentricidad.

* NOTA: Las cantidades marcadas con (*) están calculadas en el capítulo V

CAPITULO III

CIMENTACION CON PILOTES

- Generalidades

Tipos de Pilotes

Capacidad de Carga

A) Pilotes de Control

B) Pilotes de Fricción

C) Pilotes de Punta

- Generalidades

Se llaman pilotes a los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales del orden de 0.30m y 1.00 m. Los usos de los pilotes en Ingeniería Civil son muy diversos; se utilizan como cimentación de edificios, de estructuras industriales y aún de casas habitación; también se usan en muelles como elementos para tomar cargas verticales y fuerzas horizontales de atraque, viento, etc.; en puentes, para cimentación de los estribos, y donde es posible la socavación. Se usan pilotes también en estructuras que tienen volteos importantes por vientos o sismo, los cuales provocan tensiones en la cimentación y en estos casos los pilotes toman a la vez fuerzas de tensión y de compresión.

En la zona del "Lago de la Ciudad de México" se justifica económicamente el uso de pilotes para edificios de más de cinco pisos de altura, aún cuando pudiera utilizarse otro tipo de cimentación.

Es indispensable hacer un estudio detallado de la estratigrafía y una interpretación geológica de los suelos en el lugar donde se piensa hincar pilotes. La estratigrafía es determinante para escoger la profundidad, el tipo de pilotes más adecuados y la carga que pueden soportar. Usualmente se hace un estudio de mecánica de suelos completo en el cual se determina la estratigrafía y las propiedades de los suelos y se recomienda el tipo de pilote a usar. Para pilotes de punta se debe definir la capacidad de carga del estrato de apoyo y para pilotes de fricción, se debe conocer la resistencia al corte y la adherencia máxima del suelo contra el pilote.

Tipos de Pilotes

Los pilotes pueden agruparse según su forma de trabajar en pilotes de punta, pilotes que transmiten su carga por -- fricción al suelo y pilotes que trabajan por fricción negativa. Los de punta transmiten la carga a su extremo inferior y los que trabajan a fricción obtienen su capacidad de carga por adherencia de los suelos al área lateral del pilote a cierta profundidad. Los pilotes pueden también trabajar por punta y fricción -- positiva simultáneamente. Se llama fricción negativa a la adherencia que ejerce el suelo hacia abajo sobre el pilote, sobrecargándolo.

Existen otros pilotes llamados pilotes de control, los cuales se hacen trabajar penetrándolos dentro de la cimentación del edificio por perforaciones en las losas o contratrabes y tienen un dispositivo para limitar la carga máxima que puede aplicarse al pilote en la cabeza de éste; Existen varios tipos de regulación, unos a base de gatos planos tipo "Freyssinet" y -- otros con celdas de madera.

Los pilotes de punta en la Ciudad de México tienden a hacer "emerger" la estructura que soportan; lo que en realidad sucede es que el terreno alrededor del edificio es el que desciende con respecto a la cimentación apoyada en los pilotes de punta. Los pilotes de control se usan con el objeto de que el edificio pueda seguir los movimientos del terreno circundante; el dispositivo en la cabeza del pilote pretende limitar la carga que se aplica al pilote a un cierto valor.

Por el material de que están hechos, los pilotes pueden ser de madera, acero o concreto. Los pilotes de madera han sido deshechados por no conseguir fácilmente, por su baja capacidad de carga y son de corta longitud, y es muy difícil empalmar-

los en varios tramos para llegar a la longitud deseada.

En los pilotes hechos de acero estructural se usan las secciones "H" y los tubos de acero. Las secciones "H" utilizadas en los pilotes resultan de elevado costo, por lo que su uso es muy limitado. En el mismo caso se tienen los pilotes hechos con tubo de acero, ya que resultan económicamente inaccesibles para el presupuesto normal de obra. Otra desventaja de los pilotes de acero es que requieren de protecciones contra la corrosión.

Los pilotes de concreto son los más utilizados debido, principalmente a su bajo costo en relación a los de acero. Estos pilotes pueden ser precolados o colados "in situ". Los pilotes colados en el lugar pueden ser del tipo que utilizan máquinas especiales para construirlos o bien de los que se cuelan directamente en perforaciones hechas en el terreno. Otro método de construcción de éstos pilotes es colar el concreto dentro de una camisa de acero, la cual, según el método, se deja ahogada o se extrae. En este tipo de pilotes es fácil ampliar la base del pilote formando un pedestal que disminuye la presión sobre el estrato de apoyo con lo cual se aumenta la capacidad de carga del pilote.

Los pilotes pueden ser también precolados ya sea en planta o en la obra, es decir, que fragúan antes de ser hincados. La sección transversal del pilote puede ser rectangular, cuadrada, triangular, octogonal, etc. Los pilotes se cuelan por lo general acostados y se utilizan los procedimientos usuales para concreto reforzado. El acero de refuerzo debe calcularse de modo tal que el pilote sea capaz de resistir tanto las cargas verticales y horizontales que se le impondrán, como los esfuerzos causados por los movimientos al transportarlos de cama de colado hasta el punto donde se hincan. Los pilotes precolados pue-

den llevar varilla corrugada de refuerzo del tipo que se usa - en el concreto reforzado o precomprimirse con alambre de alta resistencia; a su vez pueden pretensarse en fábricas, o postensarse en la obra.

Para empalmar dos tramos de pilote, se utiliza comunmente la junta soldada que consiste en soldar en la orilla dos placas de acero sujetas por medio de anclas que son coladas dentro de los tramos del pilote. Las juntas deben ser capaces de - tomar los esfuerzos de compresión y tensión que se apliquen al pilote y deben mantener colineales los tramos.

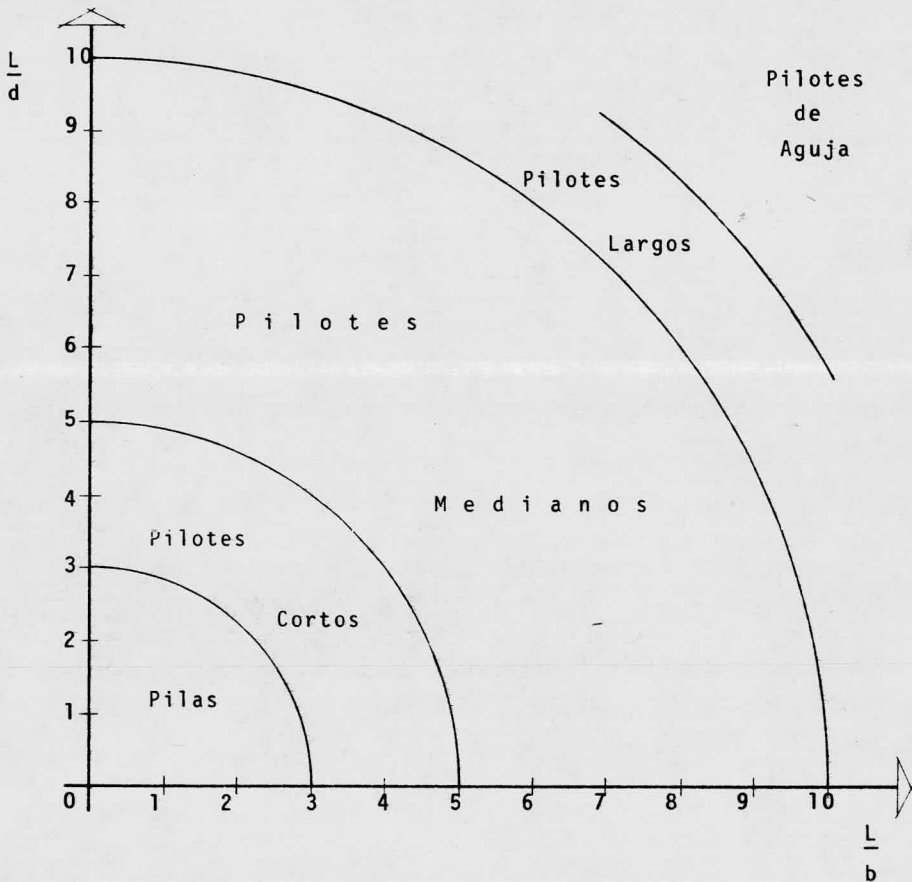
Capacidad de Carga

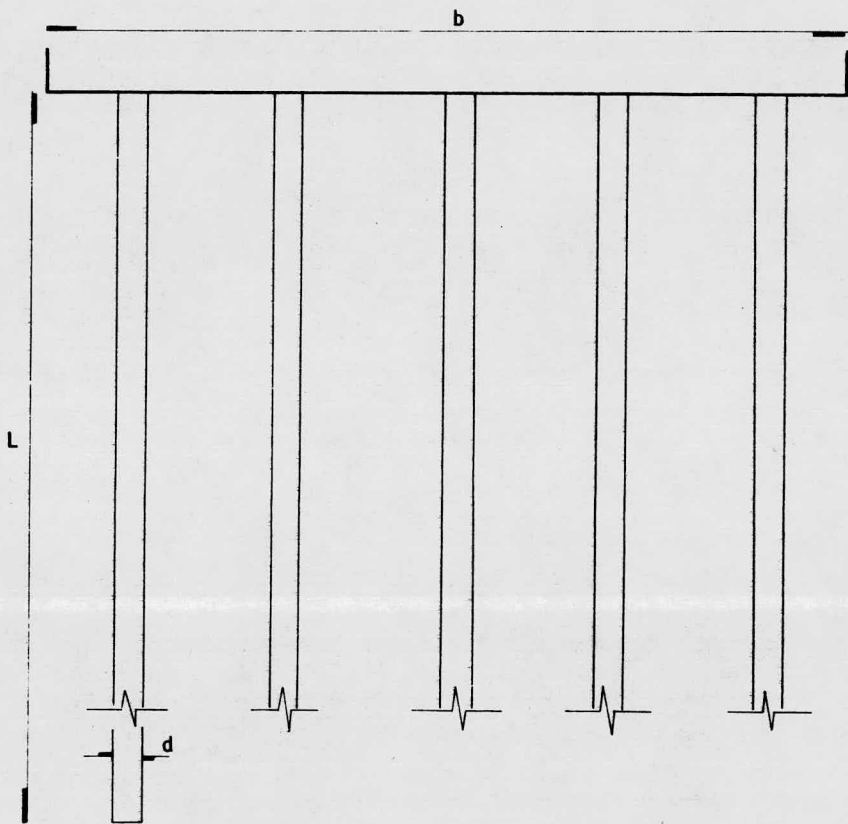
Para el diseño del pilote es necesario conocer las propiedades del subsuelo y específicamente la capacidad de carga del estrato de apoyo para pilotes de punta, así como la resistencia al corte o la adherencia para los pilotes de fricción

Debe tenerse en cuenta la variabilidad en la estratigrafía determinada en el estudio de mecánica de suelos, y el número de pruebas de laboratorio, para escoger el factor de seguridad que debe aplicarse al calcular la capacidad de carga de los pilotes. La determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión se hace por lo general en el laboratorio por medio de pruebas triaxiales.

Los criterios para la aceptación del pilote a partir de la carga admisible son muy diversos, pero de cualquier manera la deformación a la carga de trabajo debe quedar dentro de lo permisible para la estructura que deberá soportar dicho pilote.

Algunos autores han clasificado a las cimentaciones profundas de la siguiente manera:





En donde tenemos que:

- L = Longitud del pilote
- d = Diámetro del pilote
- b = Ancho de la losa de cimentación

A) Pilotes de Control

Como ya sabemos, el exceso de bombeo del agua del subsuelo de la Ciudad de México y la alta compresibilidad de las arcillas que se están consolidando continuamente, han inducido en diferentes construcciones asentamientos diferenciales considerables. Estos asentamientos obedecen a diversas causas; si están cimentadas sobre pilotes de punta, se produce el efecto de fricción negativa, la cual es debida a que el suelo al consolidarse produce fricción hacia abajo y consecuentemente se sobrecargan los pilotes colapsándolos, debido a la penetración de éstos en el estrato de apoyo. Ahora bien, si la estructura está escimentada sobre pilotes de fricción y como éstos están diseñados de tal manera que el pilote siga penetrando conforme des-ciende el subsuelo, se ha encontrado que un gran número de edificios esbeltos, se inclinan durante los movimientos telúricos.

Los pilotes de control son fundamentalmente pilotes de punta, los cuales atraviesan libremente la cimentación; sobre la cabeza del pilote, se coloca un puente que va unido a la losa o contratrabaje de cimentación de la estructura.

El puente está formado por una vigueta de acero anclaada a la cimentación por una serie de tornillos largos; entre el puente y la cabeza del pilote se colocan delgadas placas de acero y sistemas de pequeños cubos (tres o cuatro niveles) de madera de caoba o caobilla, los cuales trabajan como celdas de deformación, debido a que cada cubo tiene una curva de esfuerzo-deformación más o menos definida y un límite plástico que va de dos a tres milímetros, y que se continúa deformando hasta dos y medio centímetros aproximadamente, sin aumentar la carga.

Por lo antes expuesto, puede garantizarse que cada cubo está transmitiendo una cierta carga fija a la cabeza del pilote. De acuerdo a las condiciones de carga que cada pilote debe tener, bastará con dividir dicho valor entre la carga de falla del cubo de madera, para determinar el número de cubos que han de colocarse por capa, entre dos placas de acero.

A continuación se darán algunas de las finalidades de los pilotes de control:

- a) Evitan que en construcciones apoyadas sobre pilotes de punta, "emergen" dichas construcciones.
- b) Transforman la fricción negativa en fricción positiva, la cual hace aumentar la capacidad de carga de los pilotes de control.
- c) Anulan la sobrecarga en los pilotes de orilla, evitando por consiguiente fallas estructurales en la edificación en cuestión, así como en construcciones aledañas, y en los propios pilotes.
- d) Evitan que aún en pilotes de punta, existan hundimientos diferenciales, debido a que éstos penetran en el estrato de apoyo a causa de la fricción negativa.
- e) Si los pilotes son de fricción, puede haber inclinación debido a que no se puede controlar la carga de los mismos; esto generalmente sucede cuando se presenta algún sismo y la estructura es esbelta, es entonces cuando el pilote puede controlar los asentamientos y recuperar la verticalidad.
- f) Debido a la heterogeneidad del subsuelo, los pilotes aún en la misma obra pueden estar soportando diferentes cargas, y con los pilotes de control se puede hacer que éstos trabajen a las cargas deseadas por el proyectista
- g) Debido a que los pilotes colocados a un lado de la trabe, se colocan después de finalizada la cimentación -

y el primer nivel, y se terminan al tiempo que se concluyen los niveles tercero y cuarto, aprovechando para colocarlos y probarlos, el propio peso de la estructura; de ésta manera se obtiene calidad, economía y ahorro de tiempo.

- h) Visualmente se puede saber si el pilote está trabajando adecuadamente.
- i) El pilote de control da la posibilidad de mejorar o cambiar el tipo de pilote, alargar su longitud para aumentar la capacidad de carga, etc.

Análogamente, se darán a continuación algunas recomendaciones para el uso de Pilotes de Control:

- a) No se usarán pilotes de punta en la zona deformable de la Ciudad de México, por los problemas que se presentan antes de diez años de vida útil.
- b) No empalmar pilotes de fricción en edificios esbeltos - debido a que sufren inclinaciones fácilmente.
- c) Nunca colocar bajo trabes ni columnas a los pilotes, - sino a un lado de ellas, para posteriormente poder usar pilotes de control si es necesario.
- d) No usar pilotes de control para cargas menores que la - fricción de un pilote de la mitad de la altura a la capa de apoyo, ya que de lo contrario el pilote sería -- antieconómico.
- e) Si no se desea dar mantenimiento a los pilotes de control, no se usen puesto que éstos pilotes necesitan de dicho mantenimiento. Si existe la posibilidad de en el futuro emplear pilotes de control, se dejarán las preparaciones necesarias.

B) Pilotes de Fricción

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia - por la fricción o adherencia lateral que generan contra el suelo que los rodea y que es debida a suelos granulares o suelos - cohesivos, respectivamente.

Al llevarse a cabo el hincado de los pilotes en arcilla blanda se produce un remoldeo en la arcilla y esto hace que la resistencia disminuya, más sin embargo los valores finales - de resistencia son por lo menos, parecidos a la resistencia inicial y aún pueden ser mayores, debido a la consolidación inducida durante la discipación de las presiones neutrales.

El uso de fórmulas dinámicas para el cálculo de la capacidad de carga de éste tipo de pilotes, no es muy recomendable debido a que el impacto instantáneo produce una resistencia al pilote muy diferente a la resistencia a largo plazo, bajo - carga estática permanente. También en arcillas no sensibles a - la falla plástica, la resistencia viscosa impide una buena penetración durante el hincado, cosa que no sucedería bajo carga estática o lentamente aplicada.

Se ha demostrado que en arcillas suaves sumergidas, - es un parámetro muy confiable el suponer que la adherencia entre el suelo y el pilote es igual a la cohesión de ésta, ya sea la calculada con la prueba rápida o por compresión simple. Para efectos de diseño es conveniente reducir este valor a la mitad y así obtener el valor de la adherencia a la falla.

$$f_a = C = \frac{qu}{2}$$

Una vez estimada la adherencia, la capacidad de carga total del pilote sería obtenida del producto de su área lateral por el valor correspondiente de dicha adherencia.

Tomlinson, en base a infinidad de pruebas ha llegado a los siguientes valores de adherencia, de acuerdo al tipo de suelo y el material del cual está hecho el pilote.

Material del pilote	Consistencia de la Arcilla	Cohesión C tn/m ²	Adherencia f _a tn/m ²
Concreto y Madera	Blanda	0 - 4	0 - 3.5
	Firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	Dura	8 - 15	4.5 - 7.0
Acero	Blanda	0 - 4	0 - 3
	Firme	4 - 8	3 - 4
	Dura	8 - 15	?

La capacidad de carga por fricción en material arenoso suelto es mucho más difícil de estimar. En estos casos el pilote no solo trabaja por fricción, sino que también por punta y en este caso es importante la resistencia por punta del pilote ya que este efecto se debe a que en el hincado de los pilotes, se produce un efecto compactador en las arenas, que además reduce en gran escala la facilidad de hincado de los pilotes.

La obtención de la capacidad de carga de los pilotes de fricción en suelos granulares sueltos, realmente no es exacta debido a que se supone que la fricción lateral lleva una ley de distribución lineal y no es así, por lo tanto dichos resul-

tados deberán tomarse como una guía cuantitativa que ayudará al proyectista debido a su criterio y experiencia así como las -- pruebas de carga (si es que se llevaron a cabo) a poder obtene valores más apegados a la realidad. La capacidad de carga a la falla está dada por la fórmula:

$$P_{fr} = K_o \gamma L t_g \delta A$$

Donde:

- K_o es un coeficiente de tierras de empuje y varía de - 0.4 para arenas sueltas hasta 0.6 para arenas compactas.
- γ peso volumétrico del suelo
- L longitud del pilote
- δ angulo de fricción interna entre el suelo y el pilote, el valor más usado es 2/3 de \emptyset
- A área de contacto del pilote.

En el empleo de la fórmula anterior deberá usarse un factor de seguridad del orden de 3 ó 4 y en ocasiones mayor, para tener valores de trabajo de la fricción lateral más confiables.

Cuando se tiene un conjunto de pilotes trabajando por fricción, puede existir la falla por capacidad de carga del conjunto.

Para poder asegurar que no se presentará la falla - por capacidad de carga, se tendrá que cumplir la siguiente desigualdad.

$$n p L fa \leq P fa L$$

$$n p \leq P$$

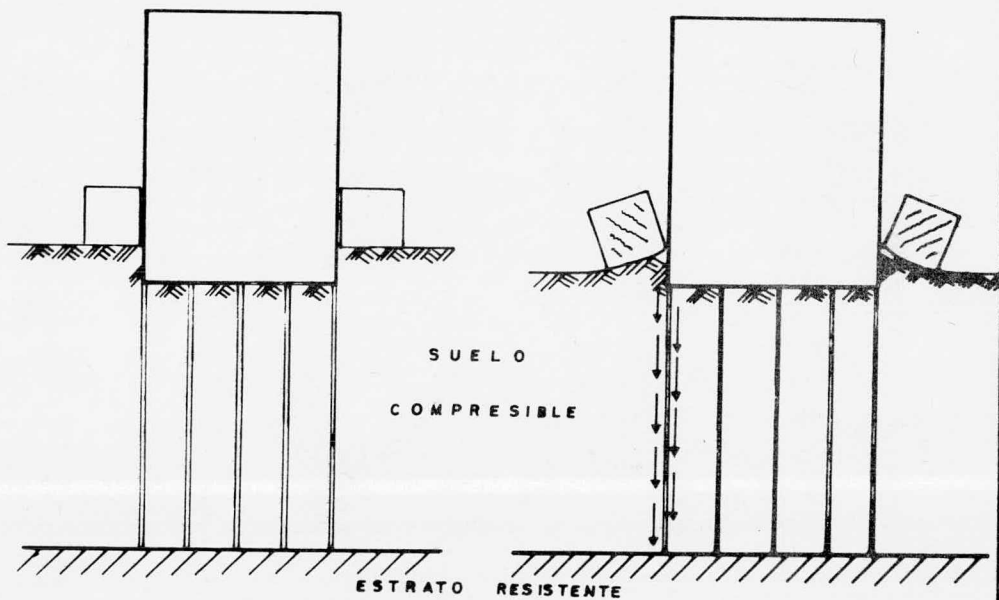
....

Donde:

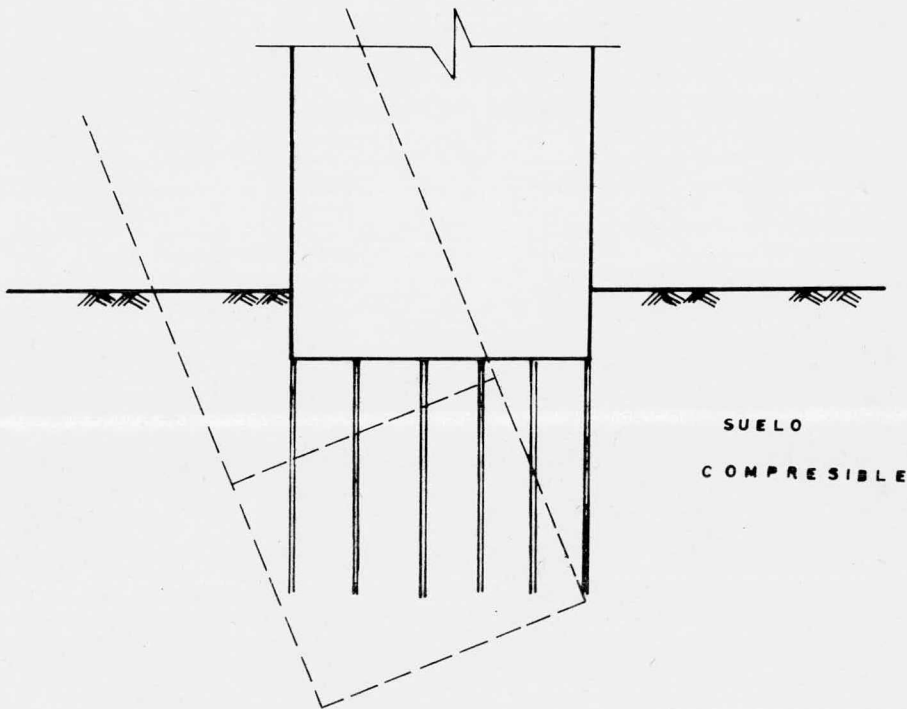
- n.- Es igual al número total de pilotes
- p.- Es el perímetro de cada pilote
- P.- Es el perímetro del conjunto de pilotes
- fa.- Es la adherencia entre el pilote y el suelo
- L.- Es la longitud del pilote

En otras palabras, no hay riesgo de falla del conjunto siempre y cuando el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual a la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

Para los asentamientos no existe ninguna relación entre el comportamiento de un pilote y el de un grupo de pilotes, más sin embargo, hay que tener en cuenta los casos en los cuales el comportamiento sería completamente diferente.



EFFECTOS DE LA FRICCION NEGATIVA



SUELO
COMPRESIBLE

CAPA DURA

HUNDIMIENTOS DEBIDOS A SISMOS O POR
FALLA DE CONJUNTO EN PILOTES

C) Pilotes de Punta

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga, al apoyarse en los estratos resistentes subyacentes a las capas blandas, y de esta forma transmiten la carga aplicada en ellos.

Los estratos de apoyo han de ser objeto de un cuidado so estudio para conocer sus características mecánicas así como su espesor, puesto que la capacidad de carga depende de éstas dos características, así como de la sección transversal del pilote.

Un grave problema que se puede presentar, es el de apoyar los pilotes sobre lentes resistentes los cuales están -- subyacidos por material compresible, que con el transcurso del tiempo producirá asentamientos diferenciales ocasionando fallas estructurales teniendo así la necesidad de recimentar.

La profundidad de desplante deberá establecerse tomando en cuenta las características del suelo por medio de la exploración.

Siempre habrá que tener en cuenta el hundimiento regional porque como ya se dijo, se presenta una sobrecarga en el pilote de punta, debido a la fricción negativa provocando con esto que los pilotes fallen por penetración debido a dicha sobrecarga; ahora bien si ésta sobrecarga ha sido considerada, y existieran construcciones aledañas, éstas sufrirán daños debido a que la estructura pilotada tenderá a emerger en tanto que la otra seguirá el hundimiento regional, suscitándose así fallas estructurales en las construcciones vecinas.

CAPITULO IV

DETERMINACION DE LA SOLUCION OPTIMA

Existen tres factores principales con los cuales se puede llevar a cabo la correcta selección de una cimentación y son:

- a) Los concernientes a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la forman, geometría de los elementos, etc.
- b) Los relativos al suelo, que toman en cuenta las propiedades mecánicas, tomando como principales parámetros, la resistencia y la compresibilidad, así como también las condiciones hidráulicas, estratificación, etc.
- c) Por último se encuentran los factores económicos, los cuales deben comparar el costo de la cimentación con el de la superestructura y considerar la importancia de ésta última.

Un balance adecuado de los tres factores anteriores permite eliminar todos aquellos tipos de cimentación que serían inoperantes para resolver un problema determinado, quedando solo los más factibles, de los cuales se hará un estudio más detallado, para de esta manera obtener la solución óptima sin perder de vista los factores mencionados.

Si se adopta una situación estricta en el sentido ingenieril al balancear los factores, no sólo debe estudiarse la importancia de una cimentación resistente, sino también que tenga el mínimo de asentamientos o expansiones para que esto no altere la funcionalidad de la estructura en conjunto.

En base a todo lo anterior y debido a las condiciones que presenta actualmente el edificio en estudio, no es posible dar alguna solución de recimentación que no sea la de pilotes.

Para una cimentación con pilotes deberán tomarse en

cuenta los siguientes aspectos para determinar el tipo de pilote que se va a emplear:

- 1) Longitud requerida
- 2) Capacidad de carga deseada por pilote
- 3) Accesibilidad al lugar
- 4) Medios con que se cuenten para manejar el pilote
- 5) Materiales con que se disponen
- 6) Altura del NAF respecto a la cabeza del pilote
- 7) Presencia de carcomas marinas
- 8) Comparación de costos
- 9) Vida útil del pilote
- 10) Experiencia en obras similares
- 11) Facilidad de instalación
- 12) Urgencia del hincado de los pilotes para asegurarlos
- 13) Rapidez de instalación
- 14) Posibilidad de deterioro durante su hincado
- 15) Facilidad de aumentar el número de pilotes
- 16) Adaptabilidad y variaciones de longitud
- 17) Comportamiento del pilote si va a trabajar por punta
- 18) Area de la punta del pilote (si éste va a trabajar por punta)
- 19) Presencia de materiales que puedan dañar el pilote

Ahora bien, considerando los valores que se obtengan de la investigación, el criterio a seguir para obtener el total de pilotes, será el que cumpla con la revisión del estado límite de falla para condiciones estáticas; y para condiciones dinámicas producidas por sismo, no se produzca un incremento mayor al 33% del esfuerzo vertical en los bordes de la cimentación, - (Reglamento del D.F.), para la capacidad de carga última del - suelo.

La ubicación de los pilotes se fijará para que cuando se presenten cambios en los estados de presiones del subsuelo -

y aprovechando la consolidación regional, los mismos pilotes -
tiendan a corregir los desplomes.

Los pilotes se deberán ligar a la estructura por medio de traveses de liga y ménsulas que permitan un trabajo en conjunto, y de ésta manera la estructura recupere la verticalidad. Para obtener una nivelación más acelerada, se deberán dejar desligados algunos pilotes, para lo cual se llevará un riguroso control de los asentamientos, de tal manera que cuando se observe el mejor momento para llevar a cabo la liga con la estructura de dichos pilotes, ésta se lleve a cabo.

Se hace asimismo necesario lastrar de manera conveniente los estacionamientos subterráneos que se encuentran adyacentes al edificio que es motivo de este estudio, debido a que su influencia en el comportamiento de la cimentación del edificio ha sido determinante.

Analizando las diferentes alternativas para llevar a cabo la recimentación, se llegó a la conclusión de que la más adecuada sería la de emplear pilotes de "punta-fuste" que son pilotes formados por dos partes, una superior de concreto con sección transversal de 45 x 45 cms. y la otra inferior formada por un tubo de acero con un diámetro de 20.32 cms.

Los pilotes de punta-fuste, tendrán una longitud total de 28.00 mts. y la capacidad de carga última de cada pilote será de 189 toneladas, en tanto que la capacidad de carga de trabajo es de 103 toneladas.

El número total de pilotes será de 46 piezas los cuales estarán ligados a la estructura, como ya se dijo, por medio de ménsulas y los pilotes se apoyarán sobre la primera capa dura.

. . .

Considerando las propiedades del subsuelo, obteniendo los esfuerzos y las expansiones del mismo y con la solución que se ha seleccionado, se prevee que en un año el asentamiento diferencial en el sentido este-oeste se reducirá en un valor aproximado de 4.8 centímetros, en tanto que el sentido norte-sur será de 7.2 centímetros, mientras que los hundimientos regionales tendrán una velocidad de asentamiento de cinco centímetros por año. Los asentamientos diferenciales en el sentido este-oeste y norte-sur se corregirán con una media de 0.4 centímetros por año y 0.7 centímetros por año, respectivamente.

Todos los resultados anteriores se obtuvieron de acuerdo a cálculos aproximados que se realizaron con los datos con que se contaba con respecto al edificio, ya que no se hizo un análisis estructural detallado del mismo por no estar contemplado en la presente investigación.

CAPITULO V

DISEÑO DE LA RECIMENTACION

- Análisis Sísmico
- Estados Límite de Falla para la Cimentación
- Resistencia de la Cimentación
- Estados Límite de Servicio de la Cimentación
- Resumen

- Análisis Sísmico

Para poder llevar a cabo el análisis sísmico, el cual nos servirá para poder obtener el momento de volteo, se considerará al edificio de la siguiente forma:

Clasificación	Grupo B
Estructuración	Tipo 1
Ubicación	Zona III
Coefficiente Sísmico	$c = 0.24$
Factor de Ductilidad	$Q = 3$
Coefficiente Sísmico Reducido	$C_r = \frac{c}{Q} = \frac{0.24}{3} = 0.08$

El coeficiente sísmico se consideró de 0.24 y con un factor de ductilidad de tres, dado que la resistencia a fuerzas laterales está suministrada principalmente por muros de tabique hueco, los cuales están confinados por castillos, dadas, columnas y losas de concreto.

En la tabla que sigue se dan los valores que se obtuvieron para el cálculo del momento de volteo:

TABLA DE CARGAS Y CALCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO

NIVEL	hi (m)	Hi (m)	Wi (ton)	Wi Hi (ton-mt)	Fi (ton)	Vi (ton)	Vi hi (ton-m)	Mv (ton-m)
15	2.75	42.40	222.00	9,412.800	35.48	105.03	288.83	288.83
14	2.75	39.65	644.87	25,569.096	96.38	201.40	553.85	842.68
13	2.75	39.60	855.97	31,585.293	119.05	307.12	844.58	1,687.27
12	2.75	34.15	856.87	29,262.111	110.30	430.76	1,184.59	2,871.85
11	2.75	31.40	856.87	26,905.718	101.42	532.17	1,463.47	4,335.33
10	2.75	28.65	856.87	24,549.326	92.53	624.17	1,717.95	6,053.28
9	2.75	25.90	856.87	22,192.933	83.65	708.36	1,947.99	8,001.27
8	2.75	23.15	856.87	19,836.541	74.77	783.13	2,153.61	10,154.88
7	2.75	20.40	856.87	17,480.148	65.89	849.03	2,334.83	12,489.71
6	2.75	17.65	856.87	15,123.756	57.00	906.04	2,491.61	14,981.32
5	2.75	14.90	856.87	12,767.363	48.12	954.16	2,623.94	17,605.27
4	2.75	12.15	856.87	10,410.971	39.24	993.36	2,731.74	20,337.01
3	2.75	9.40	856.87	8,054.578	30.36	1,023.76	2,815.34	23,152.36
2	2.75	6.65	856.87	5,698.186	21.48	1,045.24	2,874.41	26,026.77
1	3.90	3.90	877.95	3,424.005	12.91	1,058.15	4,126.79	30,153.55
0	0.00	0.00	331.12	0.000				

12,357.48 262,272.825

$$F_i = \frac{C_r W_t}{W_i H_i} W_i H_i = \frac{0.08 \times 12,357.48}{262,272.825} W_i H_i = 0.003769 W_i H_i$$

El cortante en el nivel de la caseta de elevadores - fué modificado por un coeficiente de amplificación; lo anterior se hizo tomando en cuenta el capítulo XXXVII, artículo 240 del Reglamento, en el que se menciona dicho factor de amplificación para el cálculo del cortante de las construcciones adjuntas a la estructura (en este caso la caseta de elevadores).

Este factor de amplificación está dado por:

$$C_a = \frac{(C' + a_o)}{a_o} = \frac{\frac{26.61}{222.00} + 0.06}{0.06} = 2.96$$

Donde:

$$C' = \frac{F_i}{W_i}$$

a_o = Ordenada de los espectros de diseño para $T = 0$ (se obtiene de tablas)

$$V_{15} = F_{15} C_a = 35.48 (2.96) = 105.03 \text{ Ton.}$$

Momento de volteo por sismo en planta baja:

$$M_{vm\acute{i}n} = V_o \bar{H} = V_o \frac{\sum W_i H_i}{Wt} = 793.61 \frac{262,272.825}{12,357.48}$$

$$M_{vm\acute{i}n} = 793.61 \times 21.22$$

$$M_{vm\acute{i}n} = 16,840.40 \text{ Ton-m}$$

Donde:

V_o = Cortante en el punto medio de la estructura

$M_{vm\acute{i}n}$ = Momento de volteo mínimo

\bar{H} = Altura media del edificio

Y para la obtención del momento de volteo resistente se tiene que:

$$M_{vr} - (F.S.)(M_v) = 0.80 \times 30,153.55 \\ = 24,122.84 \text{ Ton-m}$$

Y se deberá cumplir que:

$$M_{vr} > M_{vm\acute{i}n}$$

para garantizar la estabilidad de la estructura.

- Estados Límite de Falla para la Cimentación

Se deberá cumplir que las acciones representativas afectadas por su factor de carga correspondiente, sea menor o igual que el valor máximo obtenido de las distintas combinaciones de acciones.

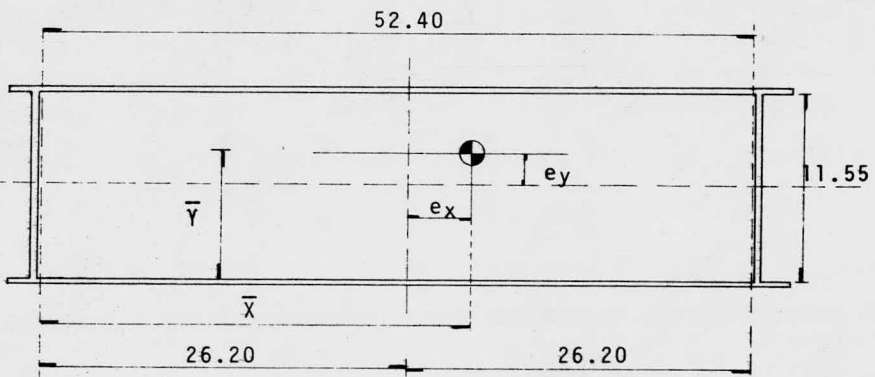
Las acciones para cargas permanentes y accidentales son:

- a) Carga gravitacional (carga muerta más carga viva máxima).
- b) Efectos causados por el momento de volteo, producido por los desplomes.
- c) Cargas existentes en los lastres.

Y para cargas accidentales se tiene:

- a) Efectos producidos por un momento de volteo provocado por un sismo, de acuerdo al R.D.D.F.

Los resultados de las cargas gravitacionales, los cuales han de incluir lastres son los siguientes:



Centro de Aplicación

TABLA DE RESULTADOS

ACCION	P (Ton)	CENTRO DE APLICACION		EXCENTRICIDAD RESPECTO A EJES SIMETRICOS	
		X (cm)	Y (cm)	e _x (cm)	e _y (cm)
Cargas Estáticas Nivel Planta Ba- ja (Incluye Rigi- dización en Mu- ros)	12,111.20	2,620.00	562.80	0.00	- 14.70
Peso de Cimenta- ción y Recimenta- ción 1964	1,848.90	2,638.10	552.60	18.10	- 24.90
Peso de Pilotes de Concreto	457.00	2,620.00	601.00	0.00	23.50
Peso del Lastre	354.00	2,095.00	664.00	- 525.00	87.00

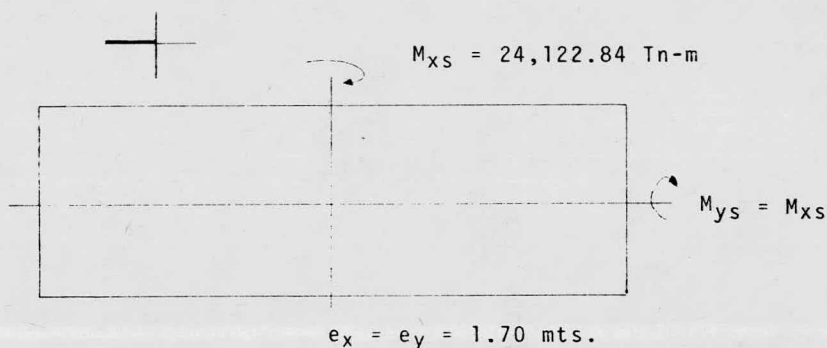
"P" sin considerar el peso de los pilotes = 14,314.10 Ton.

"P" sin considerar el peso del lastre = 14,417.10 Ton.

Las acciones que serán aplicadas a la cimentación, -
producidas por sismo y desplome son:

a) Las debidas a sismo.-

Las excentricidades están dadas sin tomar en cuenta -
el peso del lastre.



b) Las debidas al desplome.-

El desplome promedio es de 45.60 centímetros en dirección Norte-Sur (dirección "x"), además el centro de masas se localiza a 21.22 metros sobre el nivel de banquetta; esto nos da como resultado que el desplome del centro de masas sea de 24.30 cm

De lo anterior se tiene que el momento de volteo es:

$$M_v = (C_e)(d) = 12,111.20 \times 0.243 = 2,943.00 \text{ Ton-m}$$

Donde:

C_e = Cargas estáticas en planta baja (incluye rigidización)

d = Desplome del centro de masas

Por lo tanto la excentricidad en la dirección "x" es:

$$e_x = \frac{M_v}{A_c} = \frac{2,943.00}{14,314.10} = 0.206 \text{ mts.}$$

Donde :

M_v = Momento de volteo producido por el desplome

A_c = Suma de las acciones sin considerar el peso de los pilotes.

Ahora, realizando el estudio para la dirección Este-0-este, (dirección "y") y como el desplome promedio es de 43.40 - centímetros, entonces la excentricidad en "y" se tomará igual a la excentricidad en "x", por lo que podemos hacer:

$$e_x = e_y = 0.206 \text{ mts.}$$

- Resistencia de la Cimentación

De acuerdo a los estudios de Mecánica de Suelos, y a las Normas del R.D.D.F. se obtuvieron las capacidades de carga de los pilotes actuales y del cajón de cimentación.

Capacidad de Carga de Pilotes de Concreto Existentes:

Cohesión Media ("C" media)	=	2.65 Ton/m ²
Número de Pilotes	=	84 piezas
Diámetro de cada Pilote	=	0.40 mts.
Longitud Efectiva	=	18.50 mts.
Perímetro de un Pilote	=	1.25 mts.
Area Lateral Efectiva	=	23.12 m ²

Y considerando que:

$$Q_f = F_t \cdot F_r \cdot C_{med} \cdot A_l$$

donde:

Q_f	=	Capacidad de Carga por Fricción (Ton)
F_t	=	Factor de Reducción de Tomlinson = 0.94
F_r	=	Factor de Reducción de Resistencia = 0.70
C_{med}	=	Cohesión Media
A_l	=	Area Lateral Efectiva

Sustituyendo valores se tiene que:

$$Q_f = (0.94)(0.70)(2.65)(23.13) = 40.32 \text{ Ton/pilote}$$

Como están trabajando actualmente en buenas condiciones los 84 pilotes, la carga total capaz de soportar los pilotes

en conjunto, la podemos obtener de la siguiente manera:

$$Q_{ft} = (84 \text{ pilotes})(40.32 \text{ ton/pilote}) = 3,387.14 \text{ ton.}$$

Capacidad de Carga de los Pilotes Electrometálicos

Número de pilotes electrometálicos = 64 pzas.

Diámetro de los pilotes = 5.08 cms.

De acuerdo a la publicación "Experiencias sobre Pilotes Electrometálicos en la Ciudad de México".1966, publicada por la empresa I.C.A., se les puede considerar una capacidad de carga por pilote de 24 toneladas y de esta manera obtenemos una capacidad de carga total de:

$$Q_{em} = (64 \text{ pilotes})(24 \text{ ton/pilote}) = 1,536.00 \text{ ton.}$$

Capacidad de Carga de la Losa

Se empleará la siguiente fórmula:

$$Q1 = (c * Nc * Fr + \gamma * Df) A1$$

De donde:

Q1 = Capacidad de carga de la losa (Ton)

c = Cohesión reducida (Ton/m²)

Nc = Coeficiente de capacidad de carga (adimensional)

Fr = Factor de reducción (adimensional)

γ Df = Presión vertical a la profundidad de desplante (Ton/m²)

A1 = Area de la losa (m²)

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q1 = (2.5 \times 5.95 \times 0.7 + 5.93)(52.8 \times 11.8)$$

$$Q1 = (16.34)(52.8 \times 11.8)$$

$$Q1 = 10,182.00 \text{ Ton.}$$

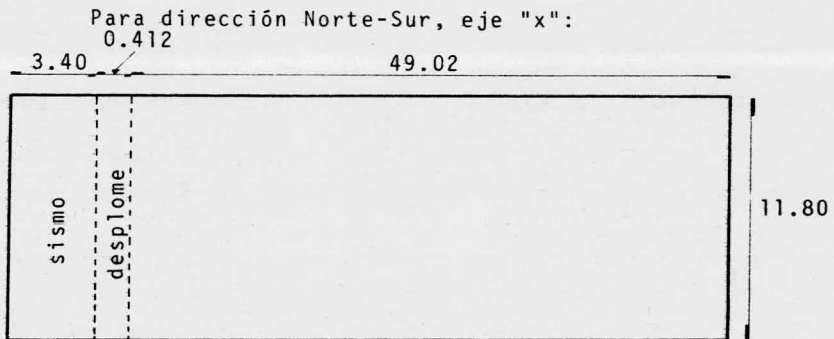
Entonces se tiene que la resistencia total (R_t) bajo - condiciones gravitacionales es:

$$R_t = Q_f + Q_{em} + Q_1$$

$$R_t = 3,387.14 + 1,536.00 + 10,182.00$$

$$R_t = 15,105.14 \text{ Ton.}$$

Para obtener la resistencia de la cimentación, considerando los efectos sísmicos y de desplome, que según el reglamento, se deben descontar de la franja de la losa (en ambos sentidos), el doble de la excentricidad calculada, tanto la debida al desplome como la debida a sísmo, tenemos:



Por lo tanto el área será:

$$A = 11.80 \times 49.02 = 578.44 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores en:

$$Q_{12} = (c * N_{cs} * F_r + \sqrt{D_f}) A =$$

$$Q_{12} = (16.36)(578.44) =$$

$$Q_{12} = 9,463.21 \text{ Ton.}$$

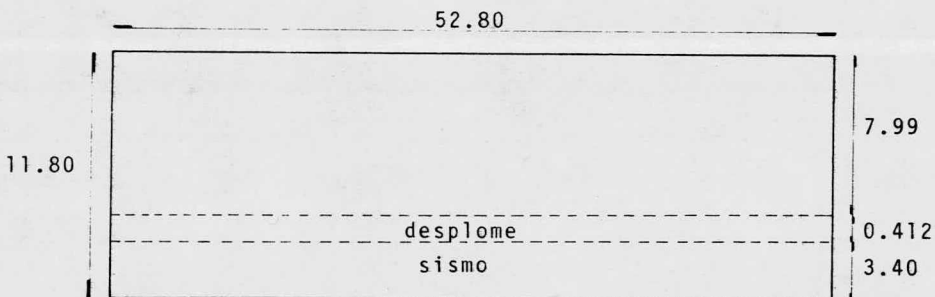
Ahora bien, tomando en cuenta que los pilotes que se encuentran en dichas zonas, están adecuadamente ligados a la estructura y que en ellos no se desarrollan tensiones, éstos no se descontarán para obtener la capacidad de carga deseada, entonces

$$R_{tx} = Q_f + Q_{em} + Q_{12}$$

$$R_{tx} = 3,387.14 + 1.536.00 + 9,463.21$$

$$R_{tx} = 14,386.35 \text{ Ton.}$$

Llevando el criterio anterior para el análisis en el sentido Este-Oeste, eje "y" se tiene:



Entonces el área será:

$$A = 7.99 \times 52.80$$

$$A = 421.87 \text{ m}^2$$

Consecuentemente la capacidad de carga es:

$$Q_{13} = 16.34 \times 421.87 =$$

$$Q_{13} = 6,893.36 \text{ Tcn.}$$

Y la capacidad de carga total en el sentido Este-Oeste eje "y", es:

$$R_{ty} = Q_f + Q_{em} + Q_1$$

$$R_{ty} = 3,387.14 + 1,536.00 + 6,893.36$$

$$R_{ty} = 11,816.50 \text{ Ton.}$$

RESUMEN

Tipo de Carga	Dirección	Qf (tn)	Qem (tn)	Q1 (tn)	Resultante
Gravitacional		3,387.14	1,536.0	10,182.0	15,105.14
Sismo más desplomes.	Norte-Sur eje "x"	3,387.14	1,536.0	9,463.2	14,386.35
	Este-Oeste eje "y"	3,387.14	1,536.0	6,893.4	11,816.50

Considerando el Reglamento de Construcciones del D.D. F. para comparar las acciones contra las resistencias se deberá cumplir lo siguiente:

$$R \geq P F_c$$

Donde:

- R = Capacidad de carga de la cimentación (considerando todas las combinaciones)
- P = Suma de acciones verticales para la combinación considerada
- F_c = Factor de carga el cual será de 1.4 para condiciones estáticas y de 1.1 para condiciones dinámicas

A continuación se enlistan los resultados obtenidos:

RESULTADOS

Cargas Estáticas	Dirección	P	Fc	P Fc	Resultante	F.S. R/P
Con Lastre		14,771.07	1.4	20,679.50		1.022
Sin Lastre		14,771.07	1.4	20,183.90	15,103.20	1.048
Cargas Estáticas más Lastres y -- Desplomes exis-- tentes.	X	14,771.07	1.4	20,679.50	15,021.80	1.017
	Y	14,771.07	1.4	20,679.50	14,744.30	0.998
Cargas Estáticas sin Lastre más - Desplome y sismo	X	14,771.07	1.4	15,858.80	14,365.70	0.996
	Y	14,771.07	1.4	15,858.80	11,811.80	0.819

- Estados Límite de Servicio de la Cimentación

Los hundimientos calculados en el edificio fueron de 59 centímetros en el extremo, y de 15 centímetros al centro, de acuerdo a los estudios de mecánica de suelos llevados a cabo en el año de 1961. Sin embargo y debido a la influencia de la zona de estacionamientos subterráneos, dichos hundimientos no fueron congruentes con el comportamiento observado en el edificio. Los estacionamientos se encuentran adyacentes tanto a la fachada poniente, como a la fachada norte de tal manera que dicha influencia puede presentarse por las siguientes causas:

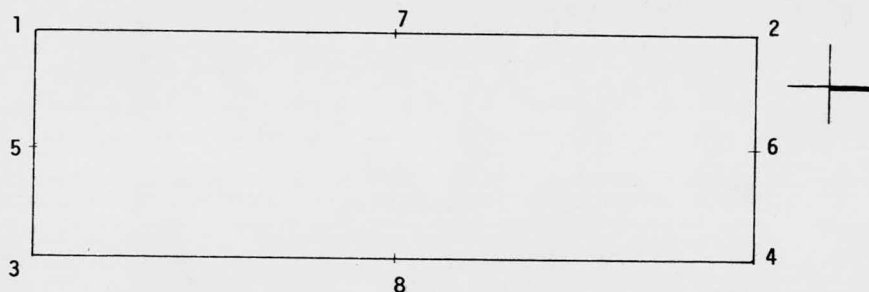
- a) La expansión elástica al llevar a cabo la excavación.
- b) La expansión diferida debida a la sobrecompensación.
- c) La diferencia de asentamientos regionales.

De acuerdo a la evolución de las expansiones se observó lo siguiente: para un punto al centro de la fachada norte, las expansiones elásticas y diferidas alcanzaron un valor de 10.9 centímetros, en tanto que para un punto al centro de la fachada sur, las expansiones fueron de 1.4 centímetros, produciendo con esto un asentamiento diferencial de 9.50 centímetros que sumado al hundimiento diferencial regional que es de 9 centímetros, obtenemos un total de 18.50 centímetros o sea un desplome hacia el Sur de 13.90 centímetros (32% del total) siendo el total de 45.60 centímetros.

De la misma manera, el hundimiento diferencial total que se presenta entre los puntos centrales de las fachadas Este y Oeste es de 12.80 centímetros, es decir, un desplome hacia el Este de 22.90 centímetros (53% del total) siendo el total de 43.40 centímetros.

- Resumen

El edificio en estudio ha sufrido los siguientes desplomes:



Dirección	Punto	Desplome (cm)
Este	8	43.4
Sur	5	45.6
Sureste	3	63.0

El desplome total es aproximadamente el 1.58% de la altura total del edificio, que es de 39.05 metros.

El edificio tiene colindancia al oeste con un estacionamiento subterráneo con una superficie de 1600 m² (40 metros - por lado) produciendo una descarga del suelo de aproximadamente 2.5 tn/m², teniendo asimismo otro estacionamiento del lado norte con las mismas características. Fácilmente se puede observar que dichos estacionamientos han contribuido en gran parte al comportamiento del edificio en lo que se refiere a cimentación.

En el año de 1964, fecha en la cual se dió por terminado el edificio, ya se habían observado desplomes y por consi-

guiente, en el año de 1965 se recimentó el edificio, para lo cual se emplearon 64 pilotes electrometálicos de los cuales 37 fueron colocados al Oeste y 27 al Este del edificio; permitiendo el desplazamiento de los pilotes de la fachada Este y fijando los de la Oeste.

Entonces se observó que el comportamiento obedece a las siguientes circunstancias históricas de acuerdo a los estudios efectuados:

- La excentricidad de las cargas y las reacciones de la cimentación, la cual produjo inicialmente desplomes en dirección Este-Oeste, tratando de corregir éstos mediante lastres.
- En julio de 1964, se presentó un sismo de tal magnitud que incrementó los hundimientos diferenciales. Ese mismo año se terminaron los estacionamientos los cuales produjeron expansiones elásticas.
- Debido a que fué necesario recimentar y reparar los daños por sismo, se incrementaron las cargas al subsuelo.
- Se incrementaron nuevamente las cargas sobre el subsuelo, debido a la rigidización de la estructura.
- Debido a los pilotes deslizantes, las expansiones provocadas por los estacionamientos y el hundimiento regional diferencial, el desplome se invirtió cambiando la dirección de Oeste a Este, e iniciando el desplome hacia el Sur.
- Se lastró el edificio para tratar de controlar y corregir dicho comportamiento, pero como no se tomaron en cuenta las expansiones debidas a los estacionamientos, dichos lastres influyeron en mínima escala en el comportamiento de los movimientos, aunque dichos lastres fueron colocados en lugares adecuados.
- Se considera que no existen deformaciones importantes -

. . .

en la cimentación debido a que el edificio se hunde y emerge con velocidades del orden de 1.63 y 1.59 centímetros por año respectivamente en las esquinas Sureste y Noroeste, y que concuerdan con los desplomes registrados.

De la tabla expuesta anteriormente, en la que se lleva a cabo una comparación entre acciones y resistencias de la cimentación, se observa que los factores de seguridad son mucho menores que los mínimos deseables debido a los siguientes hechos:

- 1) Se consideró inicialmente un peso para el concreto ligero de 1.6 Ton/m³ siendo el real de 1.9 ton/m³.
- 2) Se incrementó el peso total del edificio a causa de la primera recimentación y la rigidización efectuadas en los años de 1965 y 1968 respectivamente.
- 3) A consecuencia de la rigidización, la estructuración cambió y consecuentemente el coeficiente sísmico reducido ($C_r = C/Q$), cambió de un valor inicial de 0.06 a un valor actual de 0.08 y además se efectuó un análisis sísmico estático, el cual es más conservador que el dinámico, efectuado en el proyecto inicial.
- 4) En el R.D.D.F. para construcciones, hubo diferencias - debido a que en el año de 1960 estuvo en vigor un reglamento diferente al actual.

CAPITULO VI

COSTO APROXIMADO

- Desarrollo del Procedimiento Constructivo
- Resumen de Cantidades de Obra

Con el fin de poder tener una idea aproximada del costo de la recimentación del edificio en cuestión, es necesario - primeramente definir un procedimiento constructivo adecuado para la ejecución de la obra y que nos sirva de marco para estimar los recursos que se invertirán en dicha obra.

Aunque la compañía constructora encargada de realizar la obra puede proponer sus procedimientos constructivos y presentar diversas alternativas de métodos para llevar a cabo la obra, se dará un bosquejo con los lineamientos generales a seguir para llevar a término la recimentación que se propone.

Una vez definido el procedimiento constructivo, es posible conocer en una forma somera el costo de la recimentación del edificio, considerando aspectos tales como materiales, maquinaria, equipo así como personal necesarios para la correcta realización de la obra.

Se analizaron las cantidades aproximadas de obra desde un punto de vista general, es decir, sin llegar al detalle, dando sin embargo ciertos rangos de tolerancia, en un intento de absorber lo que pudiera quedar fuera de nuestro alcance.

Para la obtención de los importes se han utilizado - los precios unitarios que generalmente se aplican para este tipo de obras, y están actualizados al primer trimestre de 1984.

El presente análisis de costo no ha sido hecho con - la intención de dar una cifra absoluta de lo que costaría la obra, sino sólo se trata de dar una idea de lo que aproximadamente sería el valor de la recimentación en estudio, debido a - que quedaría fuera de lo contemplado en la presente investigación.

A grandes rasgos, el procedimiento constructivo será como se enlista a continuación:

- 1) Desviación de Instalaciones
- 2) Acceso a Maquinaria y Equipo
- 3) Ubicación de los Pilotes
- 4) Hincado de los Pilotes
- 5) Apuntalamiento de las Losas de Estacionamientos
- 6) Excavación a Cielo Abierto
- 7) Ademes y Estabilización de Talud
- 8) Abatimiento de Aguas Freáticas
- 9) Colado de Plantilla de Concreto
- 10) Demoliciones de Concreto Reforzado
- 11) Colado de Trabes y Ménsulas de Liga
- 12) Relleno con Tepetate
- 13) Limpieza General de Obra

- Desarrollo del Procedimiento Constructivo

1) Desviación de Instalaciones

Se llevarán a cabo las desviaciones necesarias en las instalaciones del edificio, tales como la instalación hidráulica, sanitaria, eléctrica, gas, etc., ya que podrían sufrir daños durante el desarrollo de los trabajos. Estas desviaciones se harán hasta una distancia aproximada de 2.50 metros alrededor de la estructura, ya que así quedará protegida la zona en la que se desplazará la maquinaria.

Suponiendo que se deban desviar las instalaciones mencionadas en una longitud igual a la mitad del lado largo del edificio y tomando dicha longitud como la máxima distancia a la que se podría hacer la desviación, tenemos que:

a) Excavación y Demolición.

i) Instalación Hidráulica:

L = 26.20 metros

a = 0.40 metros

h = 0.09 metros

$$V = (26.20)(0.40)(0.90) = 9.43 \text{ m}^3$$

ii) Instalación Sanitaria

L = 26.20 metros

a = 0.80 metros

h = 1.50 metros

$$V = (26.20)(0.80)(1.50) = 31.44 \text{ m}^3$$

iii) Instalación de Gas:

$$L = 26.20 \text{ m}$$

$$a = 0.70 \text{ m}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$V = (26.20)(0.70)(1.00) = 18.34 \text{ m}^3$$

iv) Instalación Eléctrica

$$L = 26.20 \text{ m}$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

$$h = 0.80 \text{ m}$$

$$V = (26.20)(0.80)(0.80) = 16.77 \text{ m}^3$$

$$\text{Suma} = 75.98 \text{ m}^3$$

b) Restitución de Tuberías.

i) Tubería de Fierro Negro Cédula 40 de 101 mm Ø

$$L = 26.20 \text{ m}$$

ii) Tubería de Concreto Simple de 45 cm Ø

$$L = 26.20 \text{ m}$$

iii) Tubería de Fierro Fundido Cédula 40 de 101 mm Ø (roja)

$$L = 26.20 \text{ m}$$

iv) Ducto Cuadrado para Cable, de 101 mm Ø (cuatro vías)

$$L = 26.20 \text{ m}$$

c) Registros

i) Registro de Tabique de 130 x 130 cm de 1.50 de profundidad, con tapa de concreto. (2 piezas)

ii) Pozo de Visita de 1.51 a 2.00 m de profundidad incluyendo brocal y tapa de Fierro Fundido. (2 piezas)

iii) Registro de Tabique de 60 cm x 100 cm de 1.00 m de profundidad con tapa de concreto. (2 piezas)

iv) Registro de Tabique de 80 cm x 90cm de 1.00 m de profundidad con tapa de concreto. (2 piezas)

d) Piezas Especiales

.....

- i) Válvula de Compuerta Bridada 200 PSI de 101 mm Ø (1 pza)
- 2 Codos de Fierro Fundido 90° x 101 mm Ø Bridado
- ii) Válvulas de Globo Bridada 200 PSI de 101 mm Ø (1 pza)
- 2 Codos de Fierro Fundido 90° x 101 mm Ø Bridado

2) Acceso a Maquinaria y Equipo

La máquina piloteadora necesitará de un espacio mínimo para realizar sus maniobras y poder trabajar con facilidad. Para esto será conveniente demoler las marquesinas del edificio así como también todos aquellos obstáculos que de alguna manera dificulten el paso de la maquinaria, o la adecuada ejecución -- del hincado de los pilotes.

a) Demolición de Marquesina.

$$V = (52.40 \text{ m})(0.90 \text{ m})(0.20 \text{ m})(2 \text{ lados}) = 18.86 \text{ m}^3$$

b) Demolición de Jardineras

$$V = (800 + 3.00)(2)(0.50)(0.50)(3 \text{ jardineras}) = 16.50 \text{ m}^3$$

$$\text{Suma} = 35.46 \text{ m}^3$$

3) Ubicación de los Pilotes.

Se procederá a trazar los puntos donde deberán ir hincados los pilotes. Esto lo realizará una brigada de Topografía en tres turnos aproximadamente.

Teniendo localizados los puntos de hincado, se realizará una excavación preliminar en cada uno de los puntos 1.00 m x 1.00 m x 2.50 m de profundidad que será la de la instalación más profunda.

Volúmen de Excavación

$$(1.00)(1.00)(2.50)(46 \text{ pilotes}) = 115.00 \text{ m}^3$$

4) Hincado de Pilotes.

Se llevará a cabo el hincado de pilotes los cuales tienen una sección de 45 cm x 45 cm y 28.00 metros de profundidad aproximada, penetrando 30 centímetros en la capa dura que está a una profundidad promedio de 29.75 metros. El cabezal del pilote deberá quedar a una profundidad tal, que se pueda ligar éste con la cimentación existente del edificio. Esta profundidad es aproximadamente de 2.50 metros; así de esta manera se deja al pilote listo para ligarlo fácilmente a la cimentación.

El número total de pilotes será de 46 piezas, hincados a percusión con la maquinaria adecuada.

5) Apuntalamiento de las Losas de Estacionamientos.

Simultáneamente al hincado de los pilotes y por consiguiente, al avance de la máquina piloteadora, se deberá apuntalar la losa superior de los estacionamientos subterráneos alejados al edificio para evitar que dicha losa sufra alguna falla o fractura. Este apuntalamiento estará constituido por dos módulos formados cada uno con cuatro viguetas IPR contraventeadas entre sí; uno de ellos servirá para rigidizar la zona de la losa que se encuentre exactamente debajo de la máquina y el otro para cuando se efectúen los cambios de lugar de la mencionada máquina.

Los módulos de apuntalamiento deberán tener por lo menos las siguientes características: Cuatro puntales de vigueta IPR - 10" x 5 3/4" de 31.30 Kilogramos por metro, de 2.50 metros de longitud, contraventeados por ángulo de 2" x 1/4".

Análisis de Acero:

a) Puntales

Longitud de un puntal: 2.50 m
Longitud total: $(2.50)(4 \text{ pzas}) = 10.00 \text{ m}$
Peso total: $(10.00 \text{ m})(31.3 \text{ Kg/m}) = 313.00 \text{ Kg.}$

b) Contraventeo

Longitud de diagonales: 3.54 m
Longitud total: $(3.54 \text{ m})(8 \text{ diag.}) = 28.32 \text{ m}$
Peso total: $(28.32 \text{ m})(4.75 \text{ Kg/m}) = 134.52 \text{ Kg.}$

c) Placas de asiento

8 placas de 30 x 30 cms. y un centímetro de espesor

Area de una placa: $(0.30)(0.30) = 0.09 \text{ m}^2/\text{pza}$

Area total: $(0.09 \text{ m}^2/\text{pza})(8 \text{ pzas.}) = 0.72 \text{ m}^2$

Peso total: $(0.72 \text{ m}^2)(74.7 \text{ Kg/m}^2) = 53.78 \text{ Kg.}$

Peso total de un módulo: 501.30 Kg.

Peso total por dos módulos: 1,002.60 Kg.

6) Excavación a Cielo Abierto.

Una vez hincados los pilotes se procederá a realizar una excavación alrededor del edificio en los lados oriente, poniente y sur, (del lado norte no se hincarán pilotes).

Esta excavación tiene por objeto dejar libre el acceso a la cimentación existente de la estructura y poder construir las trabes de liga entre los pilotes recién hincados y la cimentación.

La excavación deberá tener un ancho mínimo de dos metros para poder trabajar dentro de ella. El volumen aproximado de dicha excavación será:

Ejes A' y B'

Longitud = 52.40 m

Ancho = 2.00 m

Profundidad = 3.60 m

$$V = (52.40)(2.00)(3.60)(2 \text{ lados}) = 754.56 \text{ m}^3$$

Eje 17

Longitud = 11.55 m + 2.00 m + 2.00 m = 15.55 m

Ancho = 2.00 m

Profundidad = 3.60 m

$$V = (15.55)(2.00)(3.60) = 111.96 \text{ m}^3$$

Suma: 866.52 m³

7) Ademes y Estabilización de Talud.

Previa a la excavación y con el fin de estabilizar el talúd vertical de la misma, se colocará un ademe formado con viguetas IPR de 8" x 4" y 14.9 kiligramos por metro, colocadas verticalmente a cada 1.20 metros por lo menos, poniendo entre ellas tablonces de treinta centímetros de ancho y dos centímetros de espesor, alternados a cada treinta centímetros.

Se colocarán asimismo dos puntales o troqueles hechos con tubo de acero de 6" de diámetro, cédula 40 y que servirán para contener el empuje del ademe y serán colocados entre las viguetas del ademe y la trabe existente de la cimentación; dichos troqueles se irán colocando a medida que avance la excavación y con la misma separación de las viguetas verticales.

Las viguetas verticales tendrán una longitud aproximada de 5.40 metros ya que deberán ser empotradas por lo menos 2.00 metros a partir del nivel del piso de la excavación (ni--

. . .

vel - 3.40 m aprox.).

Tomando en cuenta que la excavación se hará por lo menos en dos etapas principales, debido a que la liga de los pilotes de la recimentación con la cimentación existente se hará - primero del lado oriente y después de un lapso conveniente, se hará la liga del lado poniente, se ha considerado que el ademe utilizado en el lado Este puede ser usado para el lado Oeste - cuando llegue el momento apropiado y por lo tanto solo se analizará para el costo un lado corto y un lado largo del edificio en cuestión.

Viguetas: (IPR 8" x 4" - 14.9 Kg/m)

Longitud: (un lado corto y un lado largo) =
 $52.40 \text{ m} + 2.00 \text{ m} + 15.55 \text{ m} = 69.95 \text{ m}$

Número de viguetas por hincar:

Lado largo: $52.40 \text{ m} / 1.20 \text{ m} = 45.0 \text{ pzas.}$

Lado corto: $15.55 \text{ m} / 1.20 \text{ m} = 13.0 \text{ pzas.}$

Suma: 58.00 pzas.

Longitud de cada vigueta: 5.40 m (aprox.)

Longitud total: $(5.40 \text{ m})(58 \text{ pzas}) = 313.20 \text{ m}$

Peso total: $(313.20 \text{ m})(14.9 \text{ Kg/m}) = 4,666.68 \text{ Kg.}$

Puntales de 6" de Ø:

Se consideran dos puntales por cada vigueta:

$(58 \text{ viguetas})(2 \text{ puntales/vigueta}) = 116.00 \text{ puntales}$

Longitud de puntales: 2.00 mts.

Longitud total de puntales = $(116 \text{ pzas})(2.00 \text{ m/pza}) =$
 $= 232.00 \text{ metros.}$

Peso por metro de puntales = 28.20 Kg/m

Peso total de puntales = $(232.00 \text{ m})(28.20 \text{ Kg/m}) =$
 $= 6,542.40 \text{ Kg.}$

Placas de 20 x 20 x 1 cms. para los extremos de los -
puntales:

Número de placas = (2 placas/puntal)(116 puntales) =
= 232 placas.

Area de una placa = (0.20 m)(0.20 m) = 0.04 m²

Area total de placas = 0.04 m²/pza x 232 pzas = 9.28 m²

Peso total de placas = (9.28 m²)(74.7 Kg/m²) = 693.21 Kg

Peso total de puntales = (6,542.40 Kg) + (693.21 Kg) =
= 7,235.61 Kg.

7,235.61 Kg - 5 usos = 1,447.12 Kg.

Tablones para ademe: (a cada 30 cm alternados verticalmente).

Longitud vertical efectiva: 3.40 mts.

3.40 m/0.30 m = 11.30 11 piezas

Como son alternados: 11/2 = 5.5 = 6 tablones/espacio

Número de tablones:

69.95 m/1.20 m = 58.3 = 58 espacios entre viguetas,

(58 esp.)(6 tabl./espacio) = 312 tablones.

8) Abatimiento de Aguas Freáticas.

Para recolectar el agua freática se deberá construir un dren en el extremo exterior de la excavación, el cual estará constituido por una tubería galvanizada de 4" Ø ranurada en toda su longitud y que estará tendida a lo largo de la excavación.

Se colocará asimismo grava para dren, con el objeto de facilitar el escurrimiento del agua. En las esquinas de la excavación se construirá además, un cárcamo, del cual se bombará el agua recolectada hacia las atarjeas municipales.

Dren de Tubo Galvanizado de 4" Ø (ranurado)

Longitud: 52.40 + 2.00 + 15.55 + 2.00 + 52.40 = 124.35 m

Grava para Dren

Area de la sección transversal del dren:

$$\frac{0.50 + 0.10}{2} (0.40) = 0.12 \text{ m}^2$$

Volúmen total de cepa: (0.12 m²)(124.35 m) = 14.92 m³

Volúmen ocupado por el tubo:

$$\frac{\pi (0.10)^2}{4} (124.35 \text{ m}) = 0.97 \text{ m}^3$$

Volúmen real de grava: (14.92 m³) - (0.97 m³) = 13.95 m³

9) Colado de Plantilla de Concreto.

Se colará una plantilla de concreto pobre, f'c = 100 Kg/cm² de 8 centímetros de espesor, a lo largo de la zona de excavación, es decir, del eje A', B' y eje 17 a una distancia -- aproximada de 1.40 metros del paño de la trabe de la cimentación existente. Esto es con el fin de tener una superficie estable de la cual se desplanten los elementos de liga entre los pilotes hincados y la cimentación del edificio.

Volúmen de concreto:

Eje A' = (1.40 m)(52.40 + 2.00 m)(0.08 m) = 6.09 m³

Eje B' = (1.40 m)(52.40 + 2.00 m)(0.08 m) = 6.09 m³

Eje 17 = (1.40 m)(11.55 + 4.00 m)(0.08 m) = 1.74 m³

Suma = 13.92 m³

10) Demoliciones de Concreto Reforzado.

Se procederá a demoler por dentro de la cimentación - existente, los muros y las trabes en las zonas por las que pasará el refuerzo de los elementos de liga, para lograr un anclaje adecuado y que los elementos trabajen monolíticamente.

Demoliciones (dimensiones promedio)

Ancho = 0.90 m

Altura = 1.60 m

Espesor = 0.40 m

Número de demoliciones = Número de pilotes = 46 pzas.

Volúmen por demoler = $(0.90)(1.60)(0.40)(46) = 26.49 \text{ m}^3$

= 26.50 m³

11) Colado de Trabes y Ménsulas de Liga.

Una vez teniendo terminada la demolición que permitirá dar paso a los elementos que se ligarán con la cimentación - del edificio, se procederá a colocar la cimbra necesaria así como el acero de refuerzo y posteriormente colar el elemento.

Esta actividad puede realizarse conforme se vaya haciendo la demolición correspondiente. Deberá usarse concreto reforzado con una resistencia de $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$.

Trabes de Liga: (dimensiones aproximadas)

Longitud = 2.50 m

Altura = 1.60 m

Ancho = 0.90 m

Para la Cimbra tenemos:

$A = (2.50)(0.90) = 2.25 \text{ m}^2$ (lecho bajo)

$(1.60)(2.50)(2 \text{ caras}) = 8.00 \text{ m}^2$

Para el Concreto tenemos:

$V = (0.90)(1.60)(2.50) = 3.60 \text{ m}^3$

Ménsulas : (anclaje dentro del cajón de la cimentación)
(dimensiones aproximadas)

Longitud = 1.90 m

Altura = 1.60 m

Ancho = 0.90 m

Para la Cimbra tenemos :

$$A = (1.60)(1.90)(2 \text{ caras}) = 6.08 \text{ m}^2$$

$$(1.60)(0.90) = 1.44 \text{ m}^2$$

Para el concreto tenemos :

$$V = (0.90)(1.60)(1.90) = 2.74 \text{ m}^3$$

Area total de Cimbra:

$$(17.77\text{m}^2)(46 \text{ pzas}) = 817.42 \text{ m}^2$$

Volumen total de Concreto :

$$(6.34\text{m}^3)(46 \text{ pzas.}) = 291.64 \text{ m}^3$$

La construcción de estos elementos se llevará a cabo primeramente del lado oriente, que es el que ha sufrido mayores asentamientos y del lado sur que está en el mismo caso; en la medida en que el edificio sufra asentamientos de acuerdo a la velocidad de hundimiento regional, se construirán los elementos del lado poniente. Esto es de acuerdo a la idea original para la recuperación de la verticalidad de la estructura.

12) Relleno con Tepetate

Posteriormente al colado de los elementos estructurales de liga, se colocará un relleno de tepetate en las zonas en las que se hizo excavación, para reestablecer el nivel original del terreno. Este relleno se llevará a cabo compactando el te-

petate al 90% Proctor, en capas de 20 centímetros para garantizar la estabilidad de dicha compactación.

Volumen de Relleno :

Longitud = 52.40 m + 15.55 m

Altura = 3.60 m

Ancho = 2.00 m

$V = (52.40)(2.00)(3.60)(2 \text{ lados}) = 754.56 \text{ m}^3$

$(15.55)(2.00)(3.60) = 111.96 \text{ m}^3$

Suma: 866.52 m³

Limpieza General de Obra

Por último se retirarán tanto equipo como materiales sobrantes, producto de limpieza y cascajo. Se restablecerán en su lugar las instalaciones que se desviaron y se dejaron en funcionamiento.

Asimismo se restituirán las jardineras y andadores - que hubieran resultado afectados por los trabajos de recimentación.

Area para hacer limpieza :

Longitud = 54.40 + 15.55 + 54.40 m

Ancho = 3.50 m

$(3.50)(54.40 + 15.55 + 54.40) = 435.23 \text{ m}^2$

- Resumen de Cantidades de Obra

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
I) Excavación	M3	1,072.42	937.40	1'005,286.50
- Para Instalaciones				75.98
- Trazo de Pilotes				115.00
- Excavación Perimetral				866.52
- Dren de Aguas Freáticas				14.92
II) Demolición de Concreto Armado	M3	61.96	5,353.38	'331,695.40
- Acceso a Maquinaria				35.46
- Demolición para Liga				26.50
III) Cimbra para Elementos Estructurales	M2	817.42	2,721.74	2'224,807.90
IV) Concreto f'c = 100, 3/4, 10, en plantilla	M3	13.92	14,091.25	'196,150.22
V) Concreto Reforzado f'c = 300, 3/4, 14, en Elementos Estructurales	M3	291.64	41,738.36	12'172,575.00
VI) Hincado de Vigüeta "I" de 8" para Ademe	M	313.20	2,014.40	'630,910.08

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
VII) Ademe o Protección de Madera Recuperable 312 tablonos de 12" x 2" $\frac{12" \times 2"}{12}$ (4 ft) = 8 P.T 8 P.T./pza x 312 pzas = 2,496 P.T.	P.T.	2,496.00	48.97	'122,229.12
VIII) Estructura Metálica. -Apuntalamiento de Losa de Estacionamiento 1,002.60 -Puntales de Excavación 1,447.12	Kg	2,449.72	441.39	'1'081,281.90
IX) Tubería -Tubería de Fierro Fundido ced. 40 de 101 Ø (roja) 26.20	M	26.20	5,540.08	'145,150.09
-Tubería de Fierro Negro ced. 40 de 101 mm de Ø 26.20	M	26.20	4,452.56	'116,657.07
-Tubería de Concreto Simple de 45 cm Ø 26.20	M	26.20	1,726.03	45,221.99
-Ducto Cuadrado para Cables, 4 vías de 101 mm de Ø 26.20	M	26.20	6,647.47	'174,163.71
-Dren de Tubo Galvanizado de 4" de Ø 124.35	M	124.35	3,185.07	'396,063.20

CONCEPTO	U.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
X) Registros				
-Registro de Tabique - de 130 x 130 cm de - 1.50 m de prof. con - tapa de concreto.(Hi- dráulica)	Pza	2	46,678.76	93,357.52
-Pozo de Visita de - 1.51 a 2.0 m de prof. incl. brocal y tapa - de fofo. (Sanitaria)	Pza	2	66,889.76	133,779.52
-Registro de Tabique de 60 x 100 cm de 1.0 m de prof. con tapa - de concreto. (Gas)	Pza	2	25,195.72	50,391.44
-Registro de Tabique - de 80 x 90 cm de 1.0 m de prof. con tapa - de concreto. (Eléctri- ca)	Pza	2	27,408.39	54,816.78
XI) Piezas Especiales				
-Válvula de Compuerta bridada de 200 psi de 101 mm Ø.(Hidráulica)	Pza	1	78,215.40	78,215.40
-Válvula de Globo, bri- dada de 200 psi de - 101 mm Ø. (Gas)	Pza	1	195,106.38	195,106.38
-Codo de FoFo de 90° y 101 mm de Ø bridado	Pza	4	4,698.66	18,794.64
XII) Dren de Grava	M3	13.95	3,247.75	45,306.11
XIII) Hincado de Pilotes	M	1,288.00	9,205.39	11,856,542.0

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Longitud por Pieza = 28.00 m (28.00)(46 pzas) = 1,288.00 m				
XIV) Relleno con Tepeta- te al 90% Proctor -Para el Desvío de Ins- talaciones 73.59 m ³ -Relleno en Excavación Perimetral 866.52 m ³	M3	940.11	2,781.97	2'615,357.80
XV) Limpieza Gruesa de - Obra	M2	435.23	365.78	'159,198.42

SUMA TOTAL: 33'943,057.00

15% de IVA: 5'091,458.60

COSTO TOTAL APROXIMADO: \$ 39'034,516.00

CAPITULO VII

R E C O M E N D A C I O N E S

Como sabemos, todas las estructuras deben ser diseñadas para determinadas condiciones de trabajo pero es común que éstas no se comporten exactamente como se espera que lo hagan, como es el caso del edificio "Churubusco" en el que el inadecuado estudio que se efectuó para determinar la solución óptima ha contribuido en las irregularidades que presenta en la actualidad

Lo anterior no significa que no existan factores que puedan influir en el comportamiento de la estructura y que queden fuera del alcance del proyecto inicial; ahora bien, pueden presentarse situaciones que afecten las estructuras existentes, como es el caso de la excavación para la construcción de los estacionamientos aledaños al edificio, los cuales fueron construidos sin tomar en cuenta los efectos negativos inducidos a la estructura debidos a la descompesación del subsuelo. Es por esto que se deben considerar todas las acciones que se puedan presentar y realizar estudios minuciosos al proyectar cualquier estructura, procurando no dañar las que ya están construidas, así como la que se piensa construir.

Debemos tomar en cuenta que el trabajo que se ha presentado es solo una posible alternativa de solución para el edificio en estudio y no debe tomarse como definitiva.

Sin embargo, hemos querido que en este capítulo se mencionen las ventajas que tendría realizar la recimentacion utilizando los pilotes de punta-fuste, ya que dichos pilotes no resultan más costosos que los pilotes normales de fricción o de punta y definitivamente más económicos que los pilotes de control.

Los pilotes de punta-fuste tienen la particularidad de funcionar, según nuestras necesidades, como pilotes de punta y -- como pilotes de fricción, ya que la sección metálica de que --

. . .

están provistos hacen que funcionen como pilotes de punta, pero dicha sección tenderá al flambeo, conforme vaya aumentando la carga axial en el pilote y retardando el asentamiento del edificio, el cual estará ligado a los pilotes solo de su lado más h^undido y se podrá ganar tiempo para la recuperación de la verticalidad del edificio; cuando se haya llegado a esta etapa, se ligará el lado opuesto del edificio con los pilotes hincados previamente. En ese momento, los pilotes en conjunto empezarán a trabajar por fricción, ya que la punta metálica que poseen está diseñada de tal manera que ceda al aplicarse sobre los pilotes la carga total del edificio.

La sección metálica del pilote tiene una longitud de 3.50 metros y se deberá penetrar 30 centímetros en la capa dura; considerando que el edificio se hunde con una velocidad de seis centímetros por año en promedio, podemos decir que cuando la sección de concreto del pilote llegue a la capa dura, lo cual sucederá aproximadamente en 53 años, rebasaría con mucho la vida útil calculada para el edificio en cuestión.

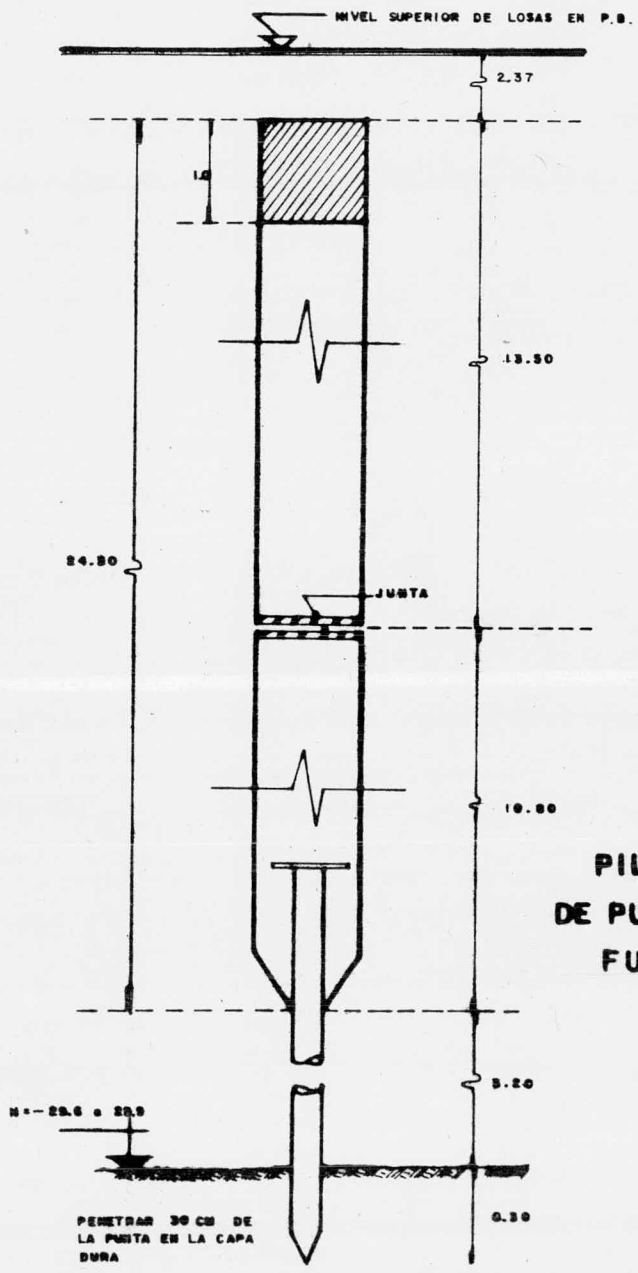
Los pilotes de punta-fuste podrán ser construidos en taller y transportados a la obra en dos partes, que tendrán que ser unidas por una junta hecha de placas, cuyo espesor, tipo de soldadura, anclaje y forma de soldarse, garanticen una perfecta unión entre ambos tramos de pilote.

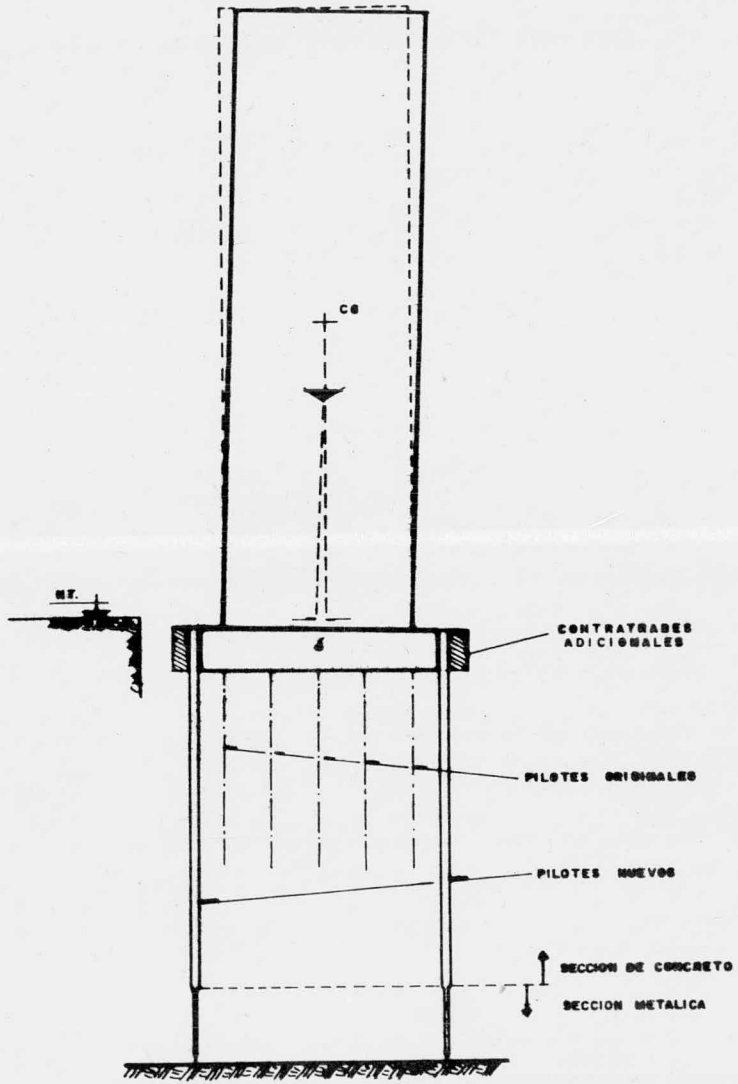
El hincado se deberá efectuar en forma continua, por secciones del edificio, de acuerdo al frente de avance que sea más conveniente y limitando el tiempo a sólo el necesario para llevar a cabo dicha actividad y así evitar gastos innecesarios de la máquina piloteadora, así como respuestas negativas del terreno y poder iniciar a la brevedad posible la excavación perimetral.

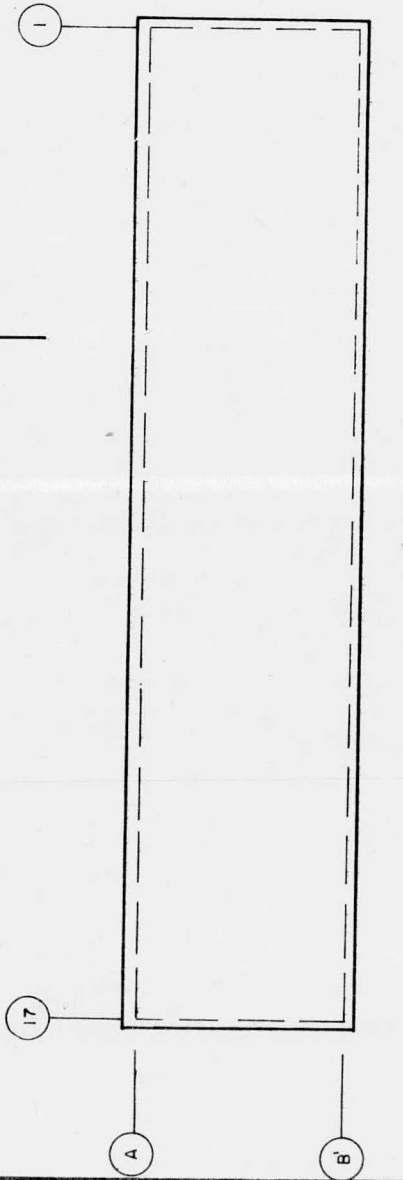
Debido a que el cabezal de los pilotes quedará a una profundidad de 2.40 metros aproximadamente con respecto al nivel del terreno natural, se recomienda usar seguidor para penetrarlos a dicha profundidad. Deberá llevarse un registro cuidadoso de avance y número de golpes durante el hincado; como puede verse, en la utilización de los pilotes de punta-fuste se requieren sólo algunos detalles adicionales en comparación a otros tipos de pilotes, lo que es una prueba más de su eficiencia.

Se recomienda que la compañía que ejecute los trabajos de recimentación, ponga especial atención en la protección de las zonas de trabajo, así como de la seguridad de los habitantes del edificio y transeúntes, para lo cual se considera necesario colocar una malla para aislar dichas zonas.

Cabe mencionar la importancia de la elaboración de un adecuado programa de obra para la ejecución organizada de los trabajos en el menor tiempo posible.

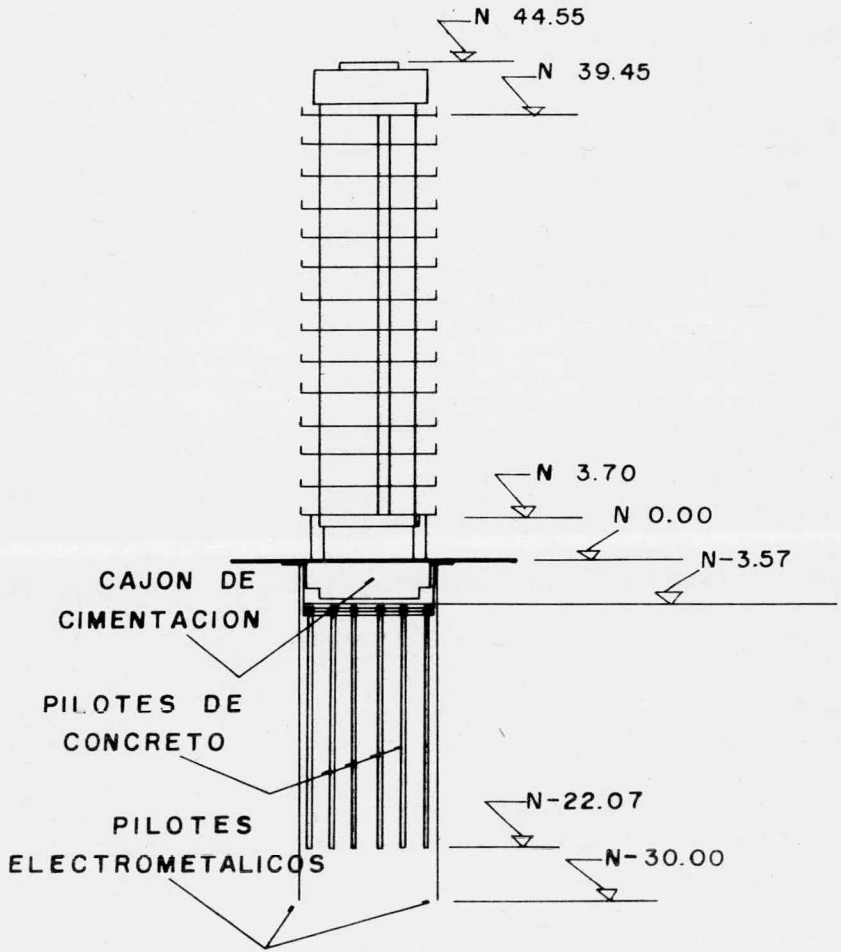




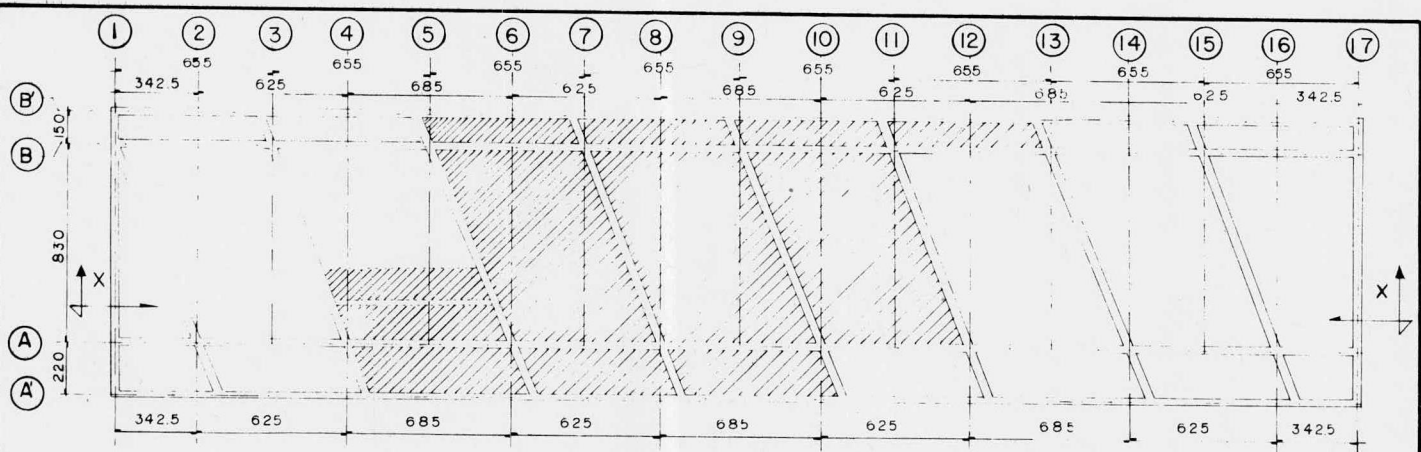


PLANTA

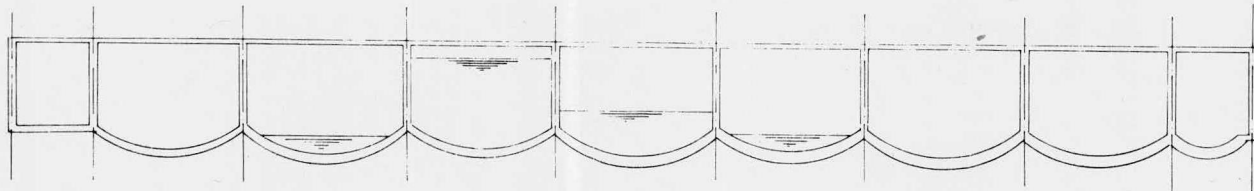
ACOTACIONES EN CM



ELEVACION

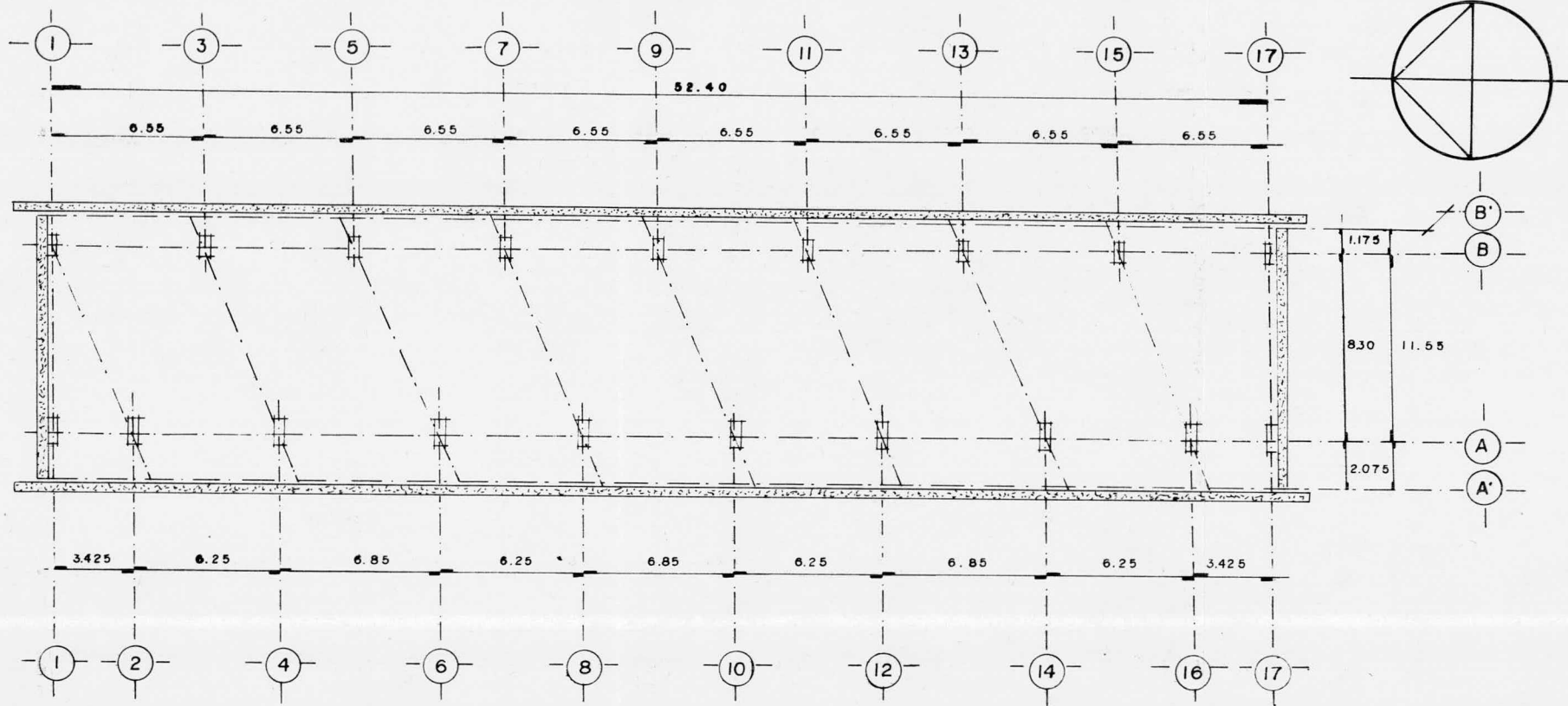


LOCALIZACION DE LASTRES



C O R T E X - X

ACOTACIONES EN CM



PESO DE CIMENTACION

CONTRATABES	752.78
DADOS	60.48
LOSA FOSA ELEVADORES Y ESCALERAS	5.95
CASCARON	242.23
TRABES DE P.B.	47.83
LOSA P.B. (INCLUYE ACABADOS EN PISO)	229.35
MUROS DE TABIQUE Y CASTILLOS	12.08
RELLENO EN SOTANOS	23.05
LOSA EN SOTANOS	24.50
CARGA VIVA	24.21

TOTAL 1,427.97 TN

PESO DE PILOTES

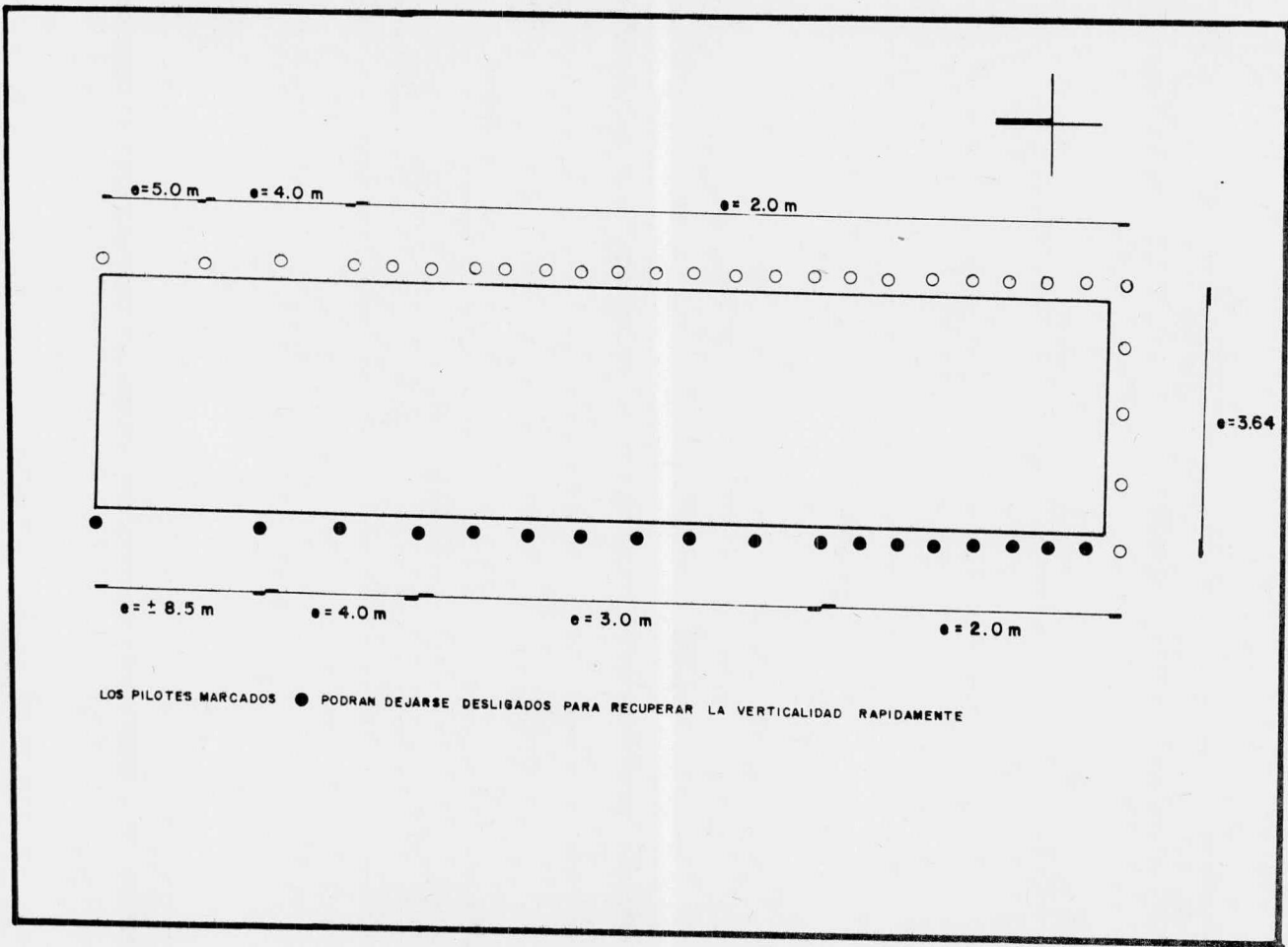
DIAMETRO	0.40 m
LONGITUD EFECTIVA	18.25 m
VOLUMEN POR PILOTE	2.29 m ³
PESO POR PILOTE	5.44 TN/P

PESO TOTAL DE PILOTES 457.00 TN

PESO AMPLIACION CIMENTACION 1964 322.20

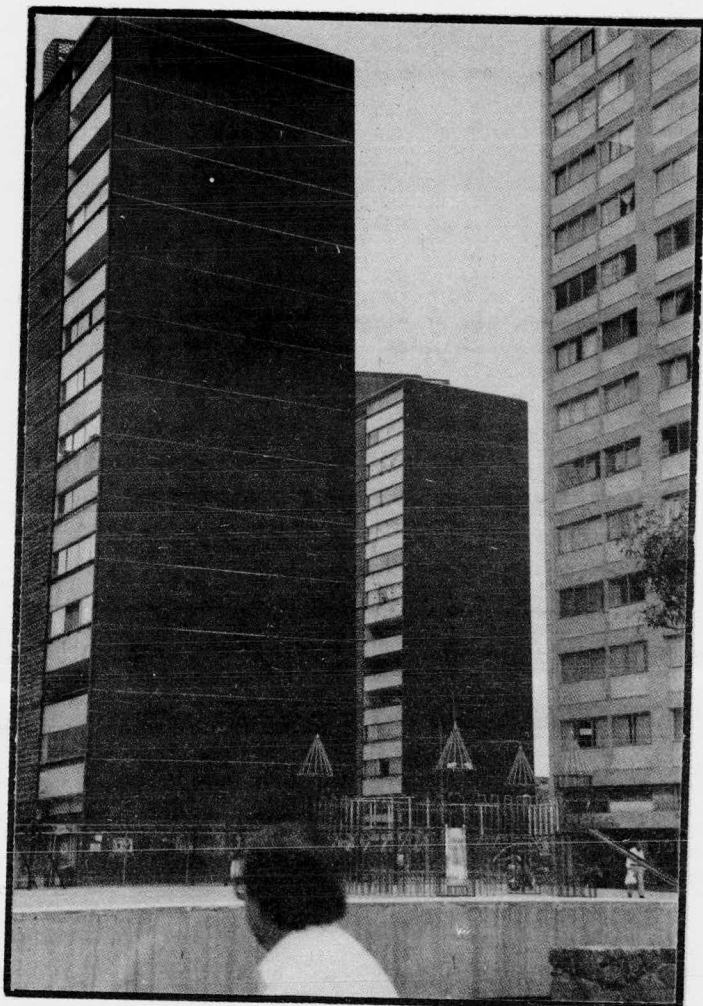
PESO AMPLIACION CIMENTACION 1968 98.74

PESO TOTAL 1,848.91 TON





**ASPECTO DEL ESTACIONAMIENTO
SUBTERRANEO DEL LADO NORTE**



OBSERVESE EL DESPLOME DEL EDIFICIO
CON RESPECTO AL EDIFICIO ADJUNTO



ASPECTO DEL HUNDIMIENTO
DE LA ESQUINA SUROESTE

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Craig, R. F., Mecánica de Suelos, México, Editorial Logos, 1976.
- Crespo Villalaz, Carlos. Cimentaciones. México, Editorial Limusa S.A. 1979.
- Flores Victoria, A. Análisis de Cimentaciones Sobre Suelo Compresible. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. México, 1968.
- Girault, Pablo. Apuntes Sobre el Curso de Diseño y Construcción de Cimentaciones. Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1981.
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Manual de Diseño por Sismo - (Según el Reglamento de Construcción para el D.F.), México, 1976
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Diseño y Construcción de Cimentaciones. (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F.), México, 1978.
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. (Título IV del Reglamento de Construcciones para el D.F.), México, 1977.
- Juarez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa S.A. México 1980.
- Juarez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica e Suelos. Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa S.A. México, 1981.
- Kezai, A. Third Nabor Carrillo Lecture. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1976.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México. México, Simposio de Marzo de 1978.
- Zaven, Davidian. Pilotes y Cimentaciones sobre Pilotes. Barcelona, España. Editores Técnicos Asociados, 1977.
- Boletín #1. González Flores, Manuel. Pilotes de Control. México 1981.
- Catálogo de Precios Unitarios del Departamento del D.F. (Actualizado al primer trimestre de 1984)

Impresiones

arios al Instante. s.a. de c.v.

REP. DE COLOMBIA No. 6, 1er. PISO
(CASI ESQ. CON BRASIL)

MEXICO 1, D. F.

526-04-72

529-11-19