

171
29

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería



"CIMENTACION DE UNA CHIMENEA EN EL COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS"

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



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

	Página
INTRODUCCION	1
Capítulo I. CARACTERISTICAS DE PROYECTO	
1.1 Localización	4
1.2 Topografía de la zona	5
1.3 Geología del lugar	6
1.4 Descripción de la estructura	8
Capítulo II. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	
2.1 Exploración y muestreo en suelos	12
2.2 Pruebas de laboratorio sobre muestras de suelo	14
2.3 Trabajos de campo realizados	16
2.4 Trabajos de laboratorio efectuados	17
2.5 Definición de la estratigrafía y propiedades del subsuelo	18
Capítulo III. ANALISIS DE LA CIMENTACION	
3.1 Elección del tipo de cimentación	21
3.2 Revisión por esfuerzos provocados por acciones externas	24
3.3 Revisión por capacidad de carga	31
3.4 Revisión por consolidación	34
Capítulo IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	48

INTRODUCCION

Unos de los materiales más complejos utilizados en la ingeniería civil son los suelos, debido a que se presentan en forma muy variada y sus propiedades son cambiantes con el tiempo y el espacio, a su vez son los más antiguos materiales de construcción. Sin embargo, no se les había dado gran importancia sino hasta principios del siglo XX, en 1913, cuando la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles realizó un código sobre la práctica en relación a la capacidad de carga de los suelos. Y la Comisión Geométrica de los FF.CC. Suecos inició el estudio del factor de seguridad de taludes.

Poco tiempo después, el profesor Karl Terzaghi hizo investigaciones en un laboratorio y publicó en 1925 su Erdbaumechnik (Mecánica de Suelos) en Viena. Desde entonces a la fecha ha habido una evolución enorme y acelerada al grado de que en la actualidad ha adquirido relevancia mundial y se ha consolidado como rama científica.

México es uno de los países en donde la Mecánica de suelos se ha desarrollado ampliamente, ya que la naturaleza del subsuelo de la ciudad de México ha sido causa de interés por parte de los ingenieros y constructores en toda su historia.

El objetivo fundamental de la ingeniería de cimentaciones es proporcionar la cimentación precisa, enfocando su análisis a la se

guridad, economía, y funcionalidad de cualquier obra civil. En este trabajo nos dedicaremos exclusivamente a hacer un análisis geotécnico de la cimentación de la chimenea de una caldera para un Complejo Petroquímico. Para lograr este propósito, nos apoyaremos en los datos e información proporcionados en los capítulos I y II de esta Tesis.

Cada uno de los temas de este trabajo, así como su organización, está expuesto en el contenido y brevemente se tratan a continuación:

El capítulo I se aboca a las características de proyecto y en un principio indica la localización general y particular del Complejo Petroquímico Morelos y la chimenea respectivamente. Después se da la topografía de la zona así como su geología y por último, se hace una descripción de la chimenea, tanto estructural como geométrica, la función que desempeña y las cargas que transmite al terreno.

En el capítulo II se hace la determinación de las condiciones del subsuelo donde se desplantará la estructura. Aquí se tratan brevemente, a manera de introducción, los temas de exploración y muestreo en suelos y las pruebas de laboratorio sobre muestras de suelo. Se indican los trabajos de campo y de laboratorio que se realizaron para el análisis y se definen la estratigrafía y propiedades del suelo en estudio.

En el capítulo III se elabora el análisis de la cimentación,

empezando por la elección de la misma y posteriormente se revisa - que los esfuerzos provocados por acciones externas no le ocasionen tensiones. Por otro lado, se llevaron a cabo la revisión por deslizamiento, por capacidad de carga y por hundimientos.

En el capítulo IV se presentan las conclusiones y recomendaciones que se consideran pertinentes para un buen funcionamiento de la cimentación, tanto en la etapa de construcción como en la de operación de la chimenea.

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS DE PROYECTO

1.1 LOCALIZACION

El Complejo Petroquímico Morelos, se localiza en el Sur del Estado de Veracruz a ocho kilómetros de la ciudad de Coatzacoalcos, sobre la derivación a Rabón Grande de la carretera federal Coatzacoalcos-Villahermosa, en el ex-ejido Pajaritos, Veracruz.

La superficie que abarca es de 380 hectáreas, pertenecientes al municipio de Coatzacoalcos, el cual colinda: por el Norte, con el Golfo de México; por el Sur, con el municipio de Minatitlán, con Ixhuatlán del Sureste y Las Choapas; hacia el Este, con el Estado de Tabasco y al Oeste, con los municipios de Cosoleacaque y Pajapan.

Tiene una situación geográfica de 18°10' latitud Norte y 94° 25' longitud Oeste del Meridiano de Greenwich.

El Complejo Industrial Morelos estará integrado por 12 plantas de proceso, una de servicios auxiliares y las instalaciones necesarias para los servicios administrativos, laboratorios, talleres, almacenes, bodegas, bombeo y embarque de productos.

Los servicios auxiliares del complejo son la parte vital para las plantas de proceso. Sin estos servicios no podrían operar, pues no se tendrían ni la fuerza motriz, ni los medios de enfria-

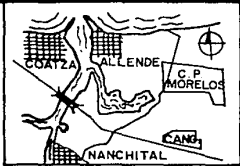
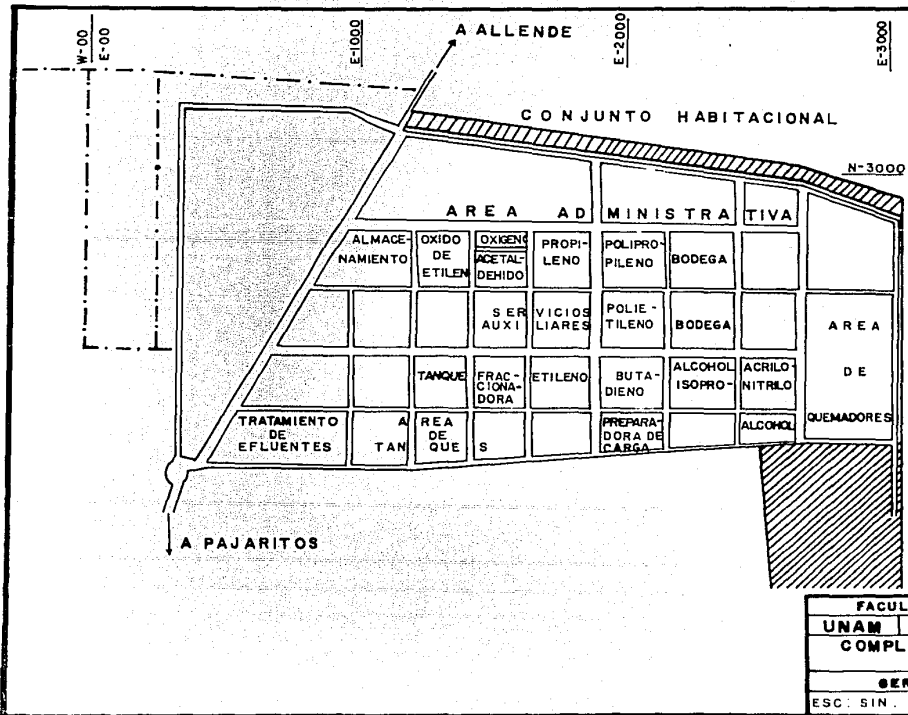
miento, ni el aire para servicios tan importantes como los instrumentos de control. Los servicios auxiliares que se manejan en el complejo son: agua, vapor, electricidad y aire.

La planta de servicios auxiliares está ubicada en la parte central del complejo, entre las coordenadas E-1650 a E-1885 y N-2240 a N-2500 mts, como se indica en el plano (1.1).

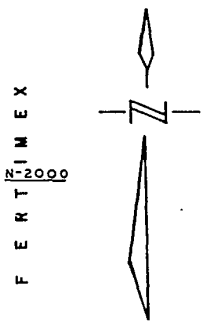
Es necesario aclarar que PEMEX tiene su sistema para ubicar sus instalaciones. El Complejo antes citado forma parte, en conjunto, con los Complejos Petroquímicos de Pajaritos y Cangrejera, de lo que se ha denominado "La zona industrial más grande de Latinoamérica", la que se localiza mediante coordenadas topográficas que tienen su origen en una mojonera ubicada dentro del Complejo Petroquímico Pajaritos. De esta manera, la zona queda dividida en 4 cuadrantes, de los cuales le corresponde al Complejo Morelos el cuarto cuadrante y por lo tanto, las instalaciones del mismo tendrán coordenadas "Este" y "Norte", como se puede observar en el plano (1.2) y así, la chimenea de la caldera No. 11 que es la estructura que hay que cimentar, se encuentra localizada con las coordenadas E-1745 y N-2317.

1.2 TOPOGRAFIA DE LA ZONA

En este punto, se manifiesta la necesidad de contar con la ayuda de la topografía. Las funciones que cumple en los procesos



CROQUIS DE LOCALIZACION



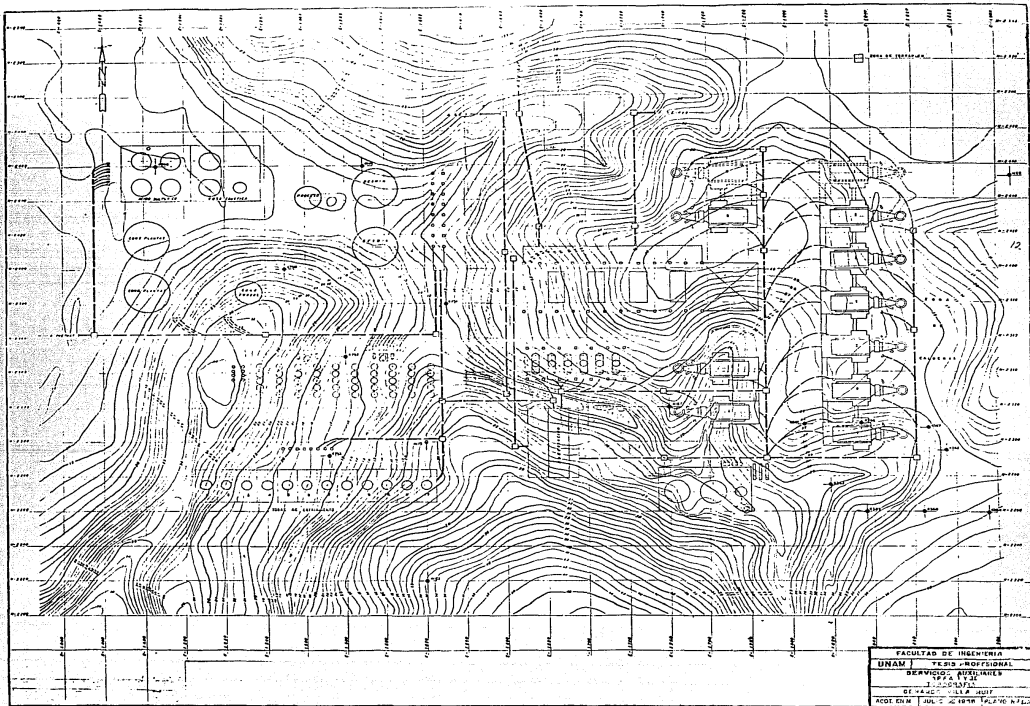
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS	
SERVARDO VILLA RUIZ	
ESC. SIN.	AGOSTO DE 1986, PLANO N° 1.1

de diseño, planeación o construcción de una obra civil pueden variar de una a otra, pero en cualquiera de ellas el trabajo empieza con las mediciones que se hacen al terreno con el fin de preparar los planos y una vez que éstos se han elaborado, se procede a ejecutar los trazos. Es decir, se establecen todas las líneas y elevaciones necesarias en el sitio de la obra. Habrá muchas más tareas por realizar, pero éstas son las más importantes y de ellas depende la correcta interpretación de las ideas para un proyecto.

En el sitio donde se encuentra la planta de servicios auxiliares, se presenta una configuración topográfica escarpada, que para definir el nivel de piso terminado en la cota + 20 ocasionará cortes hasta de 20 metros y rellenos de 7 metros, como se aprecia en el plano (1.2). Dicho terreno presenta dos lomas, una en el lado Este que se eleva arriba de la cota + 40, y la otra al Sureste que alcanza la cota + 45 mts, tendiendo de la falda de ellas hacia el Noroeste a bajar el terreno suavemente de la cota + 15 a la + 10 mts.

1.3 GEOLOGIA DEL LUGAR

La geología es la ciencia que estudia a la tierra, su composición y estructura, su historia y su vida vegetal y animal pasada. Se divide en varias ramas, pero la que interesa en este trabajo es la geología aplicada a la ingeniería, sirve a la mecánica de suelos para determinar el origen y la constitución mineralógica de un



FACULTAD DE INGENIERIA
 UNALU TESIS PROFESIONAL
 SERVICIOS REALIZADOS
 DE TOPOGRAFIA
 DE PLANEACION Y
 RECONSTRUCCION

suelo, que influyen directamente en el comportamiento mecánico del mismo.

Para llevar a cabo una exploración del suelo, el geólogo le ayuda mucho al ingeniero civil para seleccionar un buen programa de exploración o para determinar el tipo y la estratificación del suelo.

La zona donde quedará desplantada la chimenea presenta un terreno de lomerío, ubicado cerca de la costa del Golfo de México y la desembocadura del río Coatzacoalcos. En este lugar se tenía una configuración muy abrupta, con desniveles hasta de 30 metros.

Fisiográficamente, el área del Complejo se localiza en la cuenca Salina del Istmo, cuya geología se caracteriza por depósitos marinos de las épocas Mioceno, Oligoceno y Eoceno.

Es una zona de suelos de color variado, producto del intemperismo de las formaciones Paraje Solo (Mioceno medio). Predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos formados por rocas sedimentarias del Mioceno superior correspondientes a la formación Agueguexquite, constituida en su parte superior por arcillas de color azul grisáceo, subyaciendo se encuentran arcillas arenosas que alternan con areniscas blandas y posteriormente areniscas compactas.

El grado de alteración disminuye con la profundidad, donde existen horizontes delgados fuertemente cementados identificados como conglomerados arcillosos.

1.4 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se trata de una chimenea que forma parte integral de una caldera de las denominadas B1-DRUM 40/28 con calentador de aire tipo regenerativo.

La chimenea es una conducción tubular, cuya función es permitirle a la caldera la evacuación de humos o gases en torrente vertical. Tiene una altura considerablemente grande, pues esto le ayudará para avivar la aireación a que ha sido destinada.

Está formada por elementos cilíndricos llamados virolas, que se irán superponiendo y soldando conforme avance la construcción de la misma.

La estructura tiene una altura de 149'6" (45.57 m.), un diámetro exterior de 10'1.25" (3.08 m.), las virolas tienen un espesor de 1.25". Tiene un peso aproximado de 55 toneladas, que aunado al peso de la escalera (2 toneladas) y al peso de los demás accesorios (9 toneladas), transmite una carga muerta vertical de 66 toneladas.

Según la clasificación de chimeneas del manual de diseño de obras civiles de la C.F.E., es una chimenea de tiro natural, pues consigue una velocidad adecuada de los humos por medio de un diferencial de presión provocado por diferencias de temperatura y densidad. Atendiendo al número de ductos independientes contenidos dentro de una misma envoltura estructural, es una chimenea de ducto simple. Por la manera como se resisten las solicitaciones debi

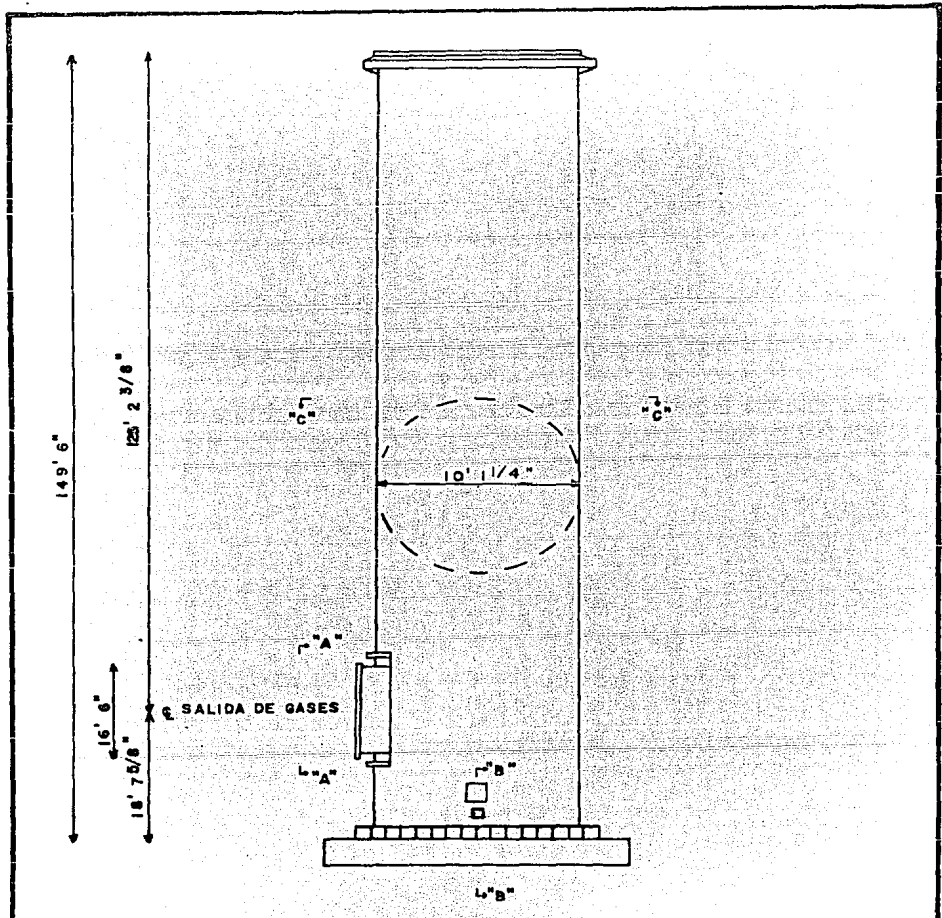
das a fuerzas horizontales, es una chimenea autopartante ya que no necesita de una estructura auxiliar para soportar las solicitaciones globales debidas a viento o sismo, el propio fuste de la chimenea ha sido diseñado para resistirlas. De acuerdo al material estructural empleado en la construcción del fuste, es una chimenea de acero (A.S.T.M. 36) con un peso volumétrico de 7.85 Ton/m³.

En la figura (1.1) se muestra el arreglo de la chimenea, donde se podrán apreciar sus características geométricas e instalaciones, las acotaciones están en pies para conservar las dimensiones originales de la estructura.

En la figura (1.2) se tienen los cortes "A" y "B" de la figura (1.1), el corte "A" representa la unión entre la caldera y la chimenea y el corte "B" ilustra el detalle de colocación de la tolva de descarga de cenizas, la puerta de acceso y sus dimensiones.

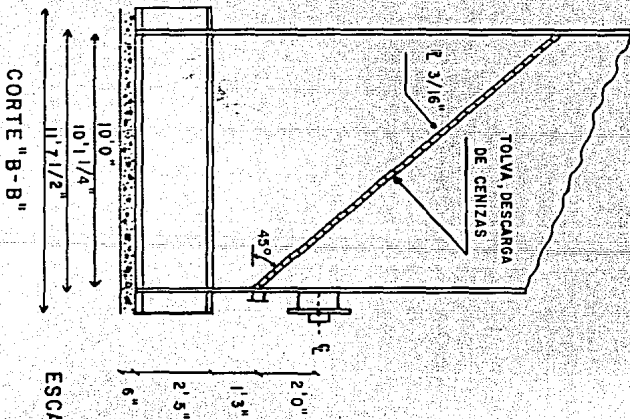
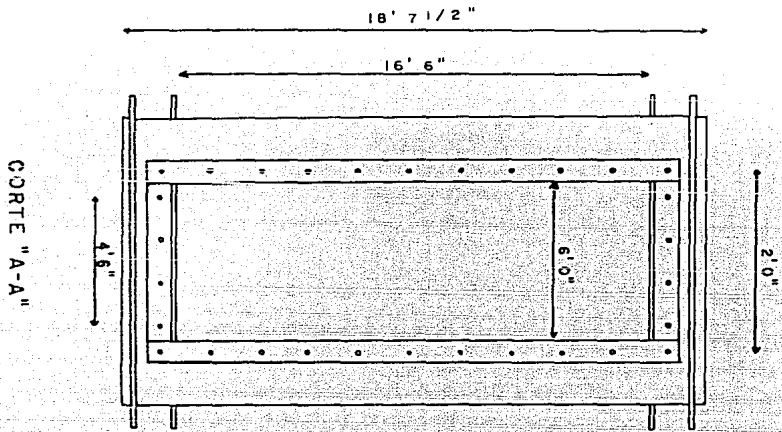
En la figura (1.3) se encuentra el corte "C", donde se puede observar una elevación de la unión entre la chimenea y la caldera, también se observan la escalera y detalles.

En lo que respecta a las cargas que la estructura transmitirá al terreno de cimentación, la compañía Babcock and Wilcox, S.A. de C.V. pide como requisito para el perfecto funcionamiento de la estructura, que se haga el análisis de la cimentación en base a las siguientes solicitaciones: La estructura tendrá una carga muerta vertical de 66 Ton.; un momento de volteo por viento en la base de 803 Ton-m y una fuerza cortante de 31 Ton.; un momento en la base



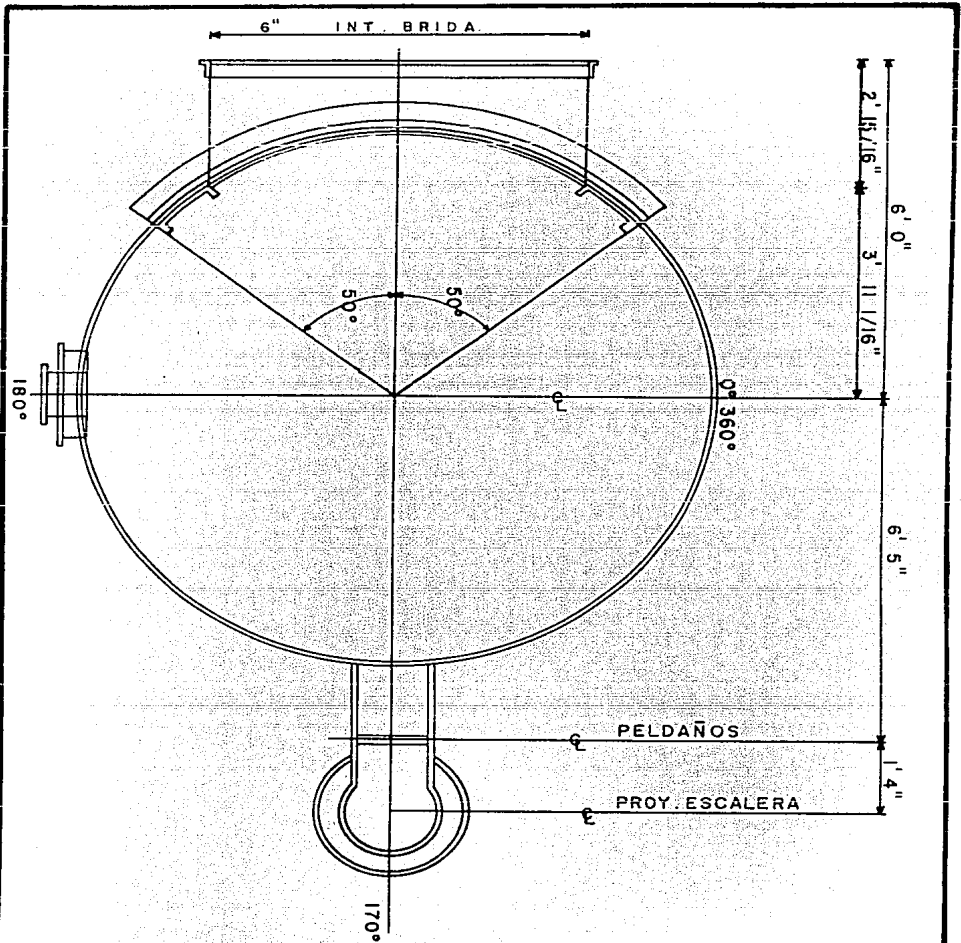
ESC. VERT. 1:250
 ESC. HOR. 1:75
 1' = 1 PIE = 0.3048 m.

FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
ARREGLO DE LA CHIMENEA	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOT. EN PIES.	JULIO DE 1986. FIGURA N° 1.1



ESCALA : 1 : 50

FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
CORTES "A" Y "B"	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOT. EN PIES.	JULIO DE 1986 FIGURA N.º 1.2



ESC: 1:25
 1' = 0.3048 m.

FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
CORTE "C"	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOTEN PIES	DIC. DE 1986 FIGURA Nº1.3

por efecto sísmico de 220 Ton-m y una fuerza cortante de 12 Ton.

Las acciones provocadas por viento y sismo fueron determinadas en función de las especificaciones del manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomos C.1.3. y C.1.4. respectivamente, basándose en lo siguiente:

Atendiendo a la seguridad aconsejable, la chimenea pertenece al grupo A de la clasificación de estructuras según su destino. Pertenecen a este grupo las construcciones que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas, en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.

De acuerdo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasifican en 4 tipos de los cuales le corresponde a la chimenea el "tipo 3". Pertenecen a este tipo, las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes.

La zona donde se encuentra ubicado el Complejo Petroquímico Morelos, es la denominada zona eólica número cuatro.

Para determinar las acciones por sismo, se obtuvo la clasificación de la chimenea según su estructuración, llegándose a la conclusión de que pertenece al tipo 1. Donde se incluyen las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que se tenga un solo elemento resistente en la dirección

de análisis; el Complejo antes citado se encuentra localizado en la zona sísmica B; atendiendo a su rigidez, los terrenos de cimentación se dividen en tres tipos y el terreno donde quedará alojada la cimentación de la chimenea es del tipo I (terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta o suelos con características similares).

CAPÍTULO II

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

En la ingeniería de cimentaciones, como para cualquier rama de la ingeniería, surge la necesidad de contar tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de la obra por hacer, con datos confiables y abundantes. Para diseñar la cimentación de una obra civil, el ingeniero necesita conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo donde se desplantará la estructura; este conocimiento se obtiene a través de la exploración, obtención de muestras (muestreo), y de pruebas de laboratorio que se hacen del suelo en estudio.

2.1 EXPLORACION Y MUESTREO EN SUELOS

La exploración y muestreo se lleva a cabo en dos fases: La exploración preliminar y la exploración detallada, incluyendo el muestreo.

La primera consiste en recopilar información disponible sobre topografía, geología y comportamiento de las estructuras construidas en la zona para después hacer un reconocimiento de campo que nos permita determinar el número, tipo, ubicación y profundidad de los sondeos, que viene a ser la exploración detallada. El muestreo se hace en función de la importancia y magnitud de la obra, de las características geométricas de la estructura por cimentar,

de la magnitud de las cargas que se van a transmitir y de las dimensiones del área en que están distribuidas, así como de la homogeneidad de las propiedades índice y mecánicas del suelo de apoyo.

Existen tres grupos de sondeos que son utilizados para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo: Los métodos de exploración indirectos, los semidirectos y los directos.

Los métodos de exploración indirectos recurren a la medición de alguna propiedad física de los suelos. Determinan velocidades de transmisión de ondas sísmicas y de la resistividad eléctrica del suelo, empleando para ello equipos portátiles. Estos métodos son aplicables en la exploración de áreas extensas, por correlaciones de las velocidades o resistividades se infiere el tipo de suelo o roca en cada estrato del sitio. Los más utilizados son: El sísmico, el de resistencia eléctrica, el magnético y gravimétrico.

Los métodos de exploración semidirectos consisten en realizar pruebas de campo para estimar las propiedades de los suelos a partir de correlaciones empíricas y obtener muestras alteradas para la determinación en el laboratorio de las propiedades índice de las muestras de suelo. Los más comunes son: Los pozos a cielo abierto y el método de penetración estándar, pues los primeros ofrecen la facilidad de observación del suelo en estado natural y la segunda rinde mejores resultados en la práctica, ya que la información adquirida en ella se ha logrado correlacionar en forma empírica con algunas características de los suelos.

Los métodos de exploración directos son aquellos que obtienen muestras inalteradas, es decir, las que su acomodo estructural no está afectado en forma significativa por el muestreo. Los que mejor aceptación han tenido en México son los métodos de tubo de pared delgada tipo Shelby, el cual se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente inalteradas. Este muestreador es el más difundido para suelos finos blandos a semiduros.

2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS DE SUELO

Los ensayos de laboratorio proporcionan datos para clasificar a los suelos y predecir su comportamiento bajo diferentes cargas de cimentación; las propiedades índice y mecánicas se pueden obtener también. Los ensayos de mecánica de suelos que conciernen a la ingeniería de cimentaciones son: El examen visual, contenido de agua, límite líquido y límite plástico, clasificación, compresión triaxial, consolidación y permeabilidad.

Las pruebas visuales son para apreciar el color, textura y consistencia de las muestras; el contenido natural de agua y la estructura de los suelos finos influye en forma significativa en la resistencia a la deformación de éstos; las pruebas de límite líquido y límite plástico se hacen en suelos coherentes para fines de clasificación y predicción de sus propiedades técnicas; las pruebas de compresión triaxial sirven para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos, son

pruebas en las que se pueden variar las condiciones de los ensayos efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los tres tipos de ensayo triaxial principales son:

a) Prueba lenta (con consolidación y drenaje).

La característica esencial es la aplicación de esfuerzos efectivos a la probeta.

b) Prueba rápida-consolidada (con consolidación y sin drenaje).

Consiste en dejar que la muestra drene durante la aplicación de la presión hidrostática; de este modo, se deja que la muestra se consolide enteramente para después aplicar el esfuerzo desviador.

c) Prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje).

En este tipo de prueba no se permite el drenaje de la muestra en ninguna etapa.

El ensayo de consolidación proporciona unos datos que se utilizan para calcular la magnitud y velocidad de consolidación del suelo bajo la cimentación. Este ensayo se conoce como consolidación unidimensional, debido a que la muestra se encierra en un anillo metálico y la carga se aplica en una sola dirección.

La permeabilidad de un suelo es la facilidad con que un líquido

do puede circular en su interior. El objetivo de la prueba es determinar la velocidad del agua a través del suelo, cuando éste está sujeto a un gradiente hidráulico.

2.3 TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS

Tomando en cuenta la geología del lugar, los resultados que se obtuvieron de sondeos cercanos a la estructura por cimentar y con la finalidad de conocer las características que presenta el subsuelo del área en estudio, se efectuaron seis sondeos del tipo mixto; con recuperación de muestras inalteradas por el tubo Shelby en suelos blandos y durante la exploración, se llevó a cabo la prueba de penetración estándar extrayendo muestras representativas del suelo en la profundidad explorada. La localización de los sondeos se indica en el plano (1.2) del capítulo primero.

En la tabla (2.1) se presenta un resumen con las coordenadas de ubicación de los sondeos, la elevación del brocal, la longitud explorada y la profundidad del nivel freático.

Sondeo	Coordenadas		Elevación del brocal (m)	Longi- tud (m)	Profundidad del N.A.F. (m)
	N (m)	E (m)			
4167	2320	1740	24.52	19.00	1.00
4168	2455	1905	32.85	27.70	9.30
4361	2310	1805	35.28	18.00	9.60
4366	2310	1835	31.85	18.00	6.70
4367	2310	1865	35.91	22.00	
4751	2380	1630	12.24	9.00	0.80

(TABLA 2.1)

2.4 TRABAJOS DE LABORATORIO EFECTUADOS

Con el objeto de contar con el material suficiente para poder realizar el análisis de la cimentación que deberá tener la chimenea, se llevaron a cabo diferentes pruebas de laboratorio, tanto en muestras alteradas como con muestras inalteradas obtenidas en los sondeos, cuyos resultados arrojaron datos importantes, como el contenido natural de agua, el límite líquido y el límite plástico, la densidad de sólidos, el peso volumétrico, la clasificación del suelo, etc. Además, con las muestras inalteradas se hicieron pruebas de consolidación, pruebas de compresión triaxial, y con la información obtenida de la prueba de penetración estándar, mediante correlaciones, se estimó la resistencia a la compresión simple -- "q_u" y compacidad o consistencia relativa del suelo. En las figuras (2.1) a la (2.6), se muestran los perfiles estratigráficos de

los sondeos, incluyendo los valores de algunas propiedades índice, en las figuras (2.7) y (2.8) aparecen los resultados de la prueba de consolidación, en las figuras (2.9) a (2.12) se ilustran los resultados de las pruebas de compresión triaxial y en las figuras (2.13) y (2.14) los perfiles de los suelos de Este a Oeste y Norte a Sur.

2.5 DEFINICION DE LA ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Hasta la profundidad explorada, el subsuelo está formado principalmente por cuatro estratos, cuyas propiedades se resumen a continuación:

ESTRATO "A"

Constituido por arcillas o limos con arena fina color café rojizo de consistencia media a semidura, excepto en la esquina noreste (sondeo 4168) donde prácticamente no existe el limo.

Espesor (E):	4 m	a	6 m
Contenido de agua (w)	: 25 %	a	45 %
Límite líquido (LL)	: 50 %	a	70 %
Límite plástico (LP)	: 15 %	a	20 %
Peso volumétrico (γ)	: 1.8 T/m ³	a	1.9 T/m ³
Compresión simple (q_u)	: 6.0 T/m ²	a	13 T/m ²

NUMERO DE GOLPES
PARA PENETRAR
30 CM

CONTENIDO AGUA
LIMITE LIQUIDO
LIMITE PLASTICO
DENSIDAD SOLIDOS
PESO VOL. SITIO
EN T/M³
CONTRACCION LIN.

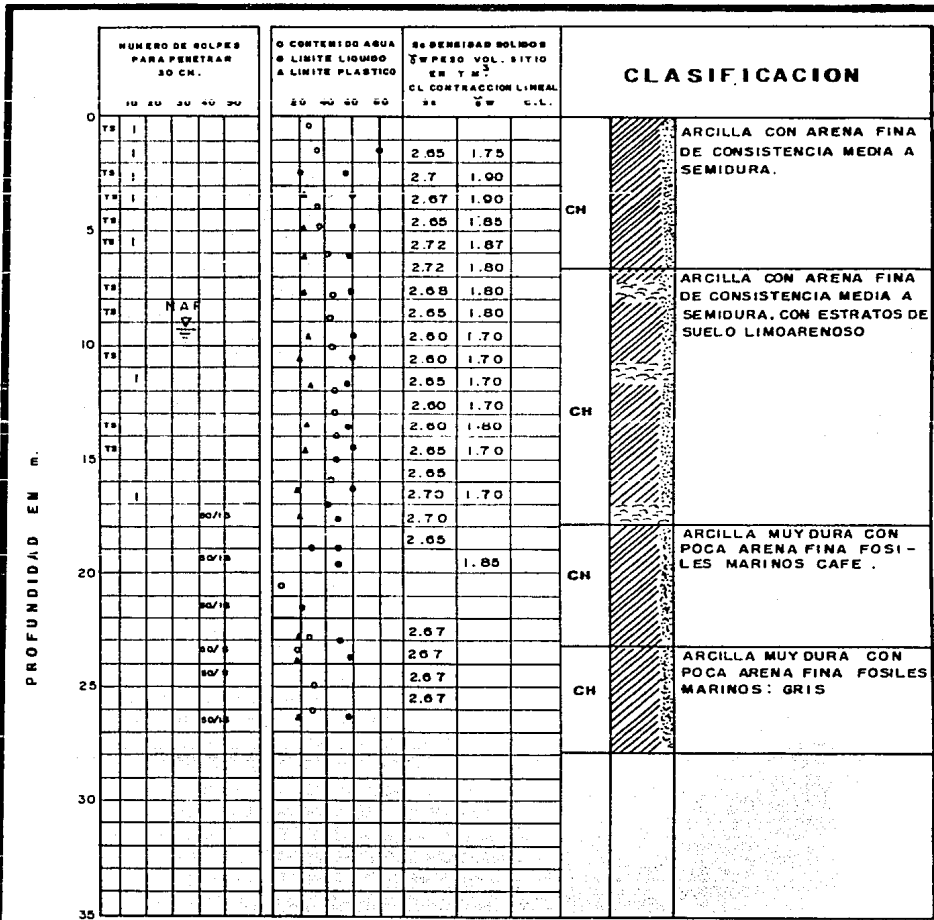
CLASIFICACION

0	10 20 30 40 50				20	40	60	80	2.68	1.8	CH	%	ARCILLA COM ARENA FINA DE CONSISTENCIA MEDIA A SENIDURA CON ESTRATOS DE SUELO LI- MOARENOSOS.
	TS	TS	TS	TS									
					Δ	○	●		2.68	1.8	CH	%	ARCILLA COM ARENA FINA DE CONSISTENCIA MEDIA A SENIDURA CON ESTRATOS DE SUELO LI- MOARENOSOS.
					Δ	○	●		2.65	1.7			
					Δ	○	●		2.60	1.7			
					Δ	○	●		2.60	1.7			
5					Δ	○	●		2.60	1.8			
					Δ	○	●		2.65	1.8			
					Δ	○	●		2.60	1.7			
					Δ	○	●		2.60	1.7			
					Δ	○	●		2.65	1.7			
					Δ	○	●		2.65	1.75			
10					Δ	○	●		2.70	1.7	CH	%	ARCILLA MUY DURA CON Poca ARENA FINA FOSILES, MARINOS GRIS.
					Δ	○	●		2.70	1.8			
					Δ	○	●		2.65	1.7			
					Δ	○	●		2.67	1.7			
					Δ	○	●		2.67	1.8			
15					○				2.65	1.6		%	ARENA LIMOSA CON GRAVA COLOR GRIS VERDOSO MUY COMPACTA.
					○				2.66	1.85			
					○				2.59	1.85			
					○				2.62	1.85			
20													
25													
30													

N-2320
E-1740

N.T. 24.515

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4167		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA Nº2-I



TS - TUBO SHELBY
 NAF - NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 NPT - NIVEL DE PLANTILLA TERRENO
 N - 2455
 E - 1905 N.T. 32.85

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4168		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA N° 2.2

PROFUNDIDAD EN M

0	NUMERO GOLPES PARA PENETRAR 30 cm.					Contenido Agua				S _s Densidad solidos			CLASIFICACION.		
	10	20	30	40	50	Límite Líquido				P _w	Vol. S _s	En T/m ³		C.L. Contracción. L.	
						20	40	60	80						S _s
0						A	o	*			2.62			CH	ARCILLA Y LIMOS CON ARENA FINA COLOR CAFE ROJIZO DE CONSISTENCIA MEDIA.
1						A	o	*			2.62				
2						o					2.63				
3						A	o	*			2.65				
4						o					2.60			CH	MEZCLA DE ARCILLA CON LIMOS Y ARENA FINA CAFE CLARO DE CONSISTENCIA MEDIA.
5						o					2.62				
6						o					2.65				
7						o					2.61				
8						o					2.60			CH	ARCILLA ARENOSA CAFE DE CONSISTENCIA RIGIDA.
9						o					2.59				
10						o					2.66				
11						o					2.60				
12						o					2.59			CH	ARCILLA DURA CON ARENA. FINA CAFE VERDOSA.
13						o					2.59				
14						o					2.61				
15						o					2.60				
16						o					2.61				ARENA LIMOSA CON GRAVA COLOR GRIS VERDO SO MUY COMPACTA.
17						o					2.64				
18															
19															
20															
21															
22															
23															
24															
25															
26															
27															
28															
29															
30															

N.T. 35285 N 2310
E 1805

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4361		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT EN M.	JULIO DE 1966	FIGURA N 2.3

PROFUNDIDAD EN M.	NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30CM.					CONTENIDO AGUA					DENSIDAD SOLIDOS					CLASIFICACION	
	A LIMITE LIQUIDO					A LIMITE PLASTICO					EN T M ³						CH
	10	20	30	40	50	20	40	60	80	80	20	40	60	80	CL. CONTRACCION LINEAL		
0						Δ	o	e			2.64				10	CH	Arcillas y limos con arena fina color café rojizo de consistencia media.
							o				2.60						
						Δ	o	e			2.58					CH	Mezcla de arcillas con limos y arena fina café clara de consistencia media.
							o				2.60			13			
5							o				2.62					CH	
							o				2.65						
							o				2.60					CH	Arcilla arenosa color café de consistencia rígida.
							o				2.58						
							o				2.57					CH	Arcilla dura con arena fina color café verdoso
							o				2.55						
10							o				2.60					CH	Arena limosa con grava color gris verdosa muy compacto
							o				2.58						
							o				2.59					CH	
							o				2.60						
15							o				2.60					CH	
							o				2.61						
							o				2.61					CH	
							o				2.63						
20																CH	
25																CH	
30																CH	
35																CH	

N.P.T.

PROFUNDIDAD EN M.

N 2310 NPT NIVEL DE PLANTILLA TERRENO
 E 1835 NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 NT 31.857 NT NIVEL DE TERRENO

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4366		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1966	FIGURA Nº 2.4

PROFUNDIDAD EN M	NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30 CM.					CONTENIDO ASIA LIMITE LIQUIDO LIMITE PLASTICO				DENSIDAD SOLIDOS PESO VOL. SITIO EN T/M ³ CL. CONTRACCION LINEAL % C.L.		CLASIFICACION		
	10	20	30	40	50	20	40	60	80	%	C.L.			
0						o				2.58			CH	Arcilla y limos con arena fina color cafe rojizo de consistencia media
1						Δ	o			2.62	14			
2						Δ	o	o		2.61			CH	Mezcla de arcillas con limos y arena fina color claro de consistencia media
3						Δ	o	o		2.64	10			
4						o				2.59			CH	Arcilla arenosa color cafe de consistencia rigida.
5						Δ	o	o		2.57				
6						o							CH	Arcilla dura con arena fina de color gris verdoso
7						o								
8						o				2.61			CH	Arcilla limosa con grava color gris verdoso muy compacta.
9						o				2.57				
10						o							CH	
11						o				2.55				
12						o				2.57			CH	
13						o				2.55				
14						o				2.60			CH	
15						o				2.59				
16						o							CH	
17						o				2.59				
18						o				2.59			CH	
19						o				2.59				
20						o				2.59			CH	
21						o				2.59				
22						o				2.62			CH	
23						o				2.62				
24													CH	
25														
26													CH	
27														
28													CH	
29														
30													CH	
31														
32													CH	
33														
34													CH	
35														

N- 2310
E-1865


N.T.-NIVE DE TERRENO

NAP.-NIVEL DE AGUAS FREATICAS

NPT.-NIVEL DE PLANTILLA TERRENO

N.T. 35.915

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4367		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA Nº 2.5

PROFUNDIDAD EN M.	NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30 CM. 10 20 30 40 50	CONTENIDO AGUA				DENSIDAD SOLIDOS			CLASIFICACION	
		Δ	o	●	●	Y _w	ρ _s	C.L.		
0		Δ	o	●	●	2.52		7	 ARCILLOSO CON MATERIA ORGANICA ARCILLA ARENOSA MAS VERDOSA ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD ARENOSA DE CONSISTENCIA MUY RIBIDA. ARCILLA ARENOSA DE CONSISTENCIA MUY DURA.	
1		Δ	o	●	●	2.56		12		CH
1			o		●	2.57				CH
TS		Δ	o	●	●	2.51		8		CH
			o							
5		Δ	o	●	●	2.61		13		CH
	75/7	Δ	o	●	●	2.51		9		
	78/28	Δ	o	●	●	2.51		10		
	90/29		o							
10										
15										
20										
25										
30										
35										

N- 2380

NT 12.241

E-16 30

NT-NIVEL DE TERRENO.
 NAF-NIVEL DE AGUAS FREATICAS.
 NPT- NIVEL DE PLANTILLA TERRENO.

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CORTE ESTRATIGRAFICO		
SONDEO 4751		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA Nº 2.6

ESTRATO "B"

Formado por arcillas limosas con arena fina color café claro de consistencia media a semidura.

Espesor (E):	0 m	a	12 m
Contenido de agua (ω)	: 45 %	a	50 %
Límite líquido (LL)	: 60 %	a	70 %
Límite plástico (LP)	: 25 %	a	30 %
Peso volumétrico (γ)	: 1.75 T/m ³	a	1.8 T/m ³
Compresión simple (q_u)	: 10 T/m ²	a	20 T/m ²

ESTRATO "C"

Predominan las arcillas arenosas color café claro de consistencia rígida.

Espesor (E):	3.5 m	a	5.0 m
Contenido de agua (ω)	: 30 %	a	40 %
Límite líquido (LL)	: 50 %	a	60 %
Límite plástico (LP)	: 20 %	a	30 %
Peso volumétrico (γ)	: 1.7 T/m ³	a	1.8 T/m ³
Compresión simple (q_u)	: 70 T/m ²	a	90 T/m ²

ESTRATO "D"

Está compuesto por una capa areno-limosa con poca grava muy compacta, excepto en la zona noreste (sondeo 4168) donde se tiene una arcilla muy dura con poca arena fina. Por los resultados obte

nidos en los sondeos, se cree que posteriormente se tengan suelos granulares muy compactos.

U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 GEOTECNIA
 Laboratorio de Mecánica de Suelos.

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Lámina No. 9

FA

Obra N° _____ Sondeo 4167 Localización C. P. MORELOS

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD w (%) θ_0 s_r (%) p (kg/cm²) \bar{p} (kg/cm²) P_c (kg/cm²)
 (m)
6.315 1.271

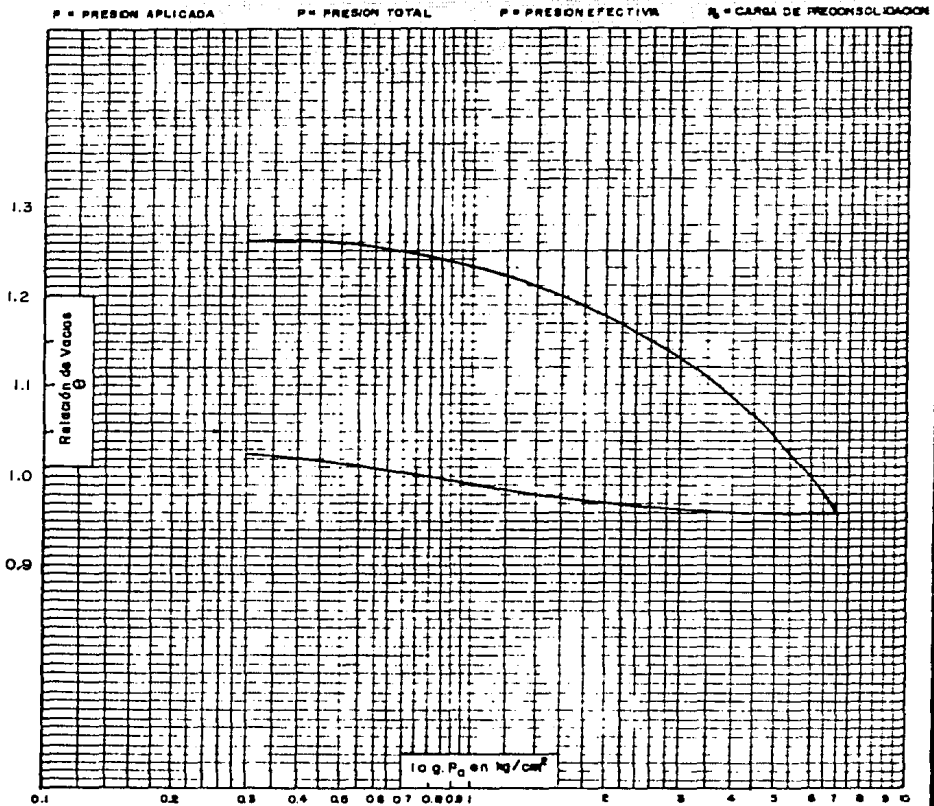


FIGURA N° 2.7

U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 GEOTECNIA
 Laboratorio de Mecánica de Suelos.
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Lámina No. 9

FA

Obra N° _____ Sondeo 4167 Localización C. P. MORELOS

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD ω (%) θ_0 s_r (%) p (kg/cm²) \bar{p} (kg/cm²) P_c (kg/cm²)
 (m)
 13.15

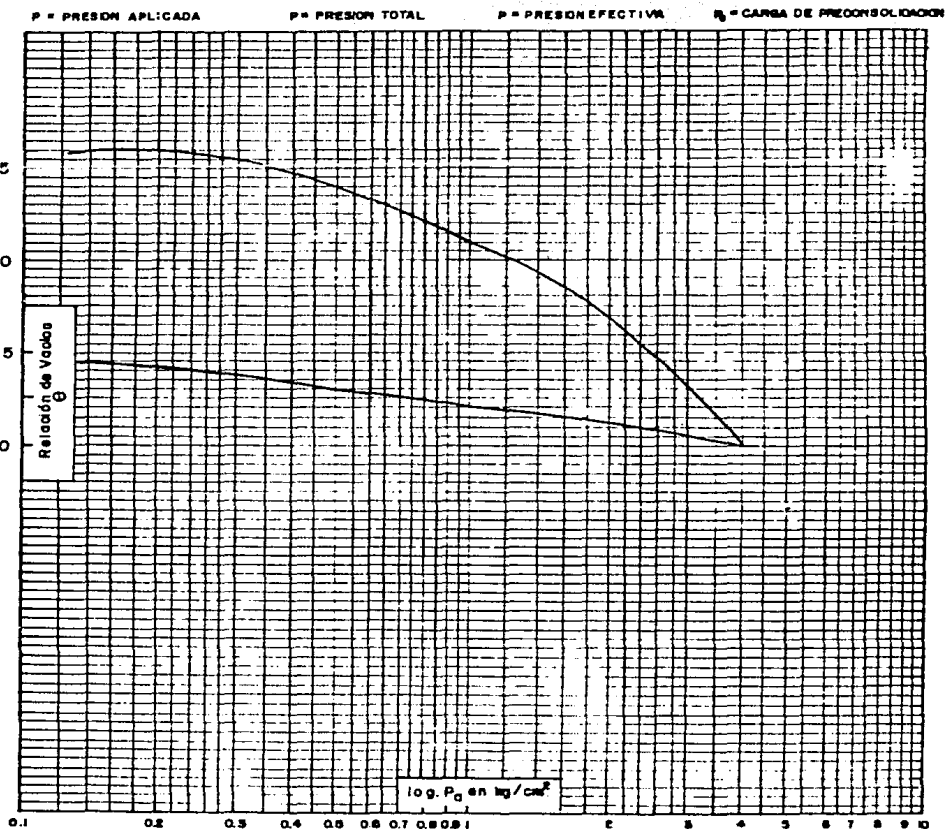
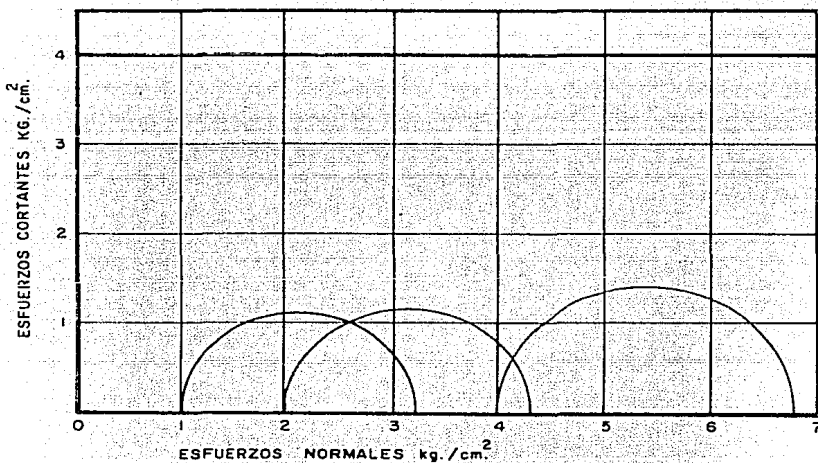


FIGURA Nº 2.8

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA	W _l	W _p	e _l	e _r	G _l	G _r	σ _a	σ _r -σ _s	σ _h	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
Nº	%	%		%	%	%	kg./cm ²	kg./cm ²	T/m ²	
1	49.2		1.27		100		1.0	2.16		φ=0° c=12.5 t/m ²
2	49.4		1.28		100		2.0	2.30		
3	48.8		1.27		100		4.0	2.79		
4										
5										

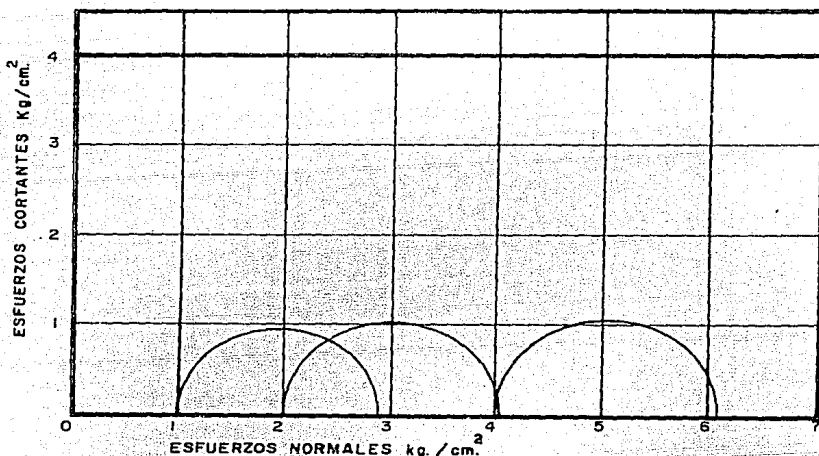


OBRA : SERVICIOS AUXILIARES
 PROCEDENCIA : COMPLEJO PETROQUIMICO "MORELOS"
 SONDEO : 4167
 PROF. : 3.39 m.

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CIRCULO DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA Nº 2.9

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA	W_1	W_f	e_1	e_f	G_1	G_f	σ_s	$\sigma_1 - \sigma_3$	δh	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESR. CORT.
Nº	%	%			%	%	kg./cm ²	kg./cm ²	t/m ²	
1	48.6		1.21		100		1.0	1.91		$\phi = 0^\circ$ $c = 10 \text{ t/m}^2$
2	47.0		1.26		97		2.0	1.94		
3	47.4		1.21		100		4.0	2.10		
4										
5										
6										

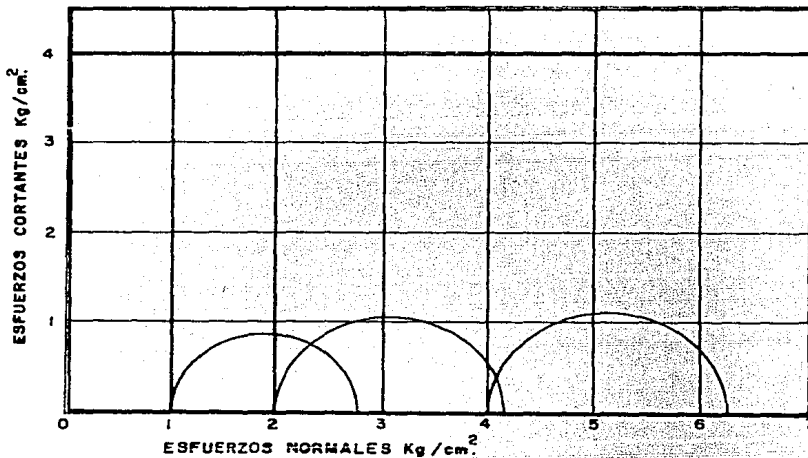


OBRA : SERVICIOS AUXILIARES
 PROCEDENCIA COMPLEJO PETROQUIMICO "MORELOS"
 SONDEO: 4167
 PROF: 5.7 m.

FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
CIRCULO DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986
	FIGURA N° 2.10

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA	W_i	W_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	$8h$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CORT.
Nº	%	%			%	%	Kg./Cm ²	Kg./Cm ²	T/m ²	
1	48.6		1.34		97		1	1.72		$\phi = 0^\circ$ $c = 10 \text{ t/m}^2$
2	48		1.32		97		2	2.11		
3	47.2		1.30		97		4	2.25		
4										
5										
6										

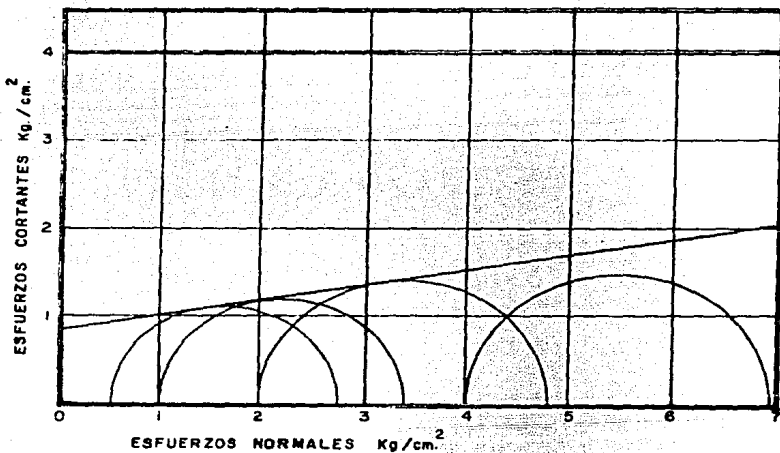


OBRA : SERVICIOS AUXILIARES
 PROCEDENCIA COMPLEJO PETROQUIMICO "MORELOS"
 SONDEO : 4167
 PROF. : 6.5

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CIRCULO DE BOMR COMPRESION TRIAXIAL		
SERARDO VILLA RUIZ		
ACOTEN M.	JULIO DE 1966	FIGURA Nº 2.11

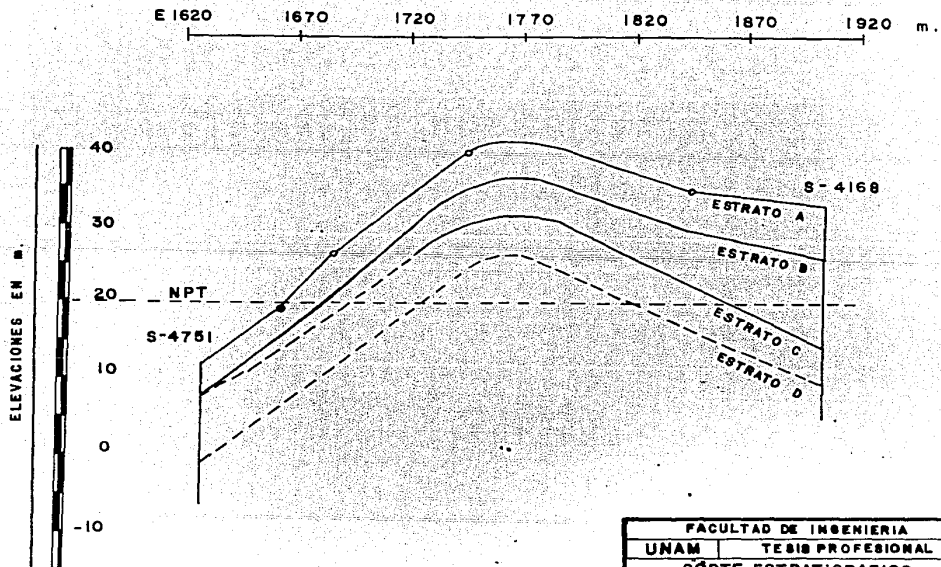
RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA Nº	w_l %	w_p %	e_1	e_p	G_1 %	G_p %	σ_s Kg./cm. ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg./cm. ²	dh T/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
1	37.1		0.973		100		0.500	2.02	1.894	$\phi = 11.30^\circ$ $c = 7.5 \text{ t/m}^2$
2	36.8		0.982		100		1.000	2.33	1.843	
3	37.2		0.986		100		2.000	2.75	1.845	
4	36.0		0.977		98.4		4.000	2.95	1.837	
5										



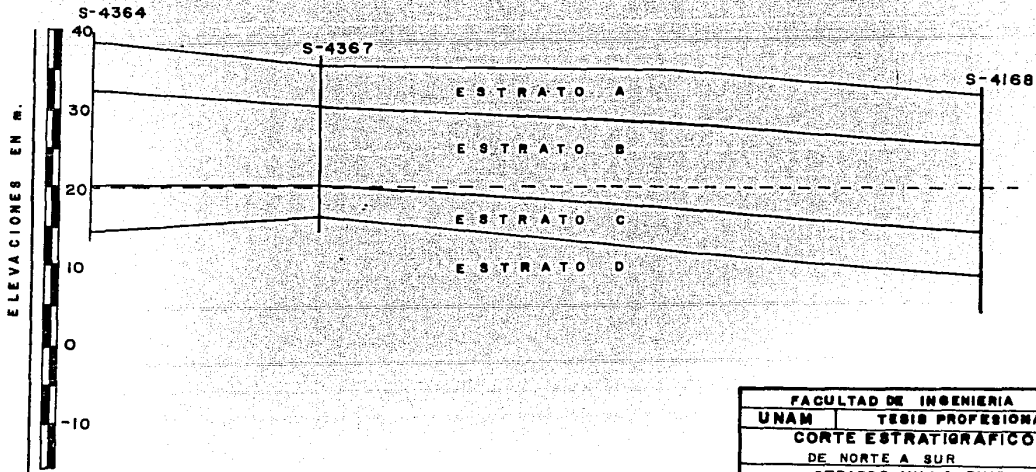
OBRA : SERVICIOS AUXILIARES
 PROCEDENCIA COMPLEJO PETROQUIMICO "MORELOS"
 SONDEO : 4167
 PROF : 13.073m.

FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
CIRCULO DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA N° 2.12



FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
CORTE ESTRATIGRAFICO	
DE ESTE A OESTE	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986 FIGURA N° 2.13

N 2+260 2+280 2+300 2+320 2+340 2+360 2+380 2+400 2+420 2+440 N2+460



FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
CORTE ESTRATIGRAFICO	
DE NORTE A SUR	
GERARDO VILLA RUIZ	
ACOT. EN M.	JULIO DE 1966. FIGURA N° 2.16

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

3.1 ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

Existen diferentes aspectos que hay que considerar para la correcta selección de una cimentación, pero los que tienen mayor influencia, debido a su importancia, son los que se listan a continuación:

- a) La cimentación deberá cumplir con los requisitos de seguridad en cuanto a fallas, ya sea por esfuerzos (capacidad de carga, esfuerzos provocados por acciones externas, etc.) o por deformaciones (consolidación).
- b) Se debe balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.
- c) El proceso constructivo no debe alterar el diseño de la cimentación.

Estas consideraciones están determinadas a su vez por las condiciones impuestas por el subsuelo y la estructura. Todo esto nos conlleva a pensar que, en resumen, una cimentación debe ser segura, funcional y económica.

En lo que se refiere a las condiciones impuestas por el sub--

suelo, podemos decir que es un suelo homogéneo y bastante resistente. El área de desplante de la estructura tendrá cortes de 4 metros para definir el nivel de piso de proyecto, de tal forma que la rasante va a tener que quedar en el estrato B (fig. 2.14) que está constituido por arcillas limosas con arena fina de consistencia media a semidura, en donde se necesitaron de 8 a 15 golpes para penetrar 30 cm. en la prueba de penetración estándar.

Las condiciones hidráulicas son desfavorables, pues el nivel de aguas freáticas se presenta a un metro de profundidad por debajo del nivel del terreno natural.

En lo referente a las condiciones impuestas por la estructura, se cuenta con una chimenea que transmite al terreno una carga muerta vertical de 66 Ton, un momento de volteo por viento de 803 Ton-m. y una fuerza cortante de 31 Ton, un momento de volteo por sismo de 220 Ton-m. y una fuerza cortante de 12 Ton.

En cuanto a estructuras vecinas, la más cercana se encuentra a 5 m. de distancia, por lo que no habrá mayor problema. Por otra parte, aun cuando las cargas provocadas por la estructura son de cierta consideración, la descarga neta se reducirá debido a la excavación que se hará.

Existen tres tipos de cimentación: Las superficiales, intermedias y las profundas.

Las cimentaciones superficiales son las zapatas, aisladas o corridas, y las losas de cimentación.

Las cimentaciones intermedias básicamente son los cajones de cimentación, o sea, cimentación compensada, sub-compensada y sobre compensada.

Las cimentaciones profundas son los pilotes (de fricción o adherencia, de punta, mixtos, especiales, etc.), las pilas y los cilindros.

Para saber cuál es el tipo de cimentación adecuado para cada problema particular no hay recetas que nos digan cuál es la mejor. Sin embargo, la experiencia y sentido común del ingeniero son determinantes en la elección, se recomienda empezar el análisis con lo más fácil e ir buscando la solución entre las diferentes alternativas de cimentación hasta dar con la mejor.

De las condiciones impuestas por el subsuelo, se detecta en forma preliminar que no habrá problemas en cuanto a capacidad de carga, ya que es muy resistente, según los datos de la prueba de penetración estándar. Así mismo, se augura un buen comportamiento en cuanto a deformación por consolidación, por lo que sólo nos resta verificar que la cimentación elegida asegure un funcionamiento aceptable para soportar los esfuerzos provocados por las acciones externas, como el viento o el sismo, por lo cual el diseño de la cimentación se orienta al del tipo poco profundo por ampliación de superficie. Es decir, el primer análisis será para una zapata cuadrada buscando que cumpla con los requisitos de seguridad, funcionalidad y economía.

3.2 REVISION POR ESFUERZOS PROVOCADOS POR ACCIONES EXTERNAS

Se nos presenta el problema de buscar las dimensiones adecuadas que deberá tener la zapata para resistir los esfuerzos provocados por momento de volteo por viento y la carga total vertical en la base de la zapata.

En los casos normales, las cimentaciones soportan cargas concentradas, que producen aparentemente reacciones uniformes del suelo de apoyo. Sin embargo, muchas de ellas deben resistir no sólo cargas verticales, sino también momento sobre uno o ambos ejes de su sección.

El momento "M" existe en la base de la chimenea, de donde es transferido a la cimentación, o puede ser producido por una carga vertical "P" que tenga una excentricidad a una distancia "e" del centroide de la base de la zapata. En ambos casos, las reacciones del suelo son idénticas dado que $M = P \cdot e$

Los cálculos de esta revisión se fundamentan sobre estudios de la estática. Prescindiendo de cualquier método de análisis, la distribución de la presión vertical en el suelo donde se desplantará la zapata debe satisfacer los requerimientos de la estática. Es decir, el total de las fuerzas hacia arriba debe ser igual a la suma de las cargas que actúan hacia abajo; de igual forma, el momento de la carga vertical resultante sobre un punto cualquiera debe ser igual que el momento de la reacción total del suelo sobre el mismo.

Suponiendo que la zapata se comporta como una estructura rígida, podemos aceptar que la reacción del suelo debajo de la base deberá tener una distribución uniforme, ya que la cimentación permanece rígida al tiempo que se va asentando, esto se basa en una segunda suposición de que el radio de presión hacia el asentamiento se mantiene constante. Ninguna de estas suposiciones es estrictamente válida, pero cada una de ellas es considerada como suficiente para problemas ordinarios de diseño.

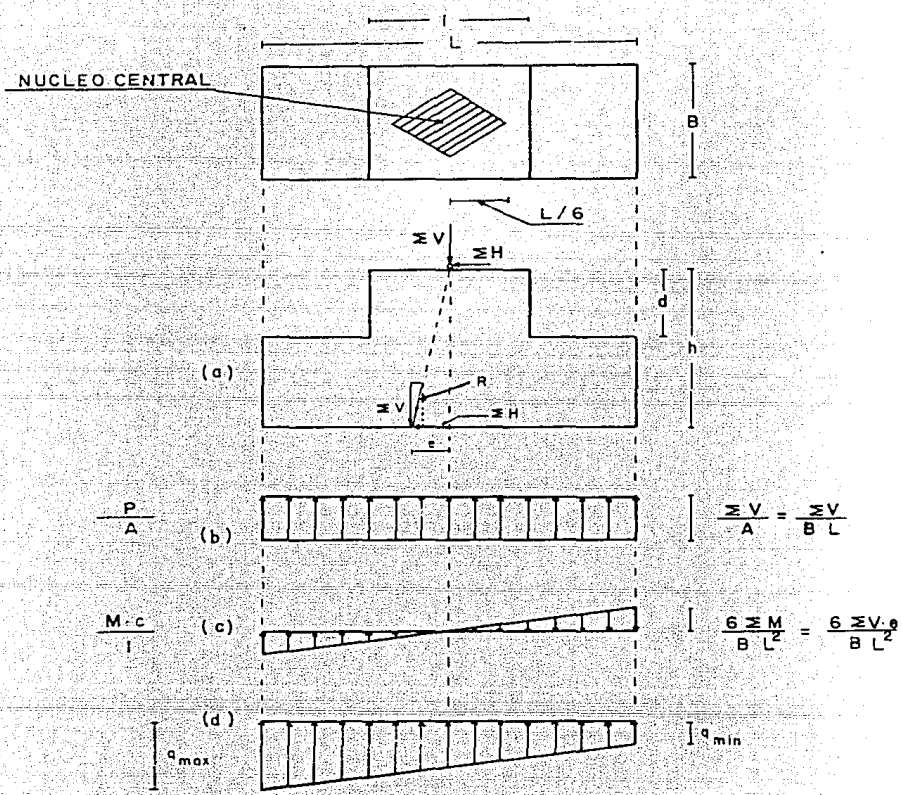
En la figura (3.1) se ilustra el caso de una zapata cualquiera sujeta a momento, así como las fuerzas que actúan sobre ella, - incluyendo su propio peso. Es visible que el momento " ΣM " actuando sobre el centro de gravedad de la sección, puede ser expresado como:

$$\Sigma M = H \cdot h = V \cdot e$$

Despejando la excentricidad, se obtiene:

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \dots\dots\dots (3.2.1.)$$

Esta ecuación tiene fundamental importancia porque determina la posición de la resultante de las fuerzas actuantes sobre la base de la zapata, no importando lo complicadas que puedan ser las condiciones de carga. Para que los esfuerzos sobre el suelo sean siempre de compresión, es necesario que la carga resultante quede dentro del núcleo central, es decir, a una distancia del centro de la zapata no mayor que $L/6$, por lo que se deberá cumplir que:



FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
FUERZAS SOBRE UNA ZAPATA.		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	DIC. DE 1986	FIGURA N.º 3.1

$$e < L/6$$

Si solamente estuviera actuando la carga vertical " ΣV ", la presión en el suelo sería uniforme (fig. 3.1.b.). En cambio, si la fuerza horizontal " ΣH " es la única que actúa, produce fuerza cortante, que debe ser resistida por el suelo, y un momento (fig. 3.1.c.).

La máxima presión debida al momento, es resultado de dividirlo por el módulo de sección de la base.

$$S = I/C$$

S : Módulo de sección (cm^3)

I : Momento de inercia (cm^4)

C : Distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

Los efectos combinados de ΣV y ΣM corresponden a una distribución de presiones en el suelo, como se indica en la figura (3.1.d.).

Al hacer la suma de (b) y (c) en ambos extremos de la base, tenemos:

$$q_{\text{máx.}} = \frac{\Sigma V}{BL} + \frac{6 \Sigma V \cdot e}{BL^2} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad \dots \dots \dots (3.2.2.)$$

$$q_{\text{mín.}} = \frac{\Sigma V}{BL} + \frac{6 \Sigma V \cdot e}{BL^2} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad \dots \dots \dots (3.2.3.)$$

Estas ecuaciones se pueden expresar como una sola:

$$q = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots (3.2.4.)$$

La expresión (3.2.4.) no es más que una forma especial de la fórmula básica para esfuerzos en una sección sujeta a una carga directa "P" y un momento "M". Se conoce como fórmula de la escudría y se expresa en la forma:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

Los datos necesarios para el cálculo de los esfuerzos en los extremos de la base de la zapata son:

La carga muerta vertical es de 66 Ton.

El peso específico del suelo es de 1.73 T/m³

El momento de volteo, en la base de la chimenea, por viento es de 803 Ton-m.

Del fabricante sabemos que el valor de "l" (fig. 3.1.) debe ser de 4.2 m.

El peso específico del concreto reforzado es de 2.4 T/m³.

Las dimensiones y profundidad de desplante de la zapata fueron resultado de varias iteraciones, combinando d, h, B y L hasta dar con las dimensiones óptimas. En principio sabemos que el nivel de aguas freáticas se presenta inmediatamente y por lo tanto, no podemos tener una profundidad de desplante muy grande, por lo que se proponen los valores de d = 1 m, y h = 1.7 m (h = D_F). En

cuanto a las dimensiones de la base, se propone que $B = L = 11.0$ m, es decir, que sea una zapata cuadrada.

Primeramente hay que checar si la fuerza resultante queda dentro del núcleo central, para lo cual se debe calcular la excentricidad mediante la expresión (3.2.1).

La carga vertical " ΣV " está constituida por el peso del suelo (W_s), el peso de la cimentación (W_z) y la carga muerta vertical (W_{ch}).

$$\Sigma V = W_s + W_{ch} + W_z \quad \dots\dots\dots (3.2.5.)$$

$$W_s = A_s \cdot d \cdot \gamma_s = ((11.0 \text{ m})^2 - (4.2 \text{ m})^2) (1 \text{ m}) (1.73 \text{ T/m}^3)$$

$$\underline{W_s = 178.8 \text{ Ton.}}$$

$$W_z = V_z \cdot \gamma_{\text{concreto}} = ((11.0 \text{ m})^2 (0.7 \text{ m}) + (4.2)^2 (1.0 \text{ m})) (2.4 \text{ T/m}^3)$$

$$\underline{W_z = 245.62 \text{ Ton.}}$$

$$\underline{W_{ch} = 66.0 \text{ Ton.}}$$

Sustituyendo en la ecuación (3.2.5.)

$$\Sigma V = 178.80 + 245.62 + 66.00$$

$$\underline{\Sigma V = 490.42 \text{ Ton.}}$$

El incremento de momento de la base de la chimenea a la base de la zapata es:

$$\Delta M = 803 + 31 h$$

$$\Delta M = 803 + 31 (1.7)$$

$$\underline{\Delta M = 855.7 \text{ T-m}}$$

En consecuencia, la excentricidad será:

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{855.7 \text{ T-m}}{490.42 \text{ T}}$$

$$e = 1.74 \text{ m}$$

Esto quiere decir que la resultante de las fuerzas está a 1.74 m del centro de la zapata. Pero hay que verificar que quede dentro del núcleo central, o sea, que "e" sea menor que L/6.

$$L/6 = 11.0 \text{ m} / 6$$

$$\underline{L/6 = 1.83 \text{ m}}$$

Como $e = 1.83 \text{ m}$ es menor que $L/6$, por lo tanto la resultante queda ubicada dentro del núcleo central y es señal de que sólo se presentarán esfuerzos de compresión. Por consiguiente, estamos en facultades de determinar los esfuerzos, utilizando la expresión (3.2.4).

$$q = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q = \frac{490.42 \text{ T}}{(11.0 \text{ m})^2} \left(1 \pm \frac{6(1.74 \text{ m})}{11.0 \text{ m}} \right)$$

$$q = 4.05 \text{ T/m}^2 (1 \pm 0.95)$$

$$q_{\text{máx.}} = 4.05 \text{ T/m}^2 (1.95)$$

$$\underline{q_{\text{máx.}} = 7.90 \text{ T/m}^2}$$

$$q_{\text{mín.}} = 4.05 \text{ T/m}^2 (0.05)$$

$$\underline{q_{\text{mín.}} = 0.20 \text{ T/m}^2}$$

En vista de que no resultaron esfuerzos negativos, queda comprobado que efectivamente no se presentarán esfuerzos de tensión. Pero es indispensable que el esfuerzo máximo ($Q_{\text{máx.}}$) sea menor que la capacidad de carga admisible del suelo, que se obtendrá en el sub-capítulo (3.3) y el esfuerzo mínimo ($Q_{\text{mín.}}$) tiene que ser positivo, requisito que sí se cumple.

Adicionalmente a este análisis, se debe revisar que la fuerza cortante debida a viento no propicie un deslizamiento de la cimentación. En este caso, se tiene que cumplir que P_F sea mayor que $V = 31$ Ton. Dicho de otra forma, es necesario que exista una fuerza tangencial o de fricción que se oponga al empuje que realiza la fuerza cortante.

$$P_F = P_n \mu$$

Donde: P_n es la carga total vertical igual a 490.42 Ton. y μ es un coeficiente de fricción que para el tipo de suelo en estudio vale 0.35 (Tabla II.2, Coeficientes de fricción concreto-suelo. Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E. Tomo B.2.4.)

$$P_F = 490.42 \text{ Ton} (0.35)$$

$$\underline{P_F = 171.65 \text{ Ton.}}$$

Como P_F es mayor que V , por lo tanto no habrá problemas por deslizamiento.

3.3 REVISION POR CAPACIDAD DE CARGA

El enigma de la capacidad de carga tiene una trascendencia fundamental en la ingeniería de cimentaciones y es de vital importancia que este tema sea considerado para evitar que sucedan fallas en el subsuelo donde se desplantarán las estructuras. La capacidad de carga es la propiedad que tiene un determinado suelo para soportar cargas sin que le ocasionen fallas en el interior de su masa.

Se han idealizado diversos mecanismos de falla con el objeto de intentar resolver tan singular problema, pero el que cubre el caso más general es el debido a la teoría del Dr. Karl Von Terzaghi y es el más utilizado en la actualidad, especialmente en el caso de cimientos poco profundos. El Dr. Terzaghi propone calcular la capacidad de carga última, para cimientos cuadrados, mediante la siguiente fórmula empírica:

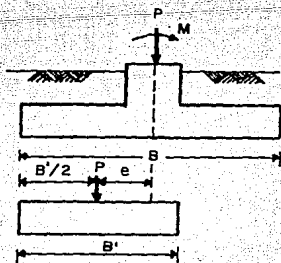
$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (3.3.1.)$$

Donde N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga debidos a la cohesión actuante a lo largo de la superficie de falla; a la sobrecarga; y a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento causados por el peso de la masa de suelo, respectivamente y su valor numérico está dado en función del ángulo de fricción interna del suelo (Mecánica de Suelos. Tomo II. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Fig. VII-8, pp. 367).

q_c es la capacidad de carga última que se le puede aplicar a la zapata por unidad de longitud, sin provocar la falla y se expresa en unidades de presión.

B es el ancho del cimiento, c es la cohesión del suelo, γ es el peso específico del material bajo el nivel de desplante y DF es la profundidad de desplante del cimiento.

Es importante hacer notar que la teoría que Terzaghi desarrolló fue hecha exclusivamente para cimientos cargados verticalmente y sin ninguna excentricidad. Pero existen diferentes casos en que no ocurre esta suposición como por ejemplo, cuando actúa un momento o cuando la carga vertical está aplicada excéntrica. En estos casos la teoría no sirve, a no ser que se le hagan algunas modificaciones, tales como reducir el valor de B hasta B' de tal forma que la carga vertical actúe exactamente a la mitad de B' , como se indica en la figura siguiente:



Esta modificación fue elaborada por G.G. Meyerhof en su publicación *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. I. No. 1, 1963.

De esta manera logramos que la carga "P" actúe sin excentricidad, mas ahora tendremos un nuevo valor $B' = B - 2e$, que tiene que ser considerado en el cálculo de capacidad de carga última y en el cálculo del esfuerzo máximo, debido a las fuerzas que actuarán en el cimiento:

$$q'_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B' N_\gamma \quad \dots\dots\dots (3.3.2.)$$

$$q_{\text{máx.}} = \frac{\Sigma V}{(B')^2} \quad \dots\dots\dots (3.3.3.)$$

La presión de contacto admisible se obtiene dividiendo la capacidad de carga última entre un factor de seguridad.

$$q_{\text{adm.}} = q'_c / F.S. \quad \dots\dots\dots (3.3.4.)$$

El ángulo de fricción interna del suelo en estudio, a la profundidad de desplante es cero (fig. 2.10 y 2.11). Por lo tanto, se trata de un suelo puramente cohesivo y los de N_c , N_q y N_γ son de 5.7, 1.0 y 0.0 respectivamente. Por otro lado, sabemos que el peso específico del suelo bajo el nivel de desplante es de 1.73 Ton/m³, la cohesión vale 10.0 Ton/m² y la profundidad de desplante es de 1.7 m.

Utilizando la expresión (3.3.2):

$$q'_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B' N_\gamma$$

$$B' = B - 2e = 11.0 \text{ m} - 2 (1.74) = \underline{7.52 \text{ m}}$$

$$q'_c = 1.3 (10) (5.7) + 1.73 (1.7) (1.0) + 0.4 (1.73) (7.52) (0.0)$$

$$\underline{q'_c = 77.04 \text{ Ton/m}^2}$$

Con la expresión (3.3.4) se obtiene la presión de contacto admisible:

$$q_{adm.} = q'_c / F.S. = \frac{1.3 c N_c + \gamma D_f N_q}{3}$$

$$q_{adm.} = \frac{1.3 (10) (5.7) + 1.73 (1.7) (1)}{3}$$

$$\underline{q_{adm.} = 25.68 \text{ Ton/m}^2}$$

Este valor deberá ser mayor que el esfuerzo máximo, debido a las cargas que actuarán en la zapata.

$$q_{m\acute{a}x.} = \Sigma V / (B')^2 = 490.42 / (7.52)^2 = \underline{8.67 \text{ Ton/m}^2}$$

Como $q_{adm.}$ resultó ser mayor que $q_{m\acute{a}x.}$ por lo tanto la sección propuesta y la profundidad de desplante son aceptables para la capacidad de carga del suelo.

3.4 REVISIÓN POR CONSOLIDACIÓN

Considerando que las propiedades obtenidas en el capítulo II son representativas de los estratos y que la presión efectiva a la

mitad de éstos es el promedio de las presiones actuantes en dichos estratos, se podrán calcular los asentamientos respectivos.

Para calcular las presiones efectivas hay que tomar los datos del corte estratigráfico (fig. 2.1), del que se puede observar que mediante pruebas de laboratorio se obtuvieron parámetros del suelo, tales como el peso específico (γ_m), el contenido de agua o humedad (w), y la densidad de sólidos o peso específico relativo de la fase sólida del suelo (S_s). Con estos datos se procede a obtener el peso específico seco (γ_d), necesario para calcular la presión total arriba del nivel de aguas freáticas (N.A.F.).

Conviene basarse en el esquema de la figura (3.2) para darnos una idea de la muestra de suelo, en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común;

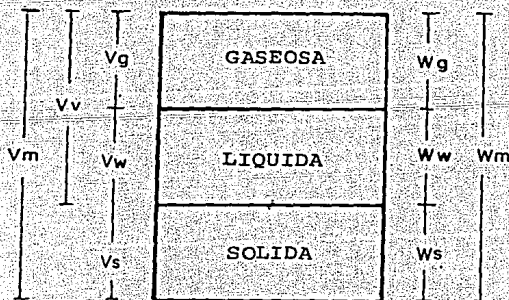


fig. (3.2)

donde el significado de los símbolos es el siguiente:

- V_m : Volumen total de la muestra de suelo.
 V_s : Volumen de la fase sólida de la muestra.
 V_v : Volumen de los vacíos de la muestra.
 V_w : Volumen de la fase líquida.
 V_g : Volumen de la fase gaseosa.
 W_m : Peso total de la muestra de suelo.
 W_s : Peso de los sólidos de la muestra.
 W_w : Peso del agua de la muestra de suelo.
 W_g : Peso de los gases (nulo para fines prácticos).

En este caso resulta útil, para facilitar el cálculo, hacer unitario el peso de los sólidos, es decir:

$$W_s = 1$$

Por otro lado, tenemos que el contenido de agua se define como la relación entre el peso del agua contenida del suelo y el peso de su fase sólida, y se denota como:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

como hicimos unitario el peso de los sólidos, por lo tanto:

$$\omega = W_w$$

El peso específico de la muestra es:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \dots\dots\dots (3.4.1.)$$

De la figura (3.2) tenemos que:

$$W_m = W_w + W_s$$

$$W_m = W_w + 1$$

$$W_m = \omega + 1 \quad \dots\dots\dots (3.4.2.)$$

Sustituyendo (3.4.2) en (3.4.1):

$$\gamma_m = \frac{\omega + 1}{V_m}$$

Despejando el volumen:

$$V_m = \frac{\omega + 1}{\gamma_m} \quad \dots\dots\dots (3.4.3.)$$

De la definición del peso específico seco, se tiene que:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{1}{V_m} \quad \dots\dots\dots (3.4.4.)$$

Sustituyendo (3.4.3) en (3.4.4):

$$\gamma_d = \frac{1}{(\omega + 1)/\gamma_m}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{\omega + 1} \quad \dots\dots\dots (3.4.5.)$$

Con esta expresión se puede obtener el peso específico seco a partir del peso específico húmedo de la muestra y el contenido de humedad de la misma.

De la figura (2.1), sabemos que:

$$\gamma_m = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$S_s = 2.68$$

$$\omega = 50.0 \%$$

Sustituyendo en la expresión (3.4.5):

$$\gamma_d = \frac{1.8 \text{ Ton/m}^3}{(0.5 + 1.0)}$$

$$\underline{\gamma_d = 1.20 \text{ Ton/m}^3}$$

Una vez obtenido el γ_d y con los datos del corte estratigráfico (fig. 2.1), se puede determinar el diagrama de presiones efectivas en base a la obtención de los diagramas de presiones totales y neutras del suelo en estudio, con el auxilio de la ecuación fundamental de la mecánica de suelos:

$$P = \bar{P} + u \quad \dots\dots\dots (3.4.6.)$$

donde:

P : presión normal total

\bar{P} : presión efectiva

u : presión neutra

Se cuenta con un suelo constituido por tres estratos, de los cuales dos son compresibles y otro que es el estrato resistente:

El estrato "A", de 0.0 a 11.5 m de profundidad, formado por arcillas con arena fina de consistencia media a semidura, con estratos de suelo limoarenoso.

El estrato "B", de 11.5 a 16.0 m de profundidad, formado por arcilla muy dura, con poca arena fina y fósiles marinos.

El estrato "C", a partir de 16.0 m de profundidad, formado por arena limosa con grava color gris verdoso muy compacta.

Para facilitar los cálculos, se dividirá el estrato "A" en 5 partes o subestratos:

El A_1 , que va de 0.0 a 1.0 m, con un peso específico seco igual a 1.2 Ton/m^3 y $h_1 = 1.0 \text{ m}$ de espesor.

El A_2 , que va de 1.0 a 4.5 m, con un peso específico húmedo igual a 1.73 T/m^3 y $h_2 = 3.5 \text{ m}$ de espesor.

El A_3 , de 4.5 a 5.0 m, con un peso específico húmedo igual a 1.8 T/m^3 y $h_3 = 0.5 \text{ m}$ de espesor.

El A_4 , de 5.0 a 11.0 de profundidad, con un peso específico de 1.73 T/m^3 y $h_4 = 6.0 \text{ m}$ de espesor.

El último es el A_5 , de 11.0 a 11.5 m, con un peso específico húmedo de 1.8 T/m^3 y $h_5 = 0.5 \text{ m}$ de espesor.

El estrato "B" es a partir de la profundidad de 11.5 a 16.0 y tiene un peso específico de 1.76 T/m^3 y $h_6 = 4.5 \text{ m}$ de espesor.

A continuación, se presentan los cálculos; primero se obtuvieron las presiones totales, después las neutras y por último las efectivas, utilizando la ecuación (3.4.6).

PRESIONES TOTALES

- $P_{1.0} = h_1 \gamma_d = (1 \text{ m}) (1.2 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{1.0} = 1.2 \text{ Ton/m}^2}$
- $P_{4.5} = P_1 + h_2 \gamma_m = 1.2 \text{ T/m}^2 + (3.5 \text{ m}) (1.73 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{4.5} = 7.26 \text{ Ton/m}^2}$
- $P_{5.0} = P_{4.5} + h_3 \gamma_m = 7.26 \text{ T/m}^2 + (0.5 \text{ m}) (1.73 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{5.0} = 8.16 \text{ Ton/m}^2}$
- $P_{11.0} = P_{5.0} + h_4 \gamma_m = 8.16 \text{ T/m}^2 + (6 \text{ m}) (1.73 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{11.0} = 18.54 \text{ Ton/m}^2}$
- $P_{11.5} = P_{11.0} + h_5 \gamma_m = 18.54 \text{ T/m}^2 + (0.5 \text{ m}) (1.8 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{11.5} = 19.44 \text{ Ton/m}^2}$
- $P_{16.0} = P_{11.5} + h_6 \gamma_m = 19.44 \text{ T/m}^2 + (4.5 \text{ m}) (1.76 \text{ T/m}^3)$
 $\underline{P_{16.0} = 27.34 \text{ Ton/m}^2}$

PRESIONES NEUTRAS

- $\underline{U_{1.0} = 0.0}$
- $U_{4.5} = h_2 \gamma_w = (3.5 \text{ m}) (1 \text{ Ton/m}^3)$
 $\underline{U_{4.5} = 3.5 \text{ Ton/m}^2}$
- $U_{5.0} = (h_2 + h_3) \gamma_w = (4.0 \text{ m}) (1 \text{ Ton/m}^3)$
 $\underline{U_{5.0} = 4.0 \text{ Ton/m}^2}$
- $U_{11.0} = (h_2 + h_3 + h_4) \gamma_w = (10.0 \text{ m}) (1 \text{ Ton/m}^3)$
 $\underline{U_{11.0} = 10.0 \text{ Ton/m}^2}$
- $U_{11.5} = (h_2 + h_3 + h_4 + h_5) \gamma_w = (10.5 \text{ m}) (1 \text{ Ton/m}^3)$
 $\underline{U_{11.5} = 10.5 \text{ Ton/m}^2}$
- $U_{16.0} = (h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6) \gamma_w = (15.0 \text{ m}) (1 \text{ Ton/m}^3)$
 $\underline{U_{16.0} = 15.0 \text{ Ton/m}^2}$

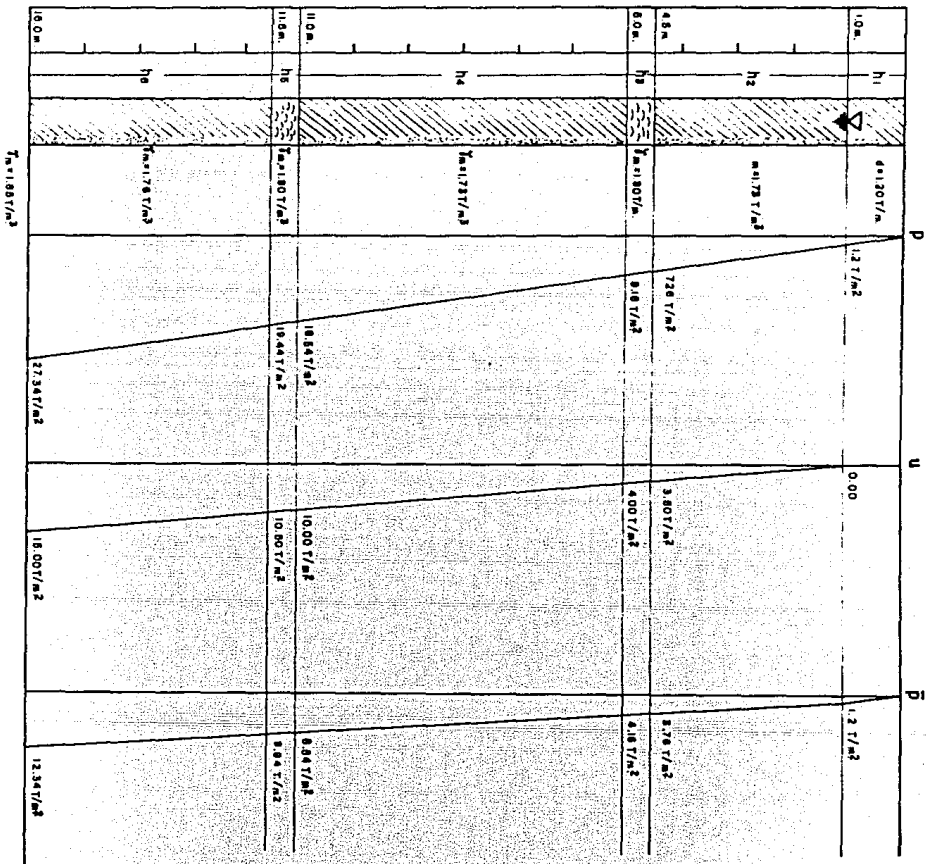
PRESIONES EFECTIVAS

- $\bar{P}_{1.0} = P_{1.0} - U_{1.0} = 1.2 \text{ Ton/m}^2 - 0.0 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{1.0} = 1.2 \text{ Ton/m}^2}$
- $\bar{P}_{4.5} = P_{4.5} - U_{4.5} = 7.26 \text{ Ton/m}^2 - 3.5 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{4.5} = 3.76 \text{ Ton/m}^2}$
- $\bar{P}_{5.0} = P_{5.0} - U_{5.0} = 8.16 \text{ Ton/m}^2 - 4.0 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{5.0} = 4.16 \text{ Ton/m}^2}$
- $\bar{P}_{11.0} = P_{11.0} - U_{11.0} = 18.54 \text{ Ton/m}^2 - 10.0 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{11.0} = 8.54 \text{ Ton/m}^2}$
- $\bar{P}_{11.5} = P_{11.5} - U_{11.5} = 19.44 \text{ Ton/m}^2 - 10.5 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{11.5} = 8.94 \text{ Ton/m}^2}$
- $\bar{P}_{16.0} = P_{16.0} - U_{16.0} = 27.34 \text{ Ton/m}^2 - 15.0 \text{ Ton/m}^2$
 $\underline{\bar{P}_{16.0} = 12.34 \text{ Ton/m}^2}$

En la figura (3.3), están graficados estos resultados, mediante un diagrama de presiones.

ANALISIS DE DEFORMACIONES

En muchos problemas prácticos, principalmente cuando el suelo es descargado, como en una excavación, es importante poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las mismas ideas, sólo que para el cálculo de expansiones se presentan algunas diferencias.



FACULTAD DE INGENIERIA		
UNAM	TESIS PROFESIONAL	
DIAGRAMA DE PRESIONES		
GERARDO VILLA RUIZ		
ACOT. EN M.	JULIO DE 1986	FIGURA Nº 3.3

Si analizamos un elemento de suelo a una profundidad "z", sabemos que la presión efectiva a ese nivel es " \bar{P} " y, si tenemos su curva de compresibilidad podemos obtener la relación de vacíos inicial " e_0 ". Como se va a efectuar una excavación, el suelo sufrirá un decremento de esfuerzos que al restárselo a la presión efectiva " \bar{P} " se obtiene, en la curva de compresibilidad, la relación de vacíos final " e_f " y, en consecuencia, el $\Delta e_{exp.} = e_0 - e_f$. En este caso, el " e_f " resulta ser mayor que e_0 , provocando que $\Delta e_{exp.}$ sea negativo a diferencia del que se obtiene en el cálculo de asentamientos, donde es positivo.

Como primero se tiene que excavar, lo primero que le pasará al suelo será la expansión y después, al ser cargado con la chimenea, se traducirá en asentamiento porque el suelo tendrá una recuperación por recompresión. Es por eso que a continuación se presenta primero el cálculo de la expansión y después el del asentamiento.

Del corte estratigráfico (fig. 2.1), se deduce que hay dos estratos susceptibles a la deformación, el que va de 5.0 a 11.5 m de profundidad y otro que va de 11.5 a 16.0 m de profundidad.

Las probables expansiones en el centro de la zapata las podemos determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta H_{exp.} = \frac{\Delta e_{exp.}}{1 + e_0} H \quad \dots\dots\dots (3.4.7.)$$

donde:

$\Delta H_{exp.}$: Expansi3n del suelo en m.

$$\Delta e_{exp.} = e_0 - e_f$$

e_0 : Relaci3n de vaci3s inicial.

e_f : Relaci3n de vaci3s final.

H : Espesor expansible del estrato deformable.

El valor de e_0 se obtiene en la curva de compresibilidad, entrando a la gr3fica con la presi3n efectiva del suelo a la mitad de "H". Del diagrama de presiones (fig. 3.3), podemos conseguir la presi3n efectiva vertical " \bar{P} " a las profundidades de 9.0 y 13.75 m, respectivamente:

$$\bar{P}_{9.0} = 7.57 \text{ Ton/m}^2 = 0.757 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{P}_{13.75} = 10.64 \text{ Ton/m}^2 = 1.064 \text{ Kg/cm}^2$$

Con estos resultados, se procede a encontrar las relaciones de vaci3s iniciales en las curvas de compresibilidad (fig. 2.7 y 2.8) correspondientes:

$$\text{con } \bar{P}_{9.0} = 0.757 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_0 = 1.245}$$

$$\text{con } \bar{P}_{13.75} = 1.064 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_0 = 1.218}$$

Para obtener las relaciones de vaci3s finales, se tiene que restar la descarga a las presiones efectivas:

$$\text{Descarga} = 4.0 \text{ m } (1.70 \text{ T/m}^3) = 6.80 \text{ Ton/m}^2 = \underline{0.680 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\bar{P}_{9.0} - \text{Descarga} = 0.757 \text{ Kg/cm}^2 - 0.680 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{0.077 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\bar{P}_{13.75} - \text{Descarga} = 1.064 \text{ Kg/cm}^2 - 0.680 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{0.384 \text{ Kg/cm}^2}$$

De las curvas de compresibilidad:

$$\text{con } \bar{P}_{9.0} - \text{Descarga} = 0.077 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_f = 1.254}$$

$$\text{con } \bar{P}_{13.75} - \text{Descarga} = 0.384 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_f = 1.246}$$

Sabemos que $\Delta e_{\text{exp.}} = e_0 - e_f$

para la profundidad de 9.0 m:

$$\Delta e_{\text{exp.}} = 1.245 - 1.254 = \underline{-0.009}$$

para la profundidad de 13.75 m:

$$\Delta e_{\text{exp.}} = 1.218 - 1.246 = \underline{-0.028}$$

Para fines de cálculo tomaremos estos datos en valor absoluto, pues ya sabemos que se trata de expansiones. Sustituyendo en la expresión (3.4.7):

$$\Delta H_{\text{exp. 1}} = \frac{(0.009)}{1 + 1.245} (5.285 \text{ m}) = 0.021 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{exp. 2}} = \frac{(0.028)}{1 + 1.218} (4.5 \text{ m}) = 0.057 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{exp.}} = \Delta H_{\text{exp. 1}} + \Delta H_{\text{exp. 2}}$$

$$\Delta H_{\text{exp.}} = 0.021 \text{ m} + 0.057 \text{ m}$$

$$\underline{\Delta H_{\text{exp.}} = 0.078 \text{ m}}$$

Estas expansiones por ser del tipo elástico, se presentarán inmediatamente y no causarán daños a la estructura. Pero es indispensable evitarlas, para que al momento de cargar al suelo con la chimenea y la cimentación no se traduzcan en asentamientos, por lo que se deberá buscar un método adecuado de excavación y abatir el nivel de aguas freáticas.

Para el cálculo de asentamientos, se tomarán los mismos valores de " e_0 " y únicamente faltará obtener las " e_f ". Ahora, en lugar de restar la descarga de las presiones efectivas, se procede a sumar el incremento de esfuerzos debido a la chimenea y al peso de la cimentación, el cual se consigue con la solución que Boussinesq desarrolló para calcular la distribución de esfuerzos bajo una superficie uniformemente cargada, mediante la expresión:

$$\sigma_z = w \cdot \omega_0 \quad \dots\dots\dots (3.4.8.)$$

donde:

σ_z : Esfuerzo vertical a la profundidad z

w : Incremento neto de esfuerzos

ω_0 : Valor en función de m y n

$m = x / z$

$n = y / z$

R.F. Fadum graficó valores de ω_0 para diferentes m y n (Mecánica de Suelos. Tomo II. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Anexo - II-d).

Los esfuerzos a las profundidades de 9.0 y 13.75 m en el centro de la zapata cuadrada son:

para 9.0 m de profundidad;

$$m = \frac{5.5 \text{ m}}{9.0 \text{ m}} = 0.61 \quad , \quad n = \frac{5.5 \text{ m}}{9.0 \text{ m}} = 0.61$$

buscando en la gráfica de Fadum, tenemos que:

$$\omega_0 = 0.109$$

para 13.75 m de profundidad;

$$m = \frac{5.5 \text{ m}}{13.75 \text{ m}} = 0.4 \quad , \quad n = \frac{5.5 \text{ m}}{13.75 \text{ m}} = 0.4$$

de la gráfica de Fadum:

$$\omega_0 = 0.06$$

Sabemos que el incremento neto de esfuerzos es igual a 4.05 - Ton/m², calculado en la revisión por esfuerzos. Es así como podemos hacer uso de la expresión (3.4.8):

$$\sigma_{9.0} = (0.405 \text{ Kg/cm}^2) (4) (0.109) = \underline{0.177 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{13.75} = (0.405 \text{ Kg/cm}^2) (4) (0.06) = \underline{0.097 \text{ Kg/cm}^2}$$

Efectuando las sumas de las presiones efectivas con los esfuerzos verticales:

$$\bar{P}_{9.0} + \sigma_{9.0} = 0.757 \text{ Kg/cm}^2 + 0.177 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{0.934 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\bar{P}_{13.75} + \sigma_{13.75} = 1.064 \text{ Kg/cm}^2 + 0.097 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{1.161 \text{ Kg/cm}^2}$$

Entrando con estos resultados en las curvas de compresibilidad, se tiene que:

$$\text{con } \bar{P}_{9.0} + \sigma_{9.0} = 0.934 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_f = 1.235}$$

$$\text{con } \bar{P}_{13.75} + \sigma_{9.0} = 1.161 \text{ Kg/cm}^2 : \underline{e_f = 1.205}$$

Conviene aclarar que ahora estamos calculando asentamientos, así es que la forma de expresión que utilizaremos es la misma que para el cálculo de expansiones, sólo que ahora es de la siguiente manera:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \dots\dots\dots (3.4.9.)$$

donde:

ΔH : Asentamiento del suelo en m.

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

e_0 : Relación de vacíos inicial.

e_f : Relación de vacíos final.

H : Espesor compresible del estrato deformable.

para 9.0 m de profundidad:

$$\Delta e = 1.245 - 1.235 = \underline{0.01}$$

para 13.75 m de profundidad:

$$\Delta e = 1.218 - 1.205 = \underline{0.013}$$

Haciendo las sustituciones correspondientes en la expresión (3.4.9):

$$\Delta H_1 = \frac{0.010}{1 + 1.245} (5.285 \text{ m}) = \underline{0.024 \text{ m}}$$

$$\Delta H_2 = \frac{0.013}{1 + 1.218} (4.5 \text{ m}) = \underline{0.026 \text{ m}}$$

$$\Delta H_T = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 0.024 \text{ m} + 0.026 \text{ m}$$

$$\underline{\Delta H_T = 0.050 \text{ m}}$$

Como se puede observar, son asentamientos pequeños y se puede predecir un buen comportamiento de la cimentación en lo que se refiere a deformación por hundimientos.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó el estudio geotécnico presentado en esta Tesis, con la finalidad de orientar el diseño de la cimentación de una chimenea en el Complejo Petroquímico Morelos, localizado en el Sur del Estado de Veracruz a 8 Km. de la ciudad de Coatzacoalcos.

El área en estudio forma parte de la planicie costera del Golfo de México y corresponde a la formación Agueguexquite, que está constituida en su capa superior por arcillas a las que subyacen arcillas arenosas que alternan con areniscas blandas y posteriormente con areniscas compactas. Su configuración topográfica es muy abrupta y para definir el nivel de piso terminado, se tendrán que hacer cortes y rellenos de hasta 20 y 7 m, respectivamente.

La chimenea es una conducción tubular de acero, de 45.57 m de altura y 3.08 m de diámetro exterior.

Mediante la prueba de penetración estándar, se detectó que hasta la profundidad de 10 m se necesitaron 15 golpes para introducir el penetrómetro, y después de los 10 m el suelo presenta mayor consistencia, ya que se necesitaron 50 golpes para introducir de 5 a 30 cm al penetrómetro. Además, utilizando muestras representativas alteradas obtenidas con el penetrómetro estándar, se determinaron el contenido de agua así como los límites líquido y plástico y la densidad de sólidos, de donde se deduce que en los primeros 10

m, el contenido de agua resulta ser menor que el límite líquido y después de esa profundidad sigue siendo menor e inclusive, es muy próximo al límite plástico, por lo que se puede concluir que el suelo es poco deformable.

Usando las muestras inalteradas de los sondeos mixtos, se determinaron las resistencias y las curvas de compresibilidad a distintas profundidades. El peso volumétrico del suelo a la profundidad de desplante resultó de 1.73 Ton/m^3 . La cohesión mínima determinada mediante pruebas triaxiales fue de 10 Ton/m^2 .

El suelo se clasificó según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos a partir de las propiedades índice.

El análisis de la cimentación se hizo en base de que la estructura y sus anclajes fueron diseñados para resistir la combinación de carga muerta, temperatura y viento, ya que esta combinación dominó a la de temperatura y sismo, encontrándose que ésta deberá ser del tipo superficial, formada por una zapata cuadrada de 11.0 m por lado, a una profundidad de desplante de 1.7 m .

Aplicando la teoría de Terzaghi se calculó la magnitud de los asentamientos que probablemente se presenten por efecto del peso propio de la estructura y la cimentación, resultando éstos de 0.050 m que no producirán daños al equipo.

Se obtuvieron las posibles expansiones, resultando éstas de 0.078 m que por ser del tipo elástico, se presentarán inmediatamente y no causarán problemas.

La capacidad de carga del suelo se calculó en base a la teoría de Terzaghi, con la expresión para zapatas cuadradas, utilizando un factor de seguridad de 3, resultando ésta mayor que el esfuerzo provocado por la combinación de carga muerta y viento. Por lo que se puede concluir que la cimentación elegida es la adecuada.

Se recomienda que se ponga especial cuidado en el diseño del anclaje de la chimenea en su base. En chimeneas cilíndricas, los pernos del anclaje deberán colocarse preferentemente en pares, a uno y otro lado de la pared.

Antes de hacer la excavación, para construir la cimentación, se deberá abatir el nivel freático para disminuir el flujo de agua hacia el fondo de la excavación. Una vez hecha ésta, hay que protegerla contra posibles empujes laterales mediante ademes, que pueden ser tablaestacas, para después poner una plantilla o firme de concreto para que al momento de colar el concreto de la cimentación, al agua del mismo no la absorba el suelo y se disminuya la relación agua-cemento.

El diseño de cimentaciones de chimeneas no difiere en principio del de cimentaciones de otras estructuras. Sin embargo, se llama la atención sobre algunos puntos importantes:

Debe construirse una protección especial para aquella parte de la cimentación que está expuesta al calor radiante de los gases. Si no se coloca un aislamiento adecuado, se producen temperaturas altas en la superficie superior de la cimentación o del piso. Esto

es efectivo aun cuando la temperatura de los gases sea moderada; - el calor radiante es suficiente para agrietar el piso o la cimentación de la chimenea, aunque la entrada de los ductos esté a una distancia apreciable por encima de la cimentación. Se obtiene una protección satisfactoria para ésta, empleando un aislamiento ventilado formado por tabiques huecos cubiertos con ladrillos aislantes o ladrillos refractarios, según sea la temperatura de los gases. - Los orificios de los tabiques huecos deben comunicar directamente a la atmósfera por medio de ductos de aire si la chimenea es revestida, o por orificios en el cascarón estructural si la chimenea no va revestida.

Es muy importante recalcar que el momento de volteo por viento y la fuerza cortante en la base, debida al mismo, son factores que influyen en forma significativa sobre el diseño de las cimentaciones de chimeneas. Para el diseño de cimentaciones superficiales (zapatas cuadradas, circulares o poligonales, etc.), se deberán elegir dimensiones tales que no se produzca separación entre la base de la cimentación y el suelo en contacto con ella; es decir, la resultante de las acciones de carga muerta (incluido el peso propio de la cimentación y del relleno superficial que incide directamente sobre la cimentación) y de las acciones horizontales de viento o sismo debe caer dentro del núcleo central de la superficie de contacto.

En toda cimentación y especialmente en las superficiales, se deben adoptar medidas adecuadas para evitar el arrastre de los sue

los por tubificación a causa del flujo de aguas superficiales o -
subterráneas hacia el alcantarillado.

BIBLIOGRAFÍA

- Foundation Engineering
By Ralph B. Peck, Walter E. Hanson and Thomas H. Thornburn
New York: John Wiley and Sons, 1957
- Foundation Analisis and Desing
By Joseph E. Bowles
New York: McGraw-Hill, 1968
- Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations
By G.G. Meyerhof
Canadian Geotechnical Journal. Vol. I. No. 1, 1963
- Mecánica de Suelos y Cimentaciones
Por Carlos Crespo Villalaz
México: Limusa, 1979
- Cimentaciones de Estructuras
Por Clarence W. Dunham
McGraw-Hill
- Manual de Diseño de Obras Civiles. Tomos B.2.4, C.1.3, C.1.4
y C.2.7.
Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas
- Mecánica de Suelos. Instructivo para Ensaye de Suelos
Secretaría de Recursos Hidráulicos
Editado por la Dirección de Información

— Mecánica de Suelos. Tomos I y II

Por Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez

México: Editorial Limusa