

28

2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

Regimien Discontinua

“CIMENTACION DEL PUENTE VEHICULAR EJE 3 OTE. Y VIADUCTO MIGUEL ALEMAN”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GERARDO DE LA LUZ ZAMORANO

ASESOR:

ING. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ

MÉXICO

1998

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

267061



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

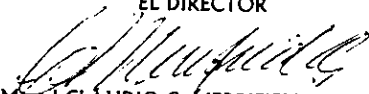
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION



GERARDO DE LA LUZ ZAMORANO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 17 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RODRIGO MURILLO FERNÁNDEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "CIMENTACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR EJE 3 OTE. Y VIADUCTO MIGUEL ALEMÁN", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 19 de marzo de 1997.
EL DIRECTOR


M-en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.

AGRADECIMIENTOS.

A DIOS.

Porque me dejó llegar a mis primeras metas.

A MIS PADRES.

Por la comprensión y apoyo que me dieron en toda mi carrera, por lo cual -- crea en mi una admiración, cariño y -- respeto por ustedes.

A MI HERMANA.

Por los consejos sinceros hacia mi.

A MI ASESOR.

ING. RODRIGO MURILLOFERNANDEZ por su - enseñanza, conocimientos y por su dedi- cación para mi formación profesional.

A MIS PROFESORES.

Por sus conocimientos y enseñanzas impartidas hacia nosotros.

A MIS AMIGOS.

Por su ayuda en la realización de mi - trabajo de Tesis.

INDICE.

| | PAG. |
|------------------------------------|------|
| 1. INTRODUCCIÓN. | 1 |
| 2. ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO | 5 |
| a) EXPLORACIÓN | 5 |
| b) ENSAYOS | 15 |
| c) ESTRATIGRAFÍA | 25 |
| 3. DISEÑO GEOTÉCNICO. | 35 |
| a) ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA. | 36 |
| b) DEFORMABILIDAD. | 60 |
| c) EXPANSIONES. | 73 |
| 4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. | 78 |
| a) CAJONES DE CIMENTACIÓN. | 78 |
| b) CIMENTACIÓN PROFUNDA. | 81 |
| c) TERRAPLENES. | 84 |
| 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. | 89 |
| ANEXO I. | 92 |
| ANEXO II. | 95 |
| ANEXO III. | 97 |
| ANEXO IV. | 99 |
| 6. REFERENCIAS. | 101 |

CAPITULO I

CAPITULO I

1.- INTRODUCCIÓN

Acorde con la evolución del país, particularmente la generada en el área metropolitana de la Ciudad de México, la cual está integrada por la Ciudad de México (Distrito Federal), y los municipios conurbados del Estado de México e Hidalgo, se detecta un incremento de volumen vehicular, tanto del tipo particular como de transporte público, este último con la necesidad de satisfacer la demanda de movilidad, generada por la población asentada en el área metropolitana.

Como consecuencia de las necesidades de desplazamiento se ha instrumentado una serie de obras puntuales congruentes con los planes y tiempos de implantación propuestos en los programas rectores del transporte y vialidad en el período comprendido entre los horizontes de 1994 - 2000.

La avenida Francisco del Paso y Troncoso Eje 3 Ote., vía principal de la red primaria del D.F., se articula con la trama vial primaria del Estado de México a través de la liga puenteros distribuidor Zaragoza con la Avenida Oceanía para posteriormente conectarse a la Avenida Carlos Hank González (Av. Central), actual corredor principal de tipo comercial y de equipamiento por el cual accede la mayor parte del transporte a los municipios conurbados del Estado de México.

Estas vialidades conformarán el corredor de enlace Norte- Sur (Xochimilco - Venta de Carpio), esta será una de las tres vialidades que sirve a una población aproximada de dos millones y medio de habitantes de la región nororiente del Distrito Federal y del Valle de Cuautitlán - Texcoco, esta última muestra graves problemas de congestión en las horas de máxima demanda (fig. 1.1)

El marco de análisis, presenta zonas donde el uso del suelo es habitacional de media y alta densidad, con algunos usos de servicio, comercio y abasto. No se completan cambios en los usos acorde con las normas del crecimiento urbano, la única tendencia que puede esperarse, es la consolidación de las zonas actuales y el crecimiento normativo de la mancha urbana.

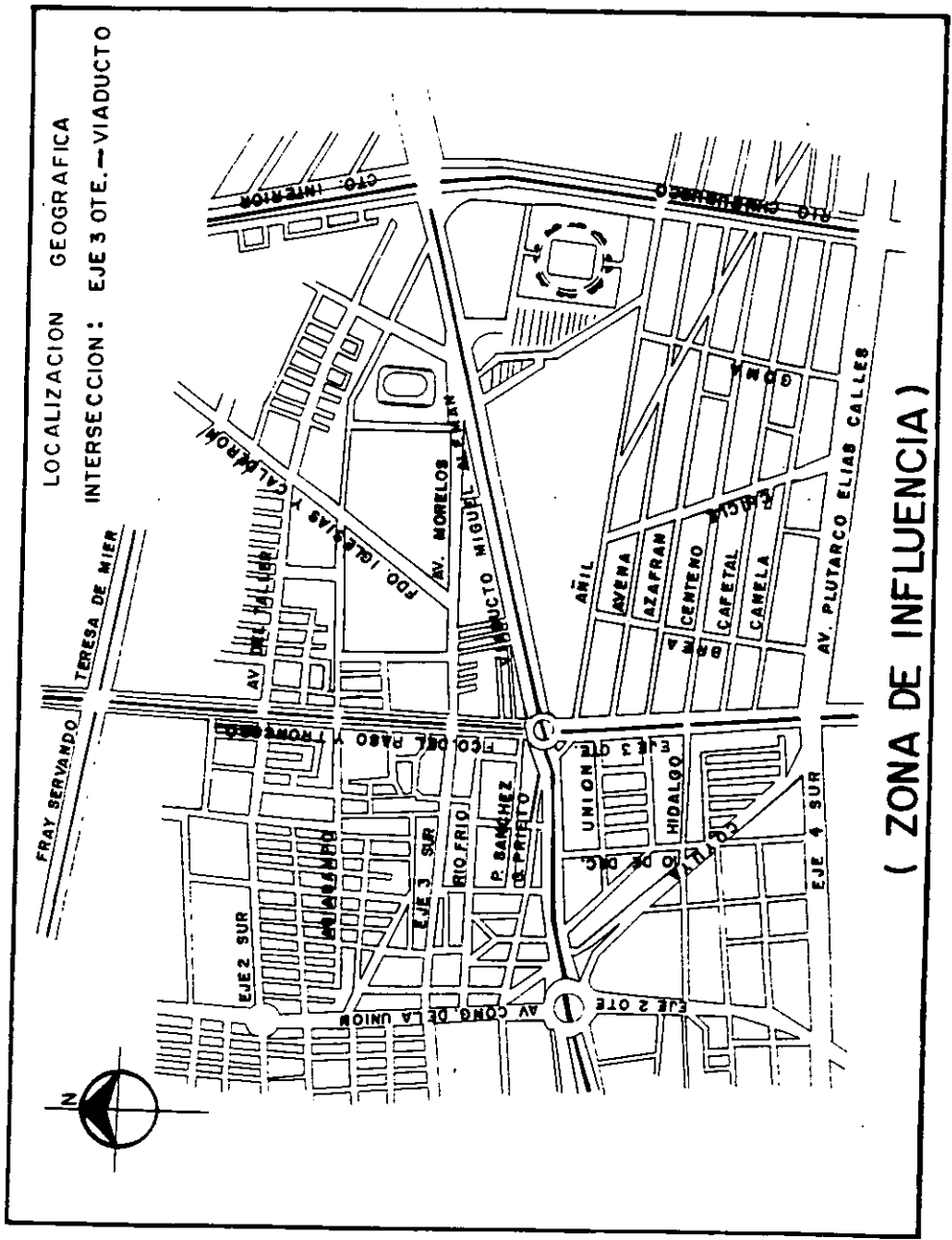


Fig.1 Zona de influencia del proyecto Eje 3 OTE - Viaducto.

La operación actual nos muestra lo conflictivo que resulta dar la vuelta izquierda o en U utilizando los cuerpos centrales de Francisco del Paso y Troncoso, retornar mediante la glorieta de Viaducto o continuar por las avenidas primarias que desembocan al corredor (Francisco del Paso y Troncoso), sobre el tramo de estudio para realizar la intercomunicación entre zonas (Oriente poniente y Poniente oriente), hay que incorporarse a las laterales de tres carriles interfiriendo el flujo de tránsito o en su defecto tomar la incorporación directa a los carriles centrales, interfiriendo considerablemente el tránsito vehicular por falta de radio de giro y no existir fase para estos movimientos.

Lo anterior se traduce en graves conflictos de congestión, ocasionando accidentes frecuentes y pérdida de tiempo, presentando niveles de operación con servicio E y F (para el servicio E velocidades de 30 a 35 km/h y para servicio F velocidades menores a 30 km/h) a lo largo del corredor, principalmente en la intersección de Av. Fco. del Paso y Troncoso con Viaducto Río de la Piedad y con Av. Morelos Eje 3 Sur. A partir de liberar estas dos intersecciones inicia la liga con el tramo de tránsito continuo hacia la zona sur, en esta intersección se plantea la implantación del puente vehicular motivo por el cual se va a estudiar el proyecto y la realización, la cual se va a ubicar en EJE 3 OTE VIADUCTO - EJE 3 SUR.

El planteamiento de enlace a través de puentes vehiculares, nos proporcionará el restaurar el nivel de servicio que requiere la vialidad en función a los volúmenes vehiculares que en ella se presentan.

Los estudios de ingeniería de tránsito nos muestran que actualmente se tienen en los carriles de la vialidad Fco. del Paso y Troncoso (Eje 3 Ote.) procedentes de Av. Oceanía y la Av. 608 del orden de 37,267 vehículos de norte - sur y 34,865 de sur a norte al día y 2,936 - 3,084, respectivamente durante las horas pico matutina norte - sur y sur - norte. La composición vehicular en ambos sentidos contempla el 89% de vehículos tipo A (automóviles), el 6% vehículos tipo B (Transporte público), y el 5% de vehículos tipo C (Camiones de carga).

Con respecto a la vialidad que nos interesa ligar a través del puente vehicular tiene que los volúmenes asignados para utilizar el puente (1995), en la hora de máxima demanda es de 1,744 vehículos en sentido norte sur y 1,882 vehículos en sentido sur norte, la composición vehicular en sentido norte sur es del 88%

vehículos del tipo A, 7% del tipo B y el 5% de vehículos del tipo C, y en el sentido sur norte la participación es del 90% tipo A, 5% tipo B y 5% tipo C.

Considerando los volúmenes asignados por sentido y sus diferentes escenarios de proyecto, se propone una sección de puente de 10.5 m (tres carriles) de circulación para cada sentido, este puente no contempla bahías de ascenso y descenso de usuarios para el transporte público, por coincidir con cuerpos laterales para la circulación del transporte público, las velocidades promedio sin proyecto en ambos sentidos del corredor Francisco del Paso y Troncoso es de 32.6 km/h.

Con respecto a los movimientos peatonales no se requiere la construcción de pasos a desnivel elevados o deprimidos, los movimientos se realizarán a nivel en las zonas marcadas para cruce peatonal, al considerar que existe área suficiente bajo el puente a la cual se le dará un trabajo de obra exterior acorde al entorno urbano y su equipamiento a los cuerpos laterales.

Considerando la sección requerida por el puente vehicular, acorde a los escenarios del proyecto, de tres carriles de circulación para cada sentido igual a 10.5 m de arroyo, así como los impedimentos de instalación de PEMEX y el interceptor oriente, los cuerpos serán independientes, observando una separación variable entre ambos la cual oscila entre 1 m y 9 m por lo cual tendremos que la sección total del puente será de 23.5 m a 31.5 m en la zona norte.

Parte fundamental de los beneficios obtenidos con el proyecto de un puente vehicular se refleja en el impacto ambiental, el beneficio se deberá principalmente en la reducción de emisión de contaminantes por la combustión de hidrocarburos del parque vehicular al reducir las demoras y congestionamientos.

C A P I T U L O I I

CAPITULO II ESTUDIOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Con objeto de diseñar el puente vehicular en estudio durante y después de su construcción, será necesario realizar Estudios Geotécnicos, tendientes a conocer las propiedades índice, mecánicas y de deformabilidad del subsuelo; con las cuales se normarán los criterios del proyectista en el diseño y construcción de dicho puente.

2.1.- EXPLORACIÓN.

Antes de exponer los resultados obtenidos de los trabajos de campo, así como las pruebas de laboratorio correspondientes al subsuelo donde será localizado el puente en estudio, se considera necesario hacer mención del origen geológico del Valle de México.

La cuenca del Valle de México, constituye un gran vaso natural azolvado que se formó en varias etapas geológicas que van del Terciario Medio al Cuaternario, durante las cuales se presentó una intensa actividad volcánica.

En este periodo se formaron las Sierras de Tezontlalpan y de Pachuca por el norte; Las Sierras de las Cruces, de Monte Alto, Monte Bajo y de Tepetzotlán por el poniente; Calpulalpan y Nevada por el oriente y finalmente de Chichinautzin por el sur, esta última cerró el drenaje original del valle y con ello la Cuenca de México.

Por otra parte, los ríos que descienden de las sierras hacia las partes profundas de la misma formaron abanicos de depósitos de boleos, grava y arena, pudiéndose mencionar entre los más representativos y los más importantes: el río Hondo, Mixcóac, Contreras, Teotihuacan, Cuautitlán, Tlanepantla, De la Compañía.

En las partes centrales de la cuenca eventualmente se depositaron materiales limo - arenosos, los cuales se interestratificaron con suelos, capas de cenizas provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur.

A medida que este proceso avanzó, fueron apareciendo lagos, principalmente en las partes centrales y en el sur. Debido a las lluvias abundantes durante el

periodo diluvial se acumularon cantidades de agua importantes que dieron origen a los lagos de Texcoco, Zumpango, Xaltocan, Xochimilco y Chalco, los cuales llegaron a formar un gran lago, durante ciertos periodos.

En términos generales, los lagos se pueden clasificar en dos grupos, los lagos formados en las partes bajas que constituyen vasos de evaporación y por ello fueron salobres como el lago de Xaltocan y Texcoco; y por los lagos formados al pie de la Sierra del Chichinautzin que fueron nutridos continuamente por manantiales y que por ello fueron de agua dulce.

En la época prehispánica el Valle comprendía dos zonas, la del Lago, en medio de la cual estaba el Islote o Chinampa de Tenochtitlan y en la zona de colinas vecinas o de lomas, por la parte poniente. El Islote estaba conectado a las orillas por terraplenes o calzadas como la de Tlacopan al poniente y la del Tepeyac al norte; al sur, el bordo de Mexicaltzingo separaba las aguas dulces del lago de Xochimilco de las aguas saladas del lago de Texcoco. Se ha determinado con base en datos históricos y sondeos recientes, que entre las amplias zonas de subsuelo lacustre correspondientes a los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco hay un canal de intercomunicación estrecho, de espesores de arcilla variable.

Al paso de los años los lagos fueron desecándose, hasta llegar a las condiciones actuales.

De acuerdo a las características del subsuelo, el Valle de México se ha dividido en tres zonas principales: La zona de Lomas, la de Transición y la de terreno Blando o de Lago.

a) La zona de Lomas, incluye las faldas de la Sierra de Guadalupe, la Serranía de las Cruces y adicionalmente las partes altas de los cerros de la Estrella. Está formada por suelos firmes areno - limosos y tobas compactadas de alta capacidad de carga y baja deformabilidad; se incluyen los derrames de basalto del pedregal.

b) La zona de Transición, constituye el cambio, entre los materiales que forman la zona de Lomas y las existentes en la zona de Lago.

Debido a las condiciones de erraticidad que presenta la estratigrafía de esta zona se ha reconocido tres transiciones típicas.

b.1) Progresiva, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacente a las capas más recientes de arcilla lacustre.

b.2) Interestratificada, características de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados, por finos generalmente, duros y más resistentes.

b.3) Abrupta, que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa con interfase de suelo residual.

c) Por último, la zona de Lago sobre la cual se asienta gran parte de la Ciudad de México está formada por la sedimentación de arenas y arcillas de origen volcánico, las cuales fueron transportadas por el aire y las corrientes hacia las aguas tranquilas de los lagos que se originaron en la cuenca. A medida en que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: El primer horizonte u horizonte inferior lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales (anteriores al cierre de la cuenca) e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compactado, en su parte más superficial; a continuación sobre dichos depósitos se encuentra la formación Tacubaya, la cual está constituida por arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al corte; finalmente, las formaciones más recientes y en consecuencia más superficiales, corresponden a la Becerra, Barrilaco y Totolsingo. De esta forma la zona lacustre se encuentra formada por los siguientes estratos:

c.1) Manto superficial; También denominado Costra superficial, está constituido por rellenos artificiales heterogéneos y depósitos areno - limosos o arcillosos, los cuales se han desecado intensamente.

c.2) Formación Arcillosa Superior. Constituye un estrato con espesor que varían entre 15 y 32 m formados por arcilla blanda, saturadas y altamente compresibles, que se depositaron en la zona lacustre del Valle; se detectan, además, intercalaciones de lentes de arena de origen volcánico.

c.3) Capa Dura; es un estrato de aproximadamente tres metros de espesor en promedio que representa una época geológica en la cual predominó la sequía, por lo que está formada principalmente por materiales limo - arenosos con intercalaciones de grava cementados con carbonato de calcio; presenta una alta resistencia debido a la alta compacidad de los materiales.

c.4) Formación Arcillosa Inferior; se encuentra constituida por arcillas volcánicas semejantes a las de la Formación Arcillosa Superior, sujetas a un proceso de consolidación mayor por lo que su compresibilidad es menor, presentando una mayor resistencia al esfuerzo cortante.

c.5) Depósitos Profundos; son suelos muy compactados formados principalmente por arenas limosas con grava, lo que constituye los primeros acarreo que se depositaron en las paredes más profundas de la cuenca.

Posteriormente como parte inicial de los trabajos geotécnicos, se realizó una visita a la zona, con objeto de hacer un reconocimiento del área, y observar los posibles accidentes topográficos y geotécnicos superficiales existentes.

De acuerdo a los señalamientos establecidos se procedió a realizar los trabajos de exploración con los sondeos exploratorios (SE-1, SE-2 y SE-3) mediante el uso del cono eléctrico para determinar la variación de la resistencia con la profundidad en los sitios determinados (fig. 2.1). La profundidad promedio de estos sondeos fue de 55 m. En los estratos donde la resistencia fue superior a la del cono se procedió a ejecutar la prueba de penetración estándar, para así obtener una idea de la consistencia o compacidad de los materiales encontrados a la profundidad explorada.

Determinadas las profundidades para obtener las muestras inalteradas se procedió a realizar los sondeos selectivos 1 y 2 con el uso del tubo Shelby, las muestras se obtuvieron a diferentes profundidades las que corresponden a los estratos más representativos del subsuelo.

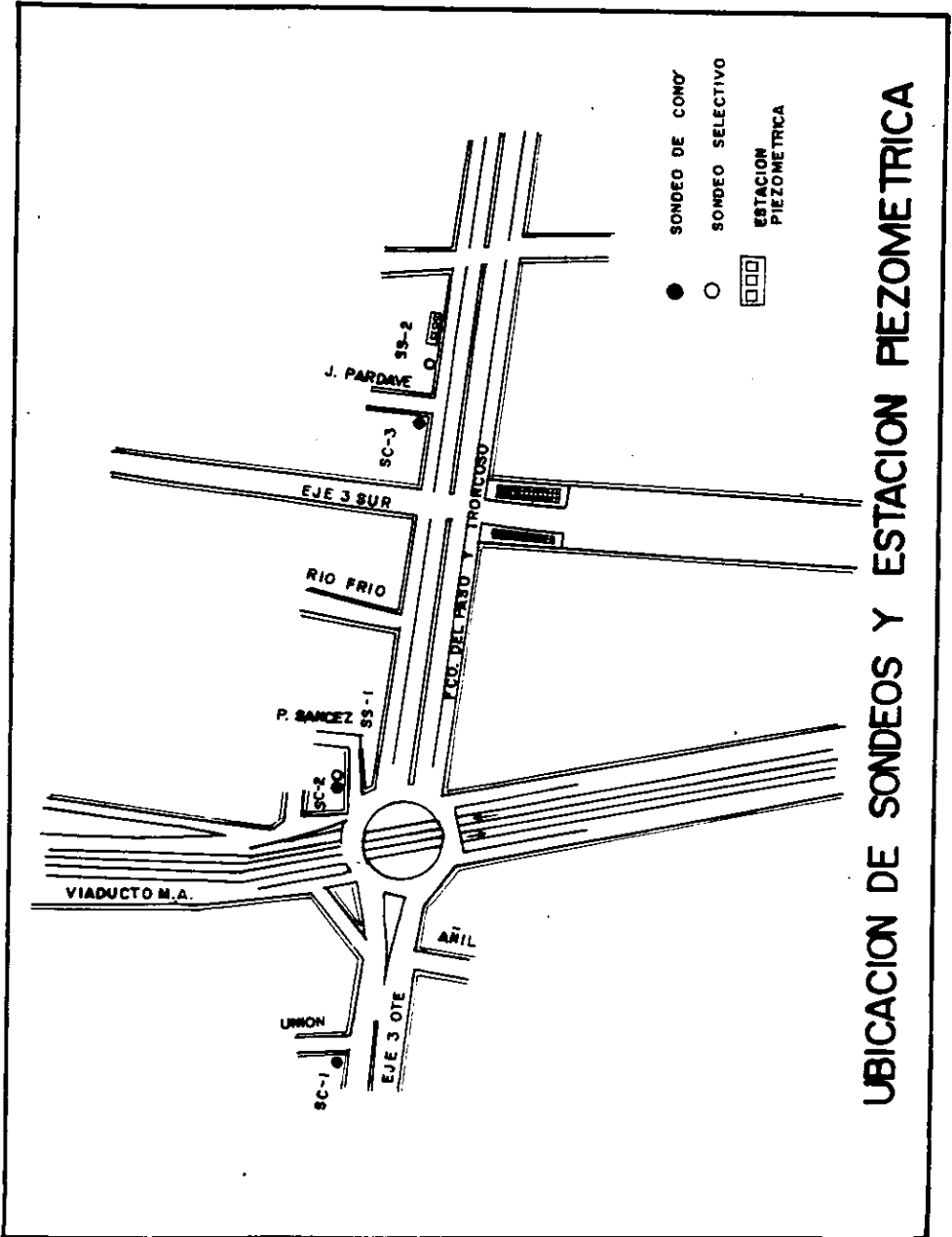


Fig. 2.1 Ubicación de sondeos y estación piezométrica

Con la información obtenida a través de los sondeos de cono se procedió a determinar el perfil aproximado del subsuelo (figs. 2.2, 2.3, 2.4); con éste, se determinaron las profundidades de las muestras inalteradas para cada sondeo, las que indican en la siguiente tabla :

SONDEO SELECTIVO

| Muestra Inalterada | Profundidad (m) | Profundidad (m) |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| No. | SS-1 | SS-2 |
| 1 | 3.00 a 3.90 | 2.00 a 2.90 |
| 2 | 10.00 a 10.90 | 5.00 a 5.90 |
| 3 | 15.00 a 15.90 | 8.00 a 8.90 |
| 4 | 20.00 a 20.90 | 11.00 a 11.90 |
| 5 | 26.00 a 26.90 | 15.00 a 15.90 |
| 6 | 32.00 a 32.90 | 23.00 a 23.90 |
| 7 | 37.00 a 37.90 | 27.00 a 27.90 |
| 8 | 47.00 a 47.90 | 32.00 a 32.90 |
| 9 | --- | 37.00 a 37.90 |
| 10 | --- | 45.00 a 45.90 |

Obtenidas las muestras se instaló una estación piezométrica que consiste en 3 piezómetros de celda abierta y un tubo de observación a 6.00 m de profundidad (fig. 2.5). A continuación se dan las profundidades a las que se colocaron los piezómetros:

| Piezómetro No. | Profundidad (m) |
|---------------------|-----------------|
| 1 | 22 |
| 2 | 43 |
| 3 | 53 |
| Tubo de observación | 6 |

Quince días después de construida la estación piezométrica, se procedió a realizar las lecturas para determinar los niveles hidrostáticos del agua en el subsuelo, los que ha continuación se indican:

PTE VERTICAL EJE 3 OTE-VIA DUCTO

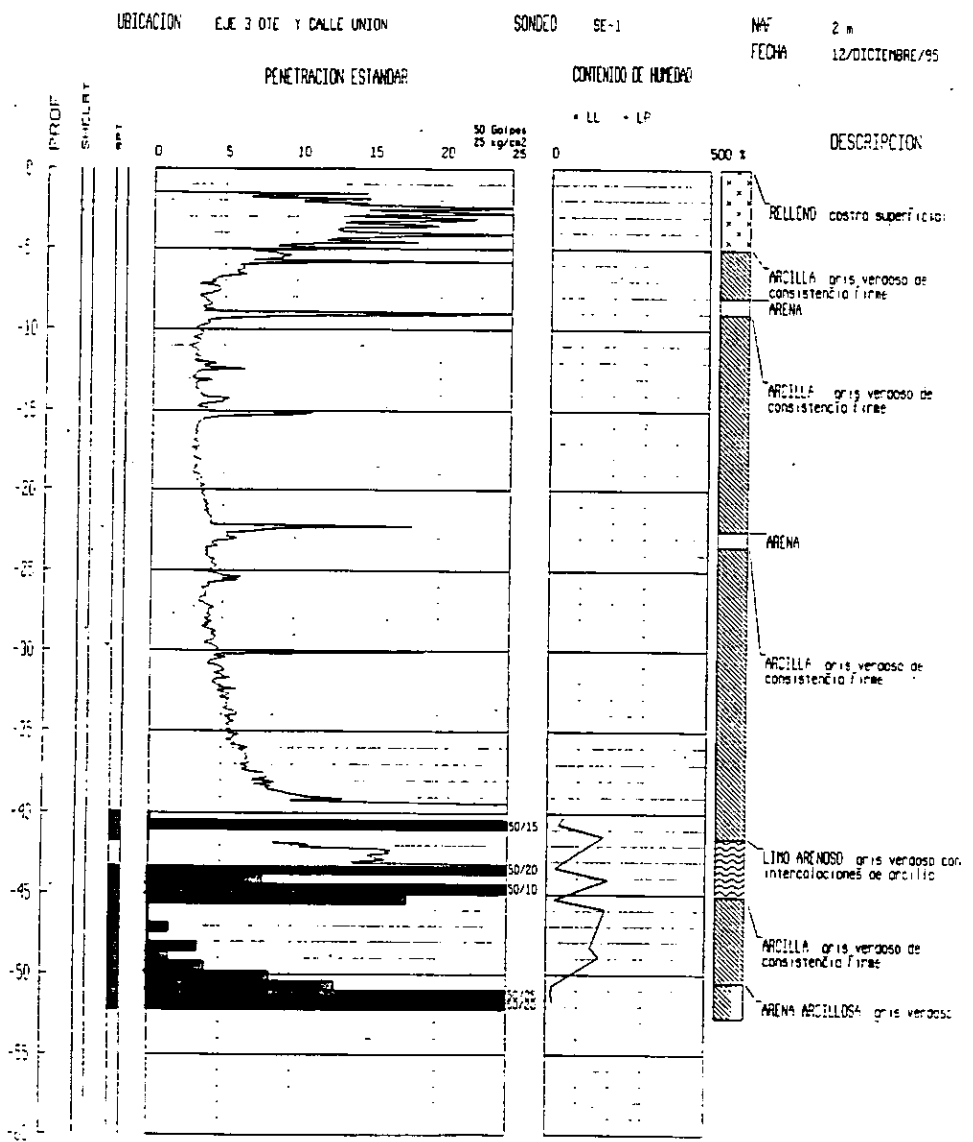


Fig.2.2 Sondeo de cono eléctrico SE-1

PROYECTO VEHICULAR LOTE 3 OTE-VIADUCTO

UBICACION: EJE 3 OTE Y PLATAN SANCHEZ

SONDEO: SE-2 Y SS-1

Nº: 2 m

FECHA: 12/DICIEMBRE/95

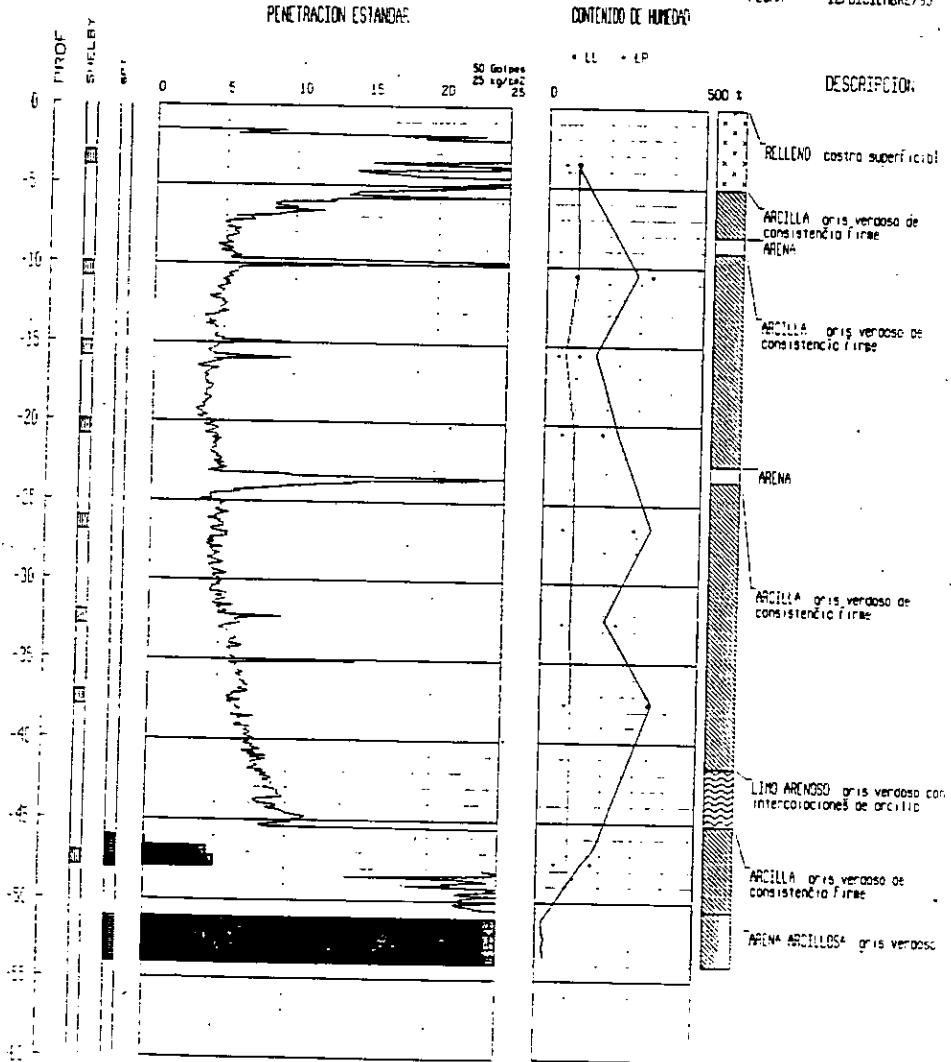


Fig. 2.3 Sondeos de cono eléctrico y selectivo SE-2 y SS-1

PERFIL VERTICAL DEL CONO ELÉCTRICO

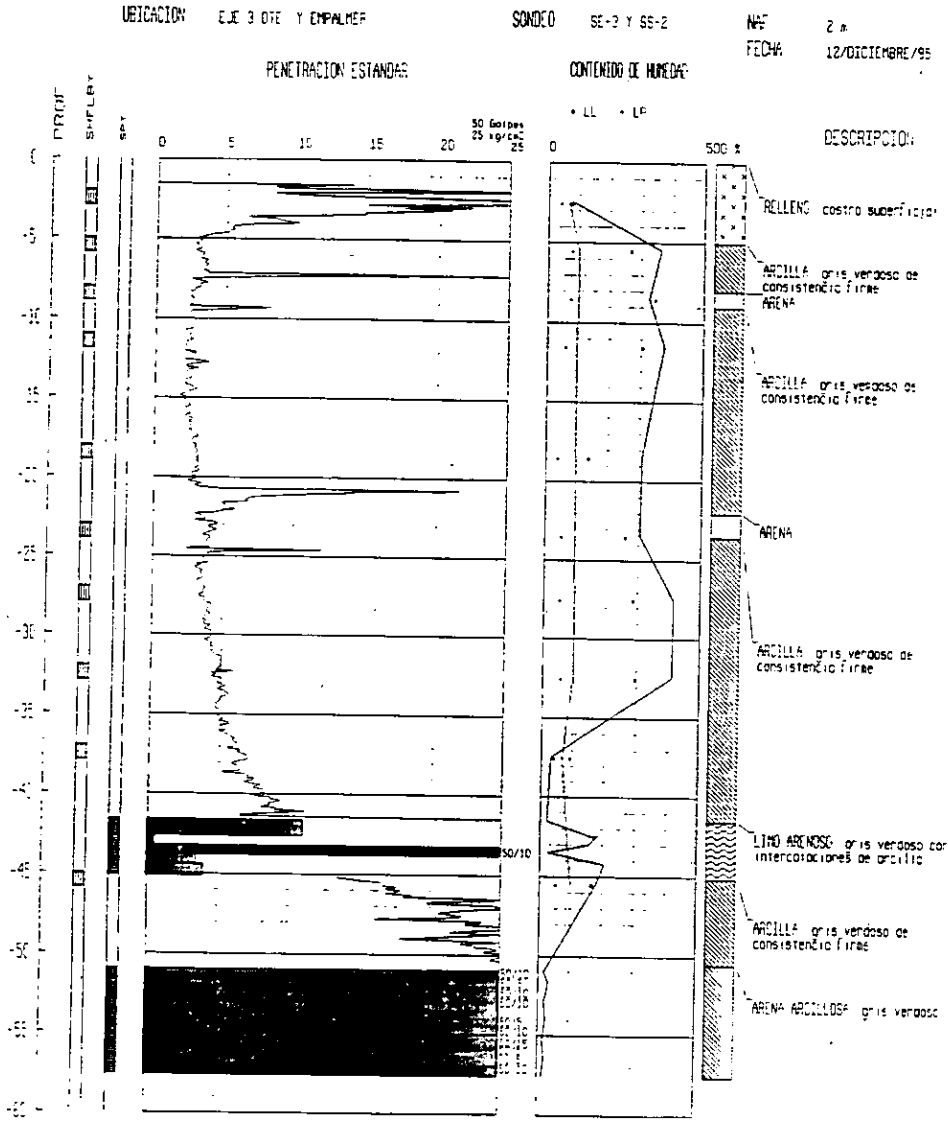


Fig. 2.4 Sondeos de cono eléctrico y selectivo SE-3 y SS-2

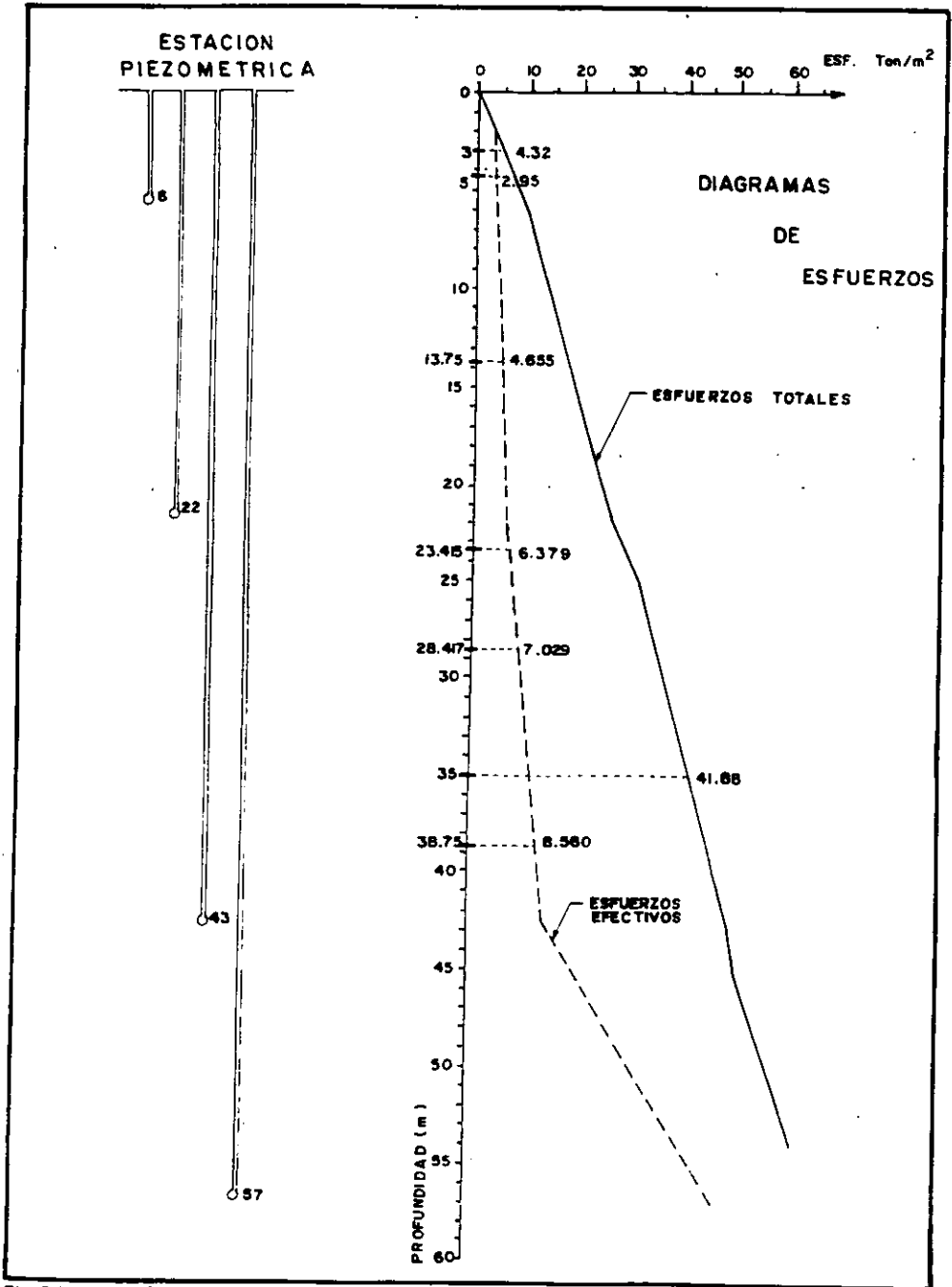


Fig.2.5 Estación Piezométrica y Diagramas de Esfuerzos (totales y efectivos)

| PIEZÓMETRO No. | Nivel del agua * |
|---------------------|------------------|
| 1 | 1 . 04 |
| 2 | 7 . 35 |
| 3 | 39 . 30 |
| Tubo de observación | 1 . 50 |

* Lecturas del 12 de diciembre 1995

La ubicación aproximada de los sondeos y la estación piezométrica se indica en la fig. 2.1.

El nivel de aguas se detectó a 1.04 m.

2.2.- ENSAYOS.

La clase de muestras que se toman dependerán de la naturaleza de los materiales, del tamaño y objeto de la estructura, así como de los métodos de perforación con que se cuentan. La cantidad de muestras dependerán de la variabilidad de los estratos detectados.

Las muestras pueden ser clasificadas como alteradas y no alteradas dependiendo de como han preservado su estructura original durante el muestreo.

MUESTRAS ALTERADAS.

Este tipo puede ser clasificado como muestras representativas, a las que se define como las que contienen todos los materiales constituyentes del estrato del que son tomadas y no han sido contaminadas por materiales de otros o por cambios químicos, pero la estructura del suelo ha sido seriamente alterada, así como su contenido de agua original.

Estas muestras son utilizadas para pruebas de clasificación general, gracias a sus propiedades índice y la identificación de los materiales; se les puede obtener por medio de pozos a cielo abierto, zanjas, cortes o por medio de sondeos (penetración estándar).

Prueba de penetración estándar.

Esta prueba de penetración dinámica consiste en hincar por percusión un penetrómetro o muestreador obteniendo así muestras alteradas representativas del suelo, que sirva para identificar los mismos, realizar pruebas índice y en base a éstas poder hacer las correlaciones de campo y laboratorio de los diversos suelos; es utilizado sobre todo en arenas, en donde es posible relacionar aproximadamente el ángulo de fricción interna ϕ y también en arcillas donde se correlaciona la resistencia a la compresión simple (q_u).

La prueba consiste en introducir a base de golpes con un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm un penetrómetro colocado en el extremo de la tubería de perforación. El muestreador debe penetrar 60 cm dentro del suelo contándose el número de golpes necesarios para introducir los 30 cm intermedios, posteriormente se saca el penetrómetro y se extrae la muestra de él.

La muestra es identificada en campo de acuerdo a la clasificación SUCS con las observaciones pertinentes.

El muestreador o penetrómetro estándar debe ser de dimensiones establecidas, pudiendo ser un tubo liso entero o de media caña, el cual está partido longitudinalmente, para facilitar la extracción de la muestra. La zapata por donde se introducirá dicha muestra es de acero endurecido y es sustituible. La válvula de la cabeza funciona evitando que salga la muestra y eliminando el azolve durante el hincado.

Estas pruebas deben realizarse en cada estrato importante. Después de sacar el muestreador es conveniente efectuar una ampliación del pozo de perforación con métodos rotatorios para evitar fricciones excesivas en el tubo.

La prueba se interpreta por medio de un perfil en el que se confrontan el número de golpes con la profundidad; este perfil, acompañado de la clasificación de los suelos, el contenido de agua y otras propiedades, permitirán la formación de la estratigrafía del sitio.

En arena y suelos friccionantes pueden hacerse una correlación entre el número de golpes para cada 30 cm de penetración (N), la compacidad

relativa (C_r) y el ángulo de fricción interna (ϕ). Aunque para estas relaciones hay que tomar en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes.

MUESTRAS INALTERADAS

Son muestras en las cuales el material ha sido sujeto a una pequeña alteración y el contenido de humedad es conservado hasta el máximo posible. Son usadas para determinar ciertas propiedades físicas de los materiales; estas muestras tienen por objeto definir la estratigrafía del sitio, y su extracción se puede realizar por medio de métodos manuales o bien por medio de perforaciones con muestreadores especiales.

Muestreo con tubo de pared delgada (Tubo Shelby).

Se emplea para suelos cohesivos blandos o semiduros, no importando que se localicen encima o por debajo del nivel freático.

El muestreador es un tubo de acero o latón de diámetro exterior variable entre 7.5 a 10.0 cm de espesor máximo de 1.5 mm y longitud entre 80 cm y 1 m. Es común cortarlo longitudinalmente al extraer las muestras cuidándose así el efecto de la fricción lateral.

Se hince el muestreador ejerciendo una presión continua de una manera lenta, a una velocidad constante entre 75 cm dejando 15 cm libres para alojar azolves, se hace reposar cierto tiempo aumentando así la adherencia y después se gira el muestreador para cortar la base de la muestra y extraerla.

MÉTODO DE EXPLORACIÓN DIRECTA (CONO ELÉCTRICO).

El objetivo de este instrumento es el de determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y de fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permiten definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono eléctrico es una celda de carga, con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (Straingages); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg, pero en el caso de suelos duros se puede utilizar con una capacidad de 5 ton y una resolución de ± 2 kg, este instrumento generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, donde es captada por un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica. El cono se hince en el suelo empujándolo con la fuerza de un sistema hidráulico de penetración controlada, que es transmitido por una columna de barras de acero, usualmente con diámetro exterior EW de 3.6 cm.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 1cm/seg de acuerdo a la norma (ASTM D3441-75 T). La prueba de penetración a base de cono, es la técnica de exploración de suelos más económica y además confiable de que se dispone actualmente.

A continuación se dará un breve panorama acerca de las pruebas de laboratorio que deberán realizarse para obtener los parámetros necesarios, que ayudarán a normatizar el criterio para el diseño del proyecto del puente.

El objetivo primordial al ejecutar los trabajos de laboratorio, es el de obtener los parámetros de resistencia y de deformabilidad del subsuelo en la zona donde se proyectara la construcción.

El procedimiento a seguir será primeramente elaborar un programa de pruebas de laboratorio adecuado, basado en los perfiles obtenidos de los sondeos realizados durante los trabajos de campo y a los requerimientos de datos necesarios para los análisis del proyecto.

A continuación se describen las pruebas más significativas que se programan para la obtención de datos que ayudarán a la realización del proyecto en estudio.

OBTENCION DE LAS PROPIEDADES INDICE.

a) Contenido de agua (w).

Para determinar el contenido de agua del suelo, será necesario someter a un proceso de secado a la muestra que se tenga disponible, obteniendo previamente su peso (W_m); el secado de la muestra se realizará en un horno al cual se le controlará la temperatura manteniéndola constante en 110 grados centígrados, aceptándose una variación máxima de 5 grados centígrados en más o menos. El proceso de secado deberá efectuarse en un tiempo comprendido entre 18 a 24 horas.

Una vez terminado el proceso anterior, se pesa la muestra en su estado seco (W_s).

El contenido de agua se obtiene aplicado la siguiente expresión:

$$w(\%) = \frac{W_m - W_s}{W_s} 100$$

Donde: W_m = Peso de la muestra del suelo.
 W_s = Peso de la fase sólida de la muestra.

b) Granulometría.

El análisis granulométrico del suelo, consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que los componen, utilizando para ello unas mallas de

acero de diferente abertura, a través de las cuales se hace pasar el material, pesándose posteriormente el retenido en cada una de ellas; si se dividen estos pesos entre el de la muestra total, se obtienen los porcentajes retenidos y sumando dichos porcentajes podrán dibujarse la curva de distribución granulométrica.

c) Límites de consistencia o de Atterberg.

Los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, se marcan fijando los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les denomina límites de consistencia.

El límite líquido (LL) se define como el contenido de agua de un suelo en porcentaje para el cual se cierra una ranura, de dimensiones normalizadas en una muestra remoldeada, colocada en un aparato especificado al someterla a 25 impactos.

El límite plástico (LP) se define como el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de 1.00 cm un rollo de 0.32 cm (1/8") de diámetro, formando un suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana.

El límite de contracción (LC) se define como el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado.

d) Densidad de sólidos.

La relación entre el peso específico de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4 grados centígrados, se le denomina densidad de sólidos.

Para el caso de suelos cohesivos y arenas finas el procedimiento que se sigue consiste en hacer con la muestra de suelo y agua destilada una pasta, colocarla con suficiente agua para tener un volumen de 150 cm³ en el vaso del agitador mecánico y agitarlo durante 15 minutos. Vaciar la mezcla en el matraz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 minutos. Llenar el matraz hasta la marca de calibración, tomar la temperatura, vaciar el contenido en un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de 110 grados centígrados, ± 5 grados centígrados. Pesar el suelo seco (W_s).

El valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$S_s = \frac{W_s \cdot k}{W_{bs} + W_s - W_{bws}}$$

Donde : W_s = Peso del sólido.

W_{bws} = Peso del matraz + agua + suelo.

W_{bs} = Peso del matraz + agua a la temperatura de la prueba.

k = Coeficiente de corrección por temperatura.

OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.

a) Consolidación unidimensional.

Cuando un suelo está saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite, en un principio, al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de este modo se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión se disipa produciéndose variaciones en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con que se produce el fenómeno conocido en Mecánica de Suelos con el nombre de consolidación, depende de la permeabilidad del suelo al igual que otras condiciones geométricas y de frontera (drenes).

De la prueba de consolidación se obtiene el coeficiente de compresibilidad (a_v) que representa la relación deformación-esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \text{ cm}^2 / \text{kg}$$

Donde :
 e_1 = relación de vacíos inicial.
 e_2 = relación de vacíos final.
 p_1 = presión inicial.
 p_2 = presión final.

b) Resistencia al corte .

Los parámetros ϕ y c que se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo de acuerdo a la fórmula :

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Se determinan por medio de los siguientes ensayos:

b.1) Corte por torsión.

La prueba consiste en determinar la resistencia máxima y residual de una probeta, con relación al diámetro - altura de $0.1d > h$, labrada para suelos inalterados o fabricados en el laboratorio; confinada lateralmente, cuando se le sujeta a un esfuerzo normal constante y se le aplica un esfuerzo cortante por rotación hasta alcanzar la falla.

La velocidad de rotación tiene influencia en los resultados por lo que se debe especificar de acuerdo con las necesidades del diseño. Con los datos que se obtengan en la prueba se puede calcular lo siguiente:

$$v = \frac{N}{A}; S = \frac{T}{A}; \phi = \tan^{-1} \left(S / \sqrt{\sigma v} \right)$$

- Donde: N = Carga vertical, en kg.
 A = Area de la probeta en cm^2 .
 σv = Esfuerzo vertical efectivo, en kg / cm^2
 T = Carga total tangencial en kg.
 S = Esfuerzo cortante en kg/cm^2 .
 ϕ = Angulo de falle al corte, en grados.

b.2) Prueba de compresión simple.

El ensayo se realiza con probetas cilíndricas del suelo con una relación diámetro altura que cumple con:

$$2d < h < 3d$$

El espécimen se sujeta a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llegar a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento y la carga aplicada.

Información que se puede obtener en base a los datos de la prueba:

$$\varepsilon(\%) = \frac{\Delta L}{L} 100; A' = A \frac{1}{1 - \varepsilon}; \sigma = \frac{N}{A}$$

Donde: L = Longitud inicial, en cm.
 ΔL = Deformación total, en cm.
 ε = Deformación axial unitaria.
A = Area inicial de la probeta, en cm^2 .
A' = Area corregida, en cm^2 .
N = Carga total aplicada, en kg.
 σ = Esfuerzo vertical en kg / cm^2 .

Con estos datos se dibuja la curva esfuerzo vertical - deformación unitaria. El valor máximo del esfuerzo vertical se define como la resistencia a la compresión simple (q_u).

b.3.) Pruebas triaxiales.

Este tipo de ensayos se emplea para evaluar los parámetros de resistencia de un suelo, cuando está sujeto a un campo uniforme de esfuerzos.

De acuerdo a las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba, los ensayos triaxiales podrán ser:

- UU Prueba no consolidada - no drenada. En esta prueba podrá medirse en suelos saturados, la presión de poro.
- CU Prueba consolidada no drenada. Se permite drenaje en toda la etapa de aplicación de la presión confinante y no se drena durante aplicación del esfuerzo axial o de velocidad de deformación. En esta etapa de falla se puede medir la presión de poro.
- CD Prueba consolidada drenada. Se permite el drenaje durante toda la prueba. Esta prueba se efectúa aplicando carga axial exclusivamente y se puede medir el desplazamiento volumétrico.

El procedimiento consiste en colocar el espécimen, protegido exteriormente en una membrana impermeable dentro de una cámara a la cual se puede aplicar presión por medio de un fluido. En los extremos de la probeta se colocan piedras porosas que se pueden comunicar al exterior para drenarla si se desea, y sobre

éstas una placa que permita la aplicación de carga axial por en medio de un vástago.

La aplicación de los esfuerzos exteriores se lleva a cabo en dos etapas diferentes; la primera consiste en aplicar una presión confinante que se mantendrá constante durante la prueba y la segunda, en la aplicación de una carga axial o de una velocidad de deformación axial.

Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y de acuerdo al tipo de ensaye la presión de poro, el volumen de agua drenado y el tiempo empleado en la prueba.

Con los datos obtenidos de las pruebas con especímenes elaborados de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente (fig. 2.6).

2.3.- ESTRATIGRAFIA

Basados en los resultados del estudio e información recopilada, se estableció el marco geotécnico en el que se ubica la zona de estudio, correspondiente a la zona 3 (lago) conforme a la zonificación geotécnica (fig. 2.7), establecida en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF-87).

En términos generales el subsuelo del área está caracterizado por las siguientes unidades estratigráficas (fig. 2.8).

Costa superficial.

Alcanza un espesor promedio de 5.50 m y está constituida por capas interestratificadas de limo arenoso y arena poco limosa con un bajo contenido de arcilla y materia orgánica que presenta un contenido de agua promedio del 100 por ciento, peso volumétrico natural de 1.44 ton/m^3 . El estrato representa una preconsolidación.

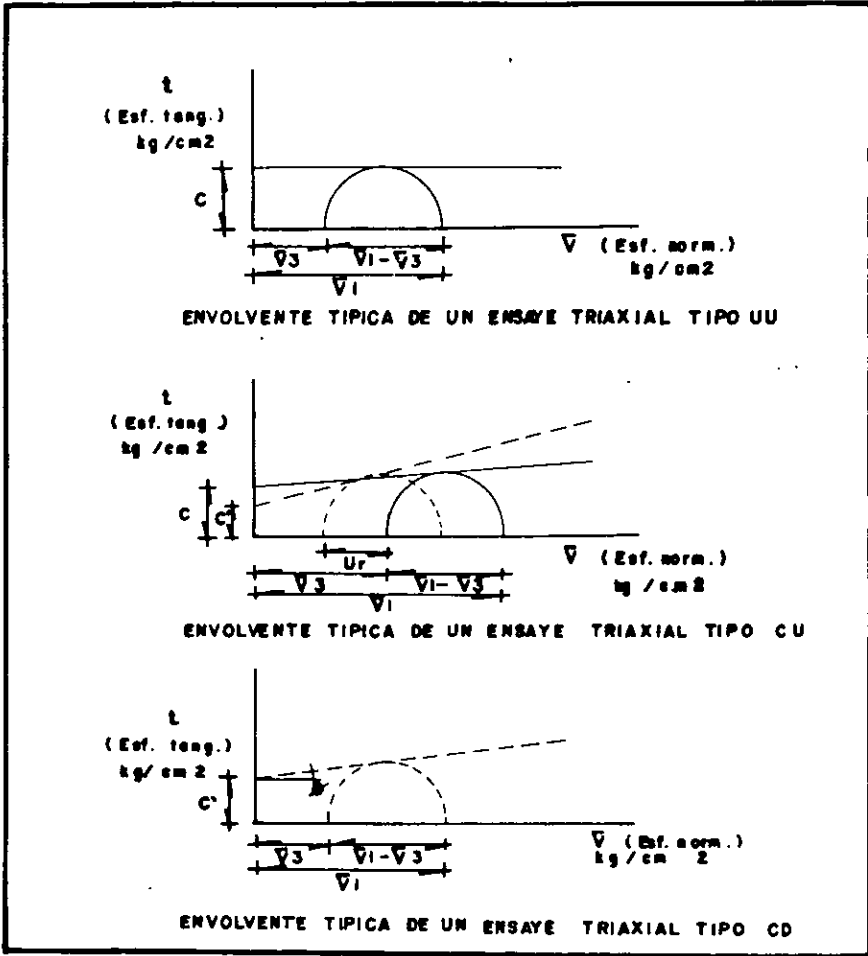


Fig.2.6 Envloentes tı́picas de los Triaxiales.

Formación arcillosa superior.

Se localiza entre los 5.50 y los 45 m de profundidad, está integrada por arcilla de alta compresibilidad con intercalaciones de materia orgánica y fósiles intercalados por lente de arena y limo arenoso, resaltando en particular un estrato de arena poco limosa a 22.00 m con espesor medio de 0.50 m, a partir de los 35 m esta formación arcillosa presenta un cierto grado de preconsolidación.

Primera capa dura.

Se encuentra aproximadamente a 45 m de profundidad con un espesor promedio de 3 m, está constituida por depósitos interestratificados de limo arenoso con porcentajes variables de arcilla y arcilla limosa poco arenosa, las características de resistencia aportadas por la prueba de penetración estándar dan una resistencia que va de 15 a 50 golpes, lo que da una idea de la erraticidad de los materiales que forman esta capa.

Formación arcillosa inferior.

Se observa a partir de los 48 m y hasta una profundidad de 51 m, se encuentra constituido por una arcilla preconsolidada intercalada por lentes de arena limosa y limo poco arenoso.

El nivel de agua se detectó a 1.04 m a partir de la superficie.

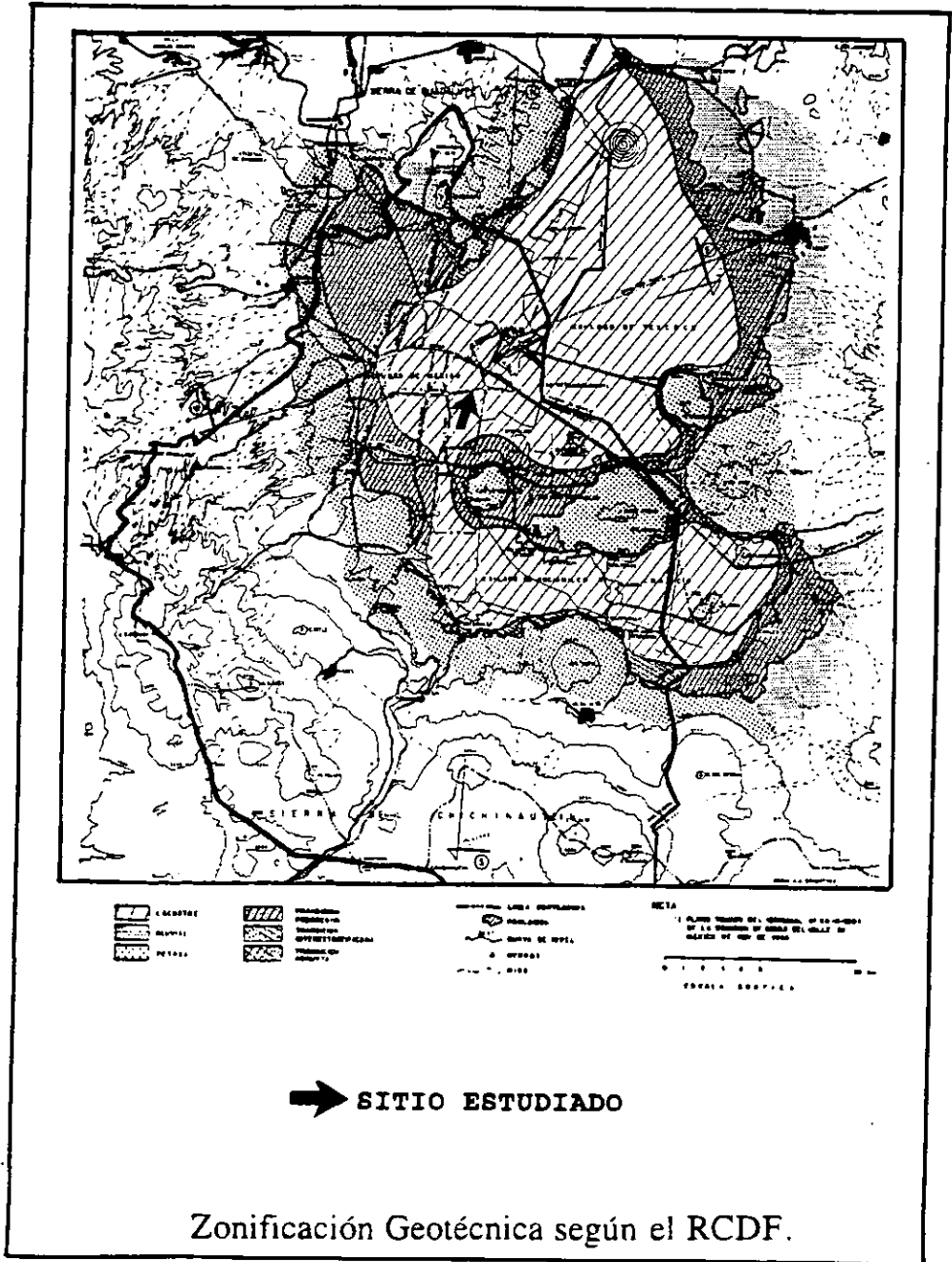


Fig. 2.7 Zonificación Geotécnica.

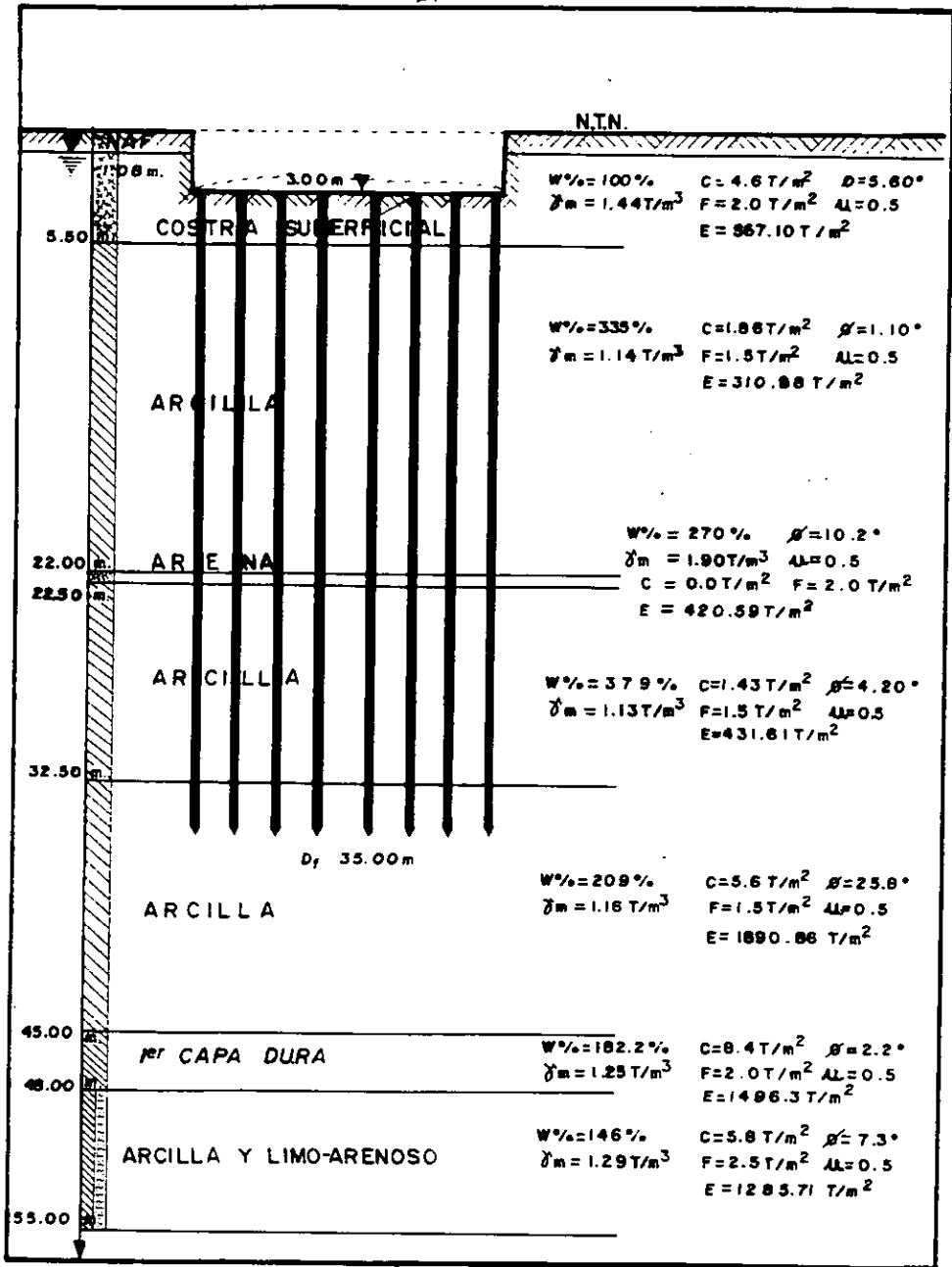
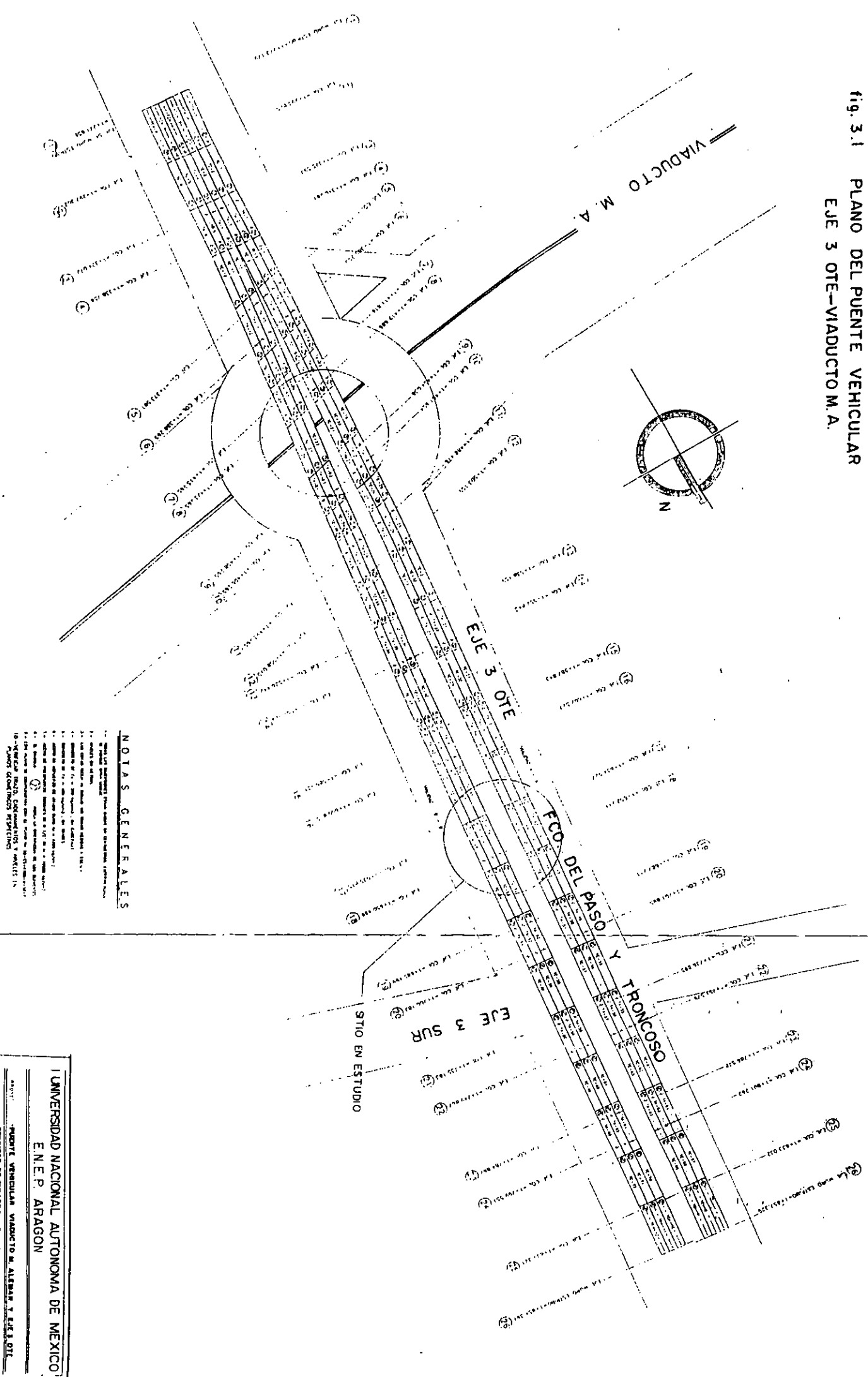


Fig. 2.8 Estratigrafía del suelo (zapata 9)

CAPITULO III

fig. 3.1 PLANO DEL PUENTE VEHICULAR
EJE 3 OTE-VIADUCTO M. A.



NOTAS GENERALES

- 1.- Sección transversal de la obra.
- 2.- Sección longitudinal de la obra.
- 3.- Sección de detalle de la obra.
- 4.- Sección de detalle de la obra.
- 5.- Sección de detalle de la obra.
- 6.- Sección de detalle de la obra.
- 7.- Sección de detalle de la obra.
- 8.- Sección de detalle de la obra.
- 9.- Sección de detalle de la obra.
- 10.- Sección de detalle de la obra.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
E.N.E.P. ARAGON

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR VIADUCTO M. ALBAÑAN Y EJE 3 OTE
DISEÑO DE TRAZOS: P. L. A. N. T. A.
OPERA: FCO. DEL PASO Y TRONCOSO Y VIADUCTO M. ALBAÑAN

PROYECTISTA: GERARDO DE LA LUZ ZAMORANO

FECHA: 1968
LUGAR: NUEVA LINDA, QUERETARO

DISEÑO: 1276 CALCO

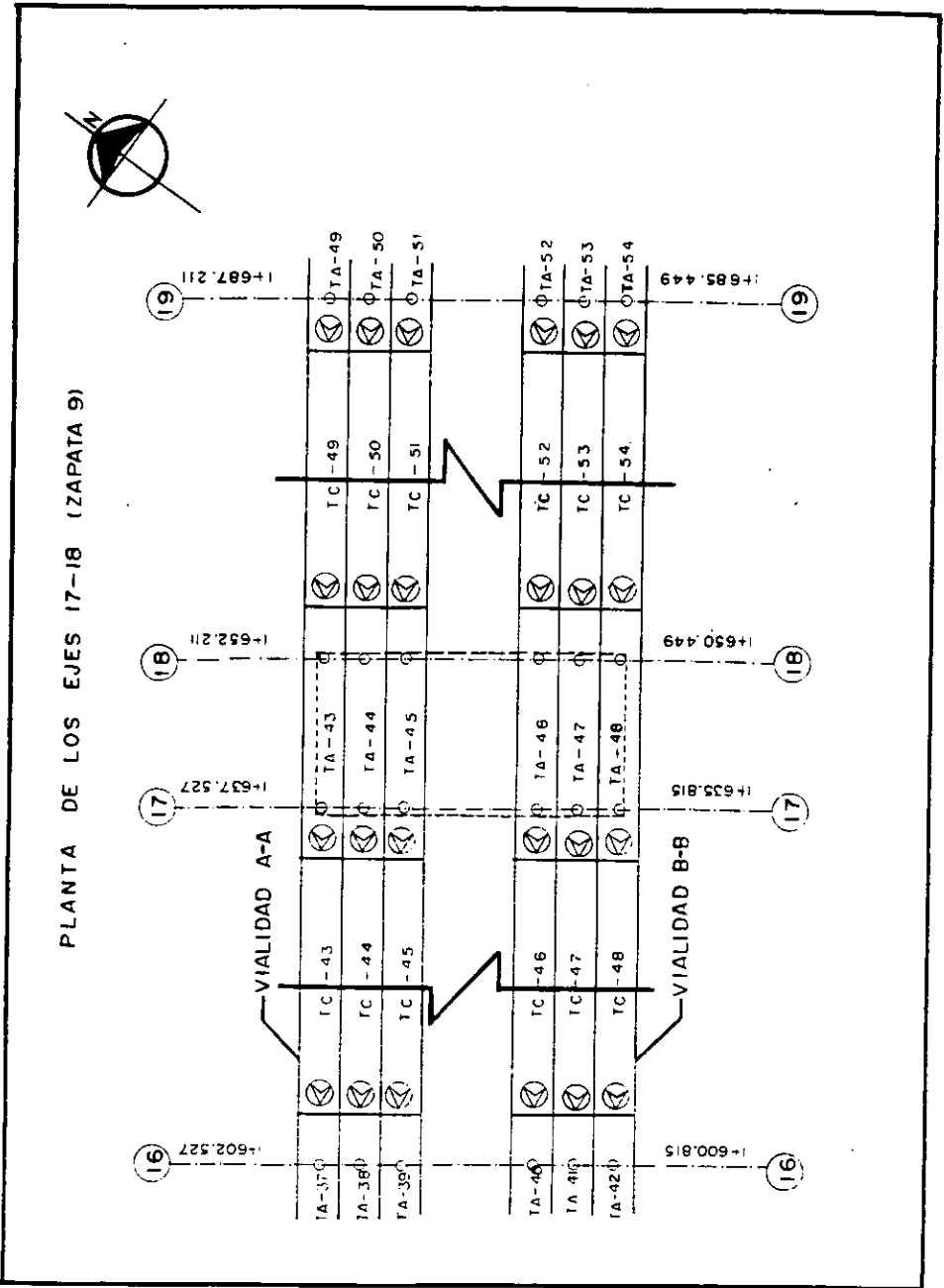


Fig. 3.2 Planta de la zapata 9 (Ejes 17-18)

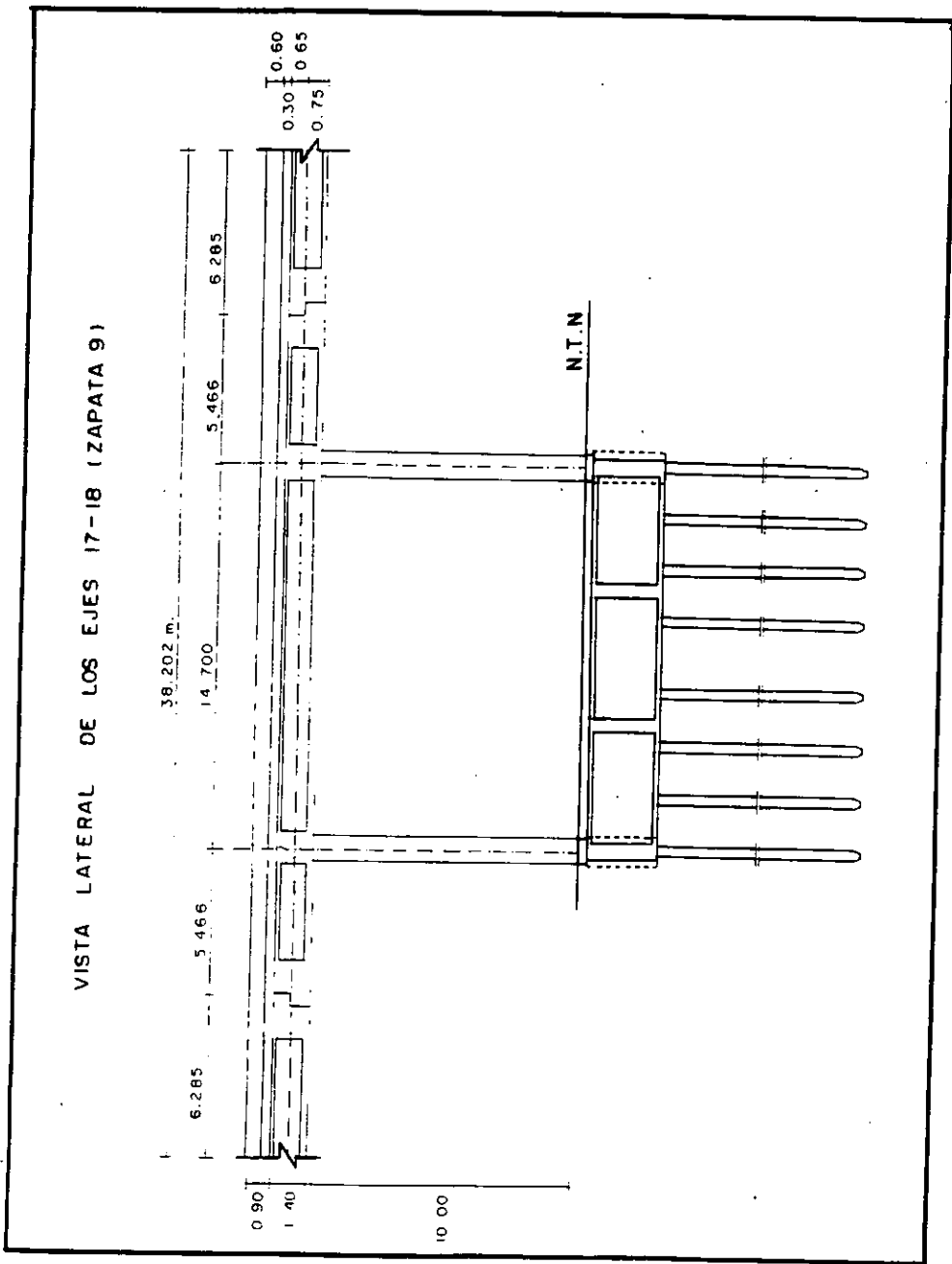


Fig. 3.3 Vista lateral de la zapata 9 (Ejes 17-18)

VISTA FRONTAL DE LOS EJES 17-18 (ZAPATA 9)

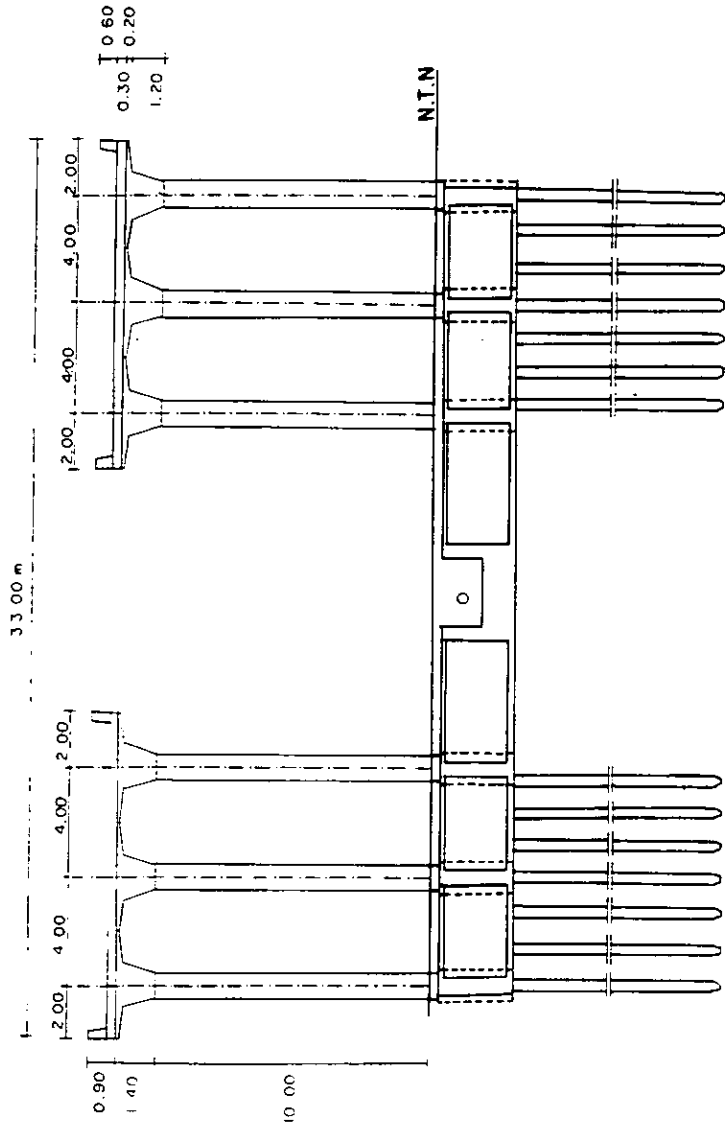


Fig. 3.4 Vista frontal de la zapata 9 (Ejes 17-18)

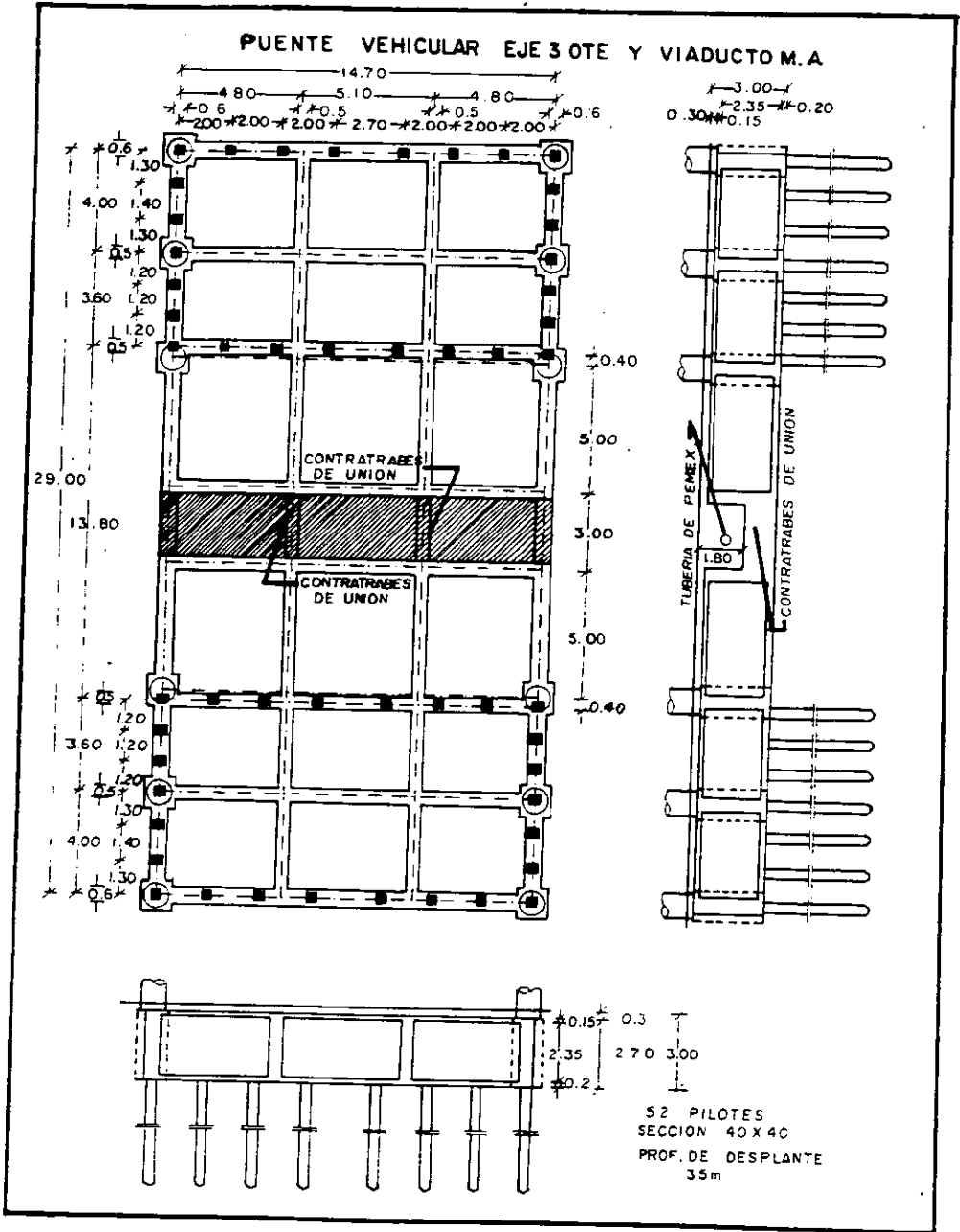


Fig. 3.5 Cojón de Cementación (zapata 9)

CAPITULO III DISEÑO GEOTÉCNICO.

Bajo las condiciones que prevalecen en el lugar, es necesario juzgar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otra parte el suelo de apoyo puede no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse.

El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se llama falla por capacidad de carga; El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo, y se conoce como asentamiento perjudicial; en realidad los dos tipos de problemas sobre el comportamiento que se presentan frecuentemente están tan íntimamente relacionados, que la distinción entre ellos es completamente arbitraria.

De acuerdo con el diseño geotécnico, para su elaboración se deberá contar con el diseño de cargas, por lo cual al no tener información suficiente se tuvo que obtener de acuerdo con el Reglamento de Construcción para el D.F. (figs. 3.1, 3.2, 3.3, 3.4)

Para calcular el diseño de cargas nos dice, que es la suma de las cargas muertas mas las cargas viva mas las cargas accidentales (viento, sismo) de las cuales se desglosan de la siguiente forma:

CARGAS MUERTAS (C.W.) que va hacer el peso propio de la estructura, obteniendo el peso de cada elemento que la constituye :

| | |
|-----------------------------|-------------|
| a) Trabes | 812.00 ton |
| b) Columnas | 326.00 ton |
| c) Losa de concreto | 330.00 ton |
| d) Sup. de rodamiento | 78.00 ton |
| e) Banquetas | 24.50 ton |
| f) Guarniciones | 91.00 ton |
| g) Cimentación | 1624.00 ton |

CARGAS VIVAS (C.V.), va a ser el peso que se considera de acuerdo a cargas instantáneas.

C. V. 365.00 ton

CARGAS ACCIDENTALES (C. A.), estas van a ser las fuerzas que vayan a provocar una inestabilidad de la estructura, como son las provocadas por el viento y las provocadas por el sismo. Pero para este caso las del viento van a ser despreciables o casi nulas.

- a) Fuerza sísmica equivalente ($F_1 = 200$ ton), sobre la trabe.
- b) Fuerza sísmica equivalente ($F_2 = 50$ ton), sobre la columna de apoyo.

3.1 ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

3.1.1 Capacidad de carga del cajón de cimentación

Debido a la existencia de diferentes teorías y tomando en cuenta los resultados de su aplicaciones prácticas, como a la sencillez de su solución, la teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva ($\phi \leq 0$), ya sean superficiales o profundas; incluyendo el cálculo de la capacidad de carga en cilindros y pilotes (fig. 3.5).

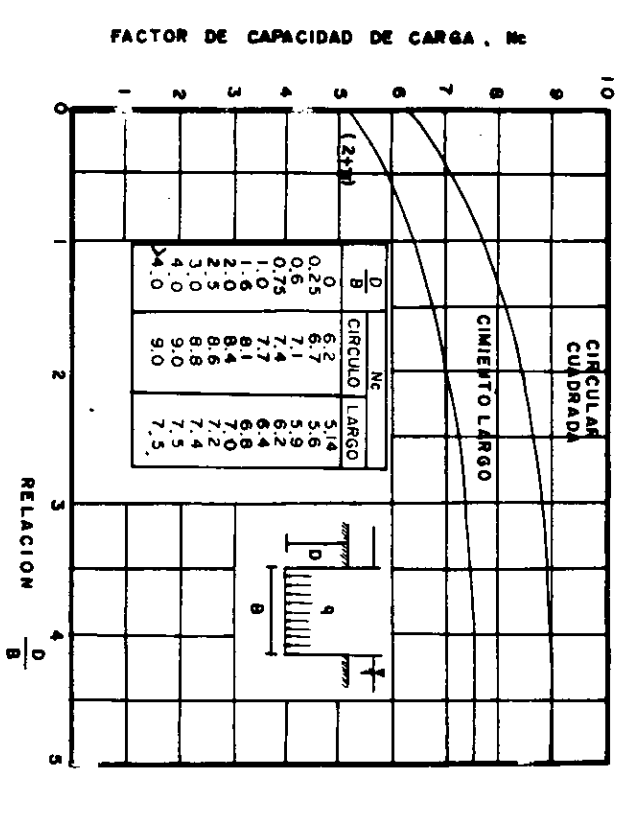
$$q_c = CN_c + \gamma D_f \dots\dots\dots ec. 3.1$$

N_c obtenida de D / B

Donde:

- q_c = Capacidad de carga, en ton/m.
- C = Cohesión del terreno, en ton/m.
- γ = Peso volumétrico del suelo, en ton/m³.
- D_f = Profundidad de desplante con respecto a la superficie el terreno, en m.
- N_c = Factor de capacidad de carga, el cual varía de acuerdo con la relación D / B obtenida de gráfica 3.1.
- D = Profundidad que penetra el cimiento en el suelo resistente, en m.

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA, N_c



Graf. 3.1 Valores de N_c según Skempton para suelos puramente cohesionados.

B = Ancho de la cimentación, en m.

$$D / B = 3 / 15.30 = 0.196$$

Obteniéndose de gráfica que $N_c = 5.45$

Sustituyendo valores en la ecuación 3.1, obtenemos:

$$q_c = (4.60 \text{ ton/m}^2) (5.45) + \{ (1.44 \text{ ton/ m}^3) (1.08 \text{ m}) + (0.44 \text{ ton / m}^3) (1.92 \text{ m}) \}$$

$$q_c = 25.070 \text{ ton/ m}^2 + (1.55 \text{ ton / m}^2 + 0.845 \text{ ton / m}^2)$$

$$q_c = 27.470 \text{ ton/ m}^2$$

$$q_{ad} = (CN_c / F.S.) + \gamma D_f \dots\dots\dots \text{ec 3.2}$$

$$F. S. = 1.5$$

$$q_{ad} = \frac{25.07 \text{ ton / m}^2}{1.5} + 2.40 \text{ ton / m}^2$$

$$q_{ad} = 16.713 + 2.400$$

$$q_{ad} = 18.033 \text{ ton/ m}^2$$

Revisión de los Estados límite de falla, en condiciones estáticas:

La estabilidad de la cimentación se verifica como lo señala la ecuación siguiente; se comprobará además que no pueda ocurrir flotación durante ni después de la construcción para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

$$\Sigma Q F_c / A < C_u N_c F_R + P_v \dots\dots\dots \text{ec. 3.3}$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$ = Suma de las acciones verticales tomando en cuenta la combinación considerada en el nivel de desplante; afectada por su respectivo factor de carga ($F_c = 1.1$), en ton.

- A = Area de la cimentación, en m^2 .
- P_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m^2
- C_u = Cohesión aparente, determinada en ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU), en ton/ m^2 .
- N_c = Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L) \dots\dots\dots ec. 3.4$$

para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$

- D_f = Profundidad de desplante, en m.
- B = Ancho de la cimentación, en m.
- L = Longitud de la cimentación, en m.
- F_R = Factor de resistencia, especificado en las Normas Técnicas Complementarias, para diseño y construcción de cimentaciones ($F_R = 0.70$).

ΣQ = Es la suma de las cargas muertas, incluyendo el peso propio de la subestructura, más las cargas vivas por intensidad media menos el peso propio del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga de 1.1.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

Sustituyendo valores:

$$\Sigma Q = 1661.5 \text{ ton} + 1624 \text{ ton} + 365 \text{ ton} + 528 \text{ ton} - 1956.5 \text{ ton}$$

$$\Sigma Q = (2222 \text{ ton}) 1.1$$

$$\Sigma Q = 2444.20 \text{ ton.}$$

$$A = 452.88 \text{ m}^2.$$

$$C_u = 4.6 \text{ ton / m}^2.$$

$$N_c = 5.14 [1 + 0.25 (3 / 15.30) + 0.25 (15.30 / 29.60)]$$

$$D_f / B < 2 \quad 0.196 < 2 \text{ cumple. ; } \quad B / L < 1 \quad 0.517 < 1 \text{ cumple.}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.049 + 0.129)$$

$$N_c = 5.14 (1.178)$$

$$N_c = 6.056$$

$$F_R = 0.70$$

$$P_v = 4.32 \text{ ton / m}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación 3.3, obtenemos:

$$2444.20 \text{ ton} < (4.60 \text{ ton / m}^2) (6.056) (0.70) + 4.32 \text{ ton / m}^2$$

$$\frac{\quad}{452.88 \text{ m}^2}$$

$$4.510 \text{ ton. / m}^2 < 23.82 \text{ ton / m}^2$$

Por lo tanto pasa la revisión de los estados límite de falla ya que se comprueba la desigualdad de la ecuación 3.3.

3.1.2 Criterio para el cálculo de la capacidad de carga de un pilote.

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral y generalmente actúan como

complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada, para reducir asentimientos transfiriendo parte de la carga a la cimentación a estratos más profundos.

Existen dos procedimientos básicos para estimar la capacidad de carga última y en consecuencia la capacidad de carga de trabajo que puede soportar un pilote:

- Método estático
- Método dinámico

Método estático.

El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$C_T = C_p + C_f \dots\dots\dots \text{ec. 3.5}$$

En donde:

- C_T = Capacidad de carga total última del pilote, en ton.
- C_p = Capacidad de carga última por apoyo en la punta, en ton.
- C_f = Capacidad de carga última por fricción o adherencia en la superficie del pilote.

Terzaghi ha propuesto la siguiente expresión para calcular C_p y C_f o sea la capacidad de carga última de los pilotes por cuanto al suelo se refiere.

Para el calculo de C_p se tiene para pilotes cuadrados la siguiente expresión.

$$C_p = B^2 (1.3 CN_c' + \gamma_m D_f N_q' + 0.4 \gamma_m B N_\gamma') \dots\dots\dots \text{ec. 3.6}$$

Donde:

- B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en m.
- C = Cohesión del terreno, en ton / m²

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en m.

γ_m = Peso volumétrico del suelo, en ton / m³.

N_c' , N_q' y N_γ' = Factores que dependen del ángulo de Fricción interna y se obtienen de la gráfica 3.2, la razón de utilizar estos valores se debe a que es un material arcilloso blando en el cual su deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla, es decir, que al penetrar el cemento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos, si no que la falla ocurre antes a cargas menores.

Para el cálculo de C_f se tiene que en suelos combinados se puede determinar, aproximadamente, sus propiedades promediando las que le correspondan a los elementos constituyentes.

$$C_f = A_1 F_1 + A_2 F_2 + A_3 F_3 + \dots + A_n F_n \dots \text{ec. 3.7}$$

Donde :

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Area lateral del pilote en los estratos 1,2,3...etc.

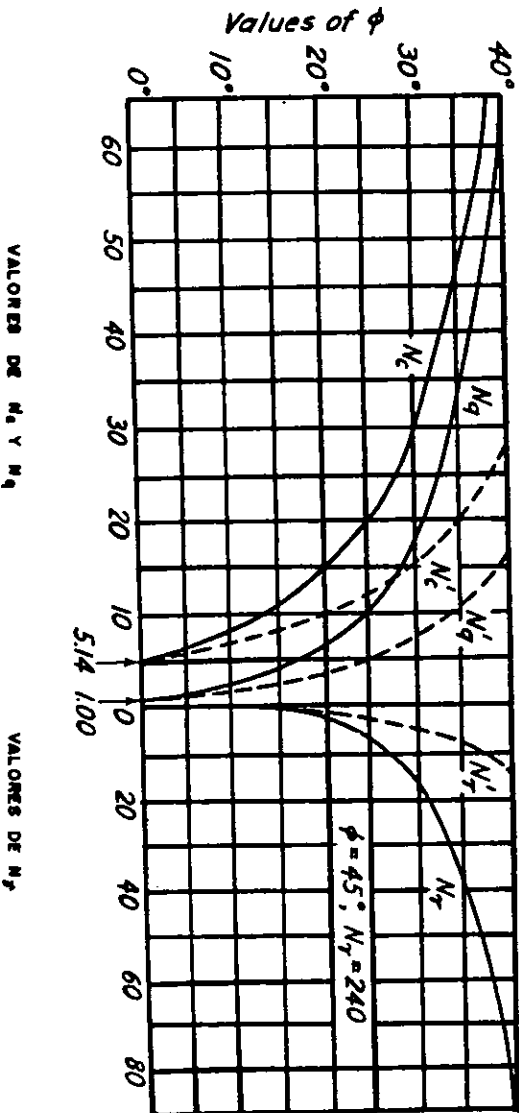
$F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ = Valor último de la fricción en las superficies laterales del pilote en los estratos 1,2,3... etc. Pero para este caso se utilizarán los valores de la cohesión del estrato correspondiente.

Para la obtención de la capacidad de carga Admisible del pilote tiene que dividirse el valor de la capacidad de carga última del pilote entre un factor de seguridad que está comprendido entre 2 y 3.

Obtención de la capacidad de carga última trabajando el pilote de punta :

$$C_p = ?, \text{ con un ángulo de Fricción interna } \phi = 25.8^\circ$$

Donde:



Gráf. 3.2 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

$$N_c' = 13 \text{ , } N_q' = 5.14 \text{ y } N_r' = 3.15 \text{ ; } B = 0.40 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 3.6:

$$C_p = (0.40 \text{ m})^2 [(1.3 \times 5.6 \text{ ton / m}^2) 13 + (0.44 \text{ ton / m}^3 \times 2.5 \text{ m} + 0.14 \text{ ton / m}^3 \times 16.5 \text{ m} + 0.90 \text{ ton / m}^3 \times 0.5 \text{ m} + 0.13 \text{ ton / m}^3 \times 10.0 \text{ m} + 0.16 \text{ ton / m}^3 \times 2.50 \text{ m}) 5.14 + (0.4 \times 0.16 \text{ ton / m}^3 \times 0.4 \text{ m}) 3.15]$$

$$C_p = 0.16 (94.640 + 28.578 + 0.090)$$

$$C_p = 0.16 (123.308)$$

$$C_p = 19.729 \text{ ton}$$

B) Obtención de la capacidad de Carga última trabajando el pilote por fricción lateral y sustituyendo valores en la ecuación 3.7, obtenemos:

$$C_l = 4 \times 0.4 \text{ m} (4.6 \text{ ton / m}^2 \times 2.5 \text{ m} + 1.86 \text{ ton / m}^2 \times 16.5 \text{ m} + 2.0 \text{ ton / m}^2 \times 0.5 \text{ m} + 1.43 \text{ ton / m}^2 \times 10.0 \text{ m} + 5.6 \text{ ton / m}^2 \times 2.50 \text{ m})$$

$$C_l = 1.60 (11.50 + 30.690 + 1.00 + 14.30 + 14.00)$$

$$C_l = 1.60 (71.49)$$

$$C_l = 114.384 \text{ ton}$$

Por lo tanto la capacidad de carga total última trabajando el pilote tanto de punta como de fricción lateral, o sea ; mixto.

Sustituyendo valores en la ecuación 3.5:

$$C_T = 19.729 \text{ ton} + 114.384 \text{ ton}$$

$$C_T = 134.113 \text{ ton}$$

$$C_{ad} = C_T / F. S. \quad \text{Donde el } F. S. = 2$$

$$C_{ad} = (134.113 \text{ ton}) / 2$$

$$C_{ad} = 67.057 \text{ ton.}$$

Revisión de los Estados Límite de falla; en condiciones estáticas:

Para comprobar la estabilidad de la cimentación con pilotes de fricción; se verificará la cimentación en su conjunto el cumplimiento de la desigualdad siguiente, para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas.

$$\Sigma Q F_c < R \text{ec. 3.8}$$

Donde :

$\Sigma Q F$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R = Capacidad de carga del sistema suelo-pilote de fricción que se considera igual a la combinación de capacidad de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- a) Suma de capacidad de adherencia de los pilotes individuales.
- b) Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- c) Suma de la capacidad de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que se pueda dividirse la cimentación.

La Fricción Negativa, es el fenómeno que se provoca en suelos blandos (cohesivos) cuando dicho material es subyacido por un estrato resistente de apoyo y tiende a disminuir su espesor o bajar a lo largo del fuste por algún proceso de consolidación inducido, en el cual se presentan esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes que por ser de sentido descendente e incluso puede a

llegar a sobrecargarlo produciendo el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente o si el pilote aguanta la sobrecarga, la estructura apoyada puede emerger sobre la superficie del terreno. Además, su efecto es nocivo pues ocupa una parte de la capacidad de carga del pilote, el que esta soportando al suelo y no a la carga útil.

La Fricción Negativa se calcula con la siguiente fórmula:

$$F.N. = \frac{W K_{\phi}}{1 + \frac{W K_{\phi} d}{3a}} \int_0^d P_{0z} dz \dots\dots\dots \text{ec. 3.9}$$

Donde:

- F.N. = Fricción Negativa a la profundidad z, en ton.
- W = Perímetro del fuste de pilote, en m.
- K_φ = Coeficiente de adherencia entre los materiales arcillosos y el pilote; los valores oscilan entre 0.1 para materiales muy arcillosos y 0.4 para materiales de baja plasticidad.
- d = Profundidad de la base del pilote, en m.
- a = Area tributaria del pilote, en m².
- P_{0z} = Presión del esfuerzo vertical total a la profundidad z, en ton/m².

W = 1.6m, K_φ = 0.1, d = 35m, a = 0.16m² y P_{0z} = 41.88 ton/m².

Substituyendo valores en la ecuación 3.9:

$$F.N. = \frac{(1.6)(0.1)}{1 + \frac{(1.6)(0.1)(35)}{3(0.16)}} \int_0^{35} 41.88 dz$$

F.N. = 0.013 [41.88 (35) - 41.88 (0)]
 F.N. = 18.515 ton

Sustituyendo valores en la ecuación 3.8:

$$\Sigma Q F_c = (1624 \text{ ton} + 639.6 \text{ ton} + 18.515 \text{ ton}) 1.1$$

$$\Sigma Q F_c = 2510.33 \text{ ton}$$

$$R = (40.713 \text{ ton}) (52) + \text{El menor de los sig. Valores:}$$

$$a) = (19.729 \text{ ton}) (52) = 5947.96 \text{ ton}$$

$$b) = [2 (15.30 \text{ m}) + 2 (29.6 \text{ m})] \times (71.49 \text{ ton / m}) \\ (89.80 \text{ m}) (71.49 \text{ ton / m}) = 6419.80 \text{ ton}$$

$$c) = 2 [2 (15.30 \text{ m}) + 2 (8.0 \text{ m})] \times (71.49 \text{ ton / m}) \\ 2[46.60 \text{ m}] (71.49 \text{ ton / m}) \\ 6662.86 \text{ ton}$$

$$R = 1025.90 \text{ ton} + 5947.96 \text{ ton.}$$

$$R = 6973.86 \text{ ton}$$

$$\begin{array}{ccc} \Sigma Q F_c & < & R \\ 2510.33 \text{ ton} & < & 6973.86 \text{ ton} \end{array}$$

Por lo tanto la revisión por los estados límite de falla, cumplen con la desigualdad ya que se comprueba la ecuación 3.8.

Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La revisión de la cimentación ante el estado de falla en condiciones dinámicas se realizó con los criterios establecido por el Reglamento de Construcción de D.F. y de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo en su inciso 8.9, exigen incluir entre las acciones a considerar para la evaluación de los mecanismos de falla de cimentación, una fuerza horizontal de inercia actuante sobre la masa de suelo potencialmente deslizante debajo de la cimentación, es decir, que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, por lo consiguiente la verificación de la estabilidad puede entonces en construir para cimentaciones

superficiales y compensadas en asegurarse que la condición siguiente se encuentre satisfecha.

$$W_t F_c - W_c (F_R A_R q_{II}) \left[1 - \frac{0.097 F_c a_0 b y}{F_R c g} \right] \dots\dots\dots \text{ec. 3.10}$$

Donde :

- W_t = Carga total de la estructuras en condiciones de análisis, en ton.
- F_c = Factor de carga adimensional e igual a 1.1.
- W_c = Peso del suelo desalojado para la construcción del cajón, en ton.
- F_R = Factor de resistencia adimensional e igual a 0.70.
- A_R = Area reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación para tomar en cuenta el momento de volteo debido al sismo, en m^2 .

$$A_R = (B - 2e) L \dots\dots\dots \text{ec. 3.11}$$

Siendo :

- B = Ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m.
- L = Largo de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m.
- e = Excentricidad dada por :

$$e = M_s / W_t \dots\dots\dots \text{ec. 3.12}$$

M_s = Momento de volteo, en ton - m :

$$M_s = \frac{2}{3} H_T W_t \frac{C_s}{Q} \dots\dots\dots \text{ec. 3.13}$$

- H_T = Altura total de la estructura del puente, en m.
- C_s = Coeficiente sísmico del suelo de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo; para la zona III igual a 0.40.

- Q = Coeficiente de ductibilidad el cual se estima para el caso de la Cd. de México un periodo del suelo entre 3 y 4 segundos de acuerdo a las N.T.C.D.S. y el Reglamento de Construcción para el D.F. es igual a 4.
q_i = Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación obtenida con la siguiente expresión :

$$q_i = C N_c \dots\dots\dots \text{ec. 3.14}$$

- c = Cohesión media del suelo desde la prof. de desplante a lo largo de la superficie de falla + b.
N_c = Coeficiente de capacidad de carga dado por la ecuación 3.4:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

- a₀ = Aceleración máxima del terreno según el Reglamento de Construcción del D.F. que pertenece a una zona III la que corresponde un valor de 0.4, para estructuras del grupo B y a éste deberá aplicarse un coeficiente de ductibilidad de 4.0.

$$a_0 = C_s / Q \dots\dots\dots \text{ec. 3.15}$$

- b = Ancho mínimo de (d, 1.2 h, 20 m)
d = Ancho del área reducida de la losa, en m.
H = Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.
γ = Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B abajo de él.
g = Fuerza de gravedad e igual a 9.81 m / s²

Sustituyendo valores en las ecuaciones 3.11, 3.12, 3.13, 3.14 y 3.15 tenemos:

- W_i = 3211.49 ton.
F_c = 1.1
W_c = 1956.44 ton.
F_R = 0.70
H_T = 10.0 m

$$C_s = 0.40$$

$$Q = 4.00$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones 3.13, 3.12 y posteriormente a la ecuación 3.11.

$$M_s = \frac{2}{3}(10.0m)((3211.49ton)l.1)\left(\frac{0.40}{4.0}\right)$$

$$M_s = 2355.09 \text{ ton} - \text{m}.$$

$$e = (2355.09 \text{ ton} - \text{m}) / (3211.49 \text{ ton})$$

$$e = 0.733 \text{ m}$$

$$A_R = [15.3 - 2(0.733)]0.29.6 = 409.486 \text{ m}^2$$

$$N_c = 6.06$$

$$C = 2.55 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones 3.14 y 3.15:

$$q_1 = (2.55 \text{ Ton} / \text{m}^2)(6.06) = 15.45 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$a_0 = (0.40) / (4.0) = 0.10$$

$$b = 13.834 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.22 \text{ ton} / \text{m}^3$$

$$g = 9.81. \text{ m} / \text{s}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 3.10, obtenemos:

$$(3211.49)(1.1) - (1956.50)(0.70)(409.486)(15.45) \left[1 + \frac{(0.097)(1.1)(0.10)(13.834)(1.22)}{(0.70)(2.55)(9.81)} \right]$$

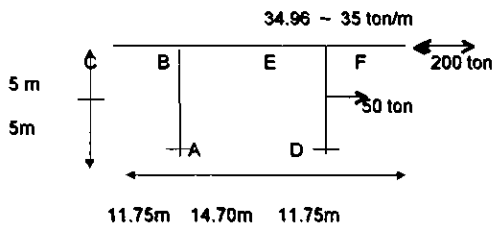
$$1576.14 \text{ ton.} < 4383.05 \text{ ton.}$$

En conclusión podemos decir que la revisión de los estados límite de falla en condiciones dinámicas son superadas ya que se cumple con la desigualdad de la ecuación 3.10.

ANALISIS ESTRUCTURAL

Este análisis estructural se requiere de acuerdo a que se necesita saber las resultantes que se van a obtener en los apoyos del marco en estudio (zapata 9), ya que estas fuerzas a contemplar se van a aplicar en la losa de fondo del cajón de cimentación y posteriormente se determinaran los esfuerzos máximos debido a estas fuerzas bajo condiciones dinámicas (producido por el momento de volteo debido al sismo).

Marco en estudio:



Momento de Empotramiento

$$M_{AB} = M_{BA} = 0$$

$$M_{BE} = \frac{w l^2}{12} = \frac{(35) (14.70)^2}{12} = 630.26 \text{ ton-m} ; M_{EB} = 630.26 \text{ ton-m}$$

$$M_{BC} = \frac{w l^2}{2} = \frac{(35)(11.75)^2}{2} = 2416.10 \text{ ton-m}$$

$$M_{EF} = \frac{w l^2}{2} = \frac{(35) (11.75)^2}{2} = 2416.10 \text{ ton-m}$$

$$M_{ED} = \frac{P l}{8} = \frac{(50)(10)}{8} = 62.50 \text{ ton-m} \quad ; \quad M_{DE} = 62.50 \text{ ton- m}$$

Factor de Distribución

$$K_{AB} = 0 \quad ; \quad K_{BA} = \frac{4EI}{10} = 0.4$$

$$K_{BE} = \frac{4EI}{14.70} = 0.27 \quad ; \quad K_{EB} = 0.27$$

$$K_{ED} = \frac{4EI}{10} = 0.40 \quad ; \quad K_{DE} = 0$$

$$K_{BC} = 0 \quad ; \quad K_{EF} = 0$$

$$F.d. = \frac{K_{AB}}{\sum K_{rud}}$$

Analizando el marco por el método de Cross

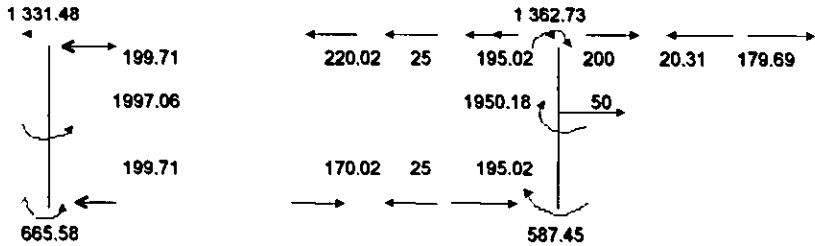
↓ W = 35 ton / m

| C | | B | | | E | | F | |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---|--|
| | V _i | C _i | V _D | V _i | C _i | V _D | | |
| K | 0 | 0.40 | 0.27 | 0.27 | 0.40 | 0 | | |
| Fd | 0 | 0.60 | 0.40 | 0.40 | 0.60 | 0 | | |
| Me | + 2416.10 | 0 | - 630.26 | + 630.26 | 62.50 | - 2416.10 | | |
| ID | 0 | - 1071.50 | - 714.34 | + 689.34 | + 1034.0 | 0 | | |
| IT | 0 | 0 | + 344.67 | - 357.17 | 0 | 0 | | |
| 2D | 0 | - 206.80 | - 137.87 | + 142.87 | 214.30 | 0 | | |
| 2T | 0 | 0 | + 71.44 | - 68.94 | 0 | 0 | | |
| 3D | 0 | - 42.86 | - 28.58 | + 27.58 | 41.36 | 0 | | |
| 3T | 0 | 0 | + 13.79 | - 14.29 | 0 | 0 | | |
| 4D | 0 | - 8.27 | - 5.52 | + 5.72 | 8.57 | 0 | | |
| 4T | 0 | 0 | + 2.86 | - 2.76 | 0 | 0 | | |
| 5D | 0 | - 1.27 | - 1.14 | + 1.10 | 1.66 | 0 | | |
| 5T | 0 | 0 | + 0.55 | - 0.57 | 0 | 0 | | |
| 6D | 0 | - 0.33 | - 0.22 | + 0.23 | 0.34 | 0 | | |
| MF | + 2416.10 | - 1331.48 | - 1084.62 | + 1053.37 | + 1362.73 | - 2416.10 | | |

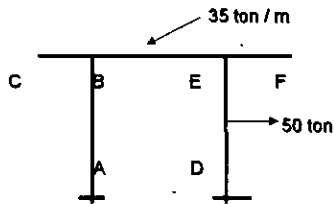
| | A | D |
|----|----------|--------|
| K | 0 | 0 |
| Fd | 0 | 0 |
| Me | 0 | 62.50 |
| ID | 0 | 0 |
| IT | - 535.75 | 517.00 |
| 2D | 0 | 0 |
| 2T | - 103.40 | 107.15 |
| 3D | 0 | 0 |
| 3T | - 21.43 | 20.68 |
| 4D | 0 | 0 |
| 4T | - 4.14 | 4.29 |
| 5D | 0 | 0 |
| 5T | - 0.86 | 0.83 |
| 6D | 0 | 0 |
| MF | - 665.58 | 587.45 |

200 ton →

Fuerzas que han impedido el desplazamiento del cabezal.

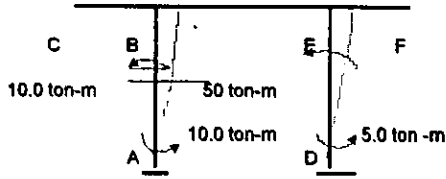


La solución de la estructura requiere del análisis de los siguientes marcos.



2da Etapa : Desplazamiento del cabezal.

Suponiendo momento de 10 Ton-m en la columna AB resulta.



$$M_{AB} = \frac{6EI}{L^2} \Delta ; 10 = \frac{6}{100} \Delta$$

$$\Delta = \frac{(100)(10)}{6EI} ; \Delta = \frac{1000}{6EI}$$

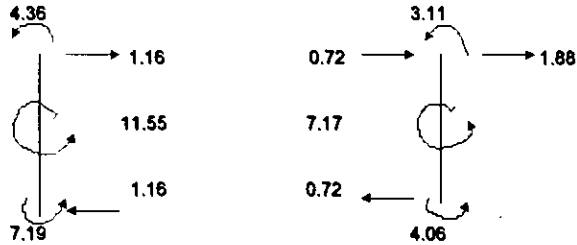
$$M_{ED} = \frac{3EI}{L^2} \times 1000 = \frac{3000EI}{(100)(6EI)}$$

$$M_{ED} = 5 \text{ ton-m}$$

Utilizando el método de Cross.

| C | | B | | E | | F | |
|----|-------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | V_i | | C_i | V_D | V_i | C_i | V_D |
| K | 0 | | 0.40 | 0.27 | 0.27 | 0.40 | 0 |
| Fd | 0 | | 0.60 | 0.40 | 0.40 | 0.60 | 0 |
| Me | 0 | | -10.00 | 0 | 0 | -5.00 | 0 |
| ID | 0 | | +6.00 | +4.00 | +2.00 | +3.00 | 0 |
| IT | 0 | | 0 | +1.00 | +2.00 | 0 | 0 |
| 2D | 0 | | -0.60 | -0.40 | -0.80 | -1.20 | 0 |
| 2T | 0 | | 0 | -0.40 | -0.20 | 0 | 0 |
| 3D | 0 | | +0.24 | +0.16 | +0.08 | +0.12 | 0 |
| 3T | 0 | | 0 | +0.04 | +0.08 | 0 | 0 |
| 4D | 0 | | -0.02 | -0.02 | -0.05 | -0.03 | 0 |
| 4T | 0 | | 0 | -0.03 | -0.01 | 0 | 0 |
| 5D | 0 | | +0.02 | +0.01 | +0.01 | +0.00 | 0 |
| MF | 0 | | -4.36 | +4.36 | +3.11 | -3.11 | 0 |
| | | A | | D | | | |
| M | | -10.00 | | -5.00 | | | |
| | | + 3.00 | | + 0.50 | | | |
| | | - 0.30 | | - 0.60 | | | |
| | | + 0.12 | | + 0.60 | | | |
| | | - 0.01 | | - 0.02 | | | |
| MF | | - 7.19 | | - 4.06 | | | |

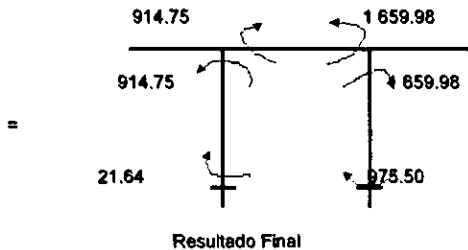
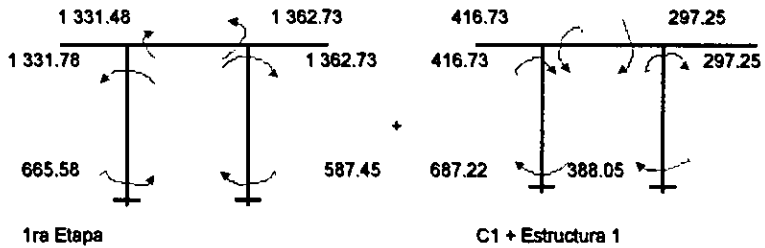
Fuerzas que ha producido el desplazamiento Δ del cabezal

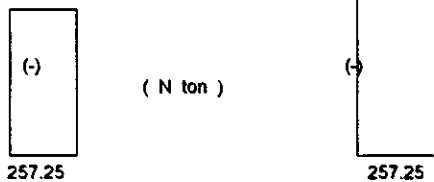
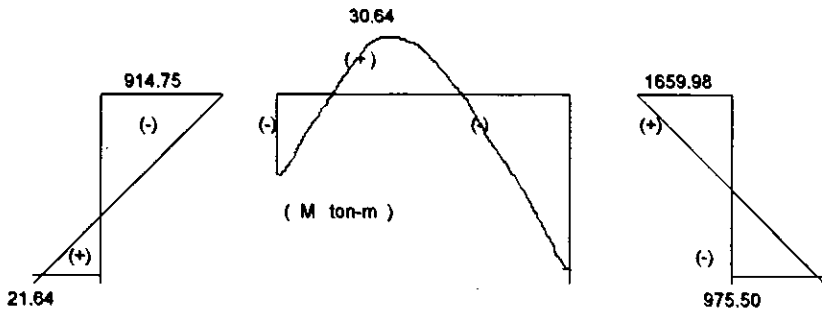
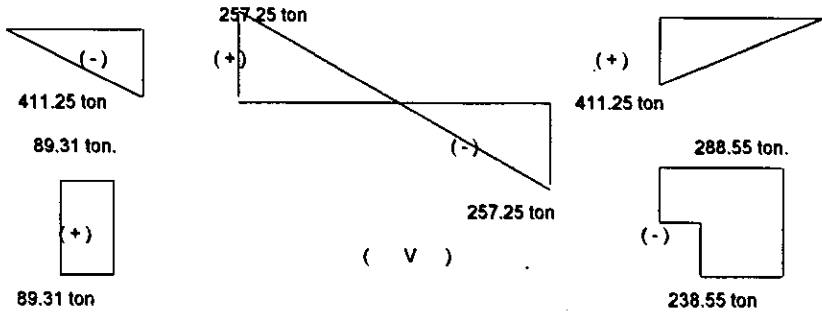


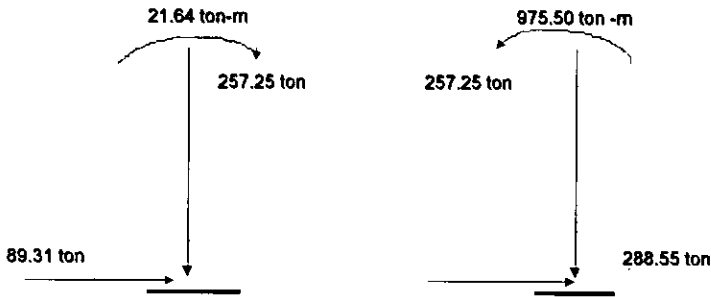
Factor de Corrección .

$$C_1 = \frac{179.69}{1.88} = -95.58$$

Resultados Finales = 1 Etapa + (C_1 x Estructura 1)







También se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzos aplicados por la losa de fondo del cajón, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la losa del cajón de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por el efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la losa de cimentación durante el sismo.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas se aplicarán a las losas de cimentación empleando la fórmula de la escuadría por la siguiente expresión.

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} Y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X \dots\dots\dots \text{ec. 3.16}$$

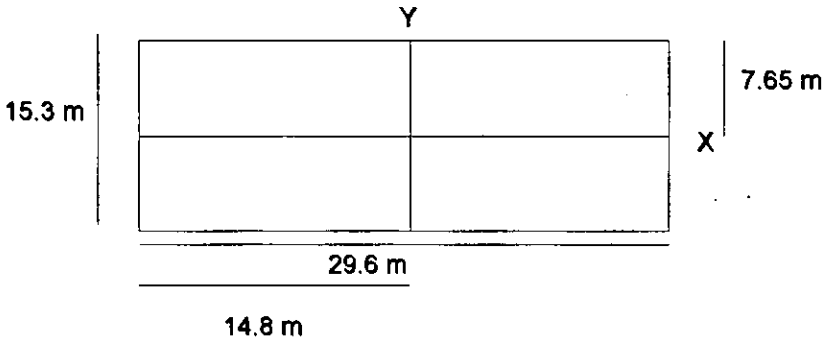
Donde :

- P = Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal.
- Q = Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.
- A = Area de la losa de apoyo del cajón de cimentación.

M_v = Momento de volteo debido al sismo.

X, Y = Distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.

I_x, I_y = Momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de fondo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.



Sustituyendo valores en la ecuación 3.16:

$$Q = (1661.5 \text{ ton} + 1624.0 \text{ ton} + 365.0 \text{ ton}) 0.66$$

$$Q = 2409.33 \text{ ton.}$$

$$A = 452.88 \text{ m}^2$$

$$M_v = 975.5 \text{ ton.}$$

$$X = 14.80 \text{ m}$$

$$Y = 7.65 \text{ m}$$

$$I_x = 1 / 12 (29.6) (15.3)^3$$

$$I_y = 1 / 12 (15.3) (29.6)^3$$

$$P = \left(\frac{2409.33}{452.88} \right) + \left(\frac{975.5}{8834.56} \right) (7.65) + (0.3) \left(\frac{975.5}{33066.3} \right) (14.8)$$

$$P = 6.30 \text{ ton / m}^2$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de apoyo del cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de 6.30 ton/m^2 que es menor al

esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo , que es de 19.113 ton/m² por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

3.2 DEFORMABILIDAD

El hundimiento general de la Ciudad de México se remonta alrededor de 1925 en donde las primeras advertencias serias, fueron hechas por Roberto Gayol, quien se fijó en el hundimiento general y especialmente en el de la Catedral Metropolitana, durante sus años de trabajo sobre el sistema de drenaje de la Ciudad de México. Atribuyó el fenómeno a perturbaciones que en el fondo del valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo.

José A. Cuevas fue el continuador de las ideas de Gayol y el verdadero precursor y primer introductor de la mecánica de suelos en México. El y su discípulo Nabor Carrillo analizaron la influencia del bombeo en los pozos de aprovisionamiento de agua de la Ciudad con la teoría de la consolidación de Terzaghi y compararon los resultados obtenidos con mediciones locales en diferentes sectores de la Ciudad; de esta época data la demostración definitiva, realizada por Carrillo al margen de pequeños errores de detalle por falta de información completa para respaldar todas sus conclusiones, de que el abatimiento de los niveles freáticos, y piezométricos profundos causados por el bombeo de los acuíferos era la causa primordial del abatimiento.

Es un hecho comprobado que los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas e, inclusive los de poca profundidad. Hoy, el bombeo producido con fines de abatimiento de agua ha producido abatimientos para la zona urbana en algunos casos superiores a los 20m. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia los pozos, con la correspondiente consolidación de las arcillas, acompañada de pérdida de volumen.

En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal de tiempo, pero es muy variable de unos a otros puntos de la Ciudad, por lo que es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual, que oscila entre 5 a 20 cm/año, y aún más. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades

menores de 50 m. Son los principales responsables del fenómeno, particularmente los comprendidos entre los 20 y los 50 m, de profundidad.

Para el análisis del asentamiento se comprende que no se podrá revisar para una cimentación mixta a los dos elementos estructurales y debido a esto se comprende que el peso de la estructura se va a depositar en los pilotes de fricción, haciendo además el análisis del comportamiento del suelo por debajo del cajón.

3.2.1. Estado límite de servicio: Para el cajón de cimentación en los puntos más crítico al centro y en una esquina.

Para el asentamiento que provoca el comportamiento del suelo debido al cajón se comprende que hay que obtener el peso neto de la compensación, es decir, que se va a obtener el peso de la cimentación (peso del cajón) menos el peso del suelo desalojado.

W_C = Peso de la cimentación, en ton / m².

W_D = Peso desalojado por la cimentación, en ton / m².

Obteniendo el peso total por metro cuadrado:

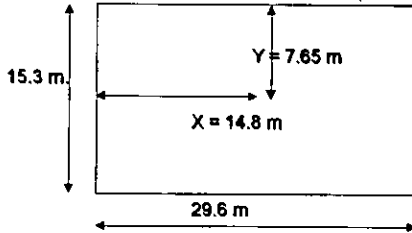
$$W_C = \frac{1\,624.0 \text{ ton.}}{(29.6\text{m.})(15.3\text{m.})} = 3.586 \text{ ton./m}^2$$

$$W_D = \frac{1\,086.91 \text{ ton.}}{(29.6\text{m})(15.3\text{m.})} = 2.40 \text{ ton./m}^2$$

P_T = Peso neto, en ton / m²

$$P_T = 3.586 \text{ ton/m}^2 - 2.40 \text{ ton/m}^2 = 1.186 \text{ ton / m}^2$$

Por lo tanto el cajón de cimentación es parcialmente compensado.



W = 1.186 ton./m²

Para determinar el incremento de Esfuerzo se obtiene de acuerdo a las Gráficas de FADUM 3.3

| Punto | Estrato | Z (m) | X | Y | m = x/z | n = y/z | w _o | Σw _o | W (ton/m ²) | ΔP = 4w _o W |
|---------|---------|--------|------|-------|---------|---------|----------------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| Centro | I | 4.25 | 14.8 | 7.65 | 3.482 | 1.800 | 0.235 | 0.940 | 1.186 | 1.115 |
| | II | 13.75 | 14.8 | 7.65 | 1.076 | 0.556 | 0.124 | 0.496 | 1.186 | 0.568 |
| | IV | 23.415 | 14.8 | 7.65 | 0.632 | 0.327 | 0.068 | 0.272 | 1.186 | 0.323 |
| Esquina | I | 4.25 | 29.6 | 15.30 | 6.965 | 3.600 | 0.248 | 0.248 | 1.186 | 0.294 |
| | II | 13.75 | 29.6 | 15.30 | 2.153 | 1.113 | 0.211 | 0.211 | 1.186 | 0.250 |
| | IV | 23.415 | 29.6 | 15.30 | 1.264 | 0.653 | 0.147 | 0.147 | 1.186 | 0.174 |

$$\Delta e = e_0 - e \quad \dots \dots \dots \text{ec. 3.17}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \dots \dots \dots \text{ec. 3.18}$$

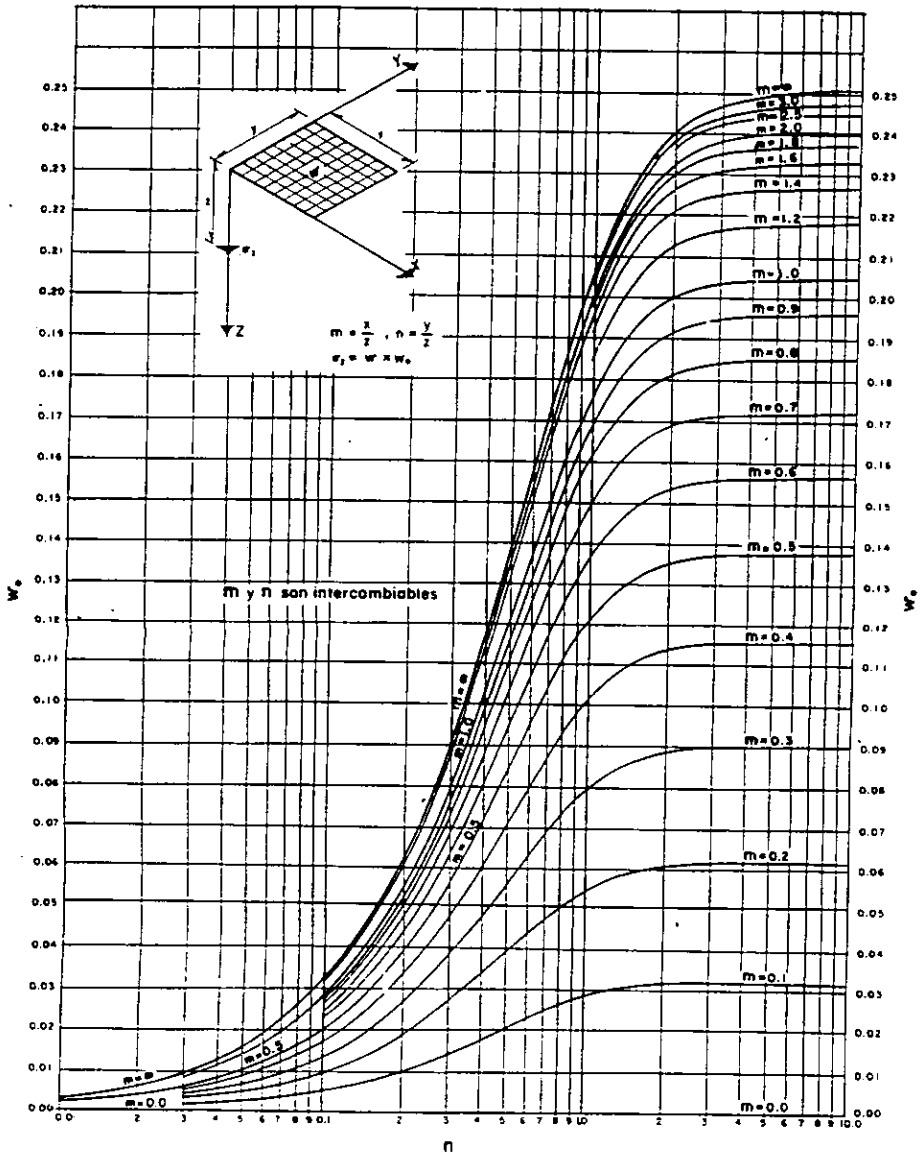
| Punto | Estrato | Z (m) | Espesor (m) | P _o (t/m ²) | e _o | P ₁ = P _o + ΔP | e | Δe | ΔH (m) |
|--------|---------|--------|-------------|------------------------------------|----------------|--------------------------------------|-------|------|--------|
| Centro | I | 4.25 | 2.50 | 2.910 | 11.95 | 4.065 | 11.73 | 0.22 | 0.042 |
| | II | 13.75 | 16.50 | 4.655 | 8.41 | 5.243 | 8.25 | 0.16 | 0.281 |
| | IV | 23.415 | 1.83 | 6.379 | 7.65 | 6.702 | 7.62 | 0.03 | 0.006 |

Asentamiento producido al centro, es de Σ ΔH = 0.329 m

Nota: las curvas de consolidación para los estratos I, II y IV se observan en las figs. 3.6, 3.7 y 3.8.

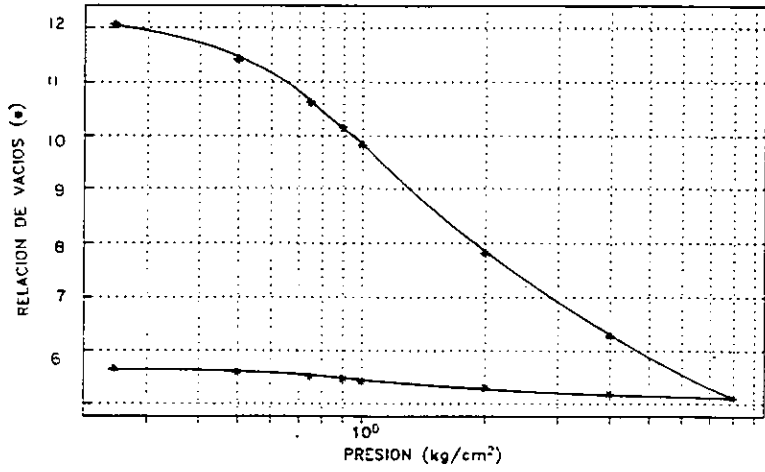
| | | | | | | | | | |
|---------|----|--------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|
| Esquina | I | 4.25 | 2.50 | 2.950 | 11.95 | 3.244 | 11.85 | 0.10 | 0.019 |
| | II | 13.75 | 16.50 | 4.655 | 8.41 | 4.905 | 8.33 | 0.08 | 0.140 |
| | IV | 23.415 | 1.83 | 6.379 | 7.65 | 6.553 | 7.64 | 0.01 | 0.002 |

Asentamiento producido en la esquina, es de Σ ΔH = 0.161 m



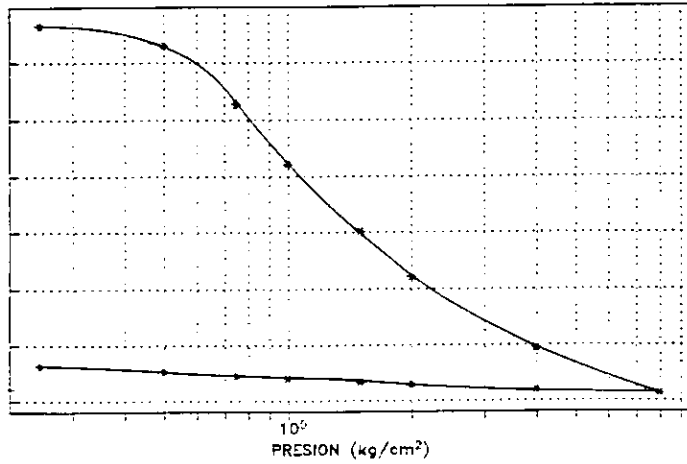
Graf. 3.3 AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



PROFUNDIDAD (Z) 4.25m

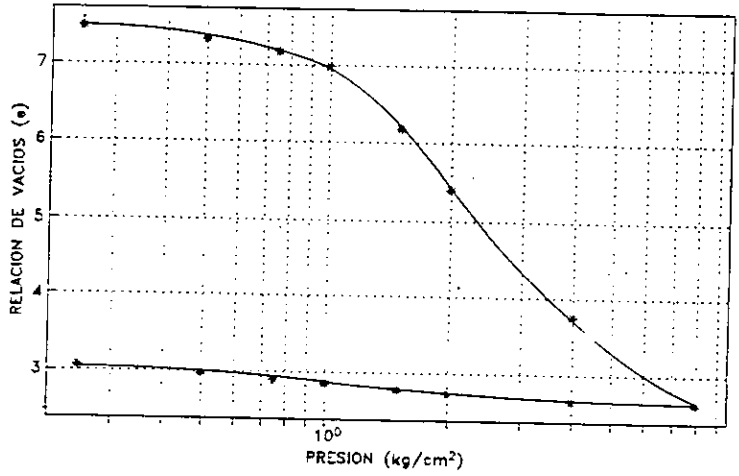
Fig. 3.6 Estrato I



PROFUNDIDAD (Z) 13.75 m

Fig. 3.7 Estrato II

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



PROFUNDIDAD (Z) 23.415m

Fig. 3.8 Estrato IV

Nota: las curvas de consolidación para los estratos I, II y IV se observan en las figs. 3.6, 3.7 y 3.8.

Por lo tanto el asentamiento producido por el peso propio del cajón se tendrá que comparar con el asentamiento producido por la carga equivalente más el asentamiento producido por la compresión de los pilotes.

3.2.2. Estado límite de servicio para Pilotes de Fricción .

Con lo que corresponde al asentamiento debido al peso propio de estructura se analizará de acuerdo a una carga equivalente de esta, la cual se colocara abajo del límite superior del tercio medio inferior de la longitud de los pilotes donde se supone que la carga se va a aplicar al suelo, completándose con esta el análisis (de la compresión) que se obtiene de los pilotes con referente al asentamiento que va ocurrir (fig. 3.9)

Asentamiento bajo pilotes de fricción (Carga Equivalente).

Para la obtención de la carga equivalente se deberá obtener el peso total en los pilotes deduciendo el peso desalojado por la cimentación (cajón). Por tal motivo se tiene que:

$$C_E = W_T - W_D \dots\dots\dots \text{ec. 3.19}$$

C_E = Carga equivalente, en ton.

W_T = Peso propio de la superestructura más el peso propio de la subestructura, en ton.

W_D = Peso desalojado por el cajón de cimentación, en ton.

Sustituyendo :

$$W_T = 1661.5 \text{ ton.} + 1624 \text{ ton} = 3285.5 \text{ ton.}$$

$$W_D = (15.3 \text{ m}) (29.6 \text{ m}) (3.0 \text{ m}) (1.44 \text{ ton / m}^3)$$

$$W_D = 1956.5 \text{ ton.}$$

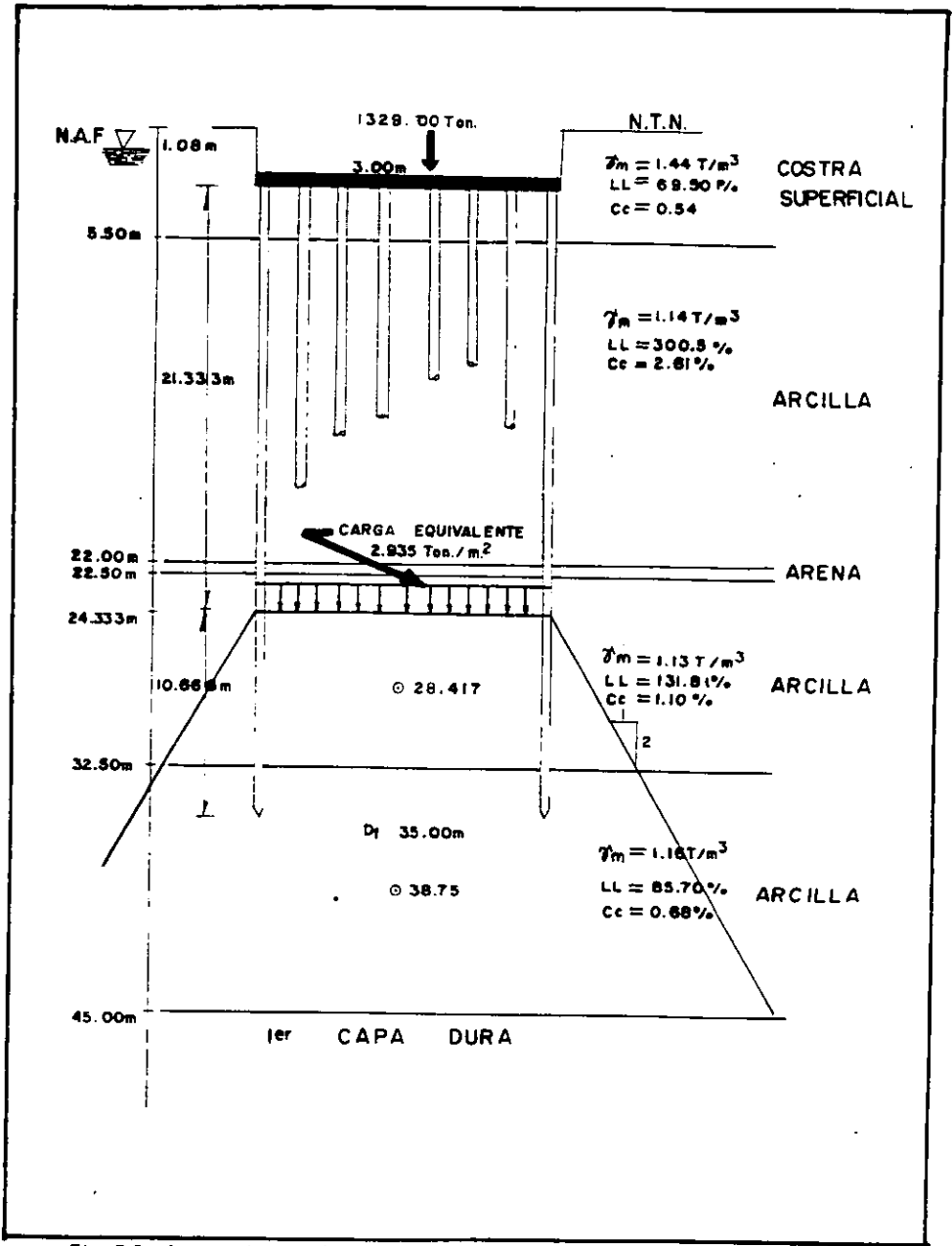


Fig. 3.9 Asentamiento bajo pilotes de fricción (carga equivalente)

Por lo tanto la carga equivalente, en ton / m².

$$C_E = 3285.5 \text{ ton.} - 1956.5 \text{ ton} = 1329.0 \text{ ton.}$$

$$C_E = \frac{1329.0 \text{ ton.}}{(29.6 \text{ m}) (15.3 \text{ m})} = 2.935 \text{ ton / m}^2.$$

Cálculo de los valores del incremento de presiones (Δp)

$$\text{Area a la prof. de 28.417 m.} = \frac{(29.6 \text{ m} + 2 (4.084) (0.5)) \times (15.3 \text{ m} + 2 (4.084) (0.5))}{625.93 \text{ m}^2} = 652.93 \text{ m}^2$$

$$\text{Area a la prof. de 38.750 m.} = \frac{(29.6 \text{ m} + 2 (14.417) (0.5)) \times (15.3 \text{ m} + 2 (14.417) (0.5))}{1308.05 \text{ m}^2} = 1308.05 \text{ m}^2$$

Por lo tanto el incremento es:

$$\Delta p \text{ a } 28.417 \text{ m} = 2.935 \text{ ton / m}^2 \times \frac{(15.3 \text{ m})(29.6 \text{ m})}{625.93 \text{ m}^2} = 2.124 \text{ ton / m}^2$$

$$\Delta p \text{ a } 38.750 \text{ m} = 2.935 \text{ ton / m}^2 \times \frac{452.88 \text{ m}^2}{1308.05 \text{ m}^2} = 1.016 \text{ ton / m}^2$$

Cálculo de los asentamientos.

$$\delta = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log_{10} \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \dots\dots\dots \text{ec. 3.20}$$

Donde :

δ = Asentamiento, en cm.

H = Espesor del estrato, en cm.

e_0 = Relación de vacíos con referencia a la presión efectiva.

C_c = Índice de compresibilidad.

P_0 = Presión efectiva a la profundidad z, en ton / m².

Δp = Incremento de presión, en ton / m².

Nota: las curvas de consolidación para los estrato I y II se encuentran en las Figs. 3.10 y 3.11.

Sustituyendo valores en la ecuación 3.20:

Estrato I. 24.333 m a 32.50 m

$$\delta = \frac{(816.7 \text{ cm})}{(1 + 7.25)} \times (1.10) \times \log_{10} \left(\frac{7.029 \text{ ton / m}^2 + 2.124 \text{ ton / m}^2}{7.029 \text{ ton / m}^2} \right)$$

$$\delta = 12.487 \text{ cm}$$

Estrato II. 32.50 m a 45.00 m

$$\delta = \frac{(1250 \text{ cm})}{(1 + 2.47)} \times (0.68) \times \log_{10} \left(\frac{8.560 \text{ ton / m}^2 + 1.016 \text{ ton / m}^2}{8.560 \text{ ton / m}^2} \right)$$

$$\delta = 11.932 \text{ cm.}$$

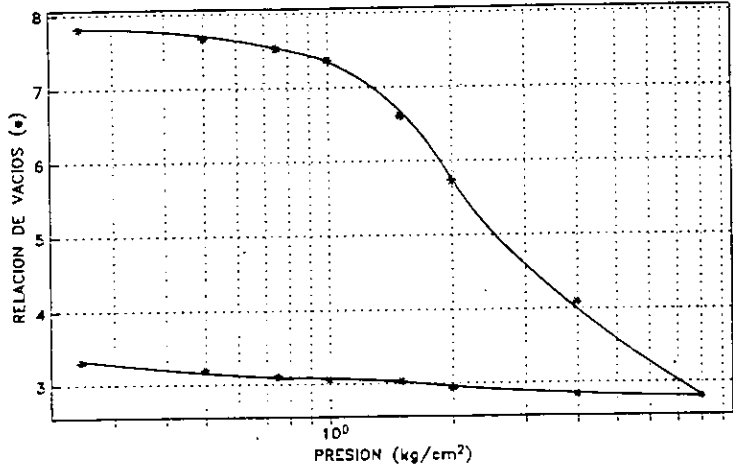
Por lo tanto el asentamiento debido a la carga equivalente es de:

$$\delta = 0.2442 \text{ m}$$

Asentamiento debido a la compresión de los pilotes.

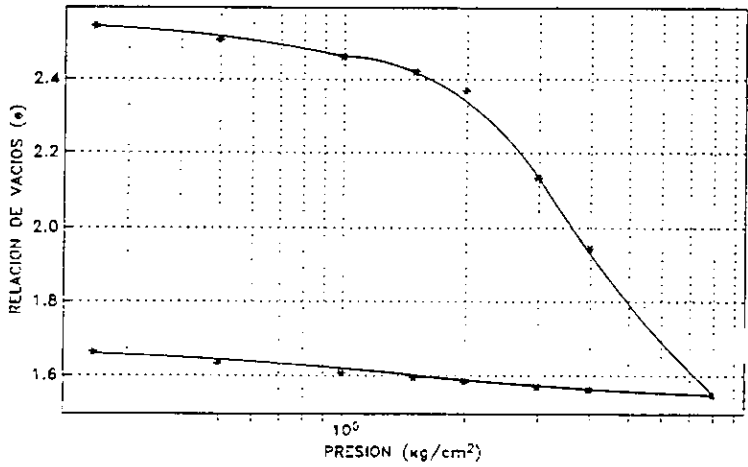
$$\delta = \frac{QL}{EcA_f} + \frac{FNL}{EcA_f} + \frac{mC_p f_p (Q + FN)(1 - \nu^2)}{E_s \sqrt{A_b}} \dots \dots \dots \text{ec 3.21}$$

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



PROFUNDIDAD (Z) 28.45m

Fig. 3.10 Estrato I



PROFUNDIDAD (Z) 38.75

Fig. 3.11 Estrato II

Donde:

- δ = asentamiento de la cabeza del pilote, en m.
- Q = carga aplicada a nivel de la base del pilote, en ton.
- L = Longitud del Pilote, en m.
- Ec = Módulo de elasticidad del concreto del pilote, en ton/m²

$$Ec = 14000\sqrt{f'c} \quad \text{Si } f'c \geq 250\text{kg/cm}^2$$
$$Ec = 8000\sqrt{f'c} \quad \text{Si } f'c < 250\text{kg/cm}^2$$

- A_r = Area transversal del pilote, en m².
- F.N. = Fricción Negativa a la profundidad Z, en ton.
- m = Factor de forma adimensional e igual a 0.95
- C_s = Factor de rigidez adimensional e igual a 1.00 para pilotes circulares o cuadrados.
- E_s = Módulo de elasticidad del suelo de apoyo de las vigas, en ton/m²
- μ = Módulo de Poisson.
- A_b = Area transversal de la base del pilote, en ton/m²
- f_p = Factor de profundidad:
 - 0.5 para la relación D_r / B > 5
 - 1.0 para la relación D_r / B < 5
- D_r = profundidad de desplante, en m.
- B = Base del pilote, en m.

De acuerdo con los datos siguientes se obtiene el asentamiento

- Q = 120 ton
- L = 32 m
- F.N. = 18.515 Ton
- A_r = 0.16 m²
- m = 0.95
- C_s = 1.00
- μ = 0.50

$$A_b = 0.16 \text{ m}^2$$
$$E_s = 1890 \text{ Ton / m}^2$$

$$f_c = 250 \text{ Kg / cm}^2 \quad E_c = 14000\sqrt{250}$$

$$E_c = 221359.436 \text{ Kg / cm}^2$$

$$E_c = 2213594.362 \text{ Ton / m}^2$$

$$f_p = \frac{D_f}{B} = \frac{35\text{m}}{0.4} = 87.5 > 5$$

$$f_p = 0.5$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3.21:

$$\delta = \frac{(120)(32)}{(2213594.362)(0.16)} + \frac{(18.515)(32)}{(2213594.362)(0.16)} + \frac{[(0.95)(1)(0.5)(120 + 18.515)(1 - 0.5^2)]}{1890\sqrt{0.16}}$$

$$\delta = 0.011 + 0.002 + 0.065$$

Por lo tanto el asentamiento debido a la compresión de los pilotes es de

$$\delta = 0.078\text{m} \sim 7.77\text{cm}$$

De acuerdo con todo lo anterior se dice que el asentamiento total debido al peso de la estructura va a ser igual al asentamiento debido a la carga equivalente más el asentamiento debido a la compresión de los pilotes.

$$\delta = 0.2442 \text{ m} + 0.0777 \text{ m}$$

$$\delta = 0.3219 \text{ m}$$

Y haciendo comparación con relación al asentamiento que se genera de acuerdo a la losa del cajón de cimentación tenemos:

$$0.329 \text{ m} = 0.322 \text{ m}$$

Por lo tanto esta igualdad nos da la certeza que toda la estructura va a trabajar uniformemente, ya que los asentamientos tanto por el peso propio del cajón de cimentación como de la suma de los asentamientos producidos por la carga equivalente y la producida por la compresión de los pilotes son casi iguales.

3.3 EXPANSIONES.

En un principio se juzgó que el proceso de la expansión del fondo de una excavación era idéntico al de consolidación aunque ocurriese por, así decirlo, en sentido contrario. El agrietamiento del fondo y el de los taludes de la excavación, así como los asentamientos observados en edificios totalmente compensados demostraron, sin embargo, que existían diferencias de importancia entre ambos procesos, razón por la que resultó necesario realizar medidas y estudios específicos para el proceso de expansión.

Uno de los factores importantes en la magnitud de las expansiones lo son las fuerzas de filtración que se establecen cuando comienza el flujo hacia el fondo de la excavación. En la ciudad de México, se han medido gradientes de 2, lo que corresponde a fuerzas de volumen de $2 \text{ Ton} / \text{m}^3$, de magnitud suficiente para producir los agrietamientos observados en el fondo de las excavaciones; la expansión diferencial en la zona próxima a los taludes produce el agrietamiento de éstos, generalmente en una línea paralela a la corona y ubicada a la mitad de la altura.

Para reducir a un mínimo los efectos de la descarga, se han usado en la ciudad de México varios procedimientos:

- 1.- Construcción de las cimentaciones con excavación parcial en el área, formando zanjas y celdas de superficie reducida.
- 2.- Bombeo bajo el fondo de la excavación.
- 3.- Aplicación de electrósmosis.

El primer método ha dado buenos resultados en excavaciones de menos de 7m de profundidad y con menos de 300 m³ de volumen. Los métodos segundo y tercero han comprobado su éxito una y otra vez, en especial el último, que se ha aplicado numerosas veces consiguiendo su objetivo y sin ningún percance serio.

Cálculo de las Expansiones al centro y a una esquina (fórmula de Steinbrenner).

$$\begin{aligned}
 H_T = & \frac{q B}{E_1} [(1-\mu_1^2) F_{11} + (1-\mu_1 - 2\mu_1^2) F_{21}] + \dots \\
 & + \frac{q B}{E_2} \{ [(1-\mu_2^2) F_{12} + (1-\mu_2 - 2\mu_2^2) F_{22}] - [(1-\mu_2^2) F_{11} + (1-\mu_2 - 2\mu_2^2) F_{21}] \} \\
 & + \frac{q B}{E_3} \{ [(1-\mu_3^2) F_{13} + (1-\mu_3 - 2\mu_3^2) F_{23}] - [(1-\mu_3^2) F_{12} + (1-\mu_3 - 2\mu_3^2) F_{22}] \} \\
 & + \frac{q B}{E_4} \{ [(1-\mu_4^2) F_{14} + (1-\mu_4 - 2\mu_4^2) F_{24}] - [(1-\mu_4^2) F_{13} + (1-\mu_4 - 2\mu_4^2) F_{23}] \} \dots \dots \dots \text{ec. 3.22} \\
 & + \frac{q B}{E_5} \{ [(1-\mu_5^2) F_{15} + (1-\mu_5 - 2\mu_5^2) F_{25}] - [(1-\mu_5^2) F_{14} + (1-\mu_5 - 2\mu_5^2) F_{24}] \} \\
 & + \frac{q B}{E_6} \{ [(1-\mu_6^2) F_{16} + (1-\mu_6 - 2\mu_6^2) F_{26}] - [(1-\mu_6^2) F_{15} + (1-\mu_6 - 2\mu_6^2) F_{25}] \} \\
 & + \frac{q B}{E_7} \{ [(1-\mu_7^2) F_{17} + (1-\mu_7 - 2\mu_7^2) F_{27}] - [(1-\mu_7^2) F_{16} + (1-\mu_7 - 2\mu_7^2) F_{26}] \}
 \end{aligned}$$

Donde :

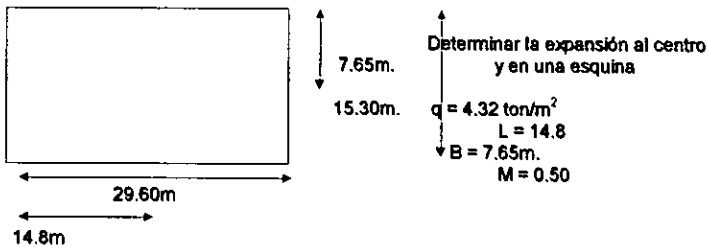
- H_T = Expansión , en m
- q = Presión de descarga a la profundidad z por excavación, en ton / m²
- B = Base del cajón, en m
- L = Largo del cajón, en m
- E_n = Módulo de elasticidad del suelo para los diferentes estratos.
- μ_n = Módulo de Poisson para los diferentes estratos.

F_{1n} y F_{2n} = Valores obtenidos de la gráfica 3.4, utilizando las fórmulas de Steinbrenner para los diferentes estratos.

Nivel de Desplante 3 m.

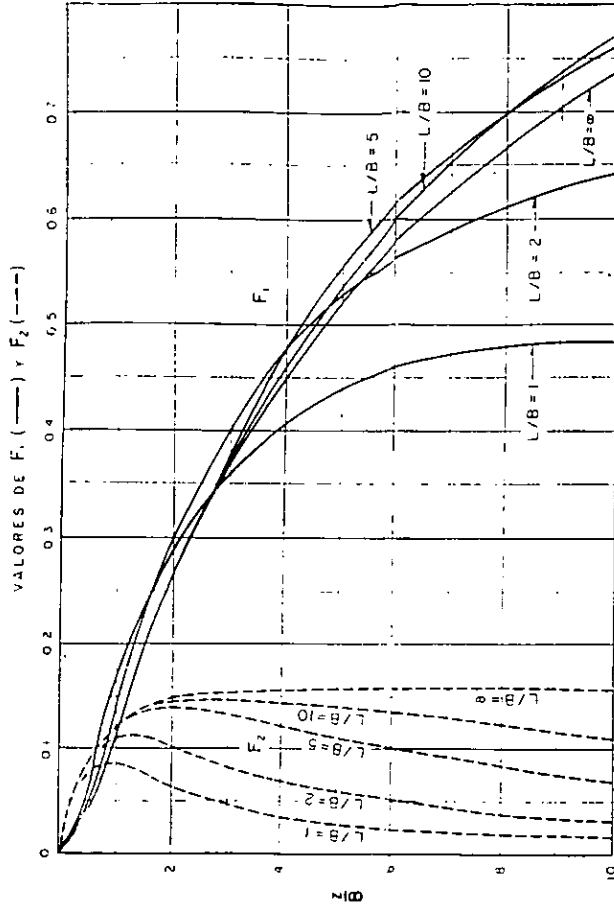
$$q = (1.44 \text{ ton / m}^3) (1.08 \text{ m}) + (0.44 \text{ ton / m}^3) (1.92 \text{ m})$$

Por lo tanto el valor de la descarga es $q = 2.40 \text{ ton / m}^2$



| Estrado | Z (m) | L/B | Z/B | F_1 | F_2 | E (ton/m ²) |
|---------|-------|------|------|----------------|----------------|---------------------------|
| I | 2.50 | 1.93 | 0.33 | F_{11} 0.020 | F_{21} 0.072 | E_1 567.10 |
| II | 19.00 | 1.93 | 2.48 | F_{12} 0.360 | F_{22} 0.090 | E_2 310.88 |
| III | 19.50 | 1.93 | 2.55 | F_{13} 0.370 | F_{23} 0.085 | E_3 420.59 |
| IV | 29.50 | 1.93 | 3.86 | F_{14} 0.468 | F_{24} 0.070 | E_4 431.61 |
| V | 42.00 | 1.93 | 5.49 | F_{15} 0.545 | F_{25} 0.055 | E_5 1890.86 |
| VI | 45.00 | 1.93 | 5.88 | F_{16} 0.560 | F_{26} 0.053 | E_6 1496.30 |
| VII | 52.00 | 1.93 | 6.80 | F_{17} 0.585 | F_{27} 0.045 | E_7 1285.71 |

Los valores obtenidos de F_1 y F_2 son de las gráficas 3.4 en la utilización de las formulas de Steinbrenner.



Gráf. 3.4 GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE F_1 , F_2
EN LAS FÓRMULAS DE STEINBRENNER.

$$H_T = 0.0324 (0.1300) + 0.0591 (0.5850 - 0.1300) + 0.0437 (0.5900 - 0.5850) + 0.0425 (0.6900 - 0.5900) + 0.0097 (0.7638 - 0.6900) + 0.0123 (0.7795 - 0.7638) + 0.0143 (0.7988 - 0.7795)$$

$$H_T = 0.0042 + 0.0269 + 0.0002 + 0.0043 + 0.0007 + 0.0002 + 0.0003$$

La expansión que se presenta es $H_T = 0.0368$ m en la esquina..

Por lo tanto la expansión que se va a presentar durante los trabajos de excavación del cajón al centro, $H_T = 0.1470$ m.

CAPITULO IV

CAPITULO IV

IV PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo de la cimentación del puente vehicular proyectado en el Viaducto Miguel Alemán y Av. Francisco del Paso y Troncoso que se ubica en la frontera de las Delegaciones Venustiano Carranza e Iztacalco de la Ciudad de México va a estar regido principalmente por tres partes, las cuales son la excavación y la colocación de rellenos, la perforación previa a la colocación de pilotes e hincado de los mismos y la construcción de aproximación del puente (terraplén).

4.1 CAJONES DE CIMENTACION.

Antes de comenzar con los trabajos de excavación se tendrá que verificar que la totalidad de los pilotes hayan sido hincados.

El procedimiento que se siguió fue hacer la excavación que alojará a los cajones de cimentación, ésta se realizará en una sola etapa hasta la profundidad de desplante requerida (3.0 m de profundidad con relación al nivel del terreno natural) con las (dimensiones geometría) indicada en proyecto.

En la excavación se tendrá que observar que los taludes lleven una relación vertical-horizontal de 1:0.3, además se deberá realizar una ampliación del área cuyos lados sean 50 cm, mayores a los descritos en el proyecto geométrico de la zapata a nivel de desplante (fig. 4.1). Bajo estas condiciones la excavación no deberá permanecer abierta por un periodo mayor a las tres semanas, restringiendo en todo momento el tráfico de vehículos junto a la excavación, en un ancho como mínimo igual a la profundidad máxima excavada, de no efectuarse lo descrito anteriormente se colocará como medida de prevención un sistema de contención temporal mediante Muro Berlín (ANEXO I).

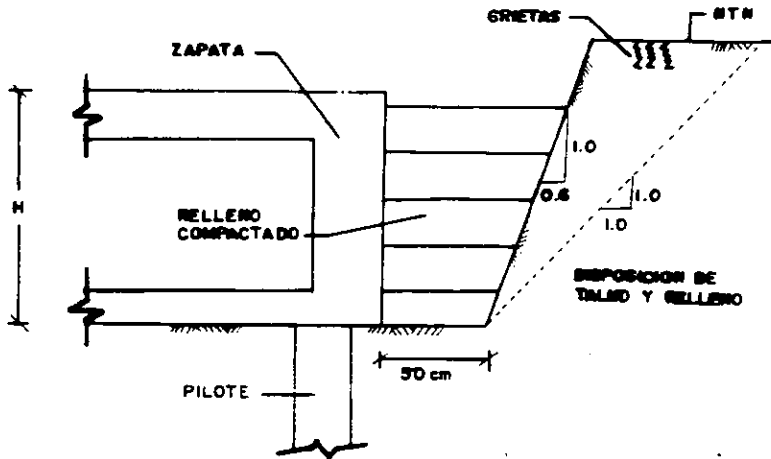
Para las contratabes de ligadura que unen a los cajones de cimentación de cada cuerpo del puente, se deberá realizar una excavación hasta la profundidad de desplante observando en todo momento que la relación de taludes vertical-horizontal 1:0.4, y teniendo en cuenta el área del fondo de la excavación sea lo suficientemente adecuada para alojar a estos elementos estructurales y tengan la comodidad para realizar las actividades de armado, cimbrado y colado. Esta excavación como lo dicho anteriormente no deberá permanecer abierta (tres semanas como máximo); esta actividad deberá considerar en todo momento la existencia de tuberías de PEMEX.

En caso de que al efectuar la excavación con los taludes anteriores se observara agrietamientos longitudinales o paralelo a la excavación, se tendrá que aumentar los taludes hasta alcanzar la relación vertical-horizontal 1:1, o bien será necesario implementar un sistema de contención temporal (Muro Berlín o malla de gallinero con concreto lanzado).

Con referencia a las tuberías de PEMEX que se localizan en los sitio de excavación se deberán sujetar con vigas IPR y protegerse conforme al Anexo II y garantizando en todo momento su integridad.

Una vez que se haya realizado lo anterior y que además se haya alcanzado el nivel de desplante de proyecto, se realizará la colocación de una plantilla de concreto pobre ($f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$) de 5 cm de espesor que cubra únicamente el área de la zapata, posteriormente a la colocación de la plantilla, se procederá a la demolición o descabece de los pilotes en una longitud mínima de 50 cm, de acuerdo con la posición de cada uno, tal condición deberá ser considerada desde la fabricación e hincado de los pilotes. Esta demolición se deberá realizar mediante martillos rompedores, cuñas o alguna herramienta similar, quedando fuera de contexto la utilización de explosivos para este fin. Todos los fragmentos de concreto así como los materiales ajenos a la cimentación deberán ser retirados en su totalidad, y de acuerdo a los elementos que constituyen al concreto en el sistema de

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA.**



EXCAVACION EN ZAPATA DE CIMENTACION

Fig. 4.1 Excavación en corte (Zapata de cimentación)

cimentación no deberá deteriorarse ni modificar sus propiedades con el tiempo, bajo las condiciones a las que estarán sujetos, es decir, deberá ser compatibles entre ellos y resistentes al medio que las rodeará (agua con alto contenido de sales); por lo que deberá tomarse en cuenta los puntos citados en el ANEXO III. Además se deberá contemplar que las celdas del cajón deberán estar intercomunicadas con al menos un tubo de 2" de diámetro, ubicado en la parte inferior de los muros que las dividen para garantizar la estabilidad de las estructuras del cajón.

Concluido el cajón de cimentación y previo a la colocación de relleno que lo confinan, se aplicará en la parte exterior de los muros un tratamiento a base de algún producto químico que no sea degradable y que garantice una capa impermeable en la cual sea un sellador del microfisuramiento que pudiera presentar el concreto, además a la hora de la colocación del relleno se tendrá que garantizar siempre que la capa de la impermeabilización quede intacta e íntegra. Este producto en todos los casos de impermeabilización deberá ser colocado bajo la supervisión y bajo la responsabilidad de las personas encargadas.

Durante los trabajos de excavación y construcción de las zapatas se deberá prever un sistema de bombeo de achique con las características necesarias para afrontar cualquier imprevisto, en el caso de lastre de las celdas de cimentación que así lo requieran deberá colocarse conforme al proyecto antes del montaje de trabes y utilizando para ello concreto simple.

Posteriormente al descimbrado de la zapata se rellenará la parte exterior de ésta con material limo-arenoso (tepetate), compactado al 90% según la American Association of State Highway and Transportation Officials en sus normas (T- 99) en capas de 20 cm de espesor y obtener un 20% como mínimo en el valor relativo de soporte (VRS), todos los rellenos que no tengan una función estructural u ornamental que se coloque en la zona de obra deberán colocarse y compactarse con las mismas características del párrafo anterior, además los rellenos que se coloquen cercanos a las instalaciones hidráulicas deberán ser tendidos con una humedad superior en 2% respecto a la óptima, y ser compactados en capas de 20 cm, al 85% según AASHTO, respecto a los criterios fijados por la Dirección General de Construcción y Obras Hidráulicas.

En aquellos rellenos ubicados en la zona de tuberías de PEMEX se procederá siguiendo la normativas que marca esta dependencia.

4.2 CIMENTACION PROFUNDA.

Con el motivo de facilitar y de guiar el hincado de pilotes, además de evitar movimientos excesivos en la masa del suelo adyacente, se deberán determinarse con exactitud la ubicación de los puntos donde se hincarán los pilotes mediante estacas (misma de perforación), teniendo en cuenta que antes de iniciar la perforación previa se deberá verificar la posición del pilote y la zapata conforme a los planos de proyecto de la construcción. Durante la perforación se tendrá que verificar la verticalidad de estos y además de conservar las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.

La perforación guía se realizará hasta una profundidad de 5 m con extracción del material de todos los pilotes, adicionalmente en aquellos pilotes que se ubiquen próximos a ambos lados del interceptor, la perforación continuará con remoldeo sin extracción del material hasta 50 cm, por debajo del nivel de arrastre de la estructura. Todo el equipo deberá tener la capacidad suficiente y la herramienta tendrá que ser la adecuada para realizar una perforación cuya área sea de 70% del área transversal del pilote de modo que la perforación quede inscrita en la sección del pilote, con una tolerancia de ± 2.5 cm (fig. 4.2).

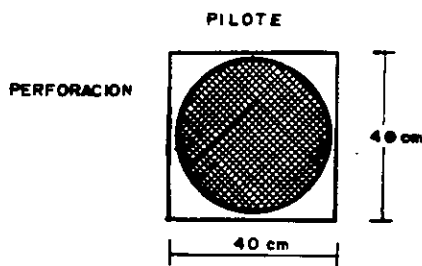


Fig. 4.2 Sección transversal del pilote.

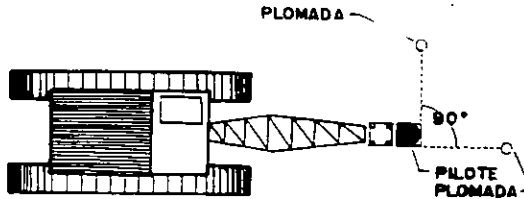
El hincado de los pilotes se deberán efectuarse garantizando la integridad estructural del pilote y su acoplamiento con el suelo cumpliendo así, con su cometido; los cuales no deberá ocasionar daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo, por lo que se tendrán que seguir las siguientes indicaciones:

Se deberán considerar las diferentes longitudes de trabajo de los pilotes como consecuencia de las irregularidades topográficas del terreno, así que todos los pilotes deberán estar perfectamente limpios y libres de cualquier otro material, además se deberán revisar todos los pilotes. Los que presenten agrietamientos o fisuras no serán hincados, y que conserven la sección de proyecto a todo lo largo de éste y su cabezal sea perpendicular al eje del mismo.

Una vez que los pilotes hayan sido aceptados por la supervisión encargada, es conveniente que se coloquen marcas para así llevar un registro del número de golpes necesarios por cada metro en el tramo de hincado. Las actividades de manejo, izaje, colocación en la perforación previa e hincado se realizará una vez

que los pilotes hayan alcanzado por lo menos el 75% de la resistencia de proyecto.

El pilote, así como la resbaladera del martillo se colocarán en forma vertical, para ello deberán de utilizarse dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90 grados, teniendo como vértice el pilote (fig. 4.3), o bien otro método que garantice la verticalidad y observe que las caras del pilote se orientarán siempre paralelas a la dirección de las contratraves.



CONTROL DE VERTICALIDAD DURANTE
EL HINCADO DE PILOTES

Fig. 4.3 Control de verticalidad durante el hincado de pilotes.

Deberá utilizarse para el hincado un martillo pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta). El peso del pistón móvil no debe ser menor a 0.3 veces el peso del pilote y la energía del martillo será superior a 0.3 kg-m por cada kilogramo del peso del pilote. En caso de que el peso del pistón sea demasiado grande con relación al peso del pilote, deberá regularse la energía para no dañarlo. La altura de caída se mantendrá del orden de 0.75 a 1.0 m. La velocidad del pistón o la carrera será reducida, al principio del hincado cuando se encuentre en la zona alterada de la perforación, además de realizarse con sumo cuidado para minimizar los esfuerzos de tensión.

La cabeza del pilote deberá acoplarse perfectamente al gorro del martillo piloteador, el cual contendrá una sufridera a base de material plástico o similar; en la parte de contacto con el pilote se colocará un colchón de madera para

evitar daños a los pilotes. Los pilotes dañados durante el hincado deberán retirarse y sustituirse por otros en perfectas condiciones.

Una vez iniciado el hincado de cada pilote no se deberá suspender esta actividad hasta que la punta alcance la profundidad de proyecto (35.0 m para los pilotes en cajones de cimentación y 34.0 m en los de estribos de aproximación), en caso de utilizarse pilotes de dos o más tramos se deberá checar la verticalidad de los mismos al momento de unirlos.

Por último, el orden de hincado de los pilotes se realizará empezando por aquellos que se ubiquen próximos al interceptor y una vez comprobado que no interfieren con esta estructura se continuará con los demás en líneas paralelas a los primeros y del centro hacia los extremos.

Durante el hincado deberá llevarse un registro de número de golpes necesarios para hincar la totalidad de los pilotes, y además se deberá determinarse para cada pilote el nivel del cabezal y verificándolo nuevamente al final del hincado total, cerciorándose que corresponden con el hincado del proyecto y de no ser así deberá corregirse.

La desviación angular máxima admisible del pilote será del 2% y la tolerancia en la profundidad de hincado $\pm 1\%$ de la longitud total, además que el tiempo máximo admisible entre la perforación previa y el hincado sea de 36 h.

4.3. TERRAPLENES.

Para salvar el desnivel entre el puente y el nivel de la vialidad se ha proyectado la construcción de un terraplén construido por un cajón de cimentación bajo el estribo de una rampa de conexión formada por losas y contratrabes, en general el cajón se desplantará a 4.0 m de profundidad y la rampa a 1.0 m, ambas a partir del Nivel de Terreno Natural (NTN).

La excavación se efectuará en una sola etapa y hasta la profundidad de desplante indica en el proyecto (4.0 m para el cuerpo que soporta el estribo 1.0 m para la rampa), esta excavación se realizará con equipo ligero y siguiendo la geometría indicada por el proyecto de construcción. En caso de existir rellenos no controlados se deberá de retirarse en su totalidad y sustituirse por material mejorado.

Para la excavación de la estructura de rampa se efectuará abriendo caja, con cortes verticales, esta excavación no deberá permanecer abierta por un lapso mayor de 3 semanas, se deberá prever que el final de la rampa (donde presenta menor altura), quede al Nivel del Terreno Natural, y para la excavación para el cajón bajo los estribos se tomará taludes cuya relación vertical-horizontal sea 1:0.3 la cual ocupará una área cuyos lados sean 50 cm mayores a los de la geometría a nivel de desplante, teniendo en cuenta que deberá permanecer abierta el mínimo tiempo posible (1 semana como máximo).

En caso de presentarse agrietamientos longitudinales y paralelos a la excavación o exceder el tiempo de exposición, los talud se deberán tenderse hasta alcanzar una relación vertical-horizontal 1:1 y protegerlo mediante concreto lanzado y malla de gallinero, o bien, será necesario implementar un sistema de contención (Muro Berlín, ANEXO I).

En aquellos casos donde los límites del cajón por construir estén próximos (a una distancia igual a la profundidad de excavación), y por debajo de alguna instalación municipal, se reducirá el sobreancho de la excavación y se tendrá el talud con la misma relación (1:0.3). Si aún bajo estas condiciones la pendiente del talud interfiere con la instalación, esta última deberá descubrirse totalmente y formar una berma en la base de la instalación con ancho igual al diámetro de la instalación más una distancia igual a la mitad de la altura necesaria para alcanzar el NTN (fig. 4.4); adicionalmente, las instalaciones deberán protegerse siguiendo los lineamientos establecidos por la dependencia a la que correspondan (esta solución se evaluará contra la colocación de Muro Berlín).

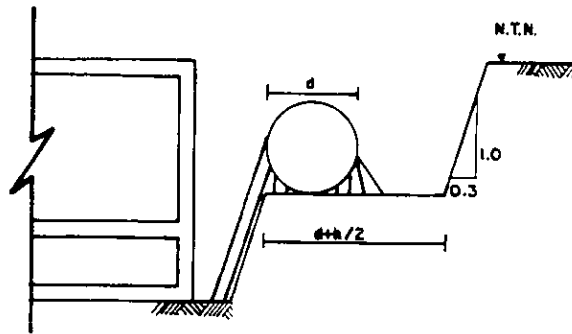


Fig. 4.4 Corte transversal de la excavación.
(En el caso de encontrar alguna instalación)

En el fondo de la excavación se procederá a desalojar a una profundidad de 15 cm, cualquier material que pudiera ser nocivo al comportamiento del terraplén, como materia orgánica, materiales con excesiva humedad y consistencia muy blanda, cascajo y fragmentos pétreos mayores a 4", etc. Posteriormente se recompactará al 85% como mínimo respecto a la prueba AASHTO bajo las normas (T- 99), de no ser posible se omitirá la acción anterior y se colocará material de mejor calidad (tezontle) propiciando la incrustación hasta obtener una superficie de trabajo uniforme; una vez que se tenga al nivel de desplante de proyecto, el área de la estructura excavada, se colocará una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$) cubriendo únicamente el área de la estructura.

Antes de realizar las obras y durante las obras se tendrá cuidado en que los elementos constituyentes del concreto no se deterioren, ni se modifiquen sus propiedades con el tiempo, bajo las condiciones a las que estarán sujetos, es decir, deberán ser compatibles entre ellos y resistentes al medio que los rodeará (agua con alto contenido de sales), tomando en cuenta los puntos citados en el ANEXO III.

Una vez concluida la construcción del cajón y antes de la colocación de los rellenos, se aplicará por la parte exterior de los muros un material no degradable y que garantice una capa impermeable y sea selladora por si ocurriera un

microfisuramiento en el concreto, además durante la colocación de los rellenos se deberá observar que no se deteriore y que quede íntegra la capa.

Además deberán preverse las preparaciones necesarias al final de la rampa de acceso para la colocación de la losa de aproximación, como se indica en el plano estructural. Se deberá excavar toda el área que ocupará la vialidad a 0.5 m bajo el nivel de terreno natural. Esta excavación se realizará en una sola etapa y con un equipo ligero, teniendo en cuenta que si se encuentra rellenos no controlados se deberán retirarse en su totalidad.

En el fondo de la excavación se tendrá que hacer una limpieza a una profundidad de 15 cm, retirando cualquier material que pudiera ser nocivo al comportamiento del terraplén, como materia orgánica, materiales con excesiva humedad y consistencia muy blanda, cascajo y fragmentos pétreos mayores de 4". Posteriormente se compactará al 85% como mínimo según las pruebas AASHTO; de no ser posible se colocará un material de relleno aligerado (tezontle).

Posteriormente se colocará el tezontle en una sola capa de 30 cm de espesor en todo el ancho de la vialidad y hasta el nivel de desplante de la capa sub-base. Las características de los materiales para ambos casos serán los mismos especificados en el ANEXO IV.

Por último, el pavimento se construirá sobre relleno aligerado y estará constituido por la capa de sub-base y la carpeta asfáltica con los espesores mostrados en la figura 4.5, además de las características de los materiales para ambos casos serán los mismos especificados en el ANEXO IV.

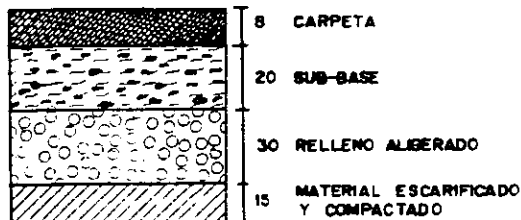


Fig. 4.5 Sección transversal del pavimento

Estas especificaciones se complementan con los planos de proyecto geométrico, topográficos, estructurales, arquitectónicos y todos aquellos documentos que tengan relación con el proyecto, así como con los alineamientos establecidos por la Dirección General de Obras Públicas (DGOP), Normas Generales de Construcción de DDF y Normas de Construcción e Instalaciones de la SCT.

CAPITULO V

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

El crecimiento de la población y las necesidades de movilización de vehículos, tanto del tipo particular como de transporte público que va de un punto a otro de la intersección de la Av. Francisco del Paso y Troncoso con Viaducto Miguel Alemán y con Av. Morelos en la Ciudad de México, dieron como origen la construcción del puente vehicular mediante el cual se agiliza el tránsito en esta intersección, lo cual se reflejará en beneficios obtenidos principalmente con la reducción de contaminantes al disminuir las demoras y congestionamientos.

El primer paso fue conocer si era posible la realización del proyecto en sí, lo cual originó la recopilación de información mediante una investigación sobre el origen geológico del sitio en estudio, así como del panorama general y de su entorno (uso del suelo), dando como resultado las características generales del suelo, que pudieran ayudarnos a escoger el método de exploración más favorable, para obtener los parámetros de diseño.

Los estudios de campo y laboratorio de mecánica de suelos tuvieron la finalidad de proporcionar las propiedades índices y mecánicas; dicha información fue clave fundamental para efectuar el análisis correspondiente para el diseño del puente vehicular. La exploración, fue elegida de acuerdo al tipo de obra de construcción y a la información del origen geológico de la zona en estudio. Se utilizaron la exploración con cono eléctrico, la penetración estándar y el tubo Shelby, que dieron como resultado un panorama más detallado del suelo. Posteriormente y de acuerdo a un programa cuidadosamente elaborado, se practicaron los ensayos de laboratorio, los cuales proporcionaron los parámetros de diseño.

Para la realización de este proyecto, se tuvo que enfrentar la problemática del diseño de la cimentación, es decir, que se tiene que analizar tanto la capacidad de carga como las deformaciones del terreno para una cimentación mixta (cajón de cimentación y pilotes). Esta parte del proyecto no era tan fácil, en virtud de que es una obra de gran magnitud y presenta dificultades en relación con las

condiciones del suelo, las cuales no son las más favorables, por la ubicación del proyecto.

Posteriormente a la obtención de los parámetros del suelo, se efectuaron los análisis para el diseño del puente, previendo las dificultades que pudieran presentarse antes, durante y posterior a la construcción de dicha obra, es decir:

- Análisis de Capacidad de Carga.

De acuerdo con lo establecido por parte del Reglamento de Construcción del DF y de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, se tienen que comparar los análisis efectuados con los obtenidos por el Reglamento, para estar seguros de que son capaces de resistir o soportar el peso de la superestructura, así como el peso del cajón de cimentación y los pilotes. Posteriormente verificar si en el caso de fuerzas accidentales (sismo) son capaces de resistir dichas fuerzas sin que ocurra alguna falla por capacidad de carga.

- Asentamientos.

Para este caso, los análisis fueron hechos cuidadosamente ya que se tenía que evaluar la estructura en su conjunto (cajón de cimentación y pilotes) y revisar que dichas partes se comportaran de la misma forma. Es decir que produzcan iguales asentamientos y por lo tanto, la carga que toman cada una debe ser compatible con las deformaciones, ya que si no cumplía con lo establecido anteriormente se provocaría la existencia de fallas de servicio.

- Expansiones.

Este análisis en comparación con los anteriores, no afecta de manera importante la construcción del cajón de cimentación, ya que con la ayuda del bombeo de agua por debajo del fondo de excavación se produce una reducción del efecto de la descarga.

Los análisis antes citados ayudaron a definir el nivel de desplante, las etapas de excavación, los diseños de muros Berlín y estructurales, el tipo de pilotes y

estimar los movimientos que sufrirán las estructuras durante y después de su construcción, así como el de las estructuras aledañas a la obra debiendo quedar comprendidos en el rango de seguridad mínimos permisibles, en función de la importancia y relevancia de estructura.

El procedimiento constructivo descrito, se define en base a los resultados de los análisis citados anteriormente y se ajustan a la problemática que se presenta en la obra; para llegar al procedimiento constructivo se deberá conjugar todas y cada una de las posibles soluciones obtenidas no solo en el área de la mecánica de suelos, sino también de aquellas que intervienen de alguna manera en el diseño y la construcción del puente; tal es el caso de las áreas de topografía, arquitectura, obras hidráulicas y estructuras de concreto.

Por último, el trabajo de tesis presentado, está encaminado a dar una idea general de la solución al diseño de un puente vehicular desde el punto de vista de la mecánica de suelos. Este trabajo no contempla todos los estudios que se realizan para este tipo de proyecto debido a que estos se efectúan no solo antes de la construcción, sino también durante la ejecución de la misma, dependiendo de las situaciones que se vayan presentando. El diseño puede tener variables con respecto al trabajo presentado, según el criterio y la experiencia de quien lo realice.

RECOMENDACIONES.

Para la ejecución del proyecto estructural, de los desvíos e instalación de las obras hidráulicas es necesario que exista una retroalimentación efectiva y frecuente de información entre las áreas de la construcción y de la mecánica de suelos; todo con objeto de obtener un logro común, el cual es la realización del puente vehicular.

A N E X O S

ANEXO I
CONTENCION TEMPORAL CON MURO BERLIN (TABLAESTACA)

Una vez ubicada la posición del ademe se realizará una perforación previa para el hincado de viguetas de acero tipo IPR- 12 (ligera) a cada 2 m máximo. La profundidad de hincado de las viguetas deberá ser de cuando menos 1.5 m por debajo del nivel de proyecto de excavación (fig. I.1).

Se iniciará la excavación sin exceder los 1.5 m de profundidad. A esta excavación se colocarán tablonces de 2" de espesor entre las viguetas IPR, los que serán rigidizados con polines horizontales de 6" y cuñas de retaque. La separación vertical entre polines será de 80 cm (máximo).

A la profundidad de 1 m se procederá a colocar una viga madrina, en forma transversal a las que fueron previamente hincadas. La vigueta será del mismo tipo que las mencionadas (IPR) y con las mismas características. Las viguetas deberán sujetarse firmemente al tablaestacado, pudiendo ser mediante soldadura, con la misma profundidad (1 m) se procederá a la colocación de un apuntalamiento constituido por tubos de 8" de diámetro, estos elementos se apoyarán contra las vigas mdrinas en ambos extremos; los puntales deberán apoyarse perfectamente, garantizando siempre la estabilidad del ademe, procurando que entre los puntales y las vigas mdrinas no deberán existir holgura alguna. Los troqueles también podrán reaccionarse contra muertos de concreto enterrados bajo el nivel de desplante de plantilla, los cuales presentarán una sección rectangular de 30 x 80 cm y serán colocados en forma paralela al eje de la tablaestaca a una distancia tal, que el troquel forme un ángulo máximo con la horizontal de 45 grados.

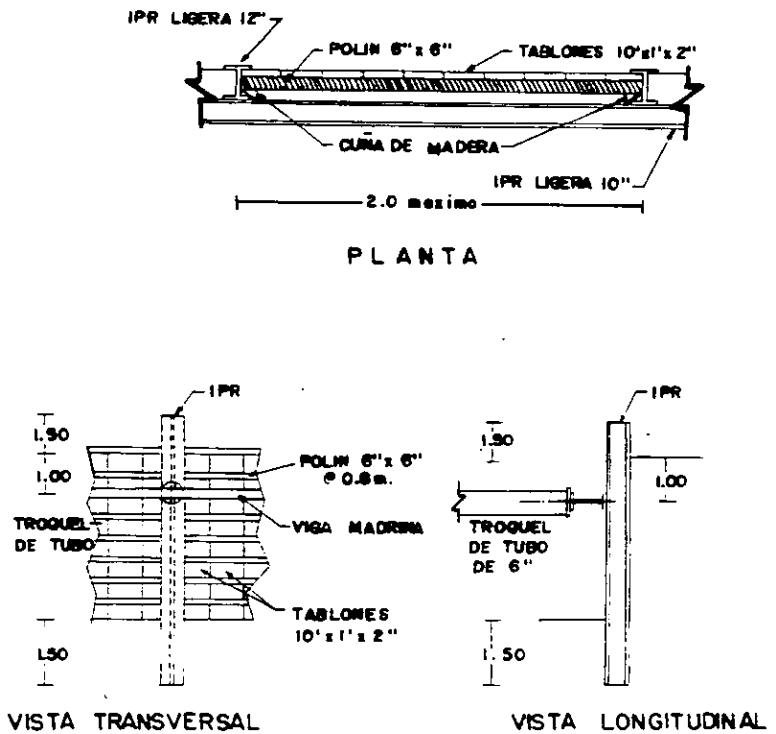


Fig. 1.1 Muro Berlín (tablaestaca).

Alternativamente para soportar al muro temporal se colocará un muerto de concreto fuera de la excavación enterrado a una distancia igual a la profundidad excavada más 1.5 m. El muerto se construirá en sentido paralelo al muro y con

sección rectangular de 30 x 80 cm; A este elemento se sujetarán tensores formados con varillas del # 4 y que se soldarán a 1 m de profundidad en cada una de las viguetas hincadas (fig. 1.2). Con ello se eliminará la colocación de vigas mdrinas y troqueles.

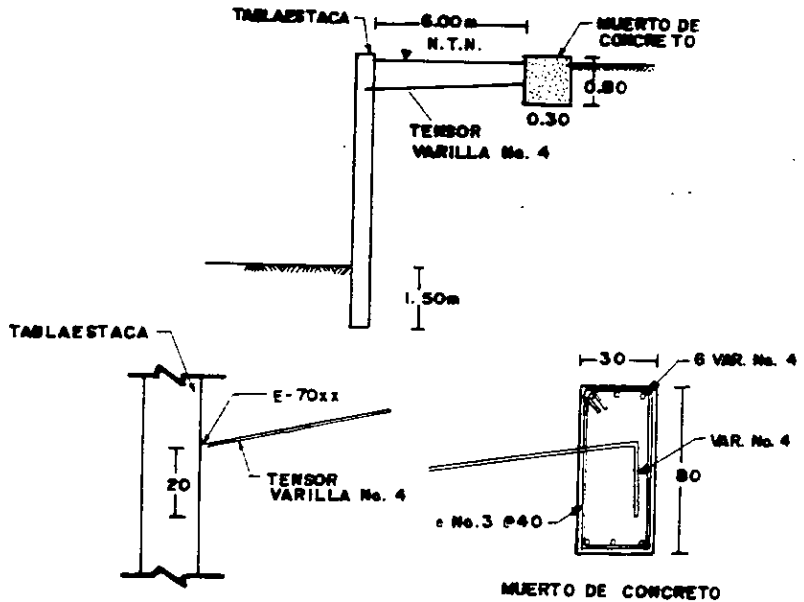


Fig. 1.2 Sección transversal del muerto de concreto.

ANEXO II

SOPORTE Y PROTECCIÓN DE TUBERÍAS DE PEMEX.

Los cajones de cimentación sobre los que se apoyan los dos cuerpos del puente, se encuentran ligados entre sí con contratrabes de rigidez. Estos elementos pasan por debajo de un par de tuberías de PEMEX que corren a lo largo del eje del puente. Durante la construcción de las contratrabes, las tuberías deberán resguardarse atendiendo a los siguiente puntos básicos:

Como primera actividad, deberá tratarse in situ la trayectoria de las tuberías y el área de las excavaciones que alojan a los contratrabes.

Se realizará una excavación en toda la longitud de la trayectoria de las tuberías en forma manual, con un ancho 1.0 m mayor a cada lado del paño exterior de las tuberías. La excavación debería observar un talud cuya relación vertical-horizontal (W:H) sea de 1:0.3 y se realizará hasta descubrir totalmente las instalaciones.

Concluida la excavación se realizará un encofrado de los ductos en sus cuatro lados, con madera de ½" de espesor sujetado con estribos de ¼ " de diámetro colocados a cada 50 cm; estos elementos se colgarán de una viga IPR ligera de 12" a la que deberán quedar perfectamente tensados, por lo que se utilizarán grapas o algún dispositivo, evitando holgura alguna. A su vez, la viga citada se apoyará sobre vigas (3 como mínimo) como iguales características, colocadas en forma transversal a la primera y apoyadas sobre terreno natural firme y horizontal en el menos 1.0 m. El interior del encofrado se rellenará con arena hasta una altura igual a la mitad de la tubería de mayor diámetro (ver figura II.1).

Hasta que se hayan concluido completamente el encofrado de manera, se efectuaran las actividades correspondientes a la excavación y construcción de las contratrabes de liga, una vez construidas las contratrabes de liga, los rellenos deberán ser en capas de 20 cm de tepetate compactado al 90% según las pruebas AASHTO hasta alcanzar el nivel de las tuberías. Se realizará la protección mecánica de las tuberías de PEMEX conforme a sus respectivas especificaciones y al refuerzo de la protección de ánodos de magnesio. Una vez aceptada la protección mecánica por los técnicos responsables de PEMEX, se

realizará el relleno hasta alcanzar el N.T.N. en capas de 20 cm, de tepetate al 90%.

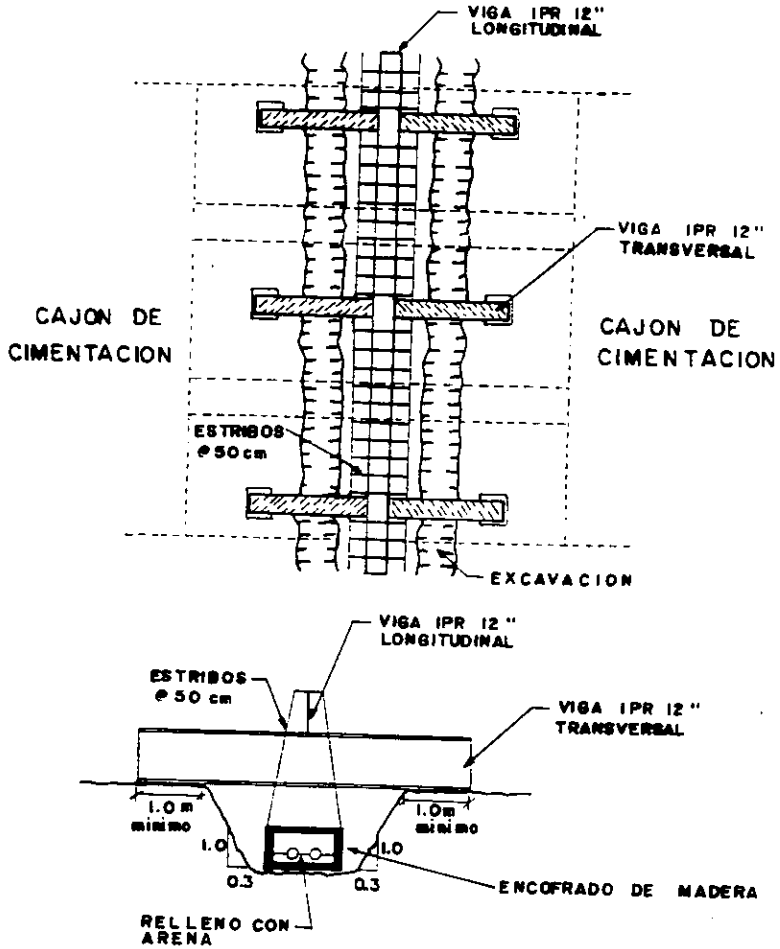


Fig. II.1 Soporte y protección de tuberías de PEMEX.

ANEXO III CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

Los agregados gruesos del concreto deberán tener el tamaño adecuado para que estos se introduzcan fácilmente entre el armado de los elementos que forman los cajones (ver planos estructurales).

Es conveniente que el concreto contenga de forma integral y homogénea algún aditivo impermeabilizante.

Deberá garantizarse que el concreto no presente conductos generados por el aire, o por cualquier discontinuidad por efecto de la segregación o por cualquier otro factor; por lo que al colocarse deberá ser vibrado perfectamente e incluso contener un aditivo fluidificante.

El colado se realizará evitando, hasta donde sea posible la generación de juntas, además se deberá preverse el volumen de concreto necesario para cada elemento del cajón, ya que por ningún motivo se suspenderá el colado una vez que de inicio.

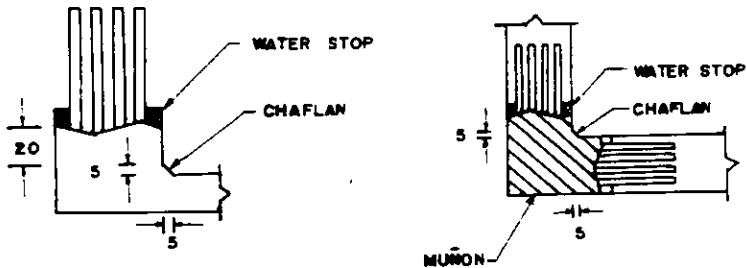


Fig. III.1 Características de los muñones.

De existir juntas estas deberán evitarse en la losa de fondo y los muros perimetrales del cajón, así como en la conexión entre estos. Para tal fin en el

colado de los elementos citados se deberá contemplar muñones de 20 cm y chafianes de 5 cm como se muestra en la figura III.1

El área de contacto entre concretos de diferentes edades (junta fría) deber presentar un acabado rugoso, humedeciéndolo por un plazo de 24 h previas al colado y aplicándole un aditivo para unir concretos de diferentes edades, además será conveniente colocar cintas de water-stop a cada lado (fig. III.1).

El fraguado de concreto se controlará asegurando la no generación de grietas, fisuras, etc. pudiendo alcanzar este fin, mediante un adecuado curado a base de películas o aditivos.

ANEXO IV RELLENO ALIGERADO

El relleno aligerado (tezontle) se colocará en todo el ancho del terraplén y hasta el nivel de desplante de la capa de sub-base del pavimento. Las características del material y su colocación se consignan a continuación.

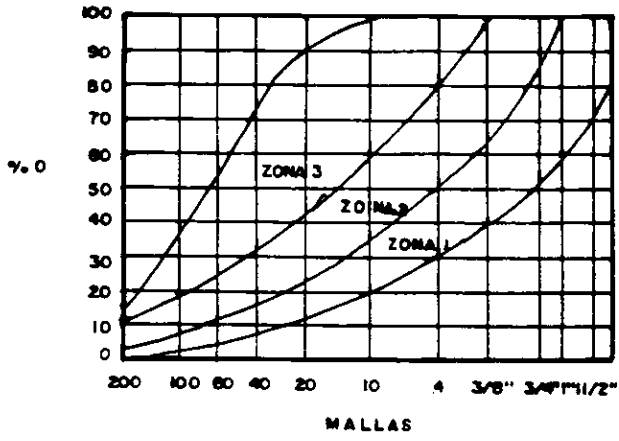
El tezontle por colocar no deberá contener más del 30% de fragmentos mayores a 4", la selección de los materiales podrá ser mediante cribado en banco, o bien, mediante pepena en sitio, no deberá contener partículas plásticas.

En el desplante, así como en la rasante de la sub-base se procurará que la granulometría del tezontle sea predominantemente arenosa y preferentemente se ubique dentro del área que marcan las tres zonas de la figura IV. 1, para garantizar un aspecto cerrado en estas superficies.

El tezontle se colocará en capas de espesor máximo de 30 cm, debiéndose acomodar al 95 % (mínimo) de su densidad relativa (D_r), determinada con la Norma NOM C -164 (por impacto). Deberá verificarse un valor relativo de soporte de 20% (mínimo). Este acomodo se realizará con rodillo vibratorio ligero.

El material que pase la malla 40 deberá cumplir con lo siguiente:

| | |
|----------------------|-----------------|
| Límite líquido | 20 % (máximo) |
| Índice plástico | 7 % (máximo) |
| Equivalente de arena | 70 % (máximo) |



CURVAS GRANULOMETRICAS PARA MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE

FIGURA IV .1

REFERENCIAS.

Manual de Diseño Geotécnico. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. México 1987.

Instructivo para Ensaye de Suelos. Secretaria de Recursos Hidráulicos. México 1967

Ingeniería de Cimentaciones. Ralph B. Peck. Limusa México 1981.

Especificaciones para el procedimiento Constructivo del Puente Vehicular EJE 3 OTE y Viaducto Miguel Alemán. Dirección General de Obras Publicas. México 1997.

Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Ing. Crespo Villalaz. Limusa México 1995

El Suelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a 5 años del Sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos A.C. México 1990.

Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción. Gordon A. Fletcher, Vernon A. Smoots. Limusa México 1991.

Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentación. Raúl J. Marsal. Comisión Federal de Electricidad. Hundimiento de la Ciudad de México.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Departamento del Distrito Federal. México 1993

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. Departamento del Distrito Federal. México 1993.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Departamento del Distrito Federal. México 1995.

Apuntes de Análisis Estructural 1. Rodolfo López Ruelas. Apuntes de la ENEP Aragón. UNAM 1993.

Mecánica de Suelos tomo 1 y 2. Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez. Limusa 1991.