

102
24



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO GEOTECNICO DE UNA CIMENTACION PARA UN
PUENTE VEHICULAR LOCALIZADO EN LA ZONA DEL
LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.**

TESIS PROFESIONAL

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A:

JOSE ARNULFO SILVA ADAYA



Ciudad Universitaria

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-148/93

Señor:
JOSE ARNULFO SILVA ADAYA
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO** que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

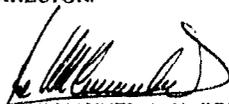
"DISEÑO GEOTECNICO DE UNA CIMENTACION PARA UN PUENTE VEHICULAR LOCALIZADO EN LA ZONA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. INTRODUCCION
- II. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA
- III. ESTUDIO DEL SUBSUELO
- IV. ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION
- V. DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION
- VI. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION
- VII. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 28 de septiembre de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

h.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a la máxima casa de estudios, la *Universidad Nacional Autónoma de México*, por mi formación y desarrollo profesional.

A la *Facultad de Ingeniería*, que mucho tiene que ver en el desarrollo de la Ingeniería Civil a nivel nacional y mundial.

A mis *Profesores y amigos*, en especial al *Ing. Raúl F. Verduzco M.* por sus conocimientos, dedicación y confianza.

Y finalmente al *Dr. Rigoberto Rivera C.*, por su paciencia e interés.

DEDICATORIA

Quiero dedicar especialmente este trabajo a mi padres *Irma y Arnulfo*, como un homenaje a sus esfuerzos por alcanzar esta meta en mi vida, a quién verdaderamente les corresponde.

Con cariño y respeto a mi esposa *Liliana*, a mis hijos, *Rosa Paulina, Arnulfo y Ana Paula*.

A mis hermanos *Daniela, Juan Carlos, Gerardo, y Mauricio*, por el tiempo que hemos estado juntos.

A las familias:

Adaya Valle, por su cariño
Silva García, por su alegría
Medina Zamora, por su comprensión

INDICE

I INTRODUCCION

- 1.1 Descripción del problema en estudio.

II CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

- 2.1 Localización.
- 2.2 Solución estructural.
- 2.3 Acciones de diseño.

III ESTUDIO DEL SUBSUELO

- 3.1 Exploración y muestreo del subsuelo.
- 3.2 Condiciones estratigráficas e hidráulicas del lugar.
- 3.3 Propiedades mecánicas.

IV ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

V DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION

- 5.1 Estados límite de falla
 - 5.1.1 Capacidad de carga.
 - 5.1.2 Falla de fondo.
 - 5.1.3 Falla de subpresión.
- 5.2 Estados límites de servicio.
 - 5.2.1 Expansiones a corto plazo.
 - 5.2.2 Deformación por consolidación.

VI CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

VII CONCLUSIONES

I INTRODUCCION

1.1 Descripción del problema en estudio.

La ciudad de México, como se sabe, es uno de los lugares donde se presentan los mayores problemas dentro de la Ingeniería de Cimentaciones. Las características del subsuelo de la Ciudad de México son tales que algunos edificios, así como obras de infraestructura urbana (pasos a desnivel, puentes, colectores, etc) presentan hundimientos, emersiones y desplomes, afectando servicios públicos e inclusive causando daños a las construcciones adyacentes.

El subsuelo del Valle de México se caracteriza por presentar fuertes contrastes de deformabilidad y resistencia. Esto ha permitido definir una zonificación, ahora clásica, en tres zonas:

Zona de lomas : formada por rocas o suelos de origen volcánico generalmente firmes, que fueron depositados fuera de un ambiente lacustre, con la presencia ocasional de materiales arenosos sueltos o cohesivos relativamente blandos, así como grietas y oquedades naturales o artificiales.

Zona de transición: constituida por estratos arenosos y limo arenosos compactos, intercalados con capas de arcillas de origen lacustre, altamente compresibles; estas últimas de espesor variable, entre decenas de centímetros y pocos metros. En esta zona los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos.

Zona del lago: fondo lacustre del valle, integrado por potentes depósitos de arcilla muy compresibles, separados por estratos areno-limosos y areno arcillosos de consistencia dura y espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelo aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades. Por esta razón, es necesario tomar en cuenta:

- a) La baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.
- b) La alta compresibilidad de los sedimentos lacustres que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.
- c) La existencia del hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos, y la sobrecarga a sus pilotes ó pilas debido al efecto de la fricción negativa.
- d) La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el valle.

Las limitaciones impuestas por las condiciones anteriores hacen que se recurra a una gran variedad de tipos de cimentación, dependiendo de las características del subsuelo, obra de infraestructura y edificación, que van desde cimentaciones superficiales a base de zapatas, losas continuas o cajones hasta cimentaciones profundas sobre pilotes de punta, de fricción o con sistemas especiales que permiten controlar los asentamientos o emersiones de las estructuras.

El utilizar cualquiera de los tipos de cimentación mencionados, no garantiza que la cimentación tenga un comportamiento favorable, pues requiere justificar plenamente, tanto técnicamente como económicamente, el tipo de cimentación a usar.

El presente trabajo tiene por objeto efectuar el análisis y diseño geotécnico de una cimentación para un puente vehicular, localizado en la zona del lago de la Ciudad de México.

El puente vehicular "APATLACO" consta de 14 ejes sobre los cuales se encuentran localizadas las columnas que soportan a la superestructura, la cual esta formada por travesaños prefabricadas de sección cajón y dos rampas de acceso formadas por terraplenes aligerados confinados por muros de contención muretes laterales y estribos de apoyo, su longitud total es de 319 m aproximadamente (fig. I.1).

Para poder definir el tipo de cimentación más adecuado, es necesario determinar las acciones de diseño, a partir de las cuales se puede conocer la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que puedan afectarla. En el capítulo II se define la solución estructural, para así conocer las acciones, con las que posteriormente se procedió a modelar la estructura, y determinar las diferentes combinaciones de las acciones transmitidas a la cimentación.

Una parte esencial en el diseño óptimo de la cimentación consiste en definir de manera compatible con el costo, los estratos del suelo más adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura. En el capítulo III se hará énfasis en el tipo de estratigrafía que se tiene en el lugar donde se ubicará el puente, ya que una vez definida ésta, se determinará el tipo de cimentación que mejor se presta a realizar dicha transmisión.

Debido a las características estructurales y las acciones de diseño del puente, así como la estratigrafía encontrada, se analizaron los diferentes tipos de cimentación, con el propósito de definir la solución de cimentación más adecuada. Lo anterior se encuentra expuesto en el capítulo IV.

La determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación del subsuelo es fundamental para poder estimar; capacidad de carga, desplazamientos del subsuelo, así como las características que deberá tener la excavación para alojar la cimentación en caso de requerirla; estos objetivos serán analizados en el capítulo V, donde se exponen los procedimientos de cálculo que justifican, tanto el tipo de cimentación, como el procedimiento de excavación empleado, conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones¹ (NTCC-87) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal² (RCDF-87).

Una vez determinado y analizado el tipo de cimentación más adecuado, se procedió a elaborar las recomendaciones más significativas tomando en cuenta las acciones mecánicas que actuarán sobre ésta, las cuales deberán ser consideradas en el diseño estructural de la cimentación, tanto para condiciones estáticas y dinámicas, tal es el objetivo del capítulo VI.

¹ Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal con fecha del 28 de Septiembre de 1987.

² Diario Oficial de la Federación, 3 de Julio de 1987.

CAPITULO I

Finalmente en el capítulo VII, se hace un resumen de lo expuesto en los capítulos anteriores, y se dan conclusiones y recomendaciones que servirán de base para el diseño definitivo de la cimentación adoptada.

II CARACTERISTICAS GENERALES DEL PUENTE.

2.1 Localización.

La presente tesis plantea el análisis y diseño de una cimentación para un puente vehicular, localizado en una zona cuyo subsuelo se caracteriza principalmente por su alta compresibilidad: El sitio estudiado se encuentra localizado en la Zona III, de acuerdo al análisis realizado del subsuelo conforme a las características del artículo 219 del RCDF-87, así como por su ubicación dentro de la zonificación geotécnica de la Ciudad de México contenida en las NTCC-87 (fig. II.1). Un análisis entre la localización del puente y el subsuelo se detalla en el siguiente capítulo.

Otro aspecto importante considerado para el diseño de la cimentación del puente vehicular es que parte del trazo del eje longitudinal de éste, coincide con el eje del colector "Apatlaco" cuyo diámetro (ϕ) es de 4.60 m; el lecho superior del tubo se encuentra a una profundidad aproximada de 7.04 m. (fig. II.2). Lo anterior se consideró en el caso de que la solución de la cimentación fuera de tipo superficial o profunda.

2.2 Solución estructural.

La superestructura, consiste en columnas coladas en el lugar, traveses continuos integrados por elementos prefabricados de concreto presforzado de sección cajón, con patines en la parte superior, los elementos mayores (claro central y traveses tipo TC) tienen 2.00 m de peralte, 4.00 de ancho y una longitud de 38 m para salvar un claro de 52 m; mientras los elementos tipos (claros tipos y traveses tipos TC) tienen 1.40 m de peralte, 4.00 m de ancho y una longitud de 24 m para claros promedios de 40 m (véase fig. II.3).

En general las traveses prefabricadas tienen las siguientes dimensiones:

- 6 claros de 12 m (TA)
- 2 claros de 22 m (TC)
- 2 claros de 35 m (TC)
- 2 claros de 40 m (TC)
- 1 claro de 53 m (TC)

TA; traveses de apoyo.
TC; traveses centrales.

adicionalmente se encuentran dos estribos formados por muros de concreto, que confinan los terraplenes que forman las rampas de acceso del puente en ambos extremos.

Una vez analizado el proyecto de vialidades, arquitectura, obras inducidas, así como las condiciones para la solución estructural del puente, se determinaron el número de columnas en % de los apoyos, siendo éstos los que transmitirán las cargas directamente al subsuelo. En la siguiente tabla II.1 se detallan.

| APOYO No. | Número de columnas | Sección columna | Diámetro columna (m) |
|-----------|--------------------|-----------------|----------------------|
| 1 | estribo | | |
| 2 | 2 | circular | 1.00 |
| 3 | 2 | circular | 1.00 |
| 4 | 2 | circular | 1.00 |
| 5 | 2 | circular | 1.00 |
| 6 | 1 | oblonga | 2.80 x 1.80 |
| 7 | 1 | oblonga | 2.80 x 1.80 |
| 8 | 1 | oblonga | 2.80 x 1.80 |
| 9 | 1 | oblonga | 2.80 x 1.80 |
| 10 | 2 | circular | 1.00 |
| 11 | 2 | circular | 1.00 |
| 12 | 2 | circular | 1.00 |
| 13 | 2 | circular | 1.00 |
| 14 | estribo | | |

Tabla II.1

2.3 Acciones de diseño.

Una vez conocidas las características urbanas y estructurales del puente se procedió a modelar la superestructura para analizar su comportamiento, y así conocer las acciones para diseño tanto para condiciones estáticas como dinámicas, en % de sus apoyos. Las acciones consideradas para su análisis y diseño fueron las siguientes:

Acciones estáticas.

Cargas muertas
Cargas vivas
Sobrecargas muertas (por ejemplo reencarpelado)

Acciones dinámicas.

Impacto
Cabeceo
Fuerza de frenado
Fuerza de aceleración
Fuerza centrífuga
Sismo

Considerando las acciones anteriores se procedió a determinar los elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación para los estribos (1 y 14), apoyos intermedios (2,3,4,5 10,11,12 y 13), así como en los centrales (6,7,8 y 9); en las figuras II. 4, II.5 y II.6 respectivamente se muestran las acciones determinadas a partir de su modelo y análisis estructural.

III ESTUDIO DEL SUBSUELO.

3.1 Exploración y muestreo del subsuelo.

Considerando que la ubicación del puente vehicular está dentro de una zona sísmica y las condiciones del subsuelo son difíciles, el diseño de la cimentación requiere de consideraciones especiales para justificar su elección.

El único medio de seleccionar y diseñar la cimentación para el puente en la forma más económica y justificable es conociendo las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo en el sitio. El análisis sobre el comportamiento de la cimentación depende de la determinación de los parámetros del subsuelo en laboratorio.

Considerando lo anterior se realizó una campaña de exploración y muestreo de los estratos representativos del subsuelo hasta una profundidad a la cual los efectos de la carga sean despreciables o se encuentre suelo firme; lo anterior considerando los lineamientos establecidos en la Tabla I de las NTCC-87 en cuanto a los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo.

Para determinar la categoría de la construcción proyectada, y con la finalidad de conocer la magnitud de la exploración, se consideraron los siguientes parámetros:

- 1.- Peso unitario de la estructura.
- 2.- Perímetro de la construcción.
- 3.- Profundidad de desplante de la cimentación.

De acuerdo con los puntos anteriores el puente vehicular pertenece al grupo de las construcciones pesadas y extensas; lo anterior aunado a que éste, se localiza en la zona III (lago), es necesario realizar sondeos de tipo profundo y superficiales para determinar la estratigrafía, propiedades índice y mecánicas de los materiales. Para conocer el comportamiento regional del subsuelo en el sitio, fue necesario instalar una estación piezométrica en el sitio.

Para conocer las características físicas y mecánicas del subsuelo se realizó una campaña de exploración tanto de los depósitos profundos como superficiales. Esta campaña de exploración consistió en la realización de 2 sondeos de cono eléctrico (SC) a una profundidad de 49.00 m aproximadamente; 2 sondeos mixtos (SM) alternando muestreo

alterado con la técnica de penetración estándar e inalterado con tubo de pared delgada a una profundidad máxima de 48.50 m, 4 sondeos selectivos superficiales (SSS) con profundidad máxima de 4.00 m, y finalmente se instaló una estación piezométrica. En la fig. III.1 se observan la localización de los diferentes sondeos, así como la estación piezométrica.

Los sondeos de cono eléctrico (SC-1 y SC-2) figuras III.2 y III.3 tuvieron la finalidad de obtener la resistencia de los diferentes estratos que conforman el suelo, y así obtener una estratigrafía preliminar del sitio. Posteriormente con la información obtenida se programó el tipo de sondeo, ubicación y profundidad (fig. III.4 a III.9).

Con la información previa se decidió la profundidad para la instalación de los piezómetros, para conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo, y así conocer los esfuerzos efectivos y también la magnitud del hundimiento regional en el sitio.

3.2 Condiciones estratigráficas e hidráulicas del lugar.

Con la información obtenida de los sondeos de cono, los sondeos mixtos, y selectivos se construyeron los perfiles estratigráficos que se observan en las figuras III.4 y III.5. Estos resultados muestran que el subsuelo del sitio corresponde a la zona del lago (Zona III) de acuerdo a la zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

La estratigrafía detectada del suelo es la siguiente:

Costra superficial (CS).

Alcanza un espesor promedio de 6.20 m, con la siguiente estratificación:

- 0.00 a 1.20 m Rellenos superficiales y arena fina color gris verdoso, con fragmentos de tabique y algunos finos arcillosos.
- 1.20 a 5.60 m Arcilla de alta plasticidad, café oscuro de consistencia media, con lentes de arena fina. El contenido de agua es variable entre 90 y 120%, peso volumétrico natural medio de 1.35 t/m³. Los esfuerzos de preconsolidación de estos materiales son mayores a la presión efectiva lo cual indica una consolidación de los materiales, la relación natural de vacíos (e_0) varía de 2.10 a 2.30.

5.60 a 6.20 m Arcilla arenosa verde oscuro con vetas de arena, con un contenido de agua de aproximadamente 50%, y un peso volumétrico natural de 1.52 t/m³

Formación arcillosa superior (FAS).

Se localiza entre 6.20 y 38.10 m de profundidad: ésta integrada en general por arcillas de alta plasticidad intercaladas por lentes de arena, resaltando en particular un estrato que se localiza entre 15 y 16 m de profundidad con un espesor medio de 0.60 m. A partir de los 37 m de profundidad se observa un conjunto de capas interestratificadas de arena y arcilla arenosa de resistencia variable, a continuación se mencionan algunas de las características de los depósitos encontrados entre la profundidad de 6.20 y 38.10 :

Profundidad
(m)

- 6.20 a 9.60 Arcilla de color café verdoso de alta plasticidad de consistencia blanda, con algunas vetas de arena, el contenido de agua entre 300 y 400%, peso volumétrico natural promedio de 1.14 t/m³. En este estrato a través de la gráfica del cono eléctrico, se puede apreciar el significativo incremento de resistencia provocado por la consolidación como causa de la influencia de las sobrecargas superficiales (preconsolidación).
- 9.60 a 15.80 Arcilla color café verdoso, de alta plasticidad, consistencia blanda, el contenido de agua varía entre 200 y 300%, peso volumétrico natural de 1.17 t/m³, de igual forma que el estrato anterior puede observarse a partir de la gráfica del cono eléctrico una preconsolidación, a la profundidad de 15.20 aparece un lente de arena con un espesor promedio de 50 cm.
- 15.80 a 30.50 Arcilla verde olivo de consistencia blanda y alta plasticidad, el contenido de agua varía de 250 a 350%, peso volumétrico natural promedio de 1.15 t/m³, se presenta como un estrato normalmente consolidado
- 30.50 a 32.40 Arcilla arenosa color verde de consistencia media, alta plasticidad, el contenido de agua se determinó entre 200 y 250%, peso volumétrico de 1.25 t/m³. Este estrato presenta una preconsolidación importante causado por el bombeo profundo.

32.40 a 38.10 Arcilla de color verde de alta plasticidad de consistencia media a blanda, el contenido de agua varia de 200 a 300%, peso volumétrico de 1.18 t/m³. De igual forma que el anterior estrato, éste presenta una consolidación causada por el fenómeno de bombeo profundo en la zona.

Primera capa dura (CD).

Se encontró aproximadamente a 38.00 m de profundidad con un espesor promedio de 2.50 m, está constituida por depósitos interestratificados de material arcillo arenoso con porcentajes variables de arcilla y arena, con contenido de agua natural inferior al 100% en promedio. La resistencia aportada por la prueba de penetración estándar indico que para avanzar con el tubo muestreador se necesitaron más de 50 golpes lo que da una idea de compacidad del estrato. De la observación de las muestras alteradas se puede definir que existe una erraticidad de los materiales encontrados cuyo contenido de gruesos fue mayor al 50%.

Formación arcillosa inferior (FAI).

A partir de los 41.00 y hasta los 45.00 m de profundidad media, esta formación se encuentra constituida por un depósito de arcilla verde claro intercalado por lentes de arena fina limosa, de consistencia media, con contenido de agua medio de 200%, peso volumétrico natural 1.26 t/m³ y resistencia a la penetración estándar superior a 3 golpes lo que indica que la consistencia de dichos materiales es blanda.

Depósitos profundos (DP).

Debido a que la máxima profundidad explorada fue de 48.50 m (SM-2), solo se pudieron conocer los materiales superficiales de esta formación, los cuales están constituidos por capas interestratificadas de arena poco limosa muy compacta, con contenido de agua menor al 50%, y resistencia a la penetración estándar mayor 50 golpes al menos en la profundidad explorada.

En cuánto a las condiciones hidráulicas del subsuelo en el sitio, y la estación piezométrica instalada puede decirse lo siguiente:

El nivel de aguas freáticas se detectó a 2.90 m de profundidad; en la tabla III.a se muestran las lecturas realizadas en la estación piezométrica el 30 de Julio de 1992 sobre las condiciones hidráulicas del subsuelo.

| PIEZOMETRIA | | | |
|-------------|-----------------------|-----------|----------------------|
| Piezometro | Profundidad del bulbo | Lectura * | Presión hidrostática |
| Nº | m | m | t/m ² |
| 1 | 9.60 | 5.40 | 4.20 |
| 2 | 15.00 | 2.15 | 12.85 |
| 3 | 31.20 | 6.30 | 24.90 |
| 4 | 39.50 | 7.70 | 31.80 |

* con respecto al nivel de terreno natural.

tabla III.a

Estos resultados muestran que existen depresiones piezométricas importantes en el estrato localizado a 40 m de profundidad (capa dura), y consecuentemente preconsolidación en estrato inmediato superior. La velocidad del hundimiento regional en la zona varía de 10 a 15 cm/año, de acuerdo a la información proporcionada por la Comisión de Aguas del Valle de México.

Con la información de los sondeos realizados y con algunas pruebas índice de laboratorio se realizó el perfil estratigráfico del subsuelo (fig. III. 10), y posteriormente con la información de la estación piezométrica se realizó el diagrama de esfuerzos totales (σ), y efectivos (σ') del sitio (fig. III. 11).

3.3 Propiedades mecánicas.

3.3.1 Compresibilidad.

Las características de compresibilidad fueron determinadas por medio de la prueba de consolidación unidimensional. Las curvas de compresibilidad, así como los parámetros correspondientes se reportan en las figuras III.12 a III.31, mismas que se analizaron para determinar la cimentación más adecuada. En los capítulos posteriores se describen los análisis realizados en función de los resultados obtenidos.

3.3.2 Resistencia al esfuerzo cortante.

En cuanto a las características de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, éstas se determinarán mediante pruebas de compresión triaxial rápida, en estas pruebas se determinarán los parámetros de cohesión (c) y ángulo de fricción interna de los materiales (ϕ), así como sus curvas de esfuerzo-deformación. Los resultados de resistencia obtenidos se reportan en las tablas III.b a III.g .

| SONDEO SELECTIVO SUPERFICIAL (SSS-1) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|---|------------------|------------------|-------------|------|
| PROFUNDIDAD | γ_m | C_{uu} | ϕ_{uu} | SUCS |
| m | t/m ³ | t/m ² | ° | |
| 1.60 | 1.35 | 4.00 | 23 | MH |
| 2.00 | 1.23 | 3.00 | 13 | CH |

Tabla III.b

| SONDEO SELECTIVO SUPERFICIAL (SSS-2) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|---|------------------|------------------|-------------|------|
| PROFUNDIDAD | γ_m | C_{uu} | ϕ_{uu} | SUCS |
| m | t/m ³ | t/m ² | ° | |
| 1.60 | 1.77 | 14.00 | 0 | MH |
| 2.60 | 1.50 | 1.00 | 28 | CH |
| 4.00 | 1.22 | 2.50 | 18 | MH |

tabla III.c

| SONDEO SELECTIVO SUPERFICIAL (SSS-3) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|---|------------------|------------------|-------------|------|
| PROFUNDIDAD | γ_m | C_{uu} | ϕ_{uu} | SUCS |
| m | t/m ³ | t/m ² | ° | |
| 1.50 | 1.53 | 4.00 | 16 | MH |
| 2.00 | 1.30 | 4.00 | 12 | MH |
| 4.00 | 1.20 | 2.00 | 14 | CH |

tabla III.d

| SONDEO SELECTIVO SUPERFICIAL (SSS-4) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|---|------------------|------------------|-------------|------|
| PROFUNDIDAD | γ_m | C_{uu} | ϕ_{uu} | SUCS |
| m | t/m ³ | t/m ² | ° | |
| 1.00 | 1.33 | 4.20 | 14 | MH |
| 2.60 | 1.50 | 0 | 31 | MH |
| 3.40 | 1.37 | 3.50 | 25 | MH |

donde:

γ_m ; peso volumétrico natural

C_{uu} ; cohesión aparente determinada en ensaye triaxial UU

ϕ_{uu} ; ángulo de fricción aparente en grados ensaye triaxial UU

SUCS; Sistema Unificado de clasificación de Suelos.

tabla III.e

| SONDEO MIXTO (SM-1) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|--|-------------|------------------|------------------|-------------|
| MUESTRA | PROFUNDIDAD | γ_m | C _{uu} | ϕ_{uu} |
| no. | m | t/m ³ | t/m ² | ° |
| 4 | 2.50 | 1.34 | 3.75 | 22 |
| 8 | 5.20 | 1.33 | 1.25 | 11 |
| 11 | 8.90 | 1.13 | 2.00 | 7 |
| 14 | 10.90 | 1.18 | 3.75 | 0 |
| 15 | 12.3 | 1.20 | 2.13 | 2 |
| 16 | 13.70 | 1.17 | 1.57 | 6 |
| 21 | 16.90 | 1.11 | 1.87 | 3 |
| 22 | 18.30 | 1.17 | 1.50 | 6 |
| 23 | 18.70 | 1.12 | 0.90 | 6 |
| 24 | 21.70 | 1.20 | 1.87 | 6 |
| 28 | 24.40 | 1.14 | 2.00 | 9 |
| 29 | 26.90 | 1.18 | 2.30 | 2 |
| 31 | 28.70 | 1.11 | 2.25 | 8 |
| 32 | 31.10 | 1.20 | 2.75 | 7 |
| 33 | 33.10 | 1.25 | 4.5 | 2 |
| 34 | 34.50 | 1.23 | 2.50 | 3 |
| 35 | 35.80 | 1.16 | 6.00 | 2 |
| 36 | 37.30 | 1.18 | 5.37 | 8 |
| 37 | 38.70 | 1.94 | 0 | 27 |

tabla III.f

donde:

γ_m ; peso volumétrico natural

C_{uu} ; cohesión aparente determinada en ensaye triaxial UU

ϕ_{uu} ; ángulo de fricción aparente en grados ensaye triaxial UU

| SONDEO MIXTO (BM-2) PARAMETROS DE RESISTENCIA | | | | |
|--|-------------|------------------|------------------|-------------|
| MUESTRA | PROFUNDIDAD | γ_m | C _{uu} | ϕ_{uu} |
| no. | m | t/m ³ | t/m ² | ° |
| 3 | 1.80 | 1.36 | 1.25 | 29 |
| 4 | 2.70 | 1.33 | 1.87 | 29 |
| 6 | 4.10 | 1.53 | 2.50 | 17 |
| 8 | 5.40 | 1.52 | 1.88 | 29 |
| 11 | 7.90 | 1.18 | 1.63 | 5 |
| 12 | 9.40 | 1.15 | 2.80 | 0 |
| 15 | 12.10 | 1.16 | 1.40 | 8 |
| 16 | 13.60 | 1.27 | 1.40 | 3 |
| 21 | 16.90 | 1.13 | 1.50 | 4 |
| 22 | 18.40 | 1.15 | 2.30 | 1 |
| 23 | 19.90 | 1.17 | 1.50 | 0 |
| 24 | 21.40 | 1.23 | 1.87 | 8 |
| 25 | 23.50 | 1.14 | 1.20 | 4 |
| 26 | 25.00 | 1.15 | 1.40 | 5 |
| 27 | 25.50 | 1.16 | 4.5 | 2 |
| 28 | 28.00 | 1.16 | 2.25 | 8 |
| 29 | 29.50 | 1.15 | 4.50 | 0 |
| 30 | 31.00 | 1.16 | 3.20 | 1.90 |
| 31 | 32.50 | 1.35 | 0 | 4.10 |
| 32 | 35.00 | 1.17 | 6 | 0 |
| 33 | 35.80 | 1.18 | 3.50 | 11 |
| 42 | 43.00 | 1.65 | 0 | 50 |
| 44 | 44.40 | 1.26 | 6 | 8 |

tabla III.g

IV ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Para los fines del presente trabajo, se llamará cimentación al conjunto formado por la subestructura, los pilotes o pilas en la que ésta se apoye en su caso, y el suelo en que aquella o éstos se desplanten; propiamente la cimentación constituye un elemento de transición entre la estructura y el terreno en donde se apoya. Su principal objetivo es lograr que los esfuerzos transmitidos a la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo de apoyo; para que lo anterior resulte se deberán tomar en cuenta los siguientes factores:

- Las descargas propias de la estructura, considerando en forma preliminar el peso de la cimentación, así como las cargas vivas de operación y uso, propios de la construcción.
- Las condiciones del subsuelo para definir de manera compatible con el costo, los estratos de suelo más adecuados para aceptar los esfuerzos transmitidos por la estructura.
- El costo de la cimentación, comparado con el costo de la superestructura y subestructura, considerando excavación, bombeo en caso de ser necesario, y procedimiento constructivo de la misma.

Los tipos más comunes de cimentaciones son las zapatas corridas y aisladas, las losas o cajones, los pilotes y pilas de fricción o punta o con sistemas especiales que permiten controlar los asentamientos o emersiones de la cimentación (fig. IV.1). La forma más común de clasificar a las cimentaciones está en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas debidas a la superestructura, y éstas se dividen en superficiales y profundas.

Las cimentaciones de cajón, pertenecen a los dos grupos, ya que son superficiales atendiendo a su relación ancho-profundidad y al método de cálculo para valuar su capacidad de carga, pero son profundas desde el punto de vista de procedimiento constructivo y de análisis de deformaciones.

A continuación se presenta una descripción conceptual del tipo y forma de cimentaciones, describiendo sus ventajas y desventajas para las condiciones de servicio de la estructura en cuestión, con la finalidad de llegar a la alternativa más eficiente y óptima de cimentación para el puente vehicular "APATLACO".

Dentro de las cimentaciones superficiales se consideran las zapatas aisladas, que son cimientos someros de forma cuadrada o rectangular; éstos generalmente se utilizan en suelos poco compresibles de mediana a alta capacidad, o para estructuras capaces de soportar asentamientos diferenciales sin daños.

Conforme a lo establecido en el capítulo anterior, utilizar una cimentación a base de zapatas superficiales obligaría a que la profundidad de desplante fuera superficial; sin embargo, tomando en cuenta la estratigrafía, superficialmente se tiene un estrato de arcilla de alta plasticidad, con cierto grado de preconsolidación, donde al proponer la cimentación por cualquier tipo de zapata, se generarían grandes esfuerzos de contacto bajo ellas, y como consecuencia grandes deformaciones, debido a que los incrementos de esfuerzos inducidos serían mayores a los esfuerzos de preconsolidación en los estratos superficiales. Lo anterior sería inaceptable según los estados límites de servicio del RCDF-87.

El uso de una zapata corrida fue descartado, ya que las cargas debidas a las diferentes condiciones de servicio son transmitidas al suelo por columnas y no por muros de carga; adicionalmente los incrementos de esfuerzos bajo las zapatas serían de gran magnitud, lo que ocasionaría deformaciones inadmisibles de la estructura, incluso afectando al colector que se localiza por debajo. En general las deformaciones se encontrarían fuera de los límites de servicio según RCDF-87.

La capacidad de carga que se pudiera obtener a nivel superficial sería muy pequeña, obligando a obtener zapatas muy grandes debido a las descargas, concluyendo finalmente en que probablemente una losa de cimentación podría ser la mejor opción.

La losa de cimentación resulta generalmente apropiada, cuando la suma de las áreas de las zapatas aisladas o corridas, serían necesarias para transmitir las cargas de la estructura, sobrepasan al 50% del área total en planta de la estructura. La inconveniencia de utilizar una cimentación de este tipo radica en que una losa es una placa que cubre la totalidad de la planta de la superestructura, con lo que se tendría una geometría de área muy considerable, reflejándose en la magnitud de la influencia en estratos de alta compresibilidad, generando incrementos considerables en los estratos de mayor compresibilidad, correspondientes a la FAS detectada en el estudio de mecánica de suelos.

Aunado a lo anterior y debido a la posición del colector "APATLACO", se tendrían esfuerzos adicionales en la tubería, involucrando una revisión estructural del mismo. En dado caso que los esfuerzos en el tubo fueran aceptables no se garantizaría que el colector no presentara deformaciones, ya que de ser así la pendiente de proyecto hidráulico del colector se modificaría, y por lo tanto su eficiencia hidráulica, eliminando, además la posibilidad de darle servicio en ese tramo.

A lo antes descrito se le agregaría el procedimiento constructivo del cajón, ya que al realizar la excavación se tendría que minimizar las expansiones del subsuelo, para no generar recompresiones de magnitud inaceptables por las NTCC-87.

Una vez analizadas las alternativas de cimentación de tipo superficial, se procedió a analizar las alternativas de cimentación de tipo profundo.

Una cimentación a base de pilotes o pilas es un conjunto de miembros estructurales, cuya carga es soportada por la reacción que sobre estos elementos ejerce el subsuelo, pudiendo trabajar por punta (Q_p), y por fricción lateral (Q_f) a lo largo del fuste del pilote (fig. IV.2). Se establece que los pilotes o pilas son de punta cuando estos se apoyan sobre estratos resistentes, y de fricción cuando los pilotes se apoyan por fricción lateral.

Un pilote puede definirse como un elemento estructural rígido y resistente, que se hinca en el suelo. En cambio, una pila es un elemento colado dentro de una perforación previa capaz de soportar cargas, apoyado sobre un depósito resistente a determinada profundidad bajo la superficie del terreno.

Cuando el espesor de los estratos compresibles sujetos a un proceso de consolidación regional es grande como es nuestro caso, trae como consecuencia desplazamientos relativos entre el suelo y los pilotes o pilas, generando fuerzas de arrastre que se suman a las cargas estructurales transmitidos a los mismos, reduciendo su capacidad de carga efectiva; estos esfuerzos que actúan en sentido descendente reciben el nombre de fricción negativa (FN), (ver fig. IV.2).

Al analizar como alternativa una cimentación con pilotes de punta, se concluyó que ésta no sería conveniente, debido a que la profundidad de los estratos resistentes es de 38 y 48.50 m, con 2.50 y >10 m de espesor respectivamente. Al proponer como estrato resistente la primera

de las dos capas, se determinó que debido al espesor de ésta, los pilotes no podrían tener una longitud suficiente de empotramiento, necesaria para lograr una capacidad de carga por punta considerable, ya que al tener un empotramiento pequeño la capacidad de carga por punta se reduce considerablemente (NTCC-87) ya que;

$$\frac{L_e}{B} > 4 \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

donde:

L_e , longitud de empotramiento en el estrato resistente.
 2ϕ , diámetro o lado del pilote.

reduciendo el factor de capacidad de carga (N_q), y por lo tanto la capacidad de carga por punta disminuye, a lo anterior hay que agregarle la disminución por efecto de fricción negativa. Ahora si despejamos la longitud de empotramiento (L_e) tenemos que:

$$D = 4 B \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Si ahora tenemos que las dimensiones de los pilotes de punta por procedimiento constructivo varían en rangos de 0.30 a 0.50 m, y conforme a las características mecánicas de la primera capa dura cuyo material presenta una compacidad muy densa y un ángulo de fricción interna (ϕ) del orden de 35° , se tiene que la longitud mínima de empotramiento (L_e) sería de:

| Diámetro | Longitud de empotramiento (L _e) | Espesor de la 1ª capa dura en el sitio | |
|----------|---|--|------|
| m | m | m | |
| 0.30 | 2.31 | ≈ | 2.50 |
| 0.40 | 3.07 | > | |
| 0.50 | 3.84 | > | |

considerando los valores obtenidos se puede observar que la longitud mínima del estrato es aproximadamente igual al espesor del mismo para un pilote de lado igual a 0.30 m, con lo que se puede afirmar que una cimentación apoyada por punta en la 1ª capa dura no es óptima.

Se entiende por cimentación compensada aquella en la que se pretende minimizar el incremento de carga aplicada al suelo, mediante un cajón desplanteado a una cierta profundidad. Se busca en particular que la presión inducida en el suelo, a cualquier profundidad, no rebase el esfuerzo de preconsolidación del material. Dependiendo de que el incremento de carga en el contacto del suelo con la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación podría ser parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, el tipo de compensación esta gobernado por la siguiente ecuación:

$$q_d = \sigma_{od} + \mu_d$$

donde:

- q_d , promedio del esfuerzo neto que transmite al suelo la estructura.
- σ_{od} , esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante del cajón.
- μ_d , presión hidrostática en el suelo a la profundidad de desplante del cajón.

dependiendo del esfuerzo neto transmitido al suelo por la estructura y el estado de esfuerzos del subsuelo a la profundidad de desplante se desprende la siguiente tabla:

| Condición | Estado de la cimentación |
|-----------------------------|--------------------------|
| $Q_d > \sigma_{od} + \mu_d$ | parcialmente compensada |
| $Q_d = \sigma_{od} + \mu_d$ | totalmente compensada |
| $Q_d < \sigma_{od} + \mu_d$ | sobrecompensada |

Para cualquier condición la profundidad de desplante sería mayor que el nivel de aguas freáticas trayendo consigo la inundación de los cajones de cimentación, aumentando la descarga y por lo tanto las deformaciones.

Adicionalmente para la condición de cajón en cualquiera de su estado se consideraron de especial atención las excentricidades que se presentan en los apoyos centrales, debido a que las trabes en dicho claro tienen un mayor peso, además de un claro mayor. Lo anterior repercute directamente en la magnitud de la cargas permanentes generando momentos, lo que da lugar a una excentricidad con respecto al centro geométrico de la cimentación ante condiciones estáticas, provocando esta condición asentamientos diferenciales por arriba de los permisibles.

Otra causa por la cual no se optó por un cajón de cimentación, fueron las características de la excavación, para minimizar las expansiones debidas a ésta; obteniéndose un procedimiento de excavación complicado, ya que esta no se podría realizar en una sola etapa. Aunado a lo anterior, se tiene la deficiencia en la estanqueidad de los cajones de cimentación, reduciendo la compensación en forma significativa.

Las cimentaciones parcialmente compensadas están formadas por un cajón rígido de concreto, que desplaza un volumen de suelo, cuyo peso, restándole la carga permanente de la estructura, deja un excedente denominado carga no compensada; ésta es la carga neta que el cajón transmite al suelo, induciendo asentamientos y esfuerzos cortantes. Para reducir los asentamientos se emplean los pilotes de fricción, cuya finalidad es transmitir los esfuerzos no compensados a estratos más profundos y menos compresibles, reduciendo el espesor de arcilla influenciados por la sobrecarga, así como el incremento de esfuerzos efectivos. El uso de cimentaciones con pilotes de fricción permite que las estructuras sigan el hundimiento regional.

Considerando lo anterior, y una vez desechadas los demás tipos de cimentación tanto superficiales como algunos de tipo profundo, se determinó que la solución más eficiente, considerando el tipo de estructura, subsuelo y procedimiento constructivo, es mediante un cajón de cimentación parcialmente compensado con pilotes de fricción, ya que este tipo de cimentaciones produce dos acciones que son favorables al comportamiento de la cimentación en conjunto, siendo la primera la restricción en la deformación del suelo, reduciendo la compresibilidad, y la segunda es que los pilotes transmiten esfuerzos a suelos que se encuentran a una profundidad mayor, y que poseen características de menor deformación debido al grado de preconsolidación que presentan, como causa del bombeo profundo que existe o existió en algunas zonas de la ciudad.

El diseño de la cimentación mediante un cajón compensado y pilotes de fricción permite:

- Trabajar en condiciones favorables durante acciones debido a sismo debido a la presencia del cajón y la contribución de los pilotes.
- Ser coincidente con el hundimiento regional de la superficie del suelo.

- Reducir la expansiones del suelo durante la construcción del cajón de cimentación, debido a la presencia de los pilotes de fricción previamente hincados.

Considerando que una cimentación con pilotes de fricción ofrece un buen comportamiento tanto para la estructura como para el sitio se procedió a realizar el diseño geotécnico de la misma.

V DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION.

Considerando que la cimentación óptima es mediante un cajón parcialmente compensado, desplantado a 3.00 m de profundidad (sistema de contratraves y losa de cimentación) ligado con pilotes de fricción (fig. V.1), los pilotes trabajarán por fricción positiva, permitiendo que la losa del cajón tome únicamente una parte del peso, con un esfuerzo menor que el esfuerzo del subsuelo a la profundidad de desplante. La finalidad de que los pilotes trabajen bajo fricción positiva última es el que éstos penetren para lograr que la cimentación siga el hundimiento regional del subsuelo en el sitio.

A continuación se mencionan los conceptos básicos para este tipo de cimentación, según Dr. Leonardo Zeevaert¹, la cimentación estará en equilibrio cinemático de acuerdo con la siguiente expresión,

$$W_e = A \sigma_a + n (Q_p + Q_f)$$

donde:

- W_e , es el peso efectivo que toma el suelo incluyendo los pilotes.
- A , área que cubre la cimentación
- $\sigma_a < \sigma_{od}$, esfuerzo medio efectivo que toma el suelo al nivel de desplante
- n , número de pilotes
- Q_p , capacidad de carga última por punta del pilote
- Q_f , capacidad de carga última por fricción del pilote

La fuerza de subpresión del agua (U_{od}) sobre el cajón podrá tomarse en cuenta para el peso total del apoyo, esto es:

$$W = W_e + U_{od} A$$

Es importante que en el valor de U_{od} se considere que éste pueda reducirse por el abatimiento del nivel superficial del agua en la zona en estudio.

De la primera ecuación se puede determinar el número de pilotes a partir de la siguiente expresión;

$$n = \frac{(\sigma_{od} - \sigma_s) A}{Q_p + Q_f}$$

El valor de Q_f deberá analizarse para condiciones estáticas y dinámicas. Si el valor \bar{a} es el área tributaria por pilote podemos escribir:

$$\sigma_{od} = \sigma_s \left(1 + \frac{Q_f + Q_p}{\bar{a} \sigma_s} \right)$$

donde $Q_f + Q_p = Q_u$ es la carga que pueda tomar el pilote.

La relación de

$$\frac{Q_u}{\bar{a} \sigma_s}$$

se selecciona entre 1 y 4 dependiendo de la compresibilidad del suelo, de las propiedades de resistencia y de las condiciones sismo-dinámicas para niveles de esfuerzo a diferentes profundidades abajo de la sobrecarga. Es importante mencionar que durante la acción de un sismo el valor de Q_f se reduce, por consiguiente, los esfuerzos aumentan momentáneamente creando un proceso de consolidación de duración muy corta en la masa del suelo.

Conocido el tipo de cimentación óptimo, así como sus criterios básicos de diseño se procedió a realizar el análisis geotécnico de la cimentación; como primer paso se procedió a determinar la geometría de cada cajón en % de los apoyos , siendo estos función, tanto de la posición geométrica de las columnas y sus cargas permanentes de la estructura, así como la posición del colector a lo largo del puente (fig. V.2 a V.6).

Conocida la geometría tentativa de la cimentación se procedió a realizar un análisis para los estados límites, que continuación se mencionan:

- De resistencia (falla).
- De servicio.

A continuación se analizarán cada uno de los estados límites.

5. 1 Estados límites de falla

5.1.1 Capacidad de carga.

Para determinar la capacidad de carga del sistema suelo-pilotes se consideraron los fenómenos de consolidación regional (hundimiento regional), las características de resistencia del subsuelo , y finalmente las características sísmicas que prevalecen en la zona III (lago), ya que la arcilla de la ciudad se comporta elásticamente durante la acción sísmica. Por tanto, las ondas sísmicas encuentran un ambiente propicio para ser transmitidas eficientemente, produciendo importante fenómenos en la superficie del suelo que afectan las cimentaciones de estructuras.

El hundimiento regional influye en la longitud de diseño del pilote de fricción, debido al proceso de consolidación de los estratos blandos que atraviesa el pilote; una deformación excesiva de estos estratos, provocaría que la punta de los pilotes se apoyen en un tiempo relativamente corto el estrato resistente reduciendo así su vida útil, cambiando su trabajo de fricción a punta. Considerando lo anterior, a continuación se determinará la profundidad de desplante de los pilotes, y con ello su longitud de diseño.

$$L_d = D_{ur} - hr_t - D_p$$

donde:

- L_d ; longitud de diseño del pilote, en m .
 D_{ur} ; profundidad del estrato resistente cuyo espesor es mayor a 1.00 m, igual a 37.50 m.
 D_p ; profundidad de la cabeza del pilote, igual a 3.00 m.
 hr_t ; Hundimiento regional por acumular durante la vida útil de la estructura, en m dado por:

$$h_{rt} = V_{ur} V_{hr}$$

donde:

- V_{ur} ; vida útil de la estructura, igual a 50 años.
 V_{hr} ; velocidad anual del hundimiento regional en la zona, igual a 13 cm/año.

sustituyendo en la ecuación anterior se tiene que el hundimiento regional acumulado en 50 años será de 6.50 m.

Ahora sustituyendo los valores en la ecuación para determinar L_d se obtiene que la longitud de diseño es de 28 m , por lo tanto la longitud de construcción del pilote será de 29 m., para tomar en cuenta el descabece necesario para el anclaje de éstos en el cajón de cimentación.

Determinada la profundidad de desplante de los pilotes (-31.00 m) se procedió a determinar la capacidad de carga última de los pilotes (Q_p), como la suma de la capacidad de carga por punta (Q_p), más la capacidad de carga por fricción (Q_f), es decir:

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

A continuación se muestran los análisis realizados para determinar la capacidad de carga por fricción y por punta, y así determinar la capacidad última y admisible del pilote tomando en cuenta el criterio establecido por las NTCC-87.

5.1.1.2 Capacidad de carga por fricción.

La capacidad de carga última por fricción se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$\sum_i^n C_{f_i} = A_i C_{uu_i} F_i$$

donde:

- C_{f_i} ; capacidad a la fricción del estrato i.
- A_i ; área tributaria del pilote en el estrato i.
- C_{uu_i} ; cohesión determinada a partir de la prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU) en el estrato i.
- F_i ; factor de resistencia.

Tomando en cuenta la expresión anterior se procedió a determinar la capacidad de carga por fricción conforme a las NTCC-87, a partir de las dos siguientes consideraciones:

- a partir de las pruebas Cuu realizadas en compresión triaxial tipo no consolidada, no drenada (UU), tabla V.a
- mediante la resistencia al corte para suelos cohesivos en condiciones no drenadas determinada a partir de los resultados del cono eléctrico, aplicando la siguiente expresión aplicando la teoría de capacidad de carga de K. Terzaghi:

ALGORITMO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE FRICCION
CONFORME A LAS NTC-87.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR APATLACO, DELG. IZTACALCO, MEXICO, D.F.

LADO PILOTE: 0.4 m
 ANEA: 0.16 m²
 PER. PILOTE: 1.00 m

| ESTRATO | PROF. SUP. m | PROF. INF. m | Zm m | ESPESOR m | COHESION ¹ ton/m ² | FUERZA ton | SUM. FUERZA ton |
|---------|-----------------|-----------------|---------|--------------|---|---------------|--------------------|
| A | 0.00 | 3.00 | 1.50 | 3.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| B | 3.00 | 4.60 | 3.80 | 1.60 | 3.30 | 6.48 | 6.48 |
| C | 4.60 | 7.70 | 6.15 | 3.10 | 1.60 | 7.84 | 14.32 |
| D | 7.70 | 8.30 | 8.00 | 1.60 | 1.70 | 4.35 | 28.74 |
| E | 8.30 | 10.70 | 10.00 | 1.40 | 2.35 | 5.28 | 34.00 |
| F | 10.70 | 12.20 | 11.45 | 1.50 | 2.60 | 6.50 | 40.50 |
| G | 12.20 | 14.80 | 13.50 | 2.60 | 2.10 | 6.74 | 47.24 |
| H | 14.80 | 17.00 | 16.20 | 2.20 | 1.85 | 6.28 | 53.52 |
| I | 17.00 | 18.20 | 18.40 | 1.20 | 2.35 | 6.02 | 59.54 |
| J | 18.20 | 21.00 | 20.10 | 1.80 | 1.30 | 3.74 | 63.28 |
| K | 21.00 | 22.70 | 21.85 | 1.70 | 3.25 | 6.64 | 69.92 |
| L | 22.70 | 24.80 | 23.75 | 1.60 | 2.60 | 7.60 | 77.52 |
| M | 24.80 | 27.20 | 26.00 | 2.60 | 4.05 | 10.55 | 88.07 |
| N | 27.20 | 31.00 | 29.10 | 3.80 | 3.10 | 11.88 | 111.95 |

| | | |
|-------------------------------|------------|----------------------------------|
| CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA: | 111.95 ton | FACTOR DE SEGURIDAD IGUAL A 1 |
| CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE: | 78.51 ton | FACTOR DE REDUCCION IGUAL A 0.70 |
| PROFUNDIDAD DE CABEZA PILOTE: | 3 m | DE PROYECTO |
| LONGITUD PILOTE: | 28 m | LONGITUD DE DISEÑO |
| LONGITUD DE CONSTRUCCION: | 29 m | CONSIDERA UN METRO DE DESCABECE |

¹ DETERMINADA A PARTIR DE ENSAYOS TRIAXIALES TIPO UU

Tabla V.a Determinación de la capacidad de carga por fricción a partir de las pruebas triaxiales tipo UU.

$$q_c = N_k \sigma_t + \gamma z$$

donde:

q_c ; resistencia de punta del cono eléctrico
 N_k ; coeficiente de resistencia del cono
 σ_t ; resistencia al corte no drenada
 γ ; peso unitario del suelo
 z ; profundidad de la prueba

Ahora según Begenam, refs ² y ³, fue el primero en plantear la eliminación el término γz por ser tan poco significativo, quedando entonces la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{q_c}{N_k}$$

En la tabla V.b se presentan un recopilación de los valores de N_k .

| Tipo de suelo | N_k |
|--|-------|
| Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20 \text{ kg/cm}^2$) | 15-18 |
| Arcilla preconsolidada ($q_c > 25 \text{ kg/cm}^2$) | 22-26 |

Tabla 5.b Valores típicos del coeficiente N_k .

Tomando los valores de q_c de los sondeos SC-1 y SC-2, así como lo valores de N_k antes descritos se procedió a determinar la capacidad de carga por fricción mediante la resistencia en la punta del cono promedio en el estrato; en la tablas V.c y V.d se muestra el análisis realizado, en ellas se puede ver la capacidad de carga por fricción en % de los estratos considerando los resultados de los ensayos en pruebas triaxiales tipo UU, así como el promedio de la resistencia en la punta de los sondeos de cono eléctrico.

Las capacidades de carga a la profundidad de -31.00 m, obtenidas por fricción bajo las premisas antes mencionadas son:

A partir de las pruebas triaxiales tipo UU
 en ambos sondeos.....111.89 t
 Correlación de C_{uu} con cono eléctrico (SC-1).....138.25 t
 Correlación de C_{uu} con cono eléctrico (SC-2).....160.85 t

Como puede observarse el valor de la capacidad de carga mediante C_{uu} a partir de la pruebas triaxiales es menor, que el determinado mediante la correlación de C_{uu} a partir del cono eléctrico; para nuestro caso se tomará el primero debido a la confiabilidad que existe con las pruebas mecánicas, ya que los coeficientes de correlación deben de utilizarse con cautela debido a los diferentes factores que influyen durante la prueba con del cono, (ejemplo la velocidad de hincado del cono).

ALGORITMO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE FRICCION
CONFORME A LAS NTC-87.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR APATLACO, DELG. IZTACALCO, MEXICO, D.F.

LADO PILOTE: 0.4 m
AREA: 0.18 m²
PER. PILOTE: 1.80 m

| ESTRATO | PROF. SUP. m | PROF. INF. m | Zm m | ESPESOR m | COHESION ^a ton/m ² | FUERZA ton | SUM. FUERZA ton |
|---------|-----------------|-----------------|---------|--------------|---|---------------|--------------------|
| A | 0.00 | 3.00 | 1.50 | 3.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| B | 3.00 | 4.60 | 3.80 | 1.60 | 3.30 | 8.45 | 8.45 |
| C | 4.60 | 7.70 | 6.15 | 3.10 | 2.50 | 12.40 | 20.85 |
| D | 7.70 | 8.30 | 6.80 | 1.60 | 3.00 | 7.85 | 28.53 |
| E | 9.30 | 10.70 | 10.00 | 1.40 | 3.00 | 6.72 | 35.25 |
| F | 10.70 | 12.20 | 11.45 | 1.50 | 2.75 | 6.60 | 41.85 |
| G | 12.20 | 14.80 | 13.50 | 2.60 | 2.50 | 10.40 | 52.25 |
| H | 14.80 | 17.60 | 16.20 | 2.80 | 2.75 | 12.32 | 64.57 |
| I | 17.60 | 19.20 | 18.40 | 1.50 | 2.75 | 7.04 | 71.61 |
| J | 18.20 | 21.00 | 20.10 | 1.80 | 2.80 | 8.08 | 79.67 |
| K | 21.00 | 22.70 | 21.85 | 1.70 | 3.25 | 8.84 | 88.51 |
| L | 22.70 | 24.50 | 23.65 | 1.80 | 3.50 | 10.54 | 99.16 |
| M | 24.60 | 27.20 | 25.90 | 2.60 | 3.25 | 13.82 | 112.97 |
| N | 27.20 | 31.00 | 29.10 | 3.80 | 4.25 | 25.84 | 138.81 |

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA: 138.81 ton
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE: 88.96 ton
PROFUNDIDAD DE CABEZA PILOTE: 3.00 m
LONGITUD PILOTE: 28.00 m
LONGITUD DE CONSTRUCCION: 29.00 m

FACTOR DE SEGURIDAD IGUAL A 1
FACTOR DE REDUCCION IGUAL A 0.75
DE PROYECTO
LONGITUD DE DISEÑO
CONSIDERA UN METRO DE DESCABECE

^a DETERMINADA A PARTIR DE LA PRUEBA DE CONO ELECTRIC 10-11

Tabla V.c Determinación de la capacidad de carga por fricción a partir de los resultados del cono eléctrico 1.

ALGORITMO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE FRICCION
CONFORME A LAS NTC-87.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR APATIACO, DEL. IZTACALCO, MEXICO, O.F.

LADO PILOTE: 0.4 m
AREA: 0.16 m²
PER. PILOTE: 1.80 m

| ESTRATO | PROF. SUP. m | PROF. INF. m | Zm m | ESPESOR m | COHESION* ton/m ² | FUERZA ton | SUM. FUERZA ton |
|---------|-----------------|-----------------|---------|--------------|---------------------------------|---------------|--------------------|
| A | 0.00 | 3.00 | 1.80 | 3.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| B | 3.00 | 4.60 | 3.80 | 1.60 | 3.30 | 8.48 | 8.48 |
| C | 4.80 | 7.70 | 6.15 | 3.10 | 2.80 | 12.40 | 20.88 |
| D | 7.70 | 8.30 | 8.80 | 1.60 | 2.78 | 7.04 | 27.92 |
| E | 9.30 | 10.70 | 10.00 | 1.40 | 4.00 | 8.96 | 36.88 |
| F | 10.70 | 12.20 | 11.48 | 1.50 | 3.80 | 8.40 | 45.28 |
| G | 12.20 | 14.90 | 13.80 | 2.00 | 4.00 | 18.64 | 63.92 |
| H | 14.80 | 17.80 | 16.20 | 2.80 | 5.00 | 22.40 | 86.32 |
| I | 17.80 | 18.20 | 18.40 | 1.60 | 3.25 | 8.32 | 94.64 |
| J | 18.20 | 21.00 | 20.10 | 1.80 | 3.25 | 8.36 | 103.00 |
| K | 21.00 | 22.70 | 21.65 | 1.70 | 4.00 | 10.88 | 113.88 |
| L | 22.70 | 24.80 | 23.65 | 1.60 | 4.00 | 12.16 | 126.04 |
| M | 24.80 | 27.20 | 26.80 | 2.60 | 3.80 | 14.88 | 140.92 |
| N | 27.20 | 31.00 | 28.10 | 3.80 | 3.80 | 21.28 | 162.20 |

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA: 160.85 ton
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE: 113 ton
PROFUNDIDAD DE CABEZA PILOTE: 3 m
LONGITUD PILOTE: 28 m
LONGITUD DE CONSTRUCCION: 28 m

FACTOR DE SEGURIDAD IGUAL A 1
FACTOR DE REDUCCION IGUAL A 0.70
DE PROYECTO
LONGITUD DE DISEÑO
CONSIDERA UN METRO DE DESCABECE

* DETERMINADA A PARTIR DE LA PRUEBA DE CONO ELECTRICO INC 8.1.

Tabla V.d

Determinación de la capacidad de carga por fricción a partir de los resultados del cono eléctrico 2.

5.1.1.2 Capacidad de carga por punta.

Para determinar la capacidad de carga de pilotes de punta se consideró la siguiente expresión:

$$Q_p = (C_u N_c F_r + P_v) A_p$$

donde:

- Q_p ; capacidad de carga por punta, t .
 C_{uw} ; cohesión determinada en prueba triaxial UU aproximada en la punta del pilote, igual a 3.00 t/m².
 N_c ; coeficiente de capacidad de carga, igual a 9
 F_r ; factor de resistencia unitario , solo para determinarse capacidad de carga última por punta.
 P_v ; esfuerzo vertical total a la profundidad de desplante del pilote, igual 36.50 t/m².
 A_p ; área de la sección transversal de un pilote de sección cuadrada de 0.40 x 0.40 m , igual a 0.16 m².

Sustituyendo los valores anteriores en la expresión anterior, se obtiene que la capacidad de carga última por punta es igual a 10.20 t.

Ahora considerando la expresión propuesta por L. Zeevaert ⁴ , a partir de la expresión de Terzaghi:

$$Q_{pu} = \alpha_1 [C N_c + \sigma_z N_q] A_p (C_r + 0.1)$$

donde:

- α_1 , factor de forma de la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo, igual a 1.20.
- C, cohesión del material en bajo la punta del pilote, igual a 3.00 t/m².
- σ_z , esfuerzo efectivo a la profundidad desplante del pilote, igual a 12 t/m²
- N_c y N_q , factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna del material donde se apoyará la punta del pilote, igual a 1.2 y 6 respectivamente.
- A_p , área del la punta del pilote.
- C_r , consistencia relativa del material, igual a 0.60

Sustituyendo los valores en la expresión anterior obtenemos que la capacidad de carga es de 10.20 t.

5.1.1.3 Capacidad de carga última y admisible del pilote.

Como puede observarse los dos valores de capacidad de carga por punta determinados partir de las expresiones anteriores, son iguales; por lo tanto determinadas tanto la capacidad de carga por fricción, como la capacidad de carga por punta, se obtiene que la capacidad de carga última del pilote para condiciones estáticas (Q_u) es igual a 122.10 t.

La capacidad de carga admisible del pilote para condiciones estáticas se determinó aplicando los factores de resistencia considerados en las NTCC-87, mismos que a continuación se señalan:

- Para carga por fricción; el factor de resistencia será de 0.70, por lo tanto la carga admisible por fricción será de 78.32 t
- Capacidad de carga por punta; el factor de resistencia correspondiente es de 0.35, por lo tanto la capacidad de carga por punta es de 7.35 t.

Tomando en cuenta los valores anteriores, la capacidad de carga admisible del pilote resulta ser de 85.70 t, para condiciones estáticas y considerando un pilote de sección cuadrada de 0.40 x 0.40 m.

5.1.1.4 Capacidad de carga por sismo.

La capacidad de carga para condiciones de sismo conforme a las NTCC-87 se ve afectada en la capacidad de carga por fricción ya que el factor de reducción (F_r) se reduce obteniendo un factor de resistencia por sismo (F_{rs}) disminuye debido al cambio de esfuerzos sobre los pilotes que se genera en el momento del sismo, -los esfuerzos en los pilotes por condición estática son menores a los que se generan por sismo-. El factor de reducción se evalúa conforme a la siguiente expresión:

$$F_{rs} = 0.70 (1 - s/5)$$

donde:

- s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre los pilotes.

Con la expresión anterior la capacidad de carga por fricción ante condiciones de sismo se determinó en función de las acciones que se generan en cada uno de los apoyos debido a este fenómeno y su influencia que tiene sobre los pilotes.

Es importante señalar que el diseño de la cimentación, así como el número y localización de pilotes fue función de las acciones sísmicas, la excepción fue en los apoyos de los estribos ya que el diseño quedó para las condiciones estáticas.

A continuación se resumen las máximas capacidades de carga admisibles en el pilote más esforzado para condiciones de sismo, en cada uno de los apoyos del puente.

| APOYOS | UNIDAD | CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO | |
|---------|--------|------------------------------|--------------|
| | | TRANSVERSAL | LONGITUDINAL |
| 2 y 3 | t | 82 | 79 |
| 4 y 5 | t | 79 | 77 |
| 6 y 7 | t | 65 | 65 |
| 8 y 9 | t | 66 | 68 |
| 10 y 11 | t | 76 | 78 |

Una vez determinadas las capacidades de carga de los pilotes para condiciones estáticas y dinámicas, así como la posición del colector y su influencia en la cimentación, se determinó el número de pilotes, así como su posición de " (ver figuras V.7 a V.14).

En la tabla V.e se consignan el número de pilotes necesarios para % de los cajones de cimentación:

| APOYO | Df | Lt | Ll | Número |
|-------------------------|----|-------|-------|--------|
| | m | m | m | |
| 1 | 2 | 6.50 | 3.50 | 9 |
| 2 y 3 | 3 | 18 | 14 | 22 |
| 4 y 5 | 3 | 13 | 12.50 | 22 |
| 6 y 7 | 3 | 18.40 | 13 | 48 |
| 8 y 9 | 3 | 14 | 14 | 46 |
| 10 y 11 | 3 | 9.50 | 12.50 | 22 |
| 12 y 13 | 3 | 14 | 12.50 | 22 |
| 14 | 3 | 3.50 | 14.90 | 10 |
| Número total de pilotes | | | | 201 |

donde:

- D, profundidad de desplante del cajón
 L_t, dimensión transversal del cajón de cimentación con respecto al eje longitudinal del trazo del puente.
 L_l, dimensión longitudinal del cajón de cimentación con respecto al eje longitudinal del trazo del puente.

tabla V.e Características geométricas de los cajones indicando el número de pilotes por cajón.

5.1.2 Falla de fondo.

Para el diseño y construcción del cajón de cimentación se requiere de una excavación relativamente profunda, para esto, es necesario determinar un procedimiento constructivo, así como realizar un control de las condiciones hidráulicas en el subsuelo, con la finalidad de lograr un comportamiento aceptable de la cimentación antes y después de la construcción.

Tomando en cuenta lo anterior se procedió a determinar el factor de seguridad (FS) ante falla de fondo por cortante (flujo plástico) en suelos cohesivos. El fenómeno se analizó como un problema de capacidad de carga a la profundidad de excavación, debido a que los esfuerzos

efectivos a la profundidad de excavación más la sobrecarga en la superficie actúan como una zapata desplantada a nivel de la excavación, en cuyo caso si se excede la capacidad de carga a la profundidad de excavación el fondo de ésta rompe por levantamiento. El factor de seguridad resultó igual a :

$$FS = \frac{5.7 C_{uu}}{\sigma_{od} + q}$$

donde:

Cu ; cohesión promedio en condiciones no drenadas bajo el fondo de la excavación, igual a 2.20 t/m².

σ_{od} ; esfuerzos efectivos a la profundidad de la excavación, 4.2 t/m².

* q ; sobrecarga superficial, igual a 1.50 t/m² mínima a considerar según NTCC-87.

sustituyendo los valores se tiene que el factor de seguridad es igual a 2.20 , éste se comparó con los recomendables en diferentes literaturas, mismas que en la tabla V.f se muestran y comparán:

| Factor de seguridad determinado | | Factor de seguridad recomendado | Fuente |
|---------------------------------|---|---------------------------------|----------------------|
| 2.20 | < | 2.00 ¹ | NTCC-87 |
| | | 1.70 | COVITUR ² |

Tabla V.f Factores de seguridad recomendados ante falla de fondo.

¹ Factor de seguridad implícito en la expresión 14 de la normas técnicas correspondientes.

Como puede observarse el factor de seguridad en todos los casos es superior al mínimo requerido por lo tanto se puede decir que la excavación cumple. A lo anterior se agrega que al hincar los pilotes de fricción antes de llevar a cabo la excavación estos trabajaran a tensión durante el proceso de excavación permitiendo así conservar los estados de esfuerzos efectivos dentro de la masa del subsuelo.

5.1.3 Falla de subpresión.

Debido a que es necesaria una excavación en el material impermeable se analizo la estabilidad del fondo de la excavación, verificando que la presión del agua en el estrato permeable, no levante el fondo de excavación. Para evitar lo anterior el espesor mínimo (h) del estrato impermeable que debe tenerse para evitar la falla deberá ser igual a (véase fig. V.15):

$$h > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

donde:

- h, espesor de la capa impermeable, igual a 6.60 m.
- h_w , altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, igual a 4.20 t/m².
- γ_w , peso volumétrico del agua, igual a 1 t/m³.
- γ_m , peso volumétrico del suelo que se localiza entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, igual a 1.24 t/m³.

sustituyendo tenemos que se cumple con la desigualdad es decir:

$$6.00 \text{ m} > 3.40 \text{ m}$$

por lo tanto se garantiza que la falla por subpresión no se presentará.

5.2 Estados límites de servicio.

5.2.1 Expansiones a corto plazo.

Las expansiones de tipo elástico que se presenten durante la excavación para alojar la subestructura de cimentación estarán limitadas por la presencia de los pilotes que previamente se hincarán. Como respuesta a los esfuerzos de tensión que se producen en el suelo debido al relajamiento de esfuerzos por la excavación un tramo de los pilotes trabaja a fricción (tensión), hasta una cierta profundidad para mantener el equilibrio estático. La expansión elástica del suelo, según L. Zeevaert es igual a la elongación elástica del pilote, para nuestro caso las expansiones se despreciaron debido a la densidad de pilotes en % de las cimentaciones.

5.2.2 Deformación por consolidación.

Se determinaron los movimientos diferidos causados por el incremento de esfuerzos en el subsuelo producto de la carga que transmiten los pilotes al subsuelo, provocando deformaciones del mismo. El método para determinar las deformaciones fue el propuesto por el Instituto de Ingeniería⁴ ya que toma en cuenta, en forma sencilla, que los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los pilotes son cargas aplicadas en el interior de un semiespacio (problema de Mindlin), dicho método fue desarrollado por Reséndiz y Auvinet, y considera una distribución de esfuerzos cortantes, con valores positivos y negativos a lo largo del fuste, más una carga por punta (fig. V.16). En este método se supone que la densidad de pilotes es tal que garantice la uniformidad en toda el área de la cimentación, para así considerar que el sistema de cargas en el suelo por la punta y el diferencial del conjunto de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud total distribuida uniformemente, a la profundidad del estrato y en el área encerrada por la envolvente del conjunto de pilotes (ver fig. V.17). Lo anterior significa que la presión uniforme $\Delta\sigma_z$, aplicada a la profundidad z y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud Δ_i de n pilotes (fig. V.18), es:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\sum f_{zi} P_{zi} \Delta z}{A}$$

y que la presión uniforme $\Delta\sigma_p$, aplicada a la profundidad D_p+L y equivalente al sistema de cargas de puntas del conjunto de pilotes es:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sum Q_{pi}}{A}$$

donde:

- $f_{,}$, fricción unitaria que se desarrolla entre pilote y el suelo a la profundidad z .
- $P_{,}$, el perímetro del pilote a la profundidad z .
- $Q_{,}$, capacidad de carga última en la punta.
- A , área en planta encerrada por la envolvente de n pilotes.

Para determinar la distribución de esfuerzos verticales a diferentes profundidades se considero la solución de Midlin, para una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior de un semiespacio elástico, donde el esfuerzo vertical positivo será en puntos situados bajo el nivel de carga de aplicación, y negativo en puntos por encima de dicho nivel (fig. V.19). A partir de los resultados de Nishida y Skopek^{7, ,} el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$, se calcula como:

$$\Delta\sigma_{zi} = + \Delta\sigma_z I$$

Para determinar los valores de influencia (I), los cuales son función de la profundidad y las dimensiones del área cargada se utilizo la figura V.20, que corresponde a una área circular uniformemente cargada.

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece el decremento de esfuerzo vertical, para determinar $\Delta\sigma_d$, cuyo valor absoluto es el complemento de $\Delta\sigma_z$, es decir:

$$\Delta d_{zi} = - \Delta \sigma_z (1 - I)$$

Conocidos los esfuerzos tanto positivos como negativos, de cada una de las fuerzas aplicadas en cada estrato, se determinó su influencia de éstos en cada estrato y sobre los estratos que atraviesan los pilotes bajo la hipótesis de que la carga uniformemente repartida en un espacio homogéneo y semielástico. El método utilizado para determinar las influencias tanto abajo como arriba del plano analizado con los esfuerzos obtenidos fue a partir de la expresión deducida por el Dr. Leonardo Zeevaert¹ (Frölich), y que corresponde a un suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades, y conforme a la fig. V.21. Dicha expresión se escribe como:

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_o + \frac{1}{2} \sin 2 \alpha_o \right) (\sin \psi_1 - \sin \psi_2)$$

cuyos argumentos angulares son:

$$\alpha_o = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + y^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \frac{\lambda}{2}}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \frac{\lambda}{2}}{z}$$

Una vez conocidos los valores de influencia, se calculó el cambio de esfuerzos verticales en los puntos arriba y abajo del nivel de aplicación de cada carga, como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la longitud de pilotes y la carga por punta.

Finalmente los asentamientos de la cimentación se determinaron sumando las deformaciones verticales del suelo, producidas por los incrementos de esfuerzo, previamente calculados a los largo de la vertical que pasa por el punto de interés. Los asentamientos se determinaron con la ya clásica teoría de consolidación unidimensional, a través de la siguiente relación:

$$\Delta H = \sum \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \Delta z_i$$

donde:

- ΔH asentamiento total debido a la sobrecarga.
- * e_0 relación de vacíos inicial en el estrato i .
- * Δe variación de vacíos debido al incremento en el esfuerzo vertical $\Delta \sigma$ a la profundidad i por la estructura.
- Δz_i espesor del estrato i que se ve influenciado por las descargas que transmiten los pilotes.
- * determinados a partir de la prueba de consolidación unidimensional realizada sobre muestras de tipo inalteradas representativas de las existentes a ese nivel.

Con la finalidad de ejemplificar el procedimiento anterior se procedió a determinar los asentamientos en el cajón parcialmente compensado con pilotes de fricción del apoyo 8 y 9:

En el capítulo III se definió la estratigrafía del subsuelo, así como gráficas de compresibilidad y de resistencia al esfuerzo cortante de los diversos estratos, adicionalmente en la fig V.22 se definen los estratos que componen al subsuelo para su análisis de deformaciones.

Los 5 m superiores del perfil del subsuelo se encuentran con un cierto grado de preconsolidación debido a la desecación y sobrecargas superficiales, el resto del perfil esta sujeto a un proceso de consolidación normal. por tanto, se supone que los desplazamientos relativos pilote suelo serán máximos en la punta de los pilotes e irán decreciendo hacia arriba de esta.

Se consideró como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior corresponde a losa de cimentación, y la inferior corresponde a la primera capa dura (véase fig. III.6).

La superestructura del apoyo 8 y 9 transmite una carga de 1034.46 ton; de acuerdo a la localización del colector y el análisis dinámico de los pilotes requirió de un cajón de 14 m por lado y con un peso de 786 t desplantado a 3 m de profundidad. El cajón se encuentra apoyado sobre 46 pilotes de fricción con sección 40 por lado, y de desplantados a una profundidad de 31 m y con una longitud de diseño de 28 m, el peso total de los pilotes de 1/4 es de 10.75 ton dando un peso total de 494.50 ton

Debido a que el cajón se encuentra a una profundidad de 3.00 se determinó la magnitud de la compensación para con ello determinar la fuerza neta efectiva que se transmite al subsuelo, el valor de la compensación fue de 666.40 t.

Considerando los valores anteriores se determinó la magnitud de la fuerza efectiva neta que se transmite al subsuelo de acuerdo a lo siguiente:

$$\sum Q = (W_{\text{cimentación}} + W_{\text{permanentes}} + W_{\text{pilotes}}) - W_{\text{compensación}}$$

$$\sum Q = 1875.80 \text{ ton}$$

Ahora con el valor anterior y considerado que el factor de carga unitario por tratarse de un estado límite de servicio y considerando que la cimentación consta de 46 pilotes, se determinó las acciones en cada uno de los pilotes es decir:

$$q_{\text{pilote}} = \frac{\sum o}{\text{núm. pilotes}}$$

por lo tanto:

$$\frac{1875 \text{ ton}}{46 \text{ pilotes}} = 40.80 \text{ ton/pilote}$$

Una vez conocida las acciones en % de los pilotes se determinó la localización del eje neutro del pilote, con la cual se definió la distribución de los esfuerzos cortantes pilote-suelo, vease fig. V.22. En la tabla V.g se consignan los cálculos para determinar el eje neutro:

| LOCALIZACION DEL EJE NEUTRO | | | | | |
|-----------------------------|-------------|---------|------------------|--------|-------|
| ESTRATO | PROFUNDIDAD | ESPESOR | COHESION | Qr | ΣQ |
| | m | m | t/m ² | ton | ton |
| M | 24.41 | | | | |
| | a 27.20 | 1.78 | 4.05 | 11.57 | 11.57 |
| N | 27.20 | | | | |
| | a 31.00 | 3.80 | 3.10 | 18.84 | 30.41 |
| N* | 31.00 | - | - | +10.36 | 40.80 |

Tabla V.g Determinación del eje neutro en apoyo 8-9.

donde:

- Q, esfuerzo resistente del estrato i, siendo igual al área del fuste del pilote multiplicada por la resistencia (perímetro igual a 1.60 m) .
- ΣQ sumatoria de los esfuerzos resistentes desde la punta hasta el eje neutro.
- * estrato en el que se encuentra la punta del pilote.
- + capacidad de carga por punta última del pilote.

Determinada la profundidad del eje neutro del pilote se procedió a determinar los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés. En la tabla se consignan los análisis.

| ESTRATO | | K | M | Mpunta |
|-----------------------------------|------------------|------------------|------------------|--------|
| PROFUNDIDAD | m | 25.40 a 27.20 | 27.20 a 31.00 | 31.00 |
| PROFUNDIDAD MEDIA (s_1) | m | 26.30 | 29.10 | 31.00 |
| ESPESOR | m | 1.80 | 3.80 | - |
| COHESION | t/m ² | 4.05 | 3.10 | - |
| FUERZA RESISTENTE DEL ESTRATO (F) | ton | 533.56 | 867.00 | 476.50 |
| F/A | t/m ² | 2.72 | 4.42 | 2.43 |
| s_1/x_1 | | 3.33 | 3.68 | 3.93 |
| INFLUENCIA (I) | | 0.511 | 0.497 | 0.488 |
| P(+) | t/m ² | 1.392 | 2.199 | 1.18 |
| D(-) | t/m ² | -1.33 | -2.224 | -1.25 |

Tabla V.h Determinación del incremento de esfuerzo en los estratos.

donde:

- A área del cajón de cimentación igual a 196 m².
r_e radio equivalente del área de cimentación igual a 7.89 m ,
determinado a partir de:

$$r_e = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

- I influencia determinada a partir de la fig. V.14
P(+) incremento de esfuerzo a fricción positiva debido a las
acciones en los pilotes.
D(-) incremento de esfuerzo a fricción negativa debido a las
acciones en los pilotes.
F_i Fuerza resistente del estrato, igual a:

$$F_i = \text{Cohesión} \times \text{Area del fuste del estrato } i \times \text{núm. pilotes}$$

Conocidos los esfuerzos positivos y negativos generados por la presencia de los pilotes se determinaron los cambios de esfuerzo vertical en el punto medio de los estratos, utilizando el procedimiento mencionado con anterioridad. Los resultados obtenidos se consignan en la tabla V.i.

| ESTRATO | UNIDAD | z_i | Δz_m | Δz_n | $\Delta z_{n_{pun}}$ | $\Delta \sigma$ |
|---------|------------------|-------|--------------|--------------|----------------------|-----------------|
| P(+) | t/m ² | | | +1.39 | +2.20 | |
| D(-) | t/m ² | | -1.33 | -2.22 | -1.25 | |
| J | m | 19.60 | -0.99 | -1.24 | -0.57 | -2.80 |
| K | m | 21.30 | -1.15 | -1.48 | -0.68 | -3.31 |
| L | m | 23.05 | -1.27 | -1.76 | -0.82 | -3.85 |
| M | m | 25.30 | -1.33 | -2.07 | -1.02 | -4.42 |
| N | m | 28.10 | 1.38 | -2.22 | -1.21 | +2.00 |
| O | m | 31.15 | 1.21 | 2.17 | 1.18 | +4.56 |
| P | m | 33.45 | 0.99 | 1.98 | 1.16 | +4.13 |
| R | m | 35.05 | 0.84 | 1.75 | 1.08 | +3.67 |
| S | m | 36.50 | 0.72 | 1.53 | 0.98 | +3.23 |

Tabla V.i Determinación del incremento de esfuerzo en los estratos.

Con los incrementos netos de esfuerzo se determinaron los asentamientos al centro de la cimentación con la teoría de consolidación unidimensional. Los cálculos se resumen en la tabla V.j.

Realizando la sumatoria de ΔH se obtiene que la deformación de la estructura será de 5.07 cm. Siguiendo el criterio anterior se determinaron las deformaciones en cada apoyo obteniéndose las deformaciones indicadas en la tabla V.k

| VARIABLES | | z _i | ΔH | σ _i | Δσ | σ _i | σ _e | σ _i | a _v | m _v | ΔH |
|---------------------------------|---|----------------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-------|
| UNIDADES | | m | cm | kg/cm ² | cm ² /kg | cm ² /kg | cm |
| O T A K T S W | J | 19.60 | 180.00 | 0.77 | -0.280 | 0.49 | 4.47 | 4.60 | 0.46 | -0.05 | -2.58 |
| | K | 21.30 | 160.00 | 0.78 | -0.330 | 0.48 | 4.44 | 4.67 | 0.70 | -0.08 | -3.2 |
| | L | 23.05 | 190.00 | 0.80 | -0.385 | 0.42 | 5.40 | 5.70 | 0.78 | -0.06 | -4.4 |
| | M | 25.30 | 260.00 | 0.86 | -0.442 | 0.42 | 5.35 | 5.75 | 0.91 | -0.07 | -7.93 |
| | N | 28.10 | 300.00 | 0.90 | -0.200 | 0.70 | 4.15 | 4.25 | 0.60 | -0.04 | -2.33 |
| | O | 51.15 | 310.00 | 0.98 | 0.456 | 1.42 | 3.44 | 3.27 | 0.37 | 0.10 | 14.52 |
| | P | 33.45 | 150.00 | 1.00 | 0.413 | 1.41 | 3.40 | 3.30 | 0.24 | 0.09 | 5.81 |
| | R | 35.05 | 170.00 | 1.02 | 0.367 | 1.39 | 5.82 | 5.77 | 0.12 | 0.05 | 3.36 |
| | S | 36.05 | 120.00 | 1.04 | 0.323 | 1.39 | 5.87 | 5.78 | 0.28 | 0.05 | 1.82 |
| | | | | | | | | | | ΣΔH= | 6.07 |

Tabla V.j Determinación de la deformación a largo plazo en el apoyo 8 y 9.

| APOYO | ΣΔH |
|---------|------|
| | cm |
| 1 | 1 |
| 2 y 3 | 2.50 |
| 4 y 5 | 8 |
| 6 y 7 | 12 |
| 8 y 9 | 5 |
| 10 y 11 | 1 |
| 12 y 13 | 2 |
| 14 | 1.5 |

Tabla V.k Deformaciones en cada uno de los apoyos.

Los valores de deformación obtenidos se compararon con los límites máximos especificados en la tabla II de las NTCC-87 , siendo en todos los casos menor a los permisibles. A continuación en la tabla V.l se indican los valores permisibles.

| Tipo de estructura | Variable que se limita | Límite |
|--------------------|---|--------|
| Marcos de concreto | Relación entre el asentamiento diferencial y el claro | 0.004 |

Tabla V.i Límites máximos para movimientos en la cimentación

VI. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION.

Una vez conocidas las características mecánicas del subsuelo de apoyo, así como el tipo de cimentación más adecuada para la estructura en cuestión, se procedió a diseñar estructuralmente la cimentación, siendo este punto el traslape de las especialidades de Mecánica de Suelos y Estructuras, ambas parte de la Ingeniería Civil.

Es importante considerar que todos los métodos de análisis estructural han sido desarrollados a partir de modelos matemáticos que pretenden ser una abstracción de la realidad; los métodos y formulas de diseño que se deriven de ellos son empleados en forma generalizada cuando son verificados por pruebas de laboratorio y campo, o bien por observaciones de estructuras reales. Los métodos que aquí se mencionan son tales que la subestructura sometida a cargas específicas no sufrirá daños estructurales.

Las teorías estructurales que aquí se proponen relaciona las propiedades y distribución de los materiales con el comportamiento de la estructura que se construirá sobre ella. Así también es importante considerar que resultaría muy poco práctico si en sus desarrollos se tomarán en cuenta todas las variables involucradas en el comportamiento de la estructura. Se puede decir que en nuestro caso se hicieron suposiciones simplificadoras considerando que los resultados que se obtendrán serán consistentes y suficientemente aproximados.

Debido a lo anterior en este capítulo se presentan, justifican y ejemplifican algunos conceptos de teoría estructural como los métodos que permiten analizar los sistemas estructurales.

Para poder realizar el diseño de la subestructura de cimentación fue de vital importancia considerar los siguientes puntos:

- a) Análisis del sistema suelo - estructura de cimentación, para así determinar la fuerzas internas y deformaciones que se generan en los elementos estructurales que conforman la cimentación por la interacción entre ambos.
- b) Dimensionamiento de los elementos estructurales que constituyen la cimentación (Contratabes, losas tapa e inferior, dados, etc), y sus consideraciones en la superestructura.

Para el diseño estructural de la cimentación y con el objetivo de obtener condiciones reales de trabajo, el modelo de análisis estructural que reproduzca el conjunto el sistema superestructura, cimentación-suelo deberá ser considerado lo más real posible teniendo en cuenta las deformaciones que se tengan en la cimentación y el suelo, y la modificación en la distribución de esfuerzos sobre la cimentación, así como las fuerzas internas en la cimentación.

Para el diseño de la losa de cimentación que forma parte del cajón es importante para su diseño la distribución de las presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo, deberá ser a partir de los esfuerzos efectivos al nivel de desplante de la losa, siendo igual a 4.20 t/m^2 , ya que no puede considerarse una redistribución de esfuerzos como si fuera un cajón debido a la baja rigidez que presenta el suelo, comparada con la rigidez de los pilotes. Lo anterior se puede comprender a través del modelo que se muestra en la fig. VI.1 .

Para el análisis de la losa de cimentación se puede considerar como un piso invertido: estos es, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa esta cargada con una presión uniforme igual al esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante. En estas condiciones el análisis se realiza como el de un sistema de piso para losa con contrarabes. Los elementos flexionantes pueden determinarse en este caso con métodos aproximados como el de los coeficientes de momentos para tableros rectangulares que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Otro procedimiento que puede utilizarse , es aquel que cumple con el equilibrio de las descargas y toma en cuenta los hundimientos, el método se llama de franjas, y que continuación se resume:

Se divide la losa en dos series de franjas independientes entre sí y paralelas. Se supone que cada área tributaria actúa una presión constante, p , que equilibra la descarga, se buscará que la distribución de presiones se asemeje según el tipo del suelo. De esta forma, la losa en su totalidad y cada franja en particular quedarán en equilibrio.

Con la distribución de esfuerzos se determinarán los asentamientos del suelo, utilizando para ello los esfuerzos efectivos, usando algún método adecuado al suelo en cuestión tomando en cuenta las deformaciones diferidas. Bastará en determinar el asentamiento máximo y el mínimo. Si estos quedan dentro de los admisibles se procederá a analizar cada franja como una viga independiente sujetas a las descargas y a los esfuerzos efectivos que actúan. Los diagramas de momentos y cortantes se obtendrán por simple estática, ya que las reacciones son conocidas.

A partir de los diagramas de momentos y de las propiedades de rigidez de cada elemento estructural de la cimentación se determinará la configuración de deformación, estos valores se compararán con los admisibles en caso de ser menores se procederá a determinar al diseño de los elementos estructurales de la cimentación, en caso contrario conviene rigidizarla.

Los dos análisis se superan si se utiliza un modelo de análisis mediante una cama de resortes lineales independientes plásticos, de manera que los esfuerzos que se presentan en el suelo son proporcionales a los desplazamientos que sufre la cimentación debido a la rigidez de los pilotes y el suelo donde se apoyan, para la cuál se considera un desplazamiento de cuerpo rígido.

Según el modelo anterior la presión con que reaccionan los pilotes ante la carga transmitida es proporcional al hundimiento que ésta presenta en el punto que se este analizando.

Con la constante de proporcionalidad de los resortes que modela la presencia de los pilotes (K_p , ver fig. V.1 , que viene siendo la respuesta del suelo, y cuyas unidades son (ton/m), e involucrando las características geométricas y de resistencia de los materiales (concreto y acero); ayudados por algún método matricial determinarán las acciones en cada uno de los elementos estructurales que conforman la subestructura de cimentación (losas superior e inferior, contratraves, dados de conexión , etc).

Para el caso de los pilotes de concreto precolados se deberán considerar para su diseño los siguientes estados:

- Estados límites de servicio y de falla del pilote para los siguientes puntos:
 - Capacidad de carga
 - Fuerzas dinámicas laterales que se generan por interacción suelo-pilote por efecto de ondas sísmicas.
 - Fuerzas cortantes y momentos de volteo producidos en la subestructura por la interacción suelo - estructura ante condiciones estáticas y dinámicas.
 - Degradación del material constitutivo del pilote.
 - Eliminar las alteraciones en los pilotes por estar sujetos a las aguas salinas o ácidas. eliminando la corrosión del acero de refuerzo a través de las grietas finas en los pilotes de concreto armado.

De acuerdo a la experiencia las fallas de cimentaciones piloteadas que se reportan es debida principalmente a fuerzas ambientales como las descritas, que se han subestimado o no se han tomado en consideración algunas veces, pensando que los factores de carga o de seguridad serían suficientes para absorberlas. Sin embargo, la mayoría de estos fenómenos no se pueden evaluar y ni siquiera calcular aplicando análisis y modelos matemáticos; una forma de minimizar lo anterior es a través de un cuidadoso procedimiento constructivo.

Los pilotes deberán diseñarse para resistir:

- 1.- El aplastamiento bajo cargas verticales.
- 2.- El aplastamiento por impacto durante el hincado, los cuales se eliminan estos esfuerzos con una longitud adicional del pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud es de 1.00 mínimo. En caso de ser necesario determinar los esfuerzos debido al hincado, se podrán determinar resolviendo la ecuación de onda, la cual representa la variación de esfuerzos y deformaciones en el pilote debido al impacto del martinete.
- 3.- Esfuerzos durante el manejo (fig. VI.2).
- 4.- Tensión debido a fuerzas de subpresión, bufamiento del suelo o rebote durante el hincado.
- 5.- Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.
- 6.- Fuerzas excéntricas que causen flexión.
- 7.- Momentos flexionantes por curvatura.
- 8.- Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo.

Para el análisis del comportamiento de pilotes con carga horizontal (cortante) puede basarse en el concepto de reacción elástica, en el cuál se supone que el suelo alrededor del pilote es equivalente a una serie de resortes elásticos horizontales, donde k representa el comportamiento del suelo de una capa de suelo de espesor unitario (fig. VI.3). Cuando el pilote es empujado contra el suelo al actuar las cargas horizontales, el suelo se deforma y genera una reacción de tipo elástica que se supone idéntica a la fuerza que produciría un resorte ideal sujeto a la misma deformación. Con la hipótesis de que el suelo en el que se apoya el pilote (arcilloso) es homogéneo, o de que todos los resortes del modelo son idénticos en cuanto al mecanismo, el comportamiento del suelo se puede determinar si se conoce la constante equivalente del resorte. A esta constante del resorte, definida a continuación, se le llama modulo de reacción horizontal.

Terzaghi establece las siguientes expresiones para determinar el modulo de reacción horizontal del suelo en suelos cohesivos:

$$K_s = \frac{67 C_{uu}}{1.50 D}$$

donde:

- K_s , módulo de reacción horizontal, en ton/m³.
- C_{uu} , resistencia al corte no drenada del suelo, ton/m².
- D , diámetro equivalente del pilote, en m.

La distribución y magnitud de los momentos y deflexiones en un pilote sometido a fuerzas horizontales, es función de la rigidez relativa T del sistema pilote - suelo, dada por la siguiente expresión:

$$T = \left[\frac{E I}{K_s} \right]^{1/5}$$

donde:

- E , modulo de elasticidad del material del pilote, ton/m²
- I , momento de inercia de la sección transversal del pilote, m⁴
- K_s , módulo de reacción, ton/m³.
- T , rigidez relativa, m

A partir de los valores de T se podrán determinar los momentos M_p , y las deflexiones δ a cualquier profundidad, usando las siguientes expresiones:

$$M_p = F_m P T$$

$$\delta_p = F_\delta \left(\frac{P T^3}{E I} \right)$$

donde:

- M_p , momento a la profundidad z , ton. m
 δ , deflexión a la profundidad z , m
 F_m , factor de momento a la profundidad dada por la fig. VI.4
 F_δ , factor de deflexión a la profundidad z , dada por la fig. VI.4
 P , carga horizontal, ton.
 T , rigidez relativa, m.
 E , modulo de elasticidad del material del pilote, ton/m²
 I , momento de inercia de la sección transversal del pilote, m⁴

Debido a que a que el comportamiento de los pilotes es de conjunto es necesario reducir el modulo de reacción del pilote que es función de la separación entre pilotes en la dirección de la carga.

Para determinar en forma aproximada las fuerzas internas que se generan en un pilote por efecto de cargas laterales aplicadas en sus extremos, será admisible considerar el pilote empotrado a una profundidad l_0 debajo del nivel de contacto con el suelo y despreocupar su interacción con el suelo en dicha longitud. El grado de restricción en el extremo superior del pilote se determinará a partir de la rigidez pilote - cimentación.

La longitud l_0 se determinará como:

$$l_0 = 1.80 T$$

Adicionalmente los pilotes se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad de las normas técnicas de diseño estructural de concreto.

Para su diseño estructural es recomendable que el pilote se diseñe de modo que pueda resistir la carga que corresponde a la capacidad de carga última del pilote, siendo igual a 122.10 t/pilote para el caso del presente trabajo, es importante señalar que de acuerdo a experiencias el recubrimiento mínimo del pilote será de 4 cm.

La revisión por pandeo podrá emitirse ya que la capacidad de carga por punta es menor a la de fricción, ya que antes de darse el pandeo se presenta una falla por capacidad de carga en la punta, trayendo consigo en movimiento relativo del suelo.

Considerando que la longitud de construcción es de 29 m, se hace necesario la unión de dos pilotes de 14.50 m. Por tal motivo esta unión podrá realizarse mediante una placa soldada, en la figura VI.5 se ilustra el diseño geométrico y estructural definitivo del pilote.

VII. CONCLUSIONES.

En la presente tesis se han presentado la mayor parte de las variables que intervinieron en el diseño geotécnico de una cimentación para el puente vehicular "APATLACO", estas han sido involucradas de tal forma que logren un diseño racional de la cimentación.

Actualmente en la Ciudad de México los proyectos de infraestructura pública incorporan características especiales que influyen directamente en los procedimientos constructivos; estas corresponde a que durante la construcción de estas su interferencia con las vialidades sea mínima, debido a los problemas de tránsito que se presentan actualmente en esta ciudad. Lo anterior se ha resuelto mediante el uso de elementos prefabricados que reducen grandemente los tiempos, sin embargo estos únicamente se han desarrollado para sistemas de tipo estructural, quedando en el rezago las estructuras de cimentación; lo anterior marca una necesidad de innovación en las técnicas de construcción de cimentaciones.

El conocer las características estructurales del puente, así como sus características particulares tanto de trazo como su interferencia con obras de infraestructura pública, las cuales se deberán de considerar dentro del análisis geotécnico, así como en su procedimiento constructivo de la cimentación es actualmente una necesidad. Lo anterior conduce a que la mecánica de suelos no sea una especialidad egoísta, ya que su interacción con las diferentes áreas de la Ingeniería Civil es necesaria para con ello obtener buenos resultados.

Antes de iniciar cualquier proyecto ya sea de edificación o infraestructura dentro de la ciudad es importante consultar toda aquella información disponible de mecánica de suelos existente de la zona con la finalidad de lograr una correcta y eficaz planeación de la exploración del subsuelo del proyecto, considerando siempre la economía del mismo.

Es importante que antes de iniciar cualquier tipo de exploración en cualquier suelo se tenga conocimiento de las diferentes técnicas y herramientas de exploración existentes en el mercado para los diferentes tipos de materiales que conforman el subsuelo.

Los trabajos de exploración fueron de tal forma que ofrecieran el máximo de información del subsuelo donde se ubicará el puente, buscando siempre la calidad del muestreo tanto alterado como inalterado.

Los trabajos del ingeniero geotecnista no inician con el análisis y diseño de la cimentación, ya que es importante que este supervise los trabajos de exploración, muestreo y laboratorio, para que en el momento de realizar el análisis y diseño tenga un panorama claro y amplio de las condiciones que presentan los materiales del subsuelo, y así lograr una elección racional del tipo de la cimentación.

El subsuelo donde se ubica el puente corresponde a la zona del lago, se compone por una costra superficial (CS) que alcanza una profundidad promedio de 6.20 m, posteriormente y hasta una profundidad de 38.10 m esta integrada por arcillas de alta compresibilidad con intercalaciones de arena, esta corresponde a la formación arcillosa superior (FAS), bajo este material se detectó la primera Capa Dura (CD) con un espesor promedio de 2.50 m para después encontrar la formación arcillosa inferior hasta una profundidad de 45 m; finalmente y hasta 48.50 m de profundidad se detectó los depósitos profundos.

En cuanto a las condiciones hidráulicas del sitio detectó depresiones piezométricas importantes en la 1ª capa dura y depósitos profundos. razón por la que se presenta hundimiento regional en la zona, misma que se tomo en cuenta para la elección, comportamiento de la cimentación, así como sus características.

Para determinar el tipo de cimentación más óptimo fue necesario realizar un análisis muy detallado de los siguientes puntos:

- superestructura del puente
- características de resistencia y de deformación del subsuelo
- interferencia del proyecto con las obras de infraestructura hidráulica
- costo de la cimentación comparado con el procedimiento constructivo

considerando lo anterior y una vez analizados los diferentes tipos de cimentación desde las superficiales hasta las profundas, se concluyó que la cimentación más óptima es mediante el uso de una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción.

La profundidad de desplante del cajón fue función del nivel de aguas freáticas existente en el sitio, ya que el nivel de desplante fue por arriba de este, mientras que la profundidad de desplante de los pilotes de fricción se determinó a partir del análisis de la velocidad del hundimiento regional, así como la vida útil de la estructura. La rigidez de la cimentación se beneficio con la profundidad de desplante del cajón del sistema de cimentación.

La geometría de los cajones de cimentación se dio partir del trazo del colector "Apatlaco", lo anterior se reflejo favorablemente en la localización de los pilotes ya que su distancia de % al eje de trazo creció del tal forma que favoreció la resistencia del suelo ante condiciones sísmicas de los pilotes, sin embargo el efecto de compensación se nulifico por las dimensiones tan grandes de los cajones, mismas que influyen directamente en el peso de estos. Lo anterior se concluye que el diseño de la cimentación del sistema cajón-pilotes estuvo regido principalmente por las acciones sísmicas en los pilotes..

La verificación de la seguridad de la cimentación del puente ante condiciones de falla fue conforme a los lineamientos que se marcan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que se basan principalmente en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

El análisis geotécnico de resistencia y deformación realizado para el tipo de cimentación, se basó principalmente en los pilotes de fricción. Lo anterior queda en entredicho ya que las NTCC-87 establece que podrán utilizarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado, sin embargo durante el análisis de resistencia se determina en forma separada es decir como cajón o pilotes de fricción, obteniendo siempre factores de seguridad muy altos para pilotes, mientras que para cajón estos resultan ser muy bajos.

El número de pilotes, así como su posición de % quedó determinado principalmente por las acciones sísmicas, ya que el factor de resistencia para los pilotes disminuyó hasta un 20% con respecto a las condiciones estáticas. Con lo anterior se pudo observar que al incrementar el número de pilotes el factor de resistencia decrecía, debido a que la diferencia entre el máximo de sollicitación sísmica y la sollicitación total aumentaba, afectando directamente la capacidad de carga de los pilotes ante la condición de sismo.

Con lo anterior se concluye que incrementar el número de pilotes por causas del efecto sísmico es no es del todo favorable, ya que provoca que sea más conservador el trabajo de estos ante condiciones estáticas; para evitar lo anterior es primordial el buen manejo del arreglo de los pilotes, cuidando que estos se ubiquen en sitios donde su trabajo sea más eficiente siendo normalmente los extremos en la dirección donde presente la acción más favorable del sismo, sin descuidar la densidad de estos en planta. Con lo anterior se determinó que esfuerzos más críticos en pilotes son los que ubican siempre en las orillas de la cimentación.

De lo antes comentado es claro el estudiar con mayor detalle el comportamiento dinámico de las arcillas. Hasta el momento no se ha definido un procedimiento analítico sencillo que permita determinar con mayor eficiencia el comportamiento de una cimentación con el sistema pilote-losa.

Es obvio que el diseño de la cimentación el comportamiento dinámico de esta rige el número y distribución de los pilotes, lo que antes de los sismos del 1985 no era, ya que la preocupación de antes era el reducir al mínimo los asentamientos descuidando con esto los efectos sísmicos, sin embargo hoy en día la geotecnia avanza para entender con más claridad los efectos sísmicos en las cimentaciones.

Referente a los asentamientos determinados a largo plazo se concluye que estos son pequeños, y esto se debe principalmente a que el número de pilotes se da por condiciones de resistencia ante condiciones sísmicas, lo cual conduce a que los pilotes se encuentren trabajando ante condiciones de servicio entre el 20 y 30% de su longitud de diseño (localización del eje neutro). Lo anterior puede indicar que se podrían trabajar con pilotes más cortos, sin embargo esto no fue posible ya que los estratos menos compresibles para nuestro caso son aquellos que se localizan muy cerca de la primera capa dura y que tiene un cierto grado de preconsolidación, coincidiendo que la influencia mayor de esfuerzos en los pilotes al suelo se da en este estrato.

La longitud de diseño del pilote se dio principalmente por el fenómeno del hundimiento regional del sitio, para que su trabajo de estos fuera efectivo por fricción, favoreciendo principalmente la capacidad de carga ante condiciones de sismo.

El análisis realizado para determinar deformaciones en la cimentación del sistema cajón - pilotes de fricción considera la hipótesis que los pilotes deberán estar distribuidos uniformemente repartidos en toda el área del cajón. El método toma en cuenta, en forma aproximada y sencilla, que los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los pilotes y partir de su eje neutro son cargas aplicadas en el interior de un medio semifinito dentro de los estratos menos deformables. Determinado los asentamientos se verifico que estos se encuentran dentro de los estados límites de servicio indicados en las NTCC-87. Sin embargo para ir afinando las técnicas deberán hacerse comparaciones entre hundimientos observados a largo plazo y los determinados.

Los factores de seguridad de las excavaciones tanto para falla de fondo y de subpresión fueron superiores a los recomendados tanto por las NTCC, como el Manual de diseño geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) del Distrito Federal.

Para los efectos de expansiones de tipo elásticas estas se vieron minimizados por la presencia de pilotes previamente hincados antes de realizar la excavación, ya que un tramo de los pilotes trabajarán a fricción positiva reduciendo el efecto.

Debido a las características tanto económicas como técnicas del proyecto es recomendable realizar pruebas de carga en los pilotes con la finalidad de verificar los valores de capacidad de carga admisibles obtenidos con las teorías ya clásicas. Lo anterior es conveniente siempre y cuando se económicamente factible, sabiendo que normalmente generan ahorros en los costos de la cimentación, cuando se utilizan demasiados pilotes.

Para nuestro es necesario supervisar continuamente los procedimientos de construcción de la subestructura de cimentación, con el objeto de ratificar oportunamente las consideraciones hechas para el diseño.

Por último es importante recomendar una campaña de instrumentación durante la construcción del puente, desde el hincado de pilotes hasta dos meses después de concluidos los trabajos de construcción del puente. Lo anterior, con la finalidad de tener una reseña histórica de los movimientos de la cimentación referenciados a cada una de las etapas de construcción, y de esta forma evaluar las consideraciones hechas durante el diseño.

REFERENCIAS

1. Zeevaert, W. L., "Conceptos básicos en el diseño de cimentaciones compensadas sin y con pilotes de fricción", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F., pp. 1-19.
2. Begemann, H. K. S. (1963) "The use of static soil penetrometer in Holland", New Zealand Engineering, 18, 2.
3. Begemann, H. K. S. (1953) "Proved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone". Procs, III International Conference on soil Mechanil and Foundation Engineering, 1, Suiza.
4. Zeevaert, L (1973), " Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 205-214
5. Manual de diseño geotécnico de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano de la Ciudad de México (COVITUR).
6. León, J L y Reséndiz , Daniel, "Cálculo de asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción ", Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
7. Skopek, J, "The influence of foundation depth on stress distribution", Procs, V International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Paris (1961), pp. 815-818.
8. Zeevaert, L "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Limusa, México (1980), pp. 219-220

FIGURAS

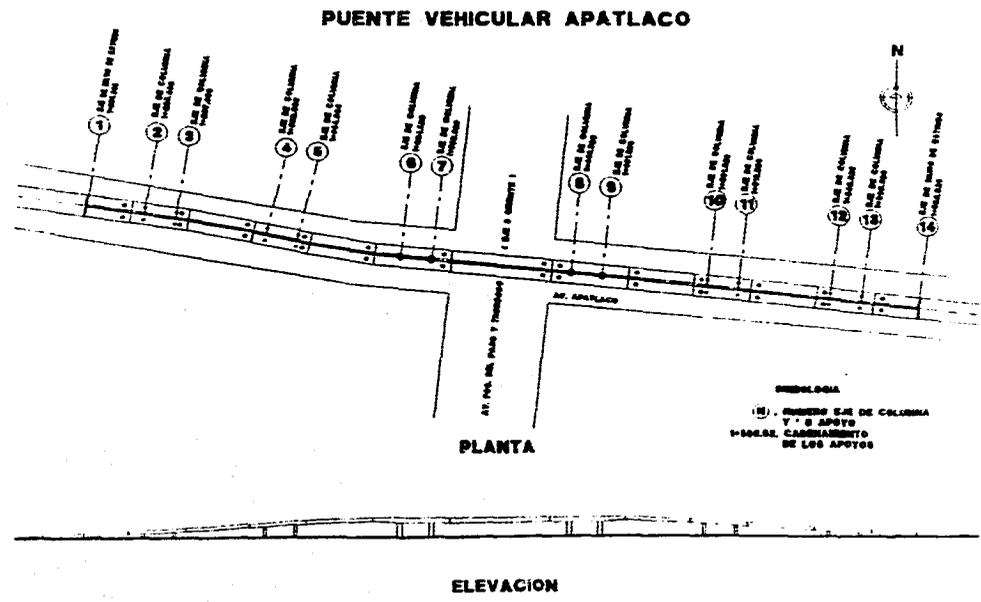


Fig. I.1 Trazo general del puente.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

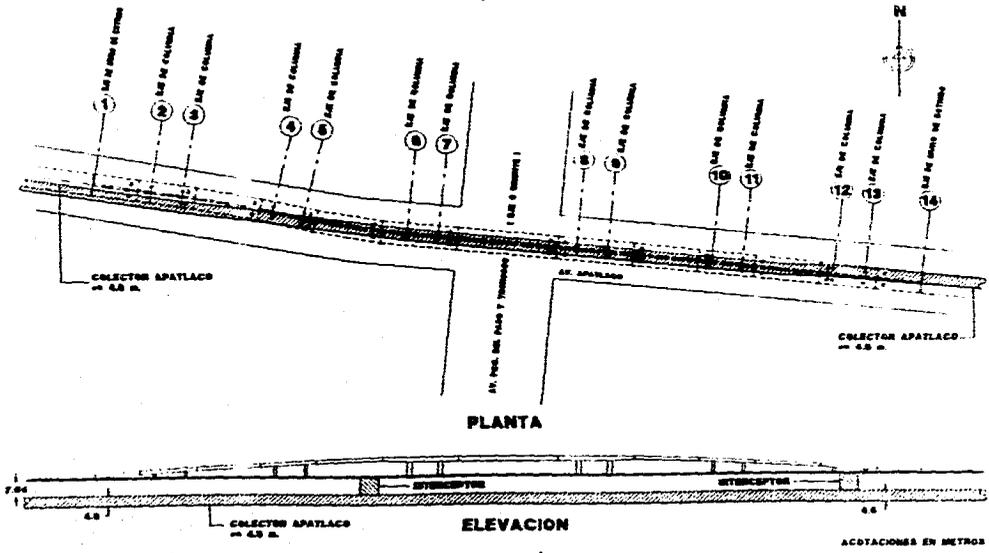


Fig. IX.2 Ubicación del colector "Apatlaco", a lo largo del trazo del puente.

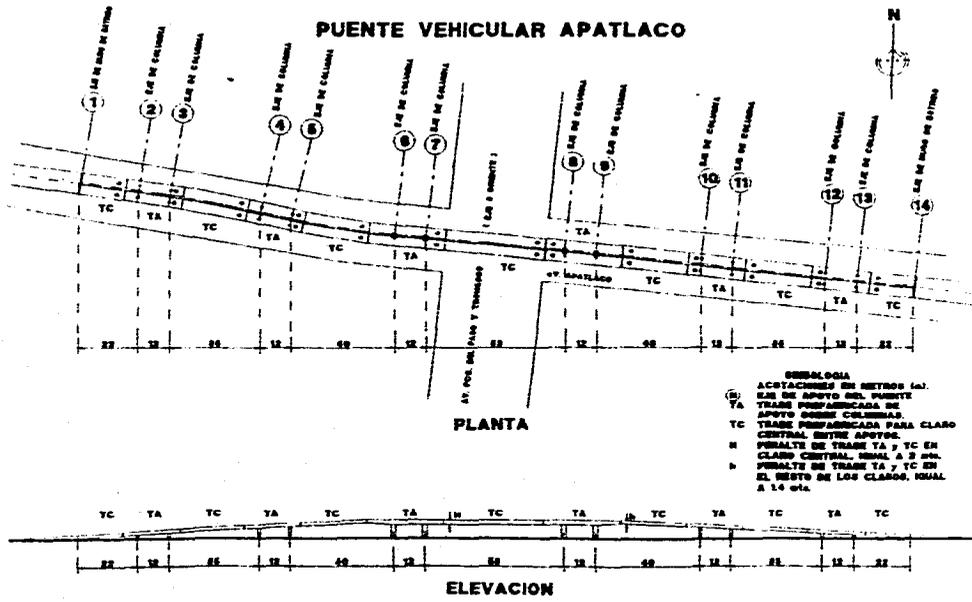


Fig. II.3 Estructuración con elementos prefabricados a lo largo del puente.

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA PARA SU ANALISIS ESTRUCTURAL

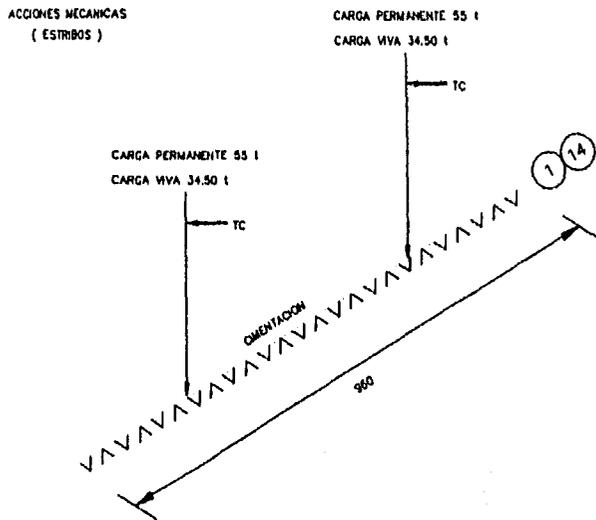
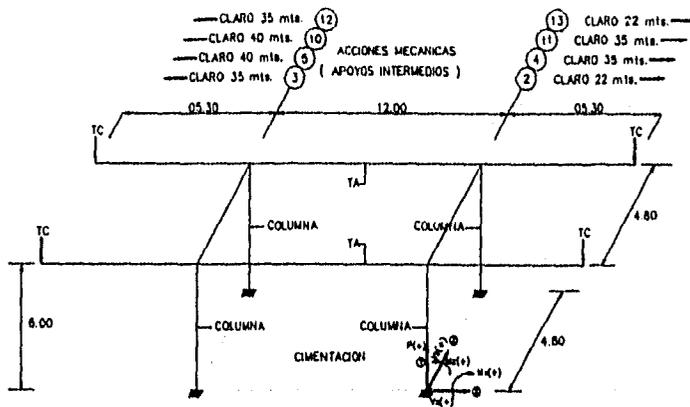


Fig. II.4 Elementos mecánicos para los estribos.

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA PARA SU ANALISIS ESTRUCTURAL



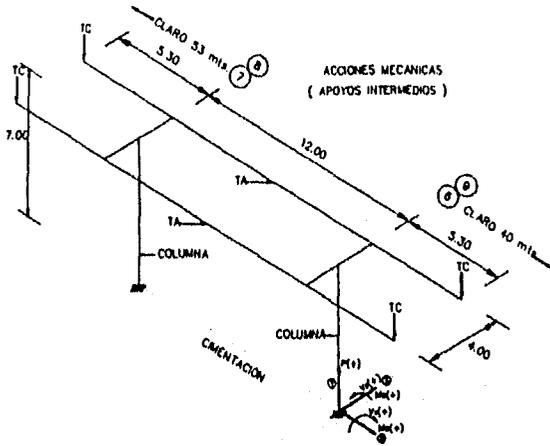
| ELEMENTO | UNIDAD | APOYOS 3, 5, 10 Y 12 | | | | APOYOS 2, 4, 11 Y 13 | | | |
|----------|--------|----------------------|--------|---------|--------|----------------------|--------|---------|--------|
| | | CM | CV | Sx | Sy | CM | CV | Sx | Sy |
| Vx | t | 0.37 | 0.00 | 54.20 | 16.27 | 0.37 | 0.00 | 54.20 | 16.26 |
| F | t | -175.57 | -30.95 | -25.35 | 7.13 | -177.57 | -25.94 | -25.35 | 25.25 |
| Vs | t | -35.50 | -16.45 | -16.24 | 54.16 | -39.50 | 16.45 | -16.24 | 54.15 |
| Mx | t.m | -48.51 | 19.77 | 31.11 | 103.75 | -49.45 | 19.77 | 31.11 | 103.73 |
| My | t.m | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Mz | t.m | -0.70 | 0 | -128.80 | -38.67 | -0.70 | 0 | -128.80 | -38.63 |

Nota: V, cortante; F, carga axial; M, momento

Fig. II.5

Elementos mecánicos para los apoyos intermedios, ejes 2, 3, 4, 5, 10, 11, 12 y 13.

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA PARA SU ANALISIS ESTRUCTURAL



| CONDICION | APOYO 6 Y 9 | | | APOYO 7 Y 8 | | |
|------------------|-------------|----------|----------|-------------|----------|----------|
| | F | Mx | My | F | Mx | My |
| | t | t.m | t.m | t | t.m | t.m |
| CARGA PERMANENTE | -500.32 | 70.04 | -45.02 | -530.14 | -78.34 | 48.43 |
| CARGA VIVA 1 | -42.07 | 71.05 | -3.04 | -36.00 | -64.73 | 3.49 |
| CARGA VIVA 2 | -05.38 | 11.49 | -7.60 | -77.76 | -10.05 | 4.99 |
| SISMO X | 2303.47 | 24423.70 | 0 | 2324.34 | 24061.92 | 0 |
| SISMO Y | 2303.47 | 0 | 22634.03 | 2324.34 | 0 | 22016.19 |

donde: F, carga axial; Mx, momentos

Fig. II.6 Elementos mecánicos para los apoyos intermedios, ejes 6, 7, 8, y 9.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

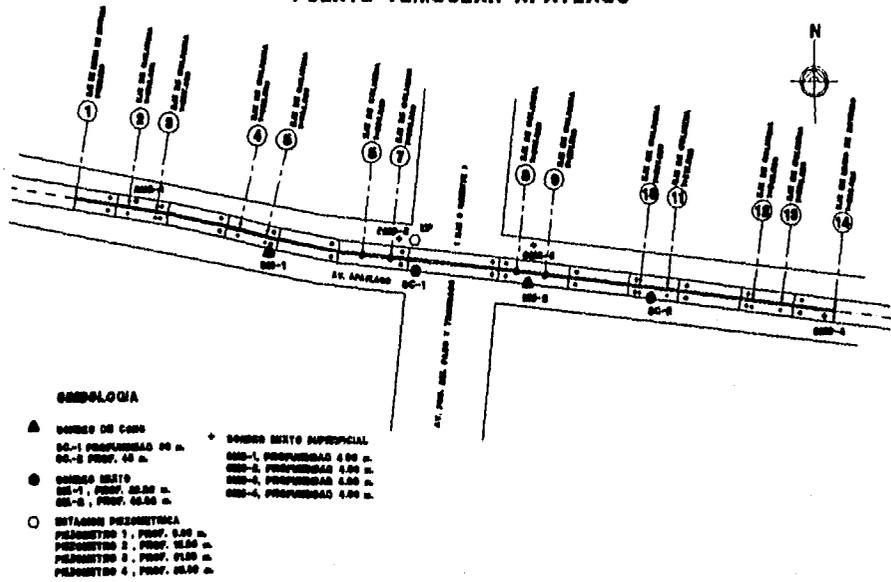


Fig. III.1 Ubicación de los sondes y estación pieométrica.

PTE. VEHICULAR "APATLACO"

UBICACION APATLACO Y EJE 3 ORIENTE SONDEO SC-1 N° 2 90 m
 FECHA 25/OCTUBRE/30

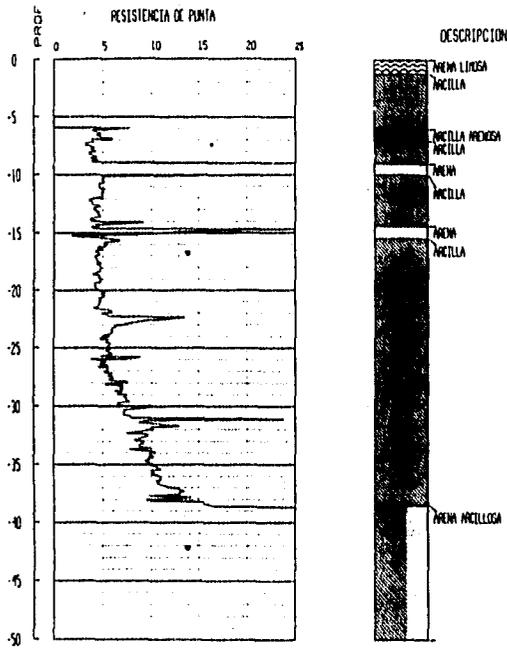


Fig. III.2 Sondeo de cono eléctrico 1.

PTE. VEHICULAR "APATLACO"

UBICACION APATLACO T. EJE 3 ORIENTE SONDEO SC-2 WF 2 90 m
 FECHA 25/OCTUBRE/90

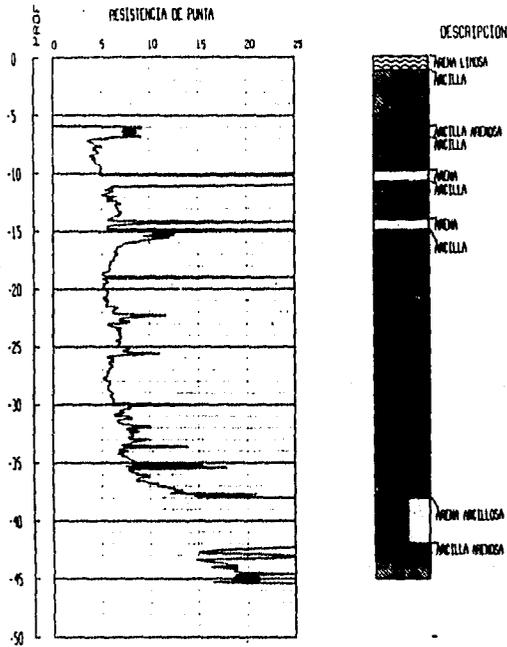


Fig. III.3 Sondeo de caso eléctrico 2.

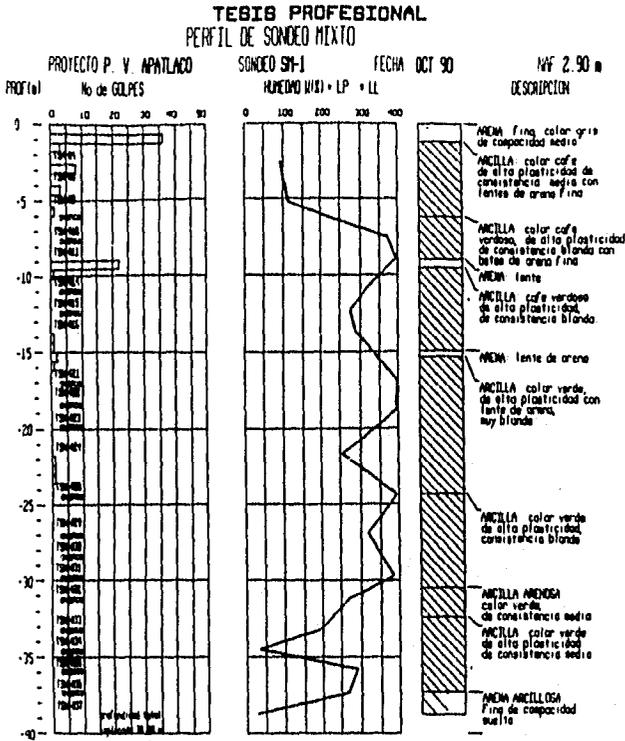


Fig. III.4 Perfil estratigráfico a partir del SM-1.

TESIS PROFESIONAL
PERFIL DE SONDEO MIXTO

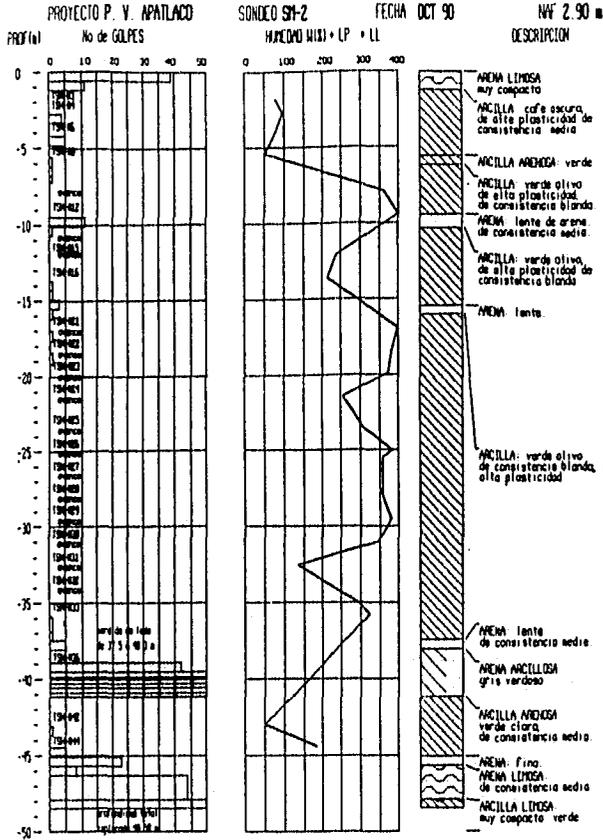


Fig. III.5 Perfil estratigráfico a partir del SM-2.

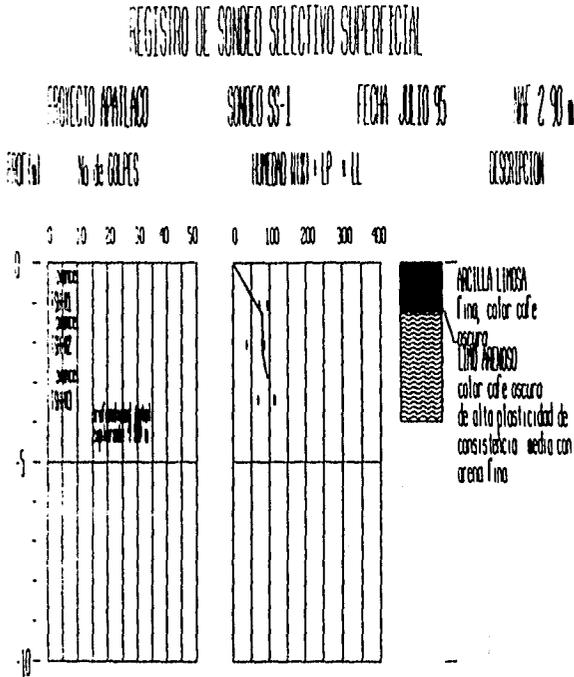


Fig. III.6 sondeo selectivo superficial 1.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

REGISTRO DE SONDEO SELECTIVO SUPERFICIAL

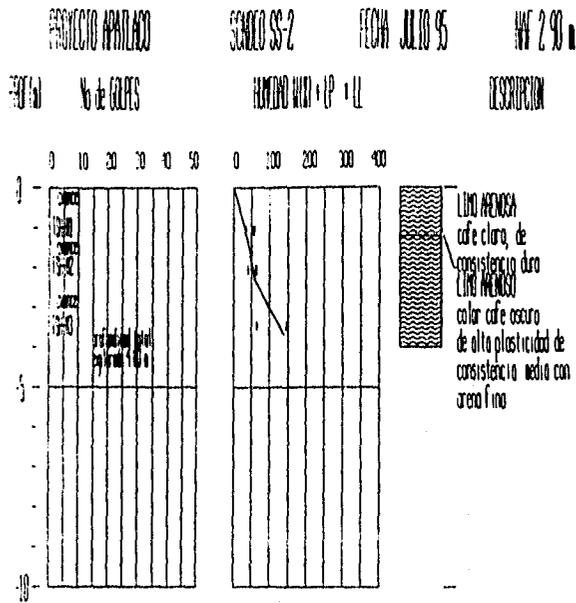


Fig. III.7 Sondeo selectivo superficial 2.

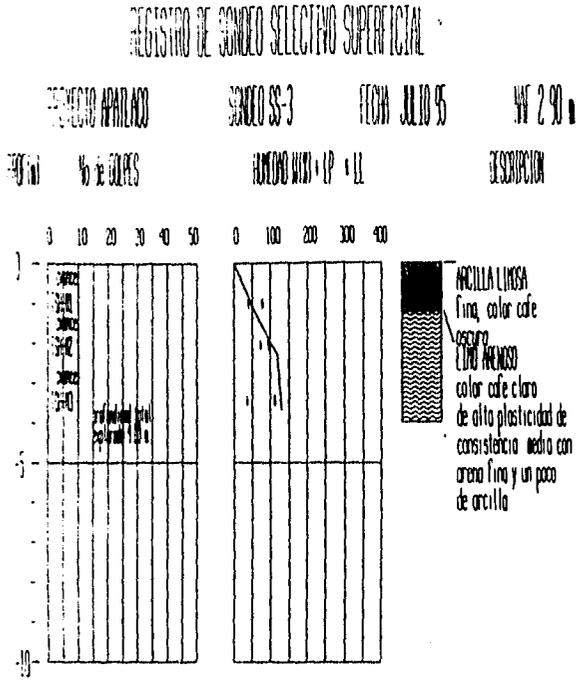


Fig. III.8 Sondeo selectivo superficial 3.

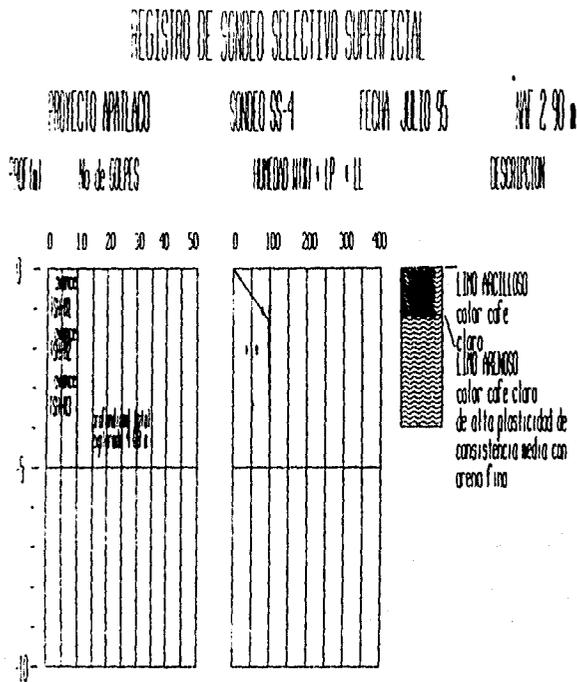
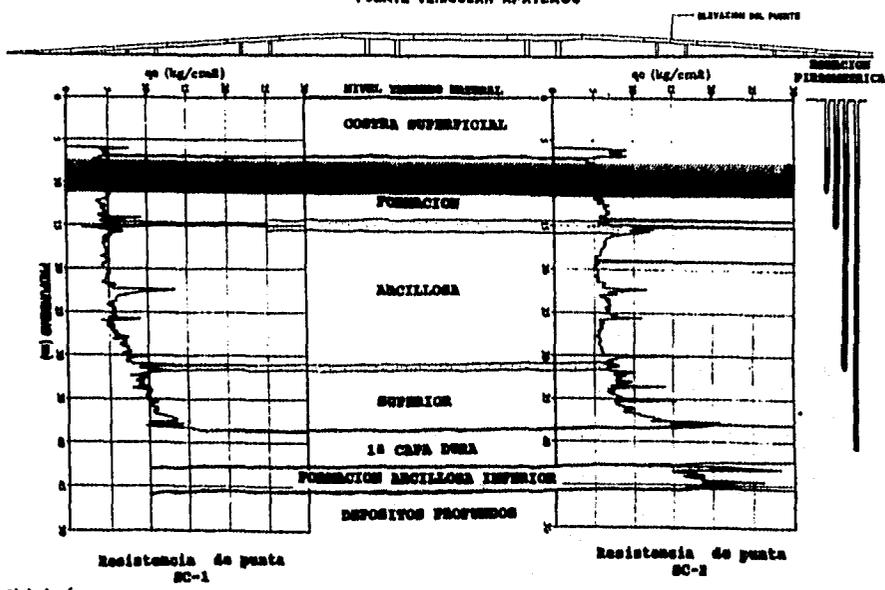


Fig. III.9 Sondeo selectivo superficial 4.

ESTATIGRAFIA DEL SUBSUELO
PUENTE VEHICULAR APATLACO



Resistencia de punta
 SC-1

Resistencia de punta
 SC-2

simbología

- lente de arena
- colector "APATLACO", $\phi = 4.69$ m

Fig. III.10 Perfil estratigráfico del sitio.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO

ESFUERZOS (t/m²)

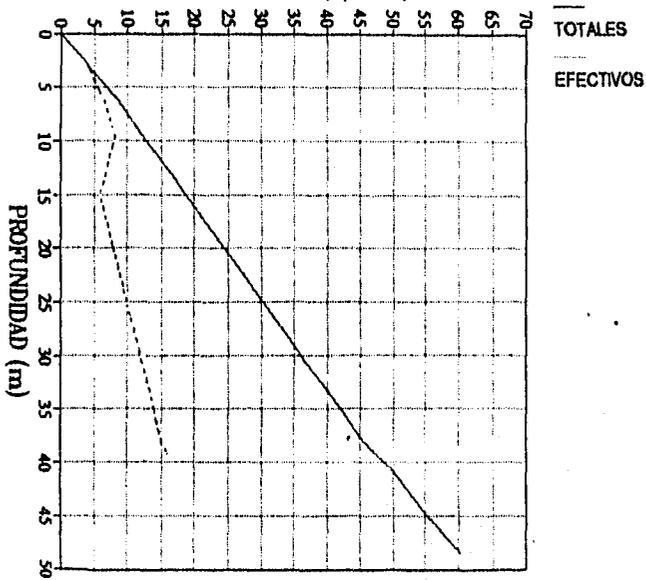


Fig. III.11 Diagrama de esfuerzos en el sitio.

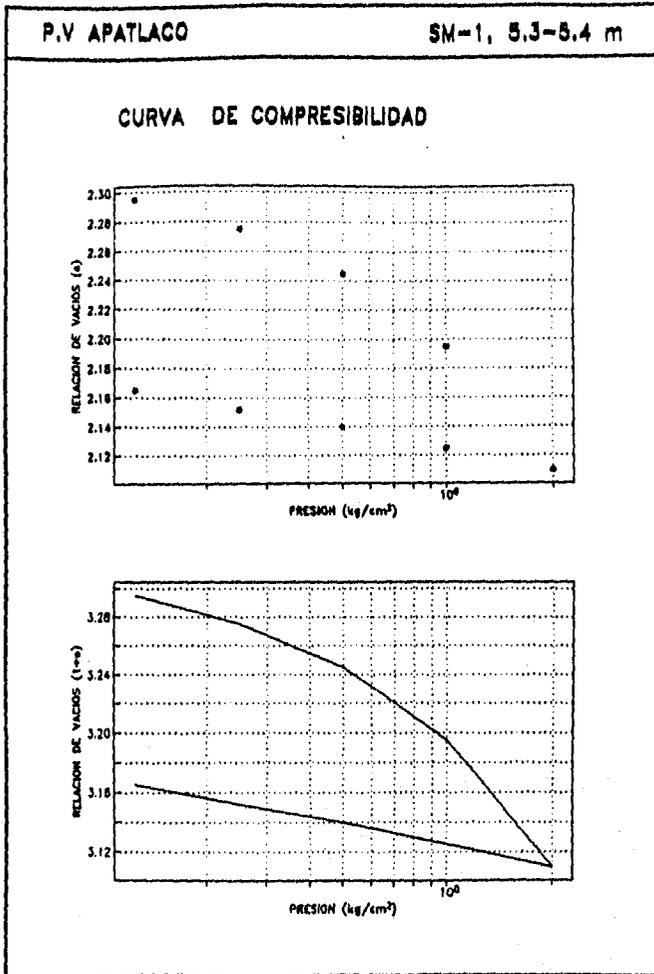


Fig. III.12 Curva de compresibilidad, SM-1, de 5.30 a 5.40 m.

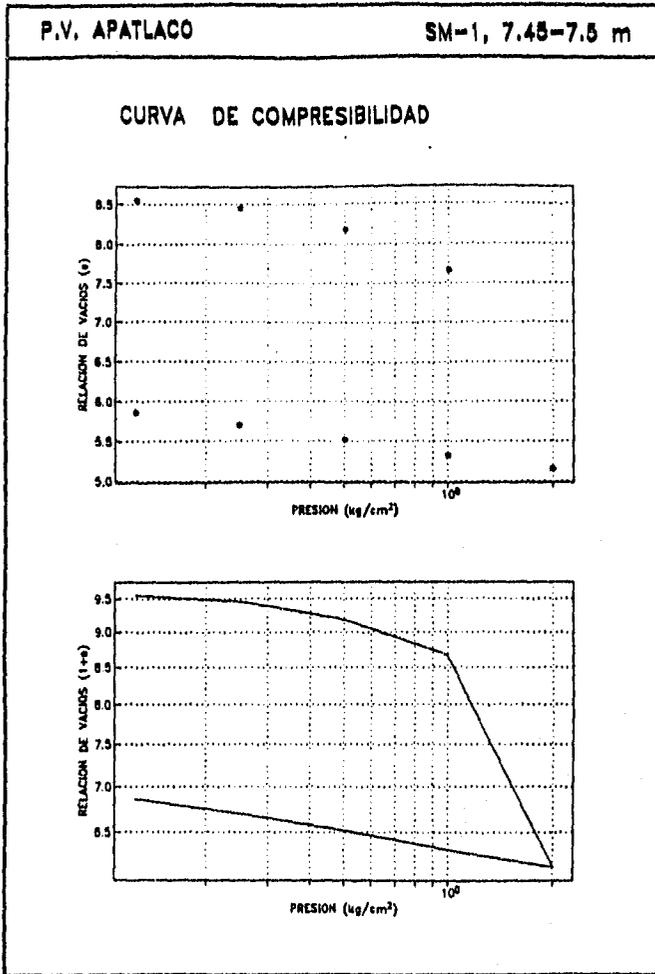


Fig. III.13 Curva de compresibilidad, SM-1, de 7.45 a 7.50 m.

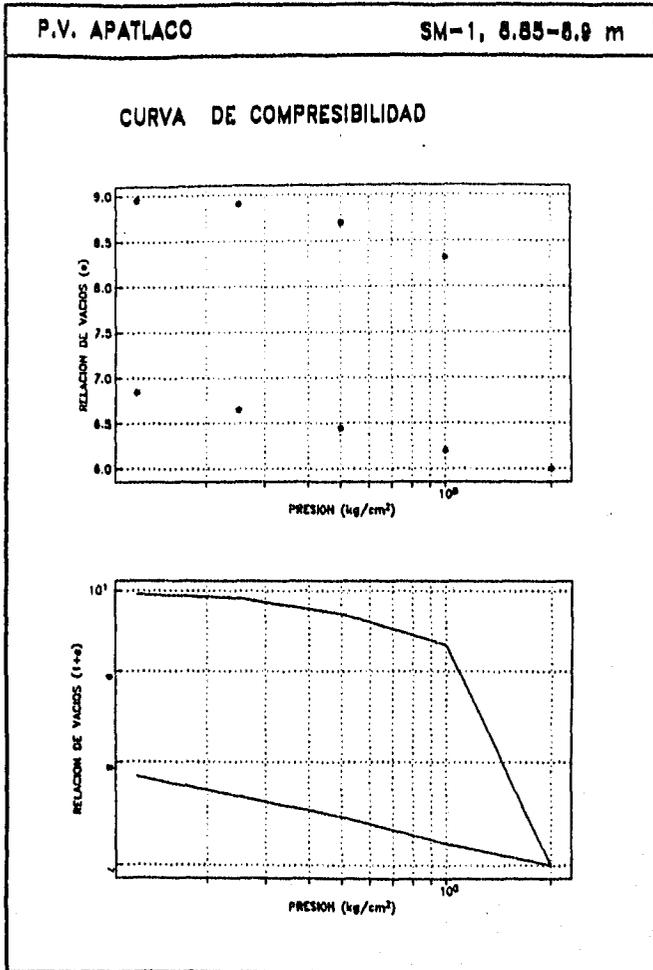


Fig. III.14 Curva de compresibilidad, SM-1, de 8.85 a 8.90 m.

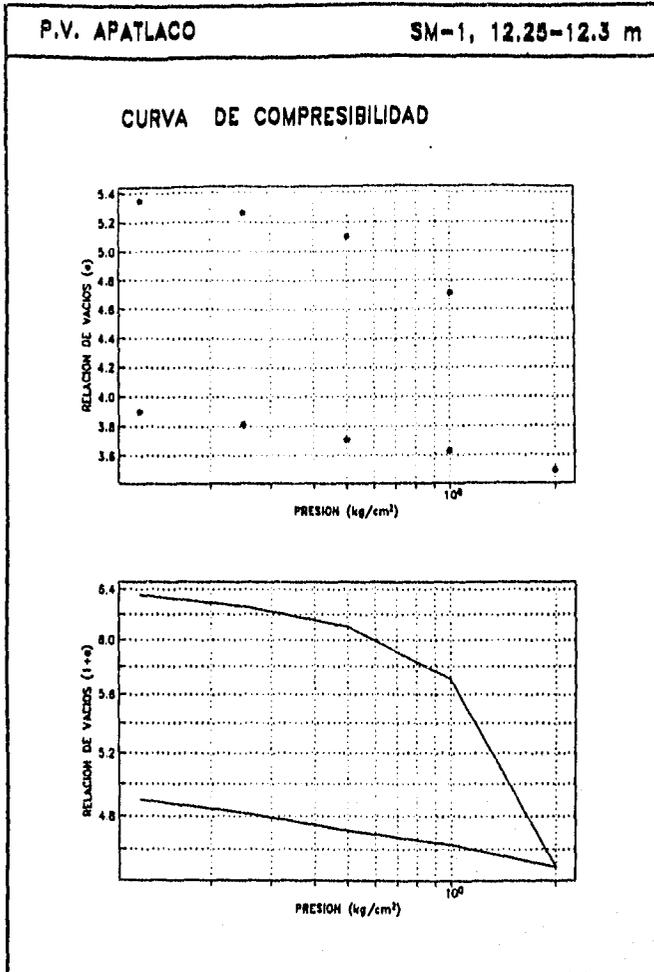


Fig. III.15 Curva de compresibilidad, SM-1, de 12.25 a 12.50 m.

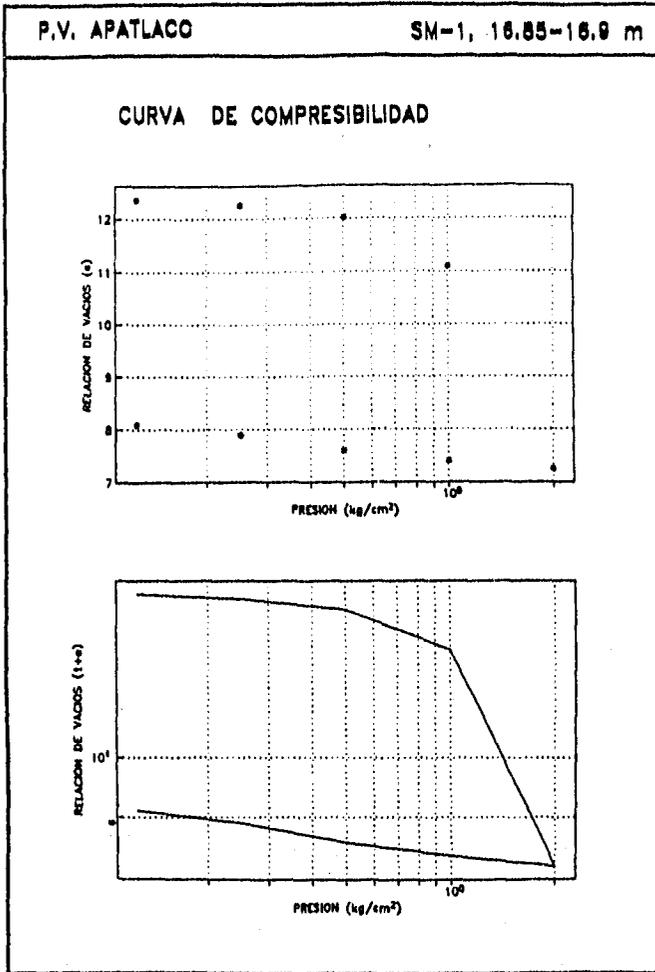


Fig. III.16 Curva de compresibilidad, SM-1, de 16.85 a 16.90 m.

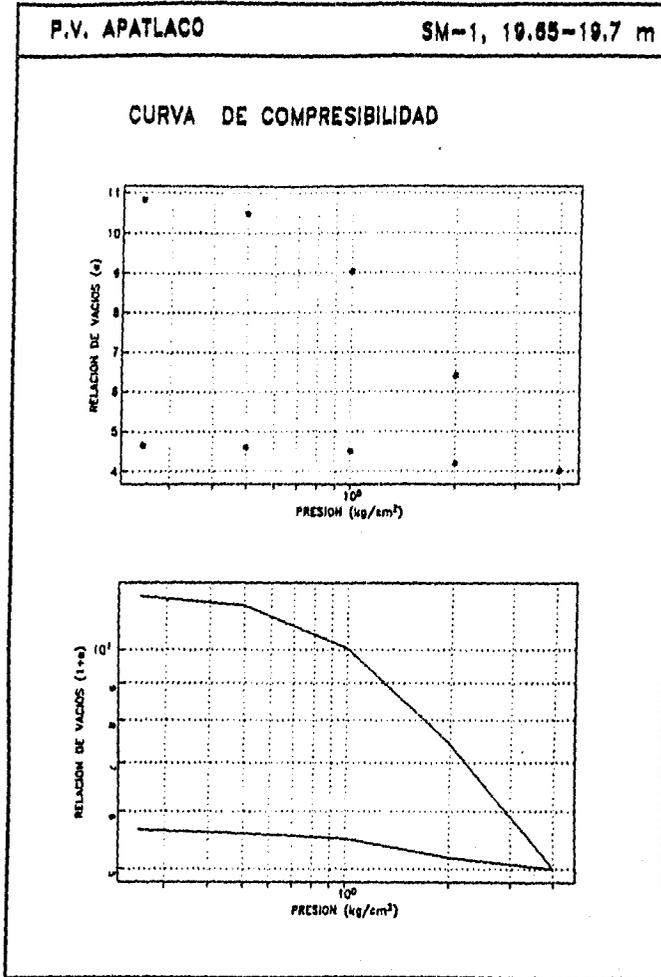


Fig. III.17 Curva de compresibilidad. SM-1, de 19.65 a 19.70 m.

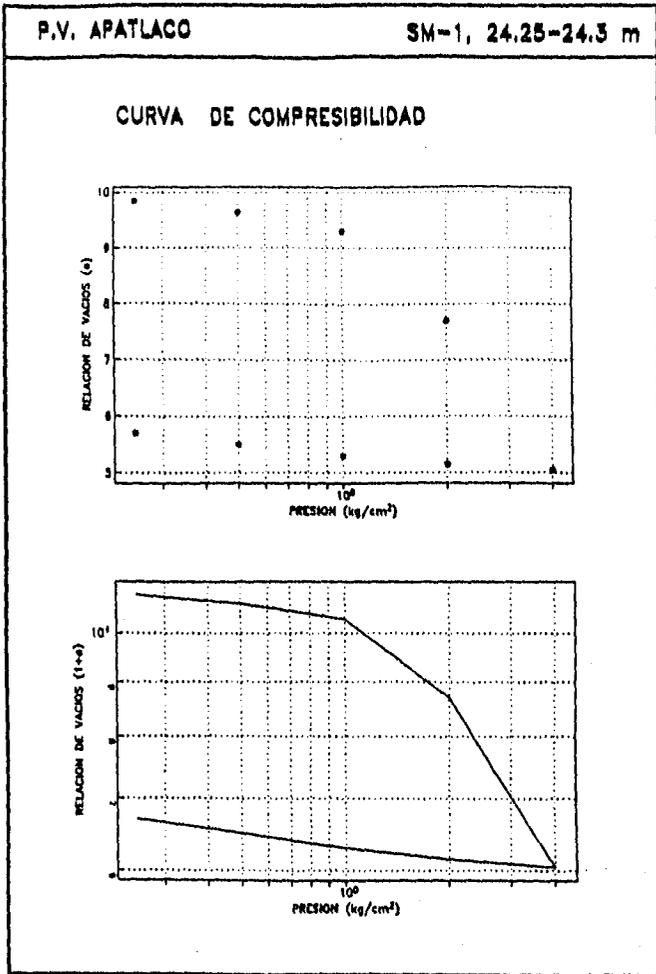


Fig. III.18 Curva de compresibilidad, SM-1, de 24.25 a 24.30 m.

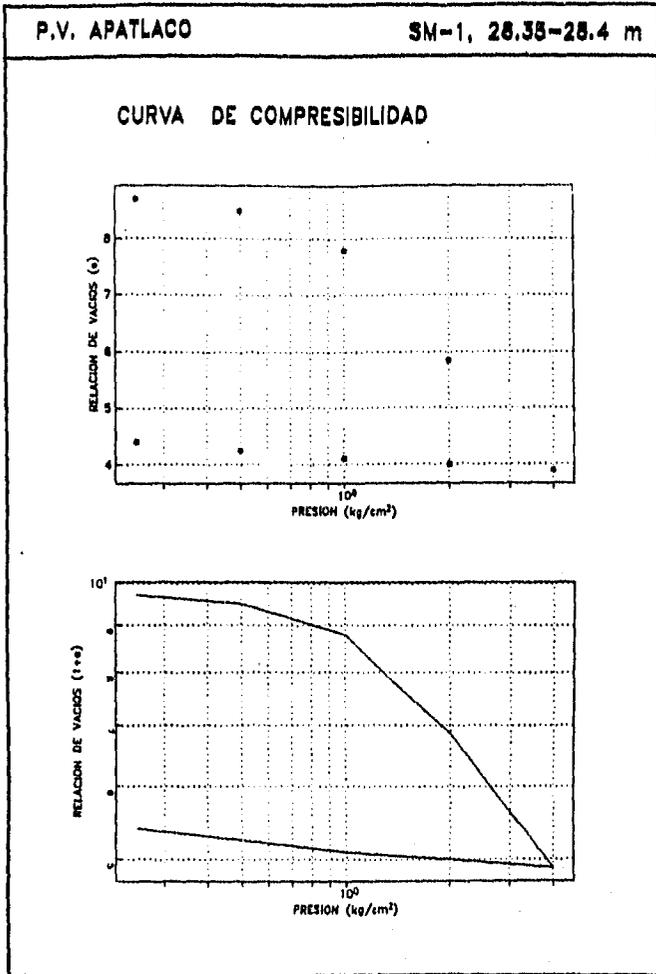


Fig. III.19 Curva de compresibilidad, SM-1, de 28.35 a 28.40 m.

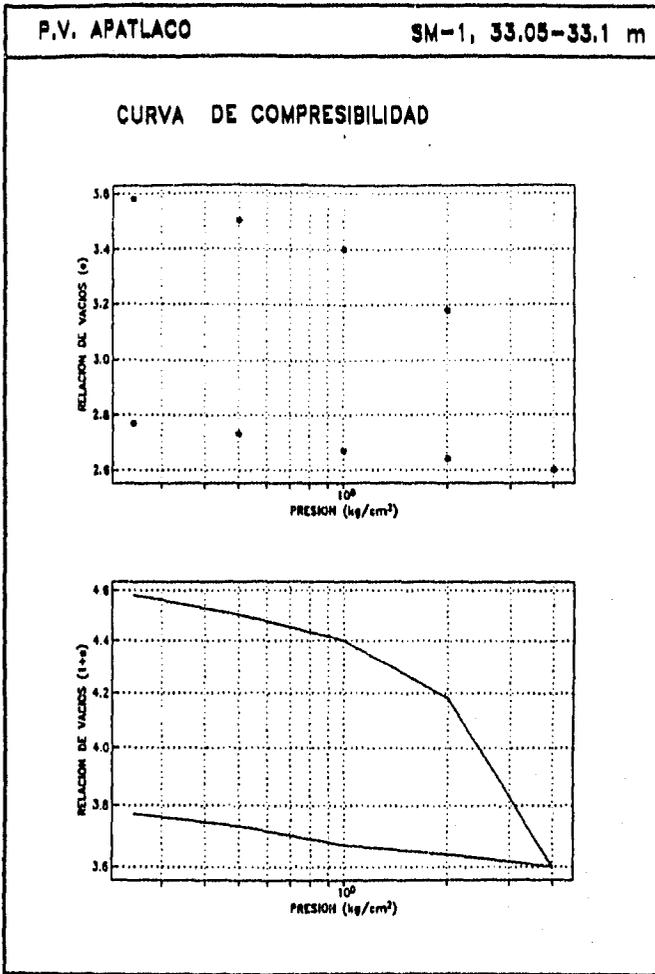


Fig. III.20 Curva de compresibilidad, SM-1, de 33.05 a 33.10 m.

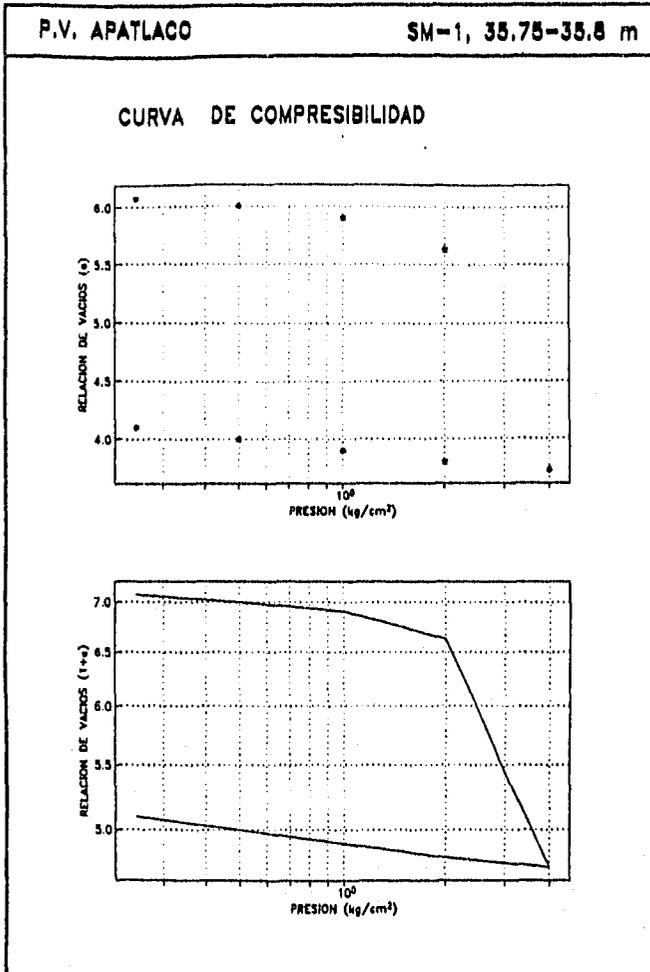


Fig. III.21 Curva de compresibilidad, SM-1, de 35.75 a 35.80 m.

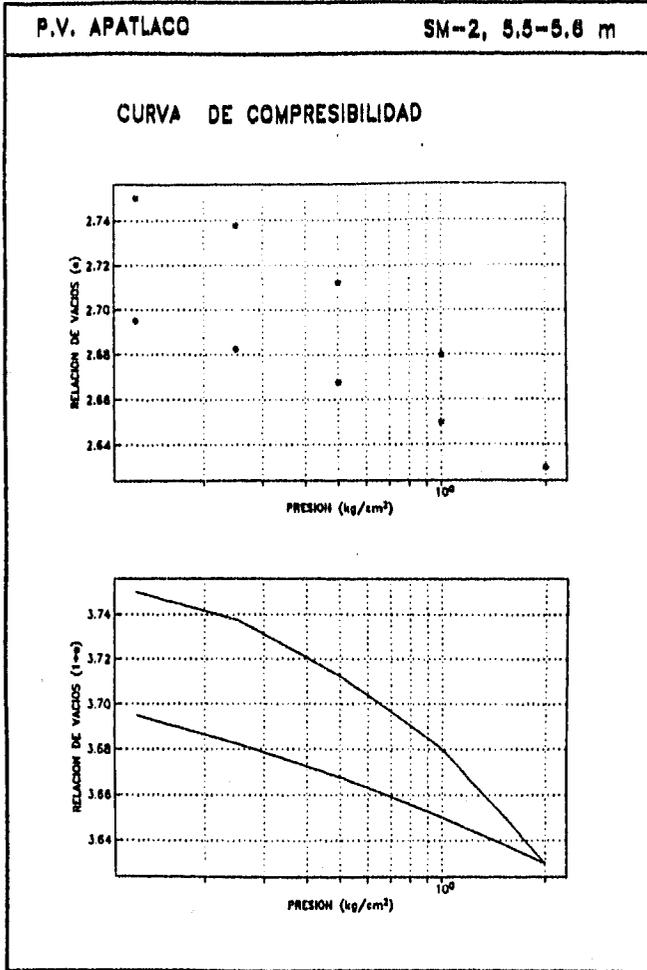


Fig. III.22 Curva de compresibilidad, SM-2, de 5.50 a 5.60 m.

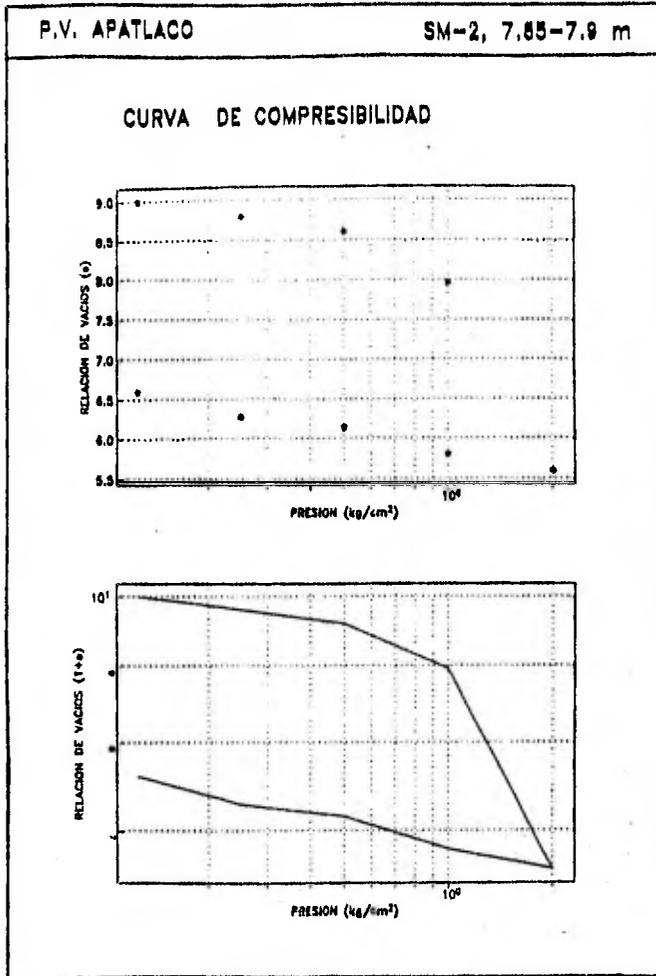


Fig. III.23 Curva de compresibilidad, SM-2, de 7.85 a 7.90 m.

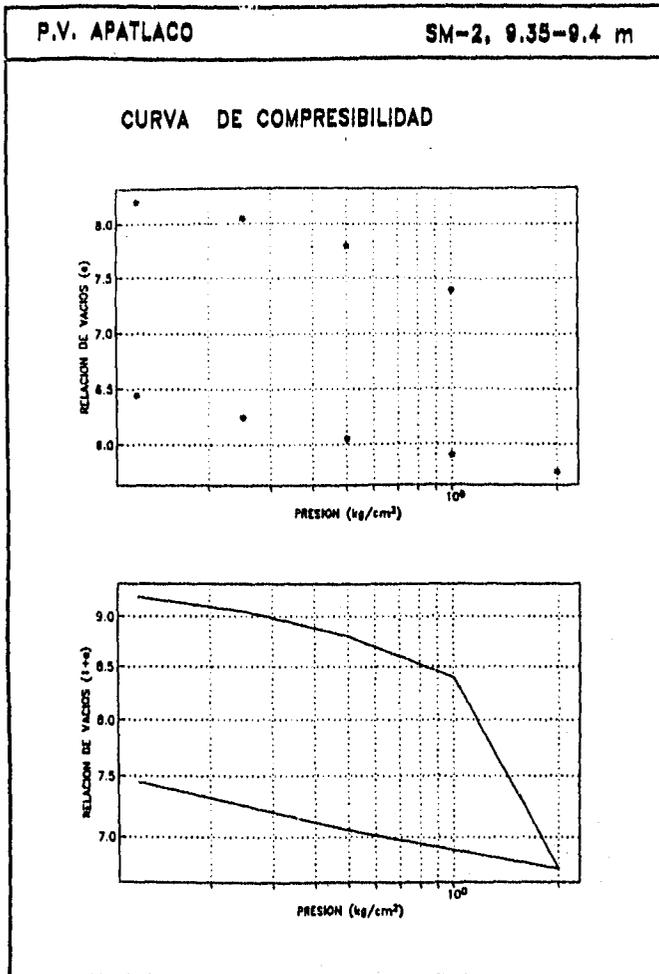


Fig. III.24 Curva de compresibilidad, SM-2, de 9.35 a 9.40 m.

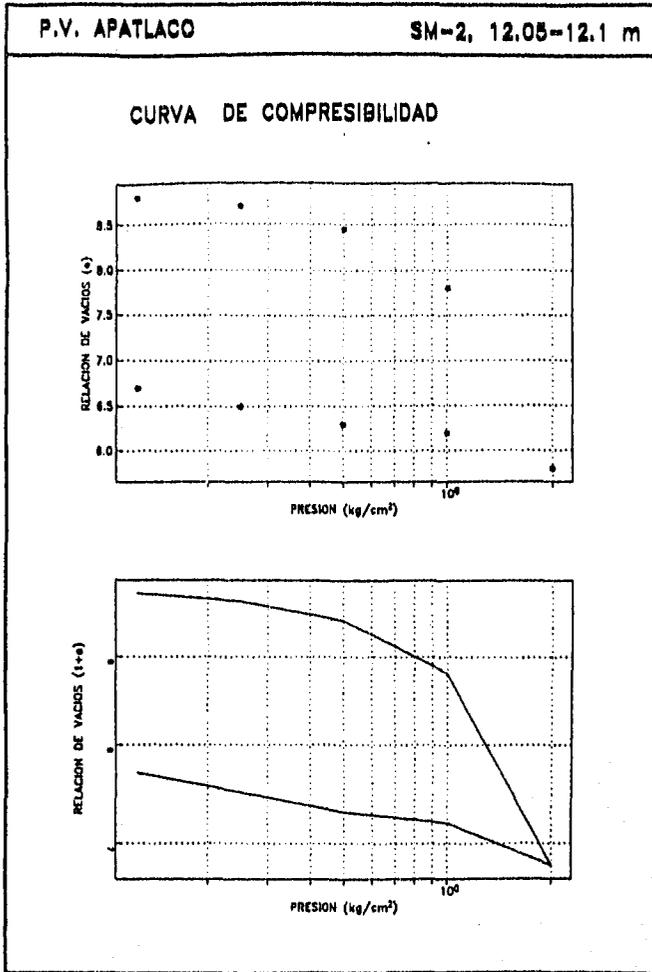


Fig. III.23 Curva de compresibilidad, SM-2, de 12.05 a 12.10 m.

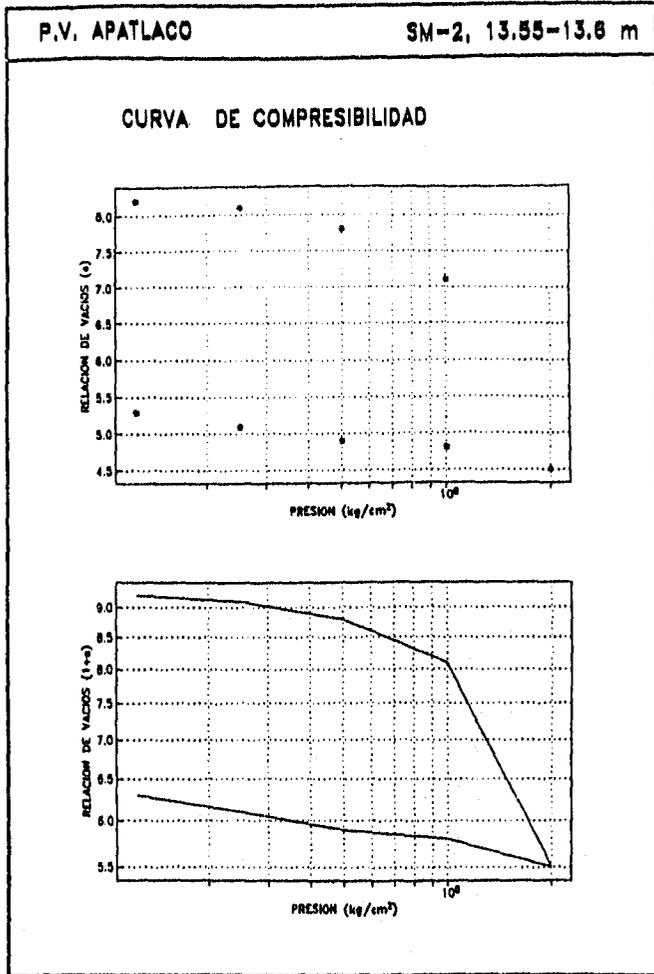


Fig. III.26 Curva de compresibilidad, SM-2, de 13.55 a 13.60 m.

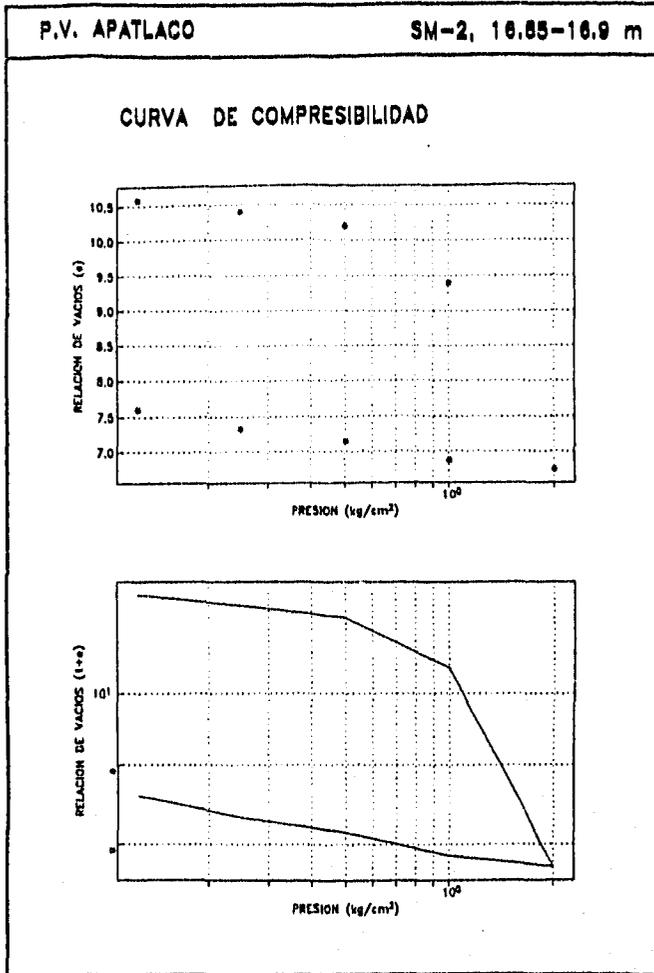


Fig. III.27 Curva de compresibilidad, SM-2, de 16.85 a 16.90 m.

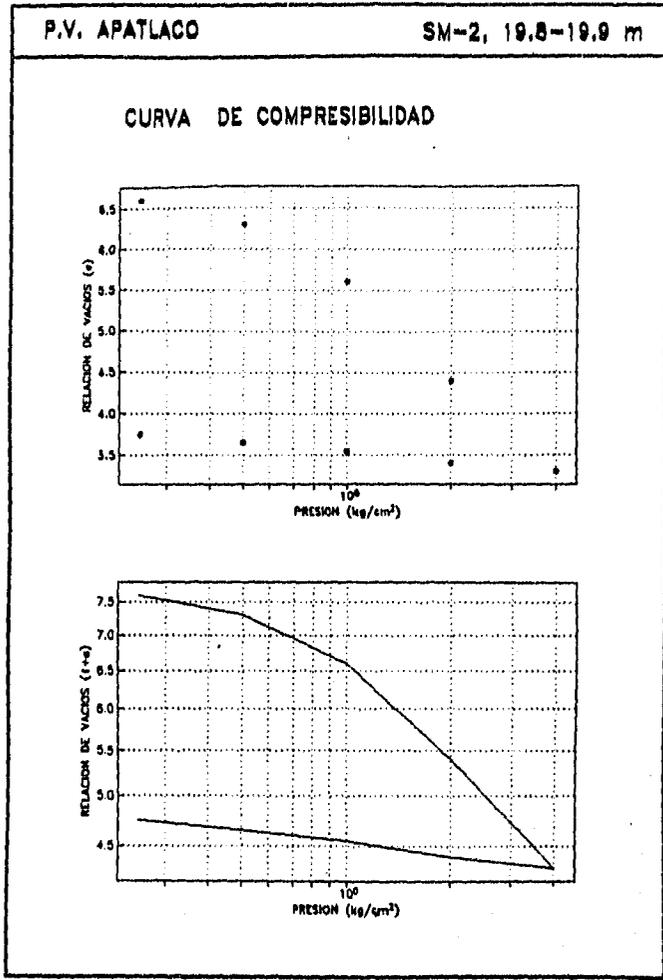


Fig. III.28 Curva de compresibilidad, SM-2, de 19.80 a 19.90 m.

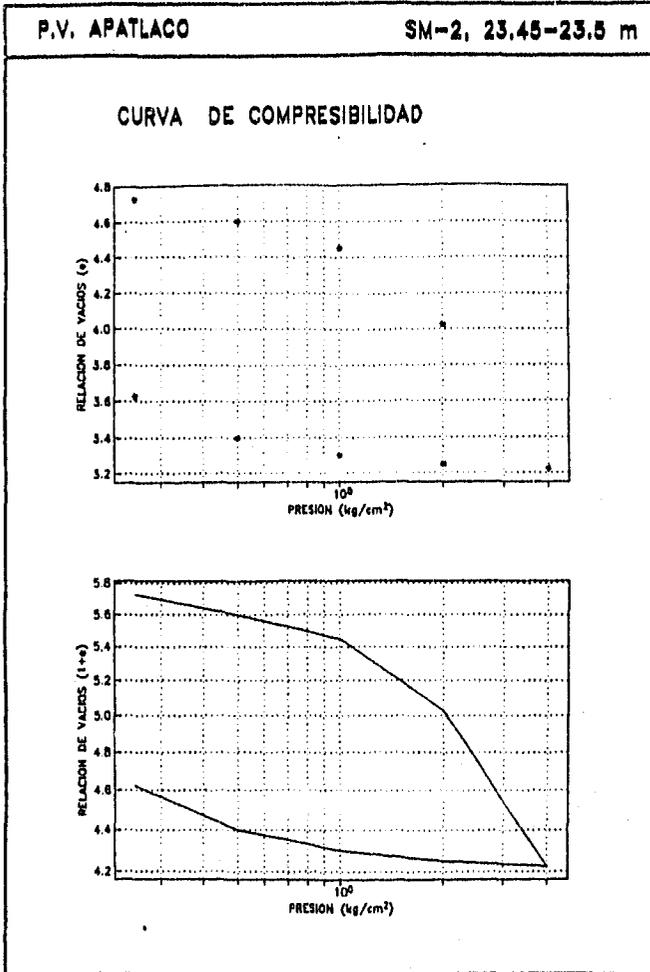


Fig. III.29 Curva de compresibilidad, SM-2, de 23.45 a 23.50 m.

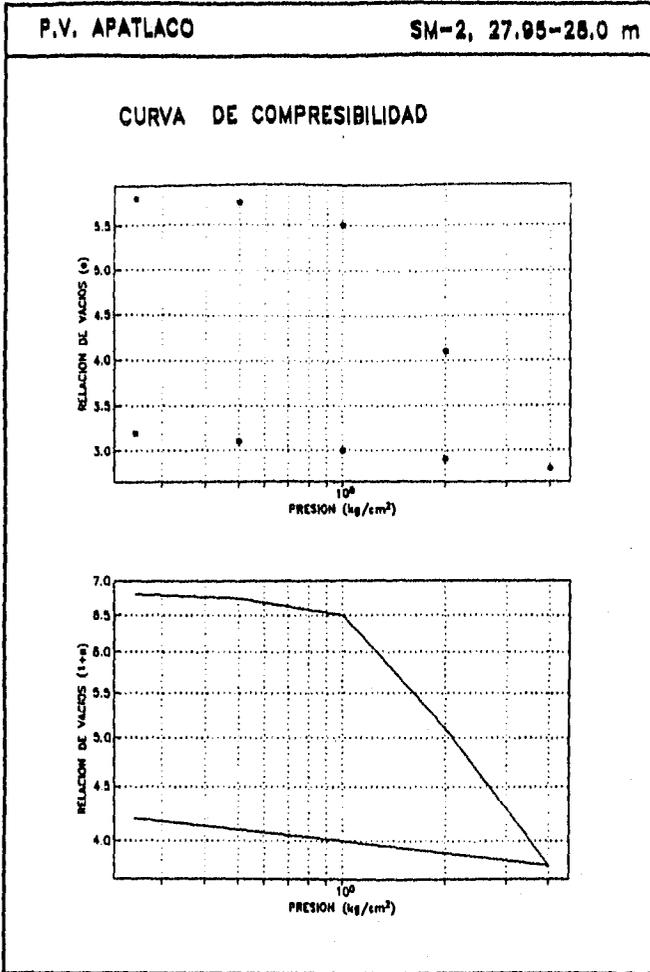


Fig. III.30 Curva de compresibilidad, SM-2, de 27.95 a 28.00 m.

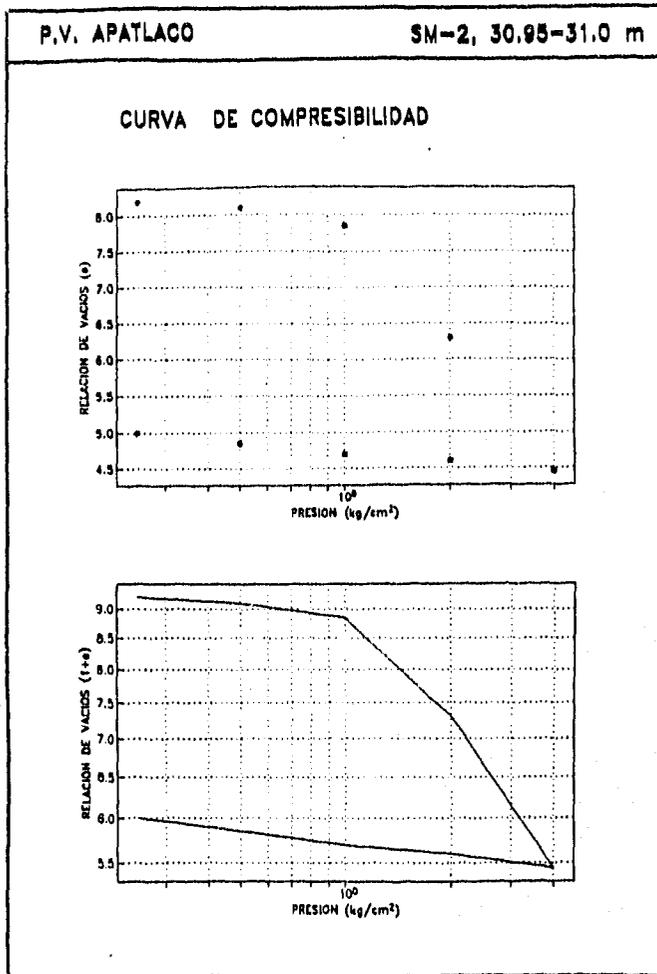


Fig. III.31 Curva de compresibilidad, SM-2, de 30.95 a 31.00 m.

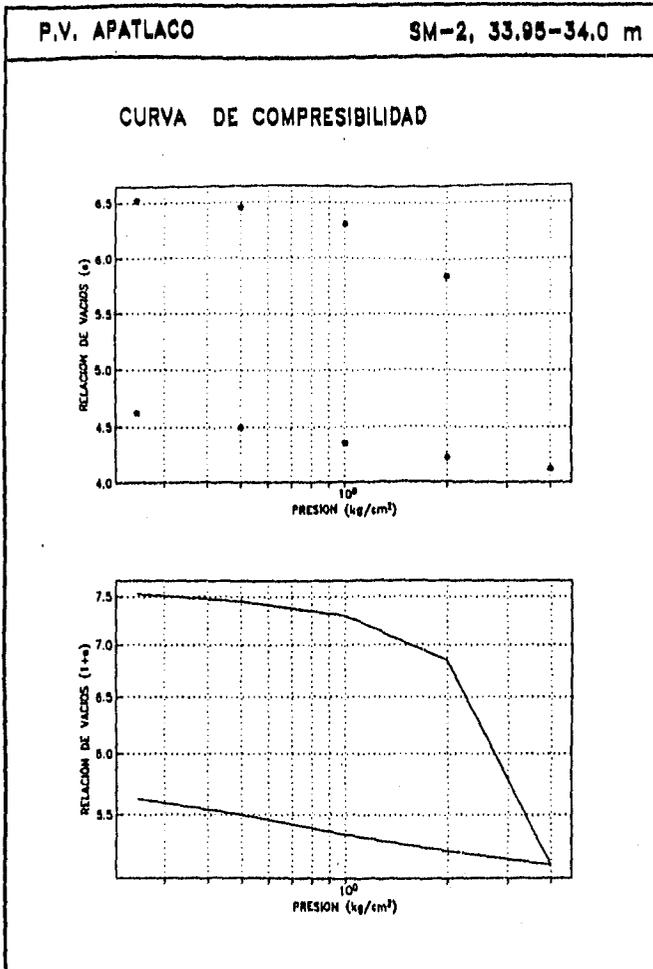


Fig. III.32 Curva de compresibilidad, SM-2, de 33.95 a 34.00 m.

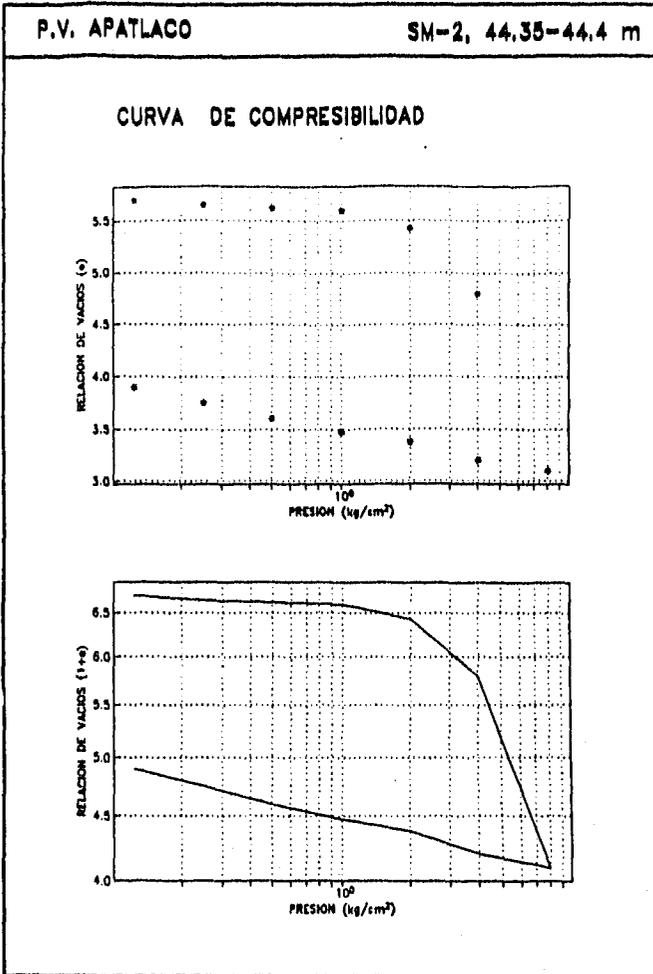


Fig. III.33 Curva de compresibilidad, SM-2, de 44.35 a 44.40 m.

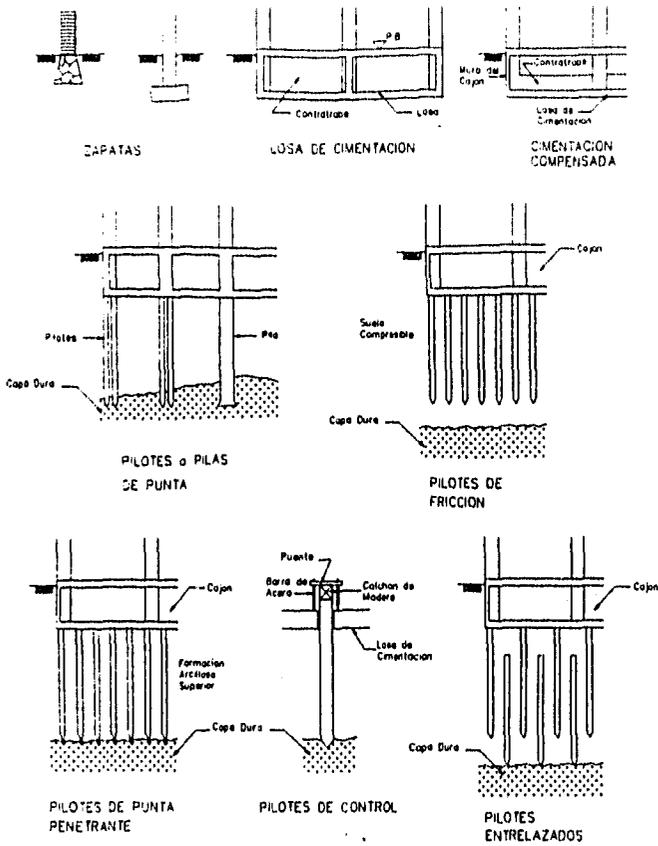


Fig. IV.1 Tipos de cimentaciones mas usuales en las zonas de transición y lago de la Ciudad de México.

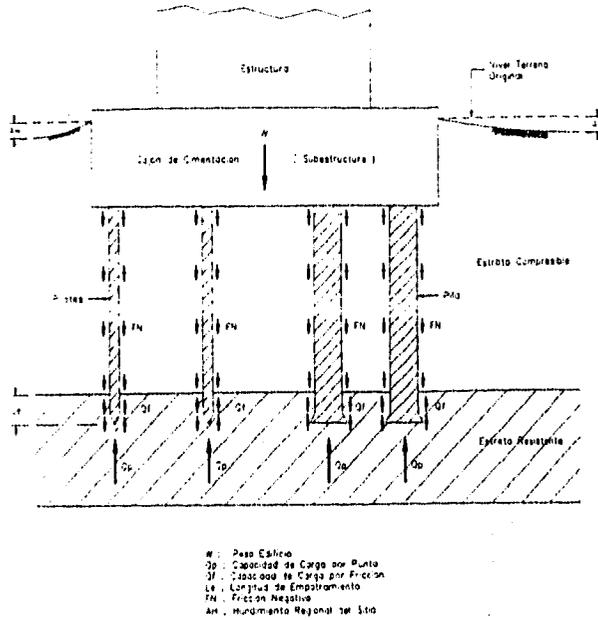


Fig. IV.2 Cimentaciones profundas con pilas y pilotes.

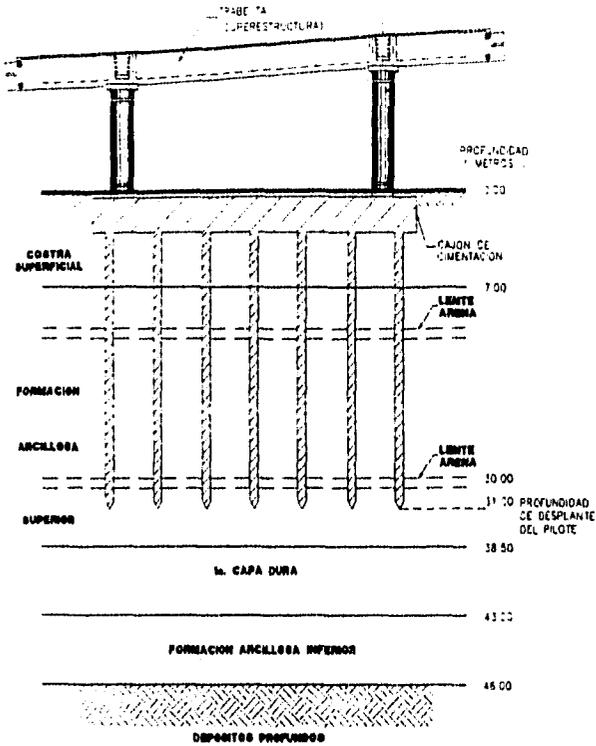


Fig. V.1 Cajón de cimentación con pilotes de fricción.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

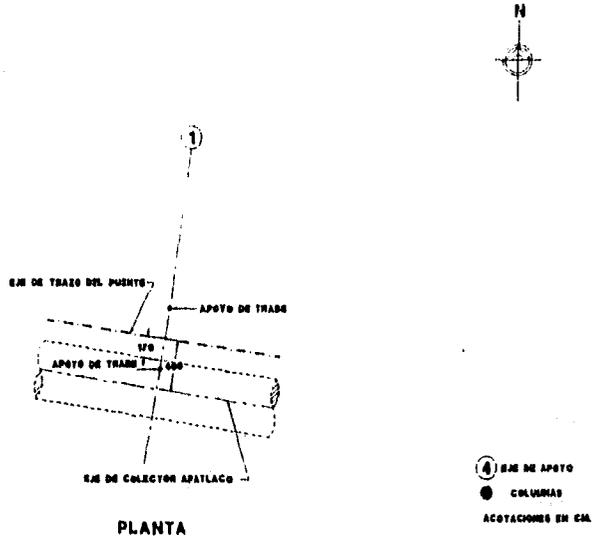


Fig. V.2 Ubicación del colector en el eje 1.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

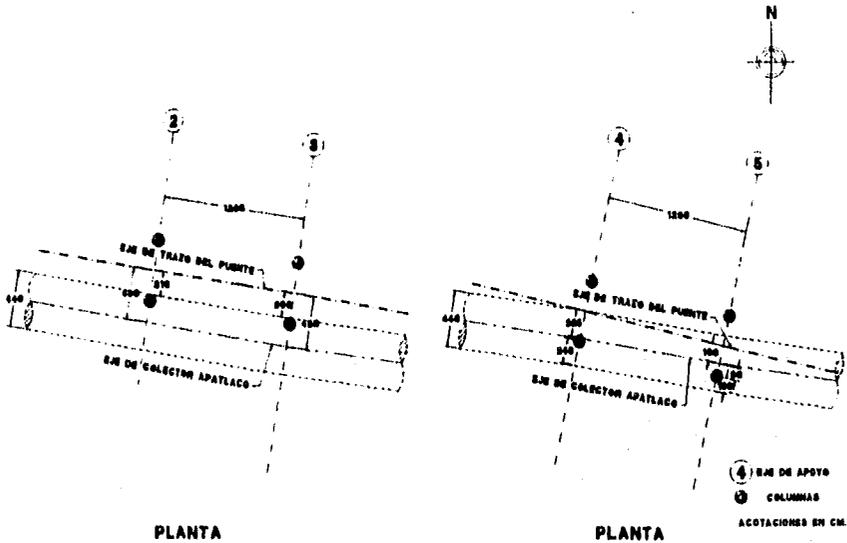


Fig. 7.3 Ubicación del colector en los ejes 2-3 y 4-5.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

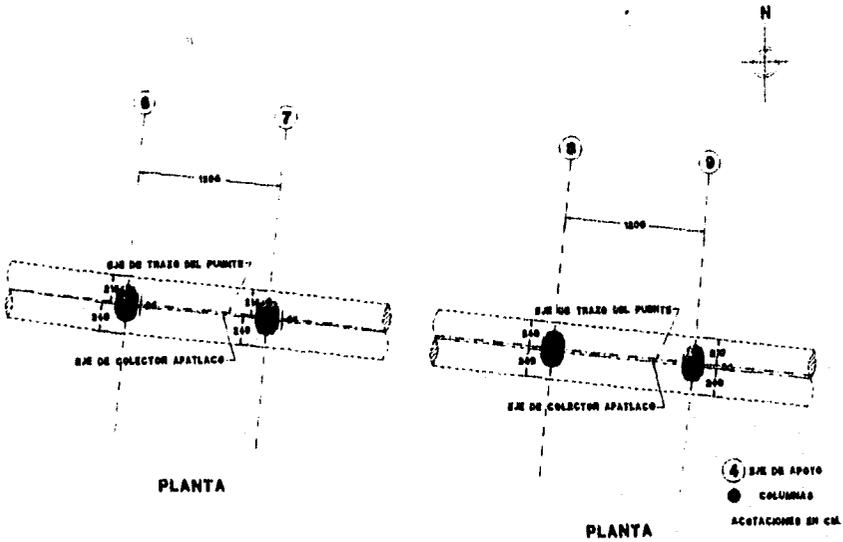


Fig. V.4 Ubicación del colector en los ejes 6-7 y 8-9.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

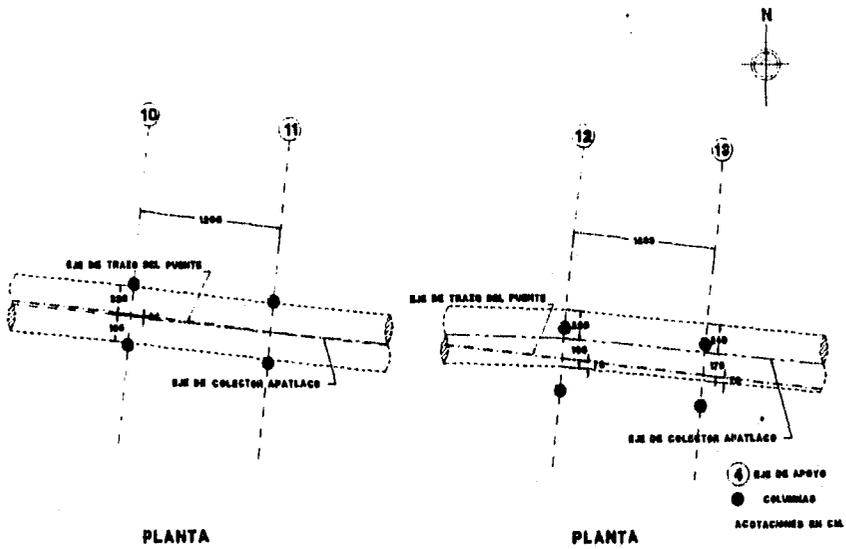


Fig. V.5 Ubicación del colector en los ejes 10-11 y 12-13.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

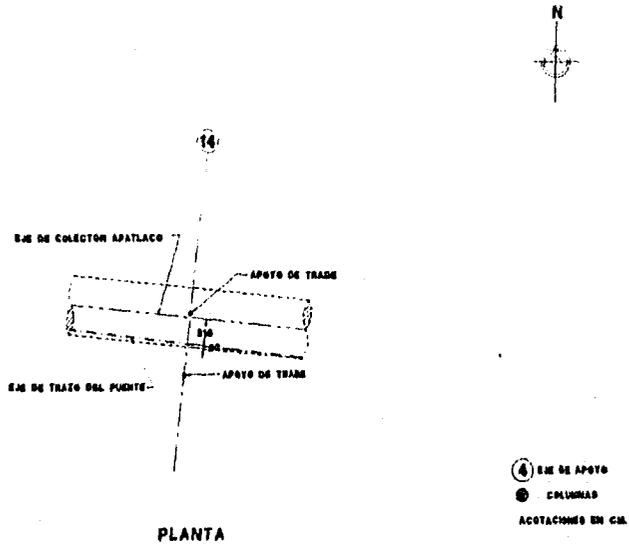
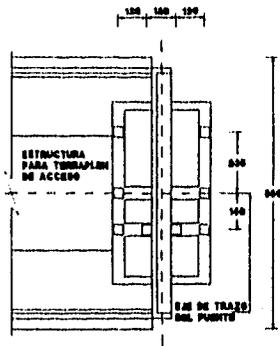


Fig. V.6 Ubicación del colector en el eje 14.

PUENTE VEHICULAR APATLACO



MANDO DE PILETA 8
 PILETA DE 40x40 cm.
 ACOTACIONES EN CM.
 (M) MANDO DE APOYO.

Fig. V.7 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en el eje 1.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

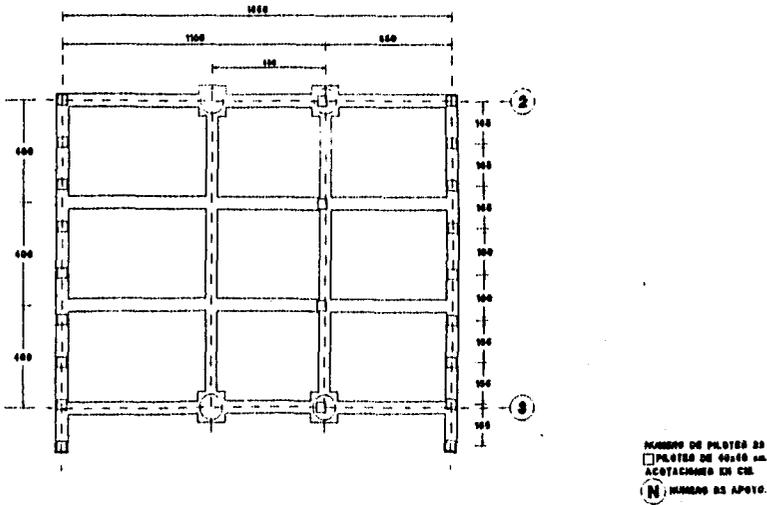


Fig. V.6 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en los ejes 2 y 3.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

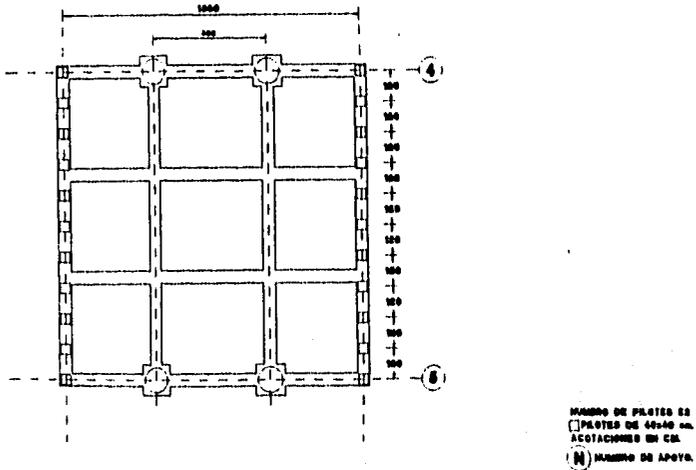
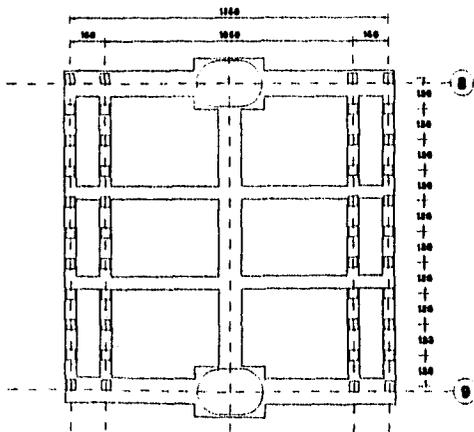


Fig. V.9 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en los ejes 4 y 5.

PUENTE VEHICULAR APATLACO



NÚMERO DE PILETAS 45
 PILETAS DE 40x40 cm.
 ACOTACIONES EN CM.
 M. MARCA DE APoyo.

Fig. V.11 Distribución de pilotas en cajón de cimentación en los ejes 8 y 9.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

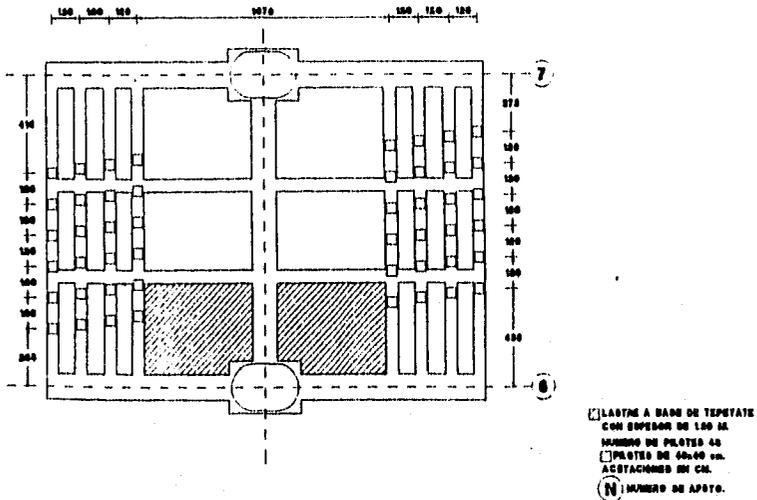


Fig. V.10 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en los ejes 6 y 7.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

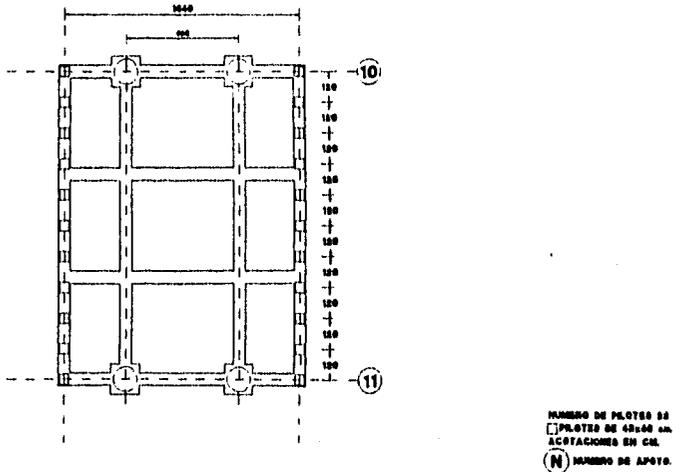


Fig. V.12 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en los ejes 10 y 11.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

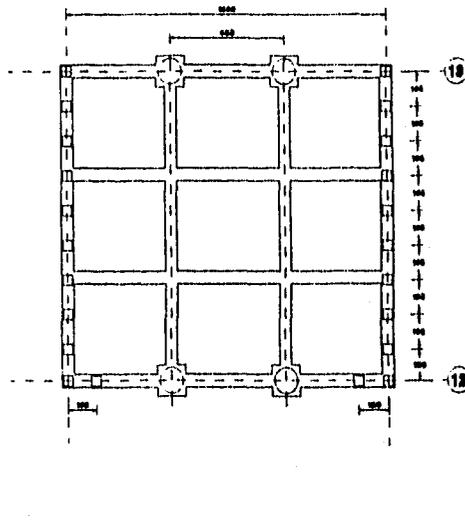


Fig. V.13 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en los ejes 12 y 13.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

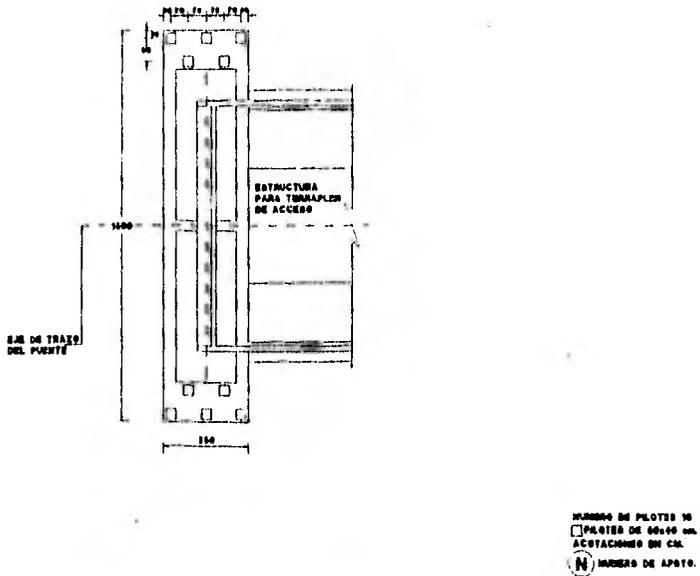


Fig. V.14 Distribución de pilotes en cajón de cimentación en el eje 14.

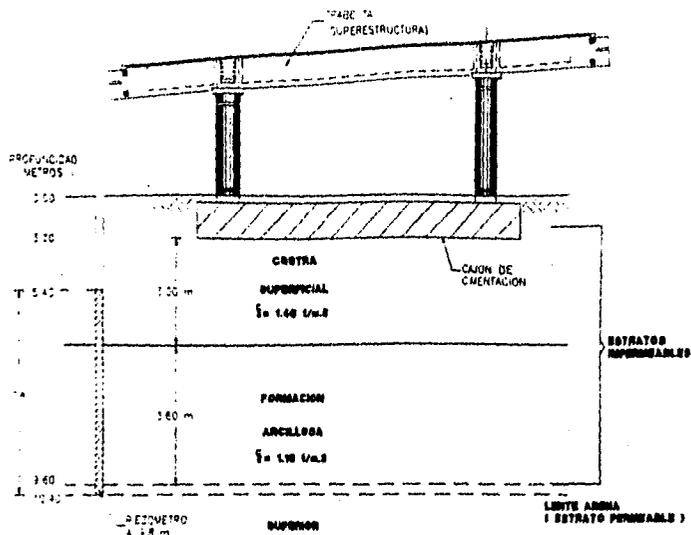
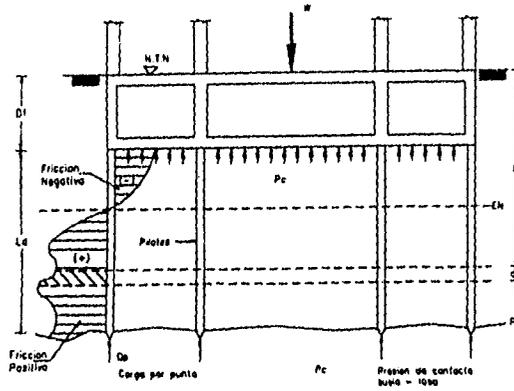


Fig. V.13 Consideraciones para la falla por subpresión.



Donde:
 NTN, nivel de terreno natural.
 h; profundidad del estrato.
 W; peso de la estructura.
 EN; eje neutro.
 DI; profundidad de asentamiento del cajón.
 Pc; presión de contacto suelo-losa.
 Qp; carga por punta.
 Ld; longitud de diseño del pilote.

Fig. V.16 Distribución de esfuerzos cortantes a lo largo del fuste del pilote.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

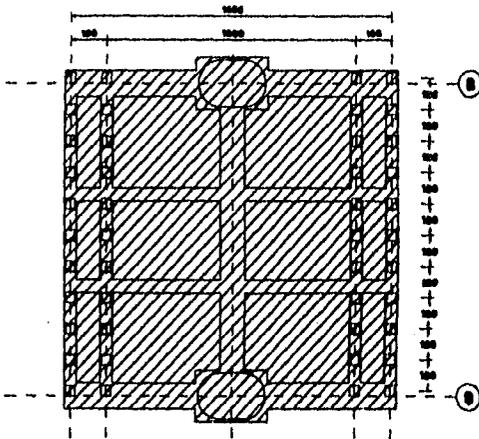
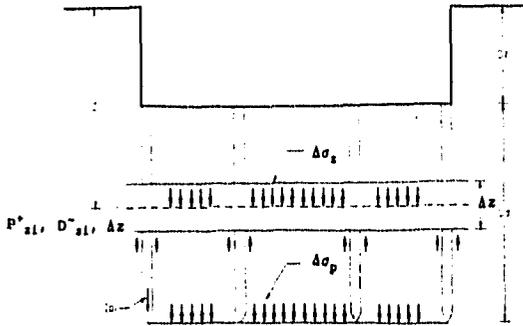


Fig. V.17 Envolvente del conjunto de pilotes.



$P'_{zi}, D'_{zi}, \Delta z$ REACCIÓN DEL SUELO CONTRA EL PUNTE DEBIDO A LA FROCCION POSITIVA O NEGATIVA Y ACTUANDO EN Δz
 $\Delta \sigma_z$ CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA DEBIDO A LA FROCCION POSITIVA O NEGATIVA QUE EL PUNTE LE TRASMITIÓ AL SUELO
 $\Delta \sigma_p$ CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA DEBIDO A LAS FUERZAS EN LA PUNTA

Fig. V.18 Transmisión de la carga uniformemente.

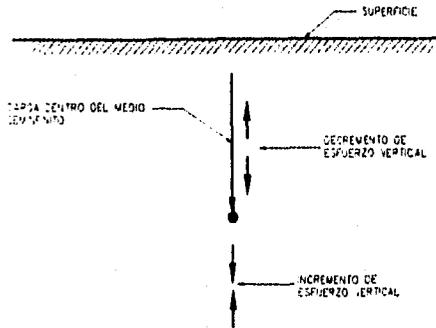


Fig. V.19 Distribución de la carga a partir del nivel de carga de aplicación.

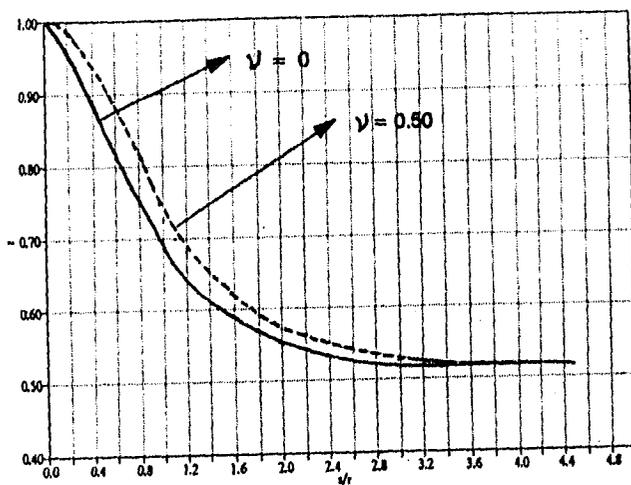


Fig. V.29 Valores de influencia para un Área circular uniformemente cargada.

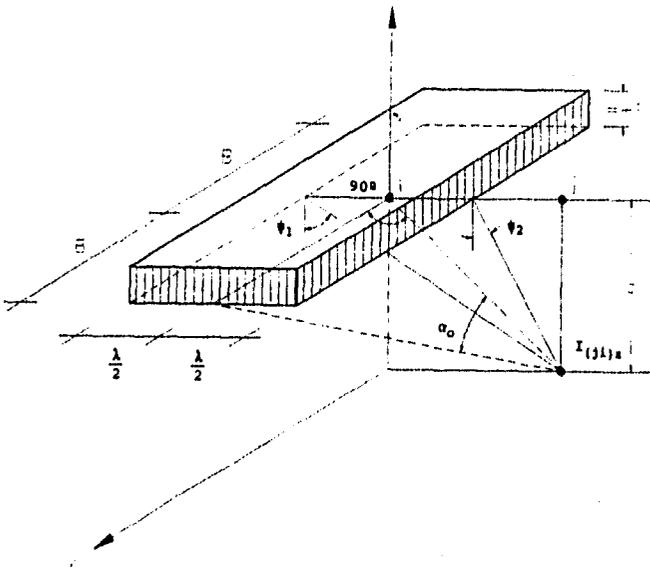
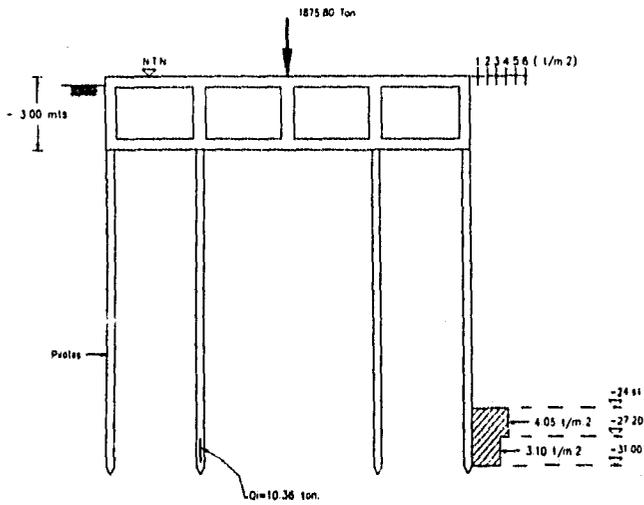


Fig. V.21 Esfuerzo vertical en un punto debido a una carga rectangular uniformemente



CARGA POR PUNTA EN CADA PILOTE = 10.36 ton

Fig. V.22 Distribución de esfuerzos cortantes a partir del eje neutro.

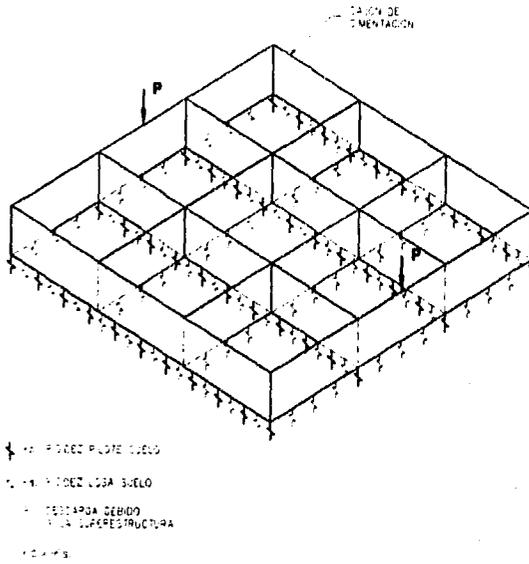


Fig. VI.1 Modelo de análisis del cajón de cimentación.

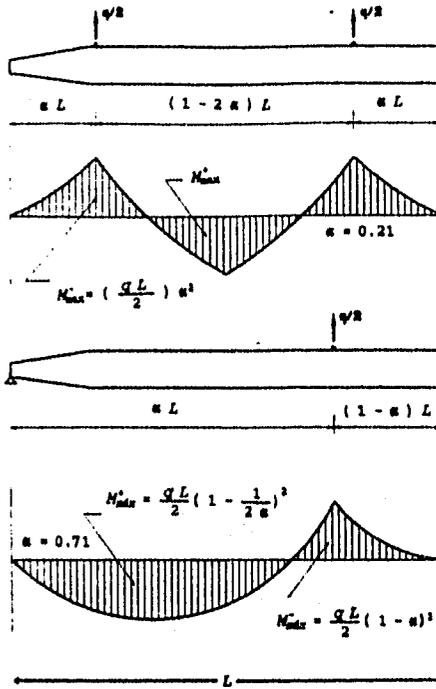


Fig. VI.2 Momentos flexionantes debido al transporte e izaje de los pilotes.

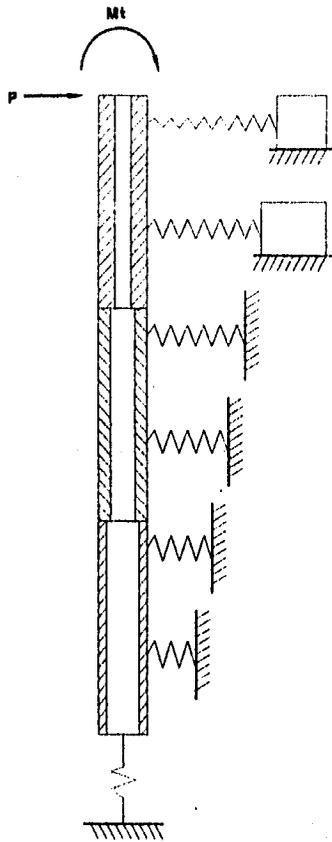


Fig. VI.3 Modelo de análisis para pilote-suelo.

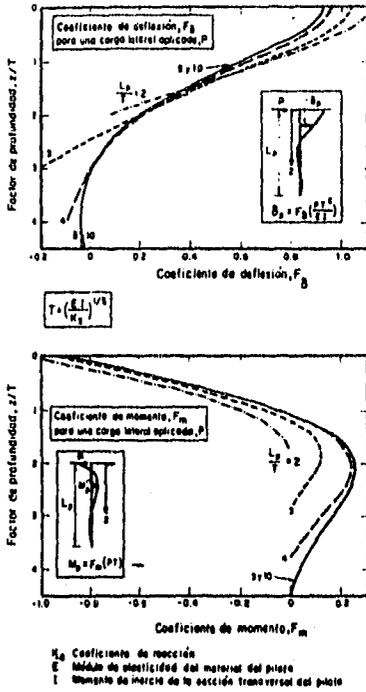


Fig. VI.4 Coeficientes de deflexión y de momento para pilotes sometidos a carga lateral.

PUENTE VEHICULAR APATLACO

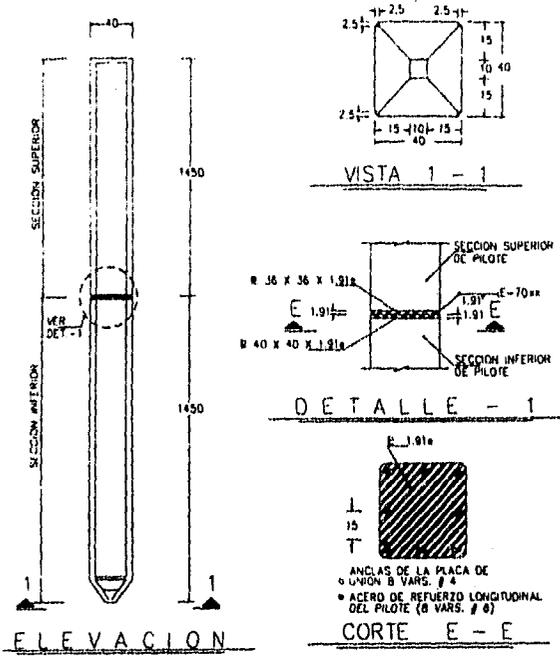


Fig. VI.5 Características geométricas y estructurales del pilote.