



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

TESIS

**DISEÑO GEOTÉCNICO
DE UNA
CIMENTACIÓN COMPENSADA**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

**CARRASCO NESTOSO GRETTEL
PÉREZ MANJARREZ JAQUELINE ADRIANA**

**DIRECTOR:
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA**



DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A M.P.C. y Su Hijo

A Teodora y Efrén, mis padres:

por su confianza y su paciencia;
por todo el tipo de apoyos que
aún me siguen dando; por
permitirme tomar mis propias
decisiones y porque solo pensar
en ustedes me hace seguir
esforzándome. Esto es por
ustedes!!!

A mi familia: por hacerme
sentir querida y recordarme mis
capacidades

A mis amigos: por su compañía
en los buenos y malos
momentos

*A mi asesor de tesis: M.I.
Agustín Demèneghi Colina*
gracias por el tiempo dedicado y
por su amistad

A la UNAM: por las muchas
oportunidades de progreso que
ofrece

"ESPERO LIBERAR CON MIS ACCIONES CADA PENSAMIENTO QUE HE ENCARCELADO EN MIS PALABRAS"

AGRADECIMIENTOS

A Dios: Por darme la vida, oportunidad, capacidad y anhelo de lograr este objetivo.

A mis Padres, Azucena y Luis: Por su apoyo en todos estos años, por su infinito amor y confianza, por ayudarme a que este momento llegará, por enseñarme que todo se aprende y que todo esfuerzo es al final recompensa. Serán siempre mi inspiración para alcanzar mis metas.

A mis hermanos, Luis, Francia y Giovanni: Por estar siempre a mi lado, por su comprensión, motivación y orgullo. Por darme la fuerza, el deseo y la inspiración de superarme cada día.

A mi abuelita: Por su amor, ejemplo y apoyo hasta el final. Por enseñarme que todo se puede en la vida.

A mi sobrino: Por ser la chispa y alegría que esta en mi corazón.

A Ti: Por haber aparecido y cambiado mi vida. Por tu amor y apoyo incondicional.

A la UNAM: Por brindarme la oportunidad de ser una profesionista.

A mis amigos: Que siempre están, estuvieron y seguirán estando, brindándome cariño y soporte. Quienes con su amistad me motivaron al termino de esta Tesis

A mi asesor de tesis, M.I. Agustín Deméneghi Colina: Por el tiempo concedido, paciencia y ayuda incondicional en la realización de este trabajo. Por compartir su conocimiento e inspirar en mi mucha admiración.

Jaqueline Adriana Pérez Manjarrez

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA.

ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN.....	1
-------------------	---

CAPÍTULO UNO. ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO..... 3

1.1	Marco geológico general.....	3
1.2	Marco Paleo climático	4
1.3	Marco Vulcanológico.....	6
1.4	Depósitos del Lago.....	7
1.4.1	Proceso de formación de los suelos.....	8
1.4.2	Evolución de las propiedades mecánicas.....	9
1.4.3	Características Estratigráficas.....	10
1.5	Depósitos de transición.....	12
1.5.1	Condición interestratificada del poniente.....	14
1.5.2	Condición abrupta cercana a los cerros	15
1.6	Depósitos de lomas.....	16
1.6.1	Zona Poniente	17
1.6.1.1	Sierra de las cruces.....	17
1.6.1.2	Pedregal del Xitle.....	18
1.6.2	Zona Norte.....	19
1.7	Zonificación Geotécnica.....	20
1.7.1	Zona del Lago.....	20
1.7.1.1	Lago Virgen.....	20
1.7.1.2	Lago Centro I.....	21
1.7.1.3	Lago Centro II.....	22
1.7.2	Zona de Transición	22
1.7.2.1	Interestratificada del Poniente.....	22
1.7.2.2	Abrupta Cercana a los Cerros.....	24
1.7.3	Zona de Lomas.....	24
1.8	Hundimiento Regional.....	25

CAPÍTULO DOS. ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO..... 27

2.1	Exploración Profunda.....	27
2.1.1	Sondeos hechos con barrenas.....	27
2.1.2	Sondeos con barrenas de vástago hueco.....	28
2.1.3	Perforación con lavado.....	29
2.1.4	Perforación con barrena rotatoria.....	29
2.1.5	Perforación con percusión.....	30

2.2	Pozos a Cielo Abierto.....	30
2.2.1	Pozos a cielo abierto y socavones.....	31
2.3	Cono Eléctrico.....	32
2.4	Cono Mecánico.....	34
2.5	Tubo de pared delgada.....	37
2.6	Pruebas de laboratorio.....	39
2.6.1	Determinación de propiedades índice.....	40
2.6.1.1	Peso volumétrico.....	40
2.6.1.2	Contenido de agua.....	40
2.6.1.3	Determinación del límite líquido.....	40
2.6.1.4	Determinación del límite plástico.....	42
2.6.1.5	Determinación del índice de Plasticidad.....	42
2.6.2	Análisis granulométrico.....	42
2.6.3	Pruebas de compresibilidad.....	43
2.6.4	Pruebas de expansividad.....	44
2.6.5	Pruebas de resistencia y deformabilidad.....	44
2.6.5.1	Compresión simple.....	44
2.6.5.2	Triaxial rápida.....	45
2.6.5.3	Triaxial consolidada lenta.....	45
2.6.5.4	Ensayos de corte directo.....	45

CAPÍTULO TRES. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN..... 47

3.1	Estados límite de falla.....	48
3.1.1	Falla por subpresión.....	48
3.1.2	Falla local o generalizada del suelo (Capacidad de carga).....	50
3.1.2.1	Análisis límite del problema de Capacidad de carga en suelos cohesivos.....	51
3.1.2.2	Teorías de Capacidad de Carga.....	52
3.1.3	Falla de Fondo.....	55
3.2	Estados límite de servicio.....	58
3.2.1	Expansión.....	59
3.2.2	Recompresión.....	65
3.2.3	Deformaciones de compresión instantáneas.....	66
3.2.4	Deformaciones de compresión a largo plazo.....	67
3.2.4.1	Evolución de las deformaciones a largo Plazo.....	77
3.3	Otros aspectos críticos.....	78
3.3.1	Estanquidad del cajón.....	79
3.3.2	Selección de la profundidad de desplante.....	80
3.3.3	Diseño de la subestructura.....	82

CAPÍTULO CUATRO. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.. 83

4.1	Cálculo de la expansión inmediata y asentamiento inmediato por Recompresión de acuerdo a la ley de Hooke.....	84
4.2	Cálculo del asentamiento inmediato por compresión con el método de Steinbrenner.....	86
4.3	Cálculo del asentamiento diferido por compresión.....	90
4.4	Revisión de estados límite de servicio de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones	94
4.5	Revisión de estados límite de falla de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones...	95

CAPÍTULO CINCO. CONCLUSIONES..... 104

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 106

INTRODUCCIÓN

En el valle de México, los ingenieros debemos enfrentarnos a problemas inherentes del subsuelo; en fechas recientes se han venido observando agrietamientos en la superficie del terreno en algunos sitios de la ciudad, los cuales se asocian con esfuerzos de tensión por desplazamientos horizontales asociados a los hundimientos. Estos desplazamientos, que actualmente pasan inadvertidos para la mayoría de los ingenieros, pueden alcanzar con el tiempo magnitudes capaces de afectar el comportamiento de las construcciones e instalaciones de la Ciudad.

La alta compresibilidad y baja resistencia al corte de los estratos arcillosos, conjugados con el hundimiento general, son causa de cimentaciones costosas y, en ocasiones de poco satisfactorio de las mismas.

En cimentaciones superficiales, la condición que generalmente rige es la impuesta por los asentamientos diferenciales tolerables por el tipo de estructura de que se trate. El hundimiento generalizado de la ciudad no impone condiciones al diseño de estas cimentaciones con excepción de edificaciones ligeras vecinas a edificios sobre pilotes, en cuyo caso deben tomarse en cuenta los asentamientos diferenciales en el terreno perimetral, al área piloteada ocasionados por el hundimiento general; y construcciones en terrenos con diferentes historias de carga o con espesores variables de los estratos compresibles en los cuales el hundimiento regional puede generar asentamientos diferenciales intolerables. En edificios habitacionales o de oficinas hasta de ocho pisos, con claros usuales, la capacidad de carga y la compresibilidad del subsuelo pueden hacer conveniente el empleo de losas de cimentación. Generalmente se recurre en esos casos a cajones de cimentación para compensar parcial o totalmente el peso de los edificios.

Este tipo de cimentación ha adquirido importancia en la Ciudad de México por la construcción de rutas rápidas para la circulación de vehículos, que imponen la necesidad de pasos a desnivel en sus intersecciones con otras avenidas, por la construcción del metro y por la creciente tendencia a dotar los edificios de uno o más sótanos para estacionamiento.

Es por eso que el objetivo de esta tesis será indicar los aspectos necesarios a tomar en cuenta en el diseño geotécnico de este tipo de cimentaciones, analizando los problemas relacionados con cajones de cimentación parcial o totalmente compensados y sobrecompensados.

En general, una cimentación compensada es aquella en que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación- suelo es menor que la presión debida al peso

total de la estructura. Esto se logra mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total de suelo excavado.

Dependiendo de la carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación es mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se llama parcialmente compensada, totalmente compensada, o sobrecompensada, respectivamente. En el primer caso, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimentación – suelo; en el segundo, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene, al nivel de desplante, un decremento de presión con respecto a la originalmente soportada por el suelo.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas resultan, generalmente, de la necesidad de espacio subterráneo útil.

Alcances

La tesis está dividida como sigue:

El capítulo uno contiene información de la geología y la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca en la Ciudad de México. En él se informa de investigaciones que permiten reconstruir con mayor precisión la historia de la cuenca y entender mejor sus características litológicas y tectónicas. También se informa de la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones.

En el capítulo dos se explican las pruebas de campo y laboratorio que deben realizarse para conocer las propiedades físicas del subsuelo, para así tratar de inferir ciertas características del suelo a partir de la propiedad física.

El capítulo tres discute la revisión de la seguridad del terreno en donde estará la cimentación, dicha seguridad se revisa a partir de la capacidad de carga y las deformaciones del suelo.

En el capítulo cuatro se ejemplifica la aplicación del proceso de diseño geotécnico de la cimentación, con un problema que refleja los aspectos que esta investigación tratará.

Finalmente, el capítulo cinco contiene las conclusiones de esta investigación.

CAPITULO UNO

ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL VALLE DE MÉXICO

Para comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la ciudad de México, se debe partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleo climático y el vulcanológico.

Por otro lado, en este capítulo también se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca, la cual permite definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de una obra civil.

1.1 MARCO GEOLÓGICO GENERAL

La cuenca del valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Fig.1.1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, es decir, en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en dicho relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares, estos suelos, hoy transformados en paleo suelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales. Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México.

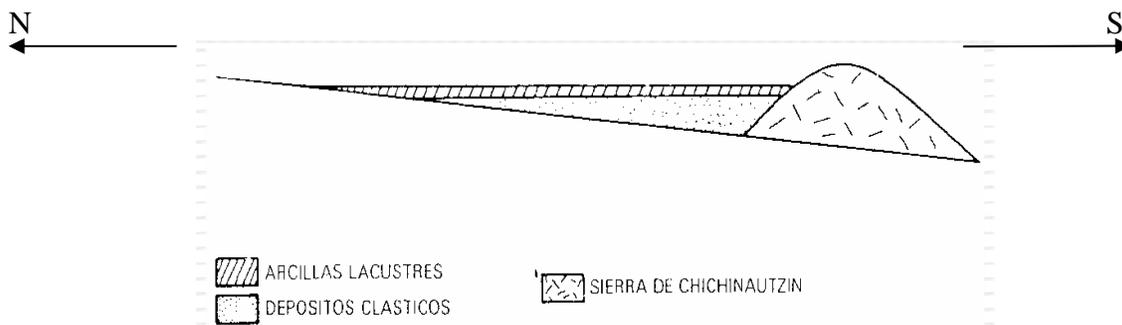


Fig. 1.1 Esquema geológico general del valle de México

Desde la fundación de Tenochtitlán, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad del siglo pasado, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (Fig. 1.2 y Fig.1.3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por loa abanicos volcánicos de la sierra de las cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

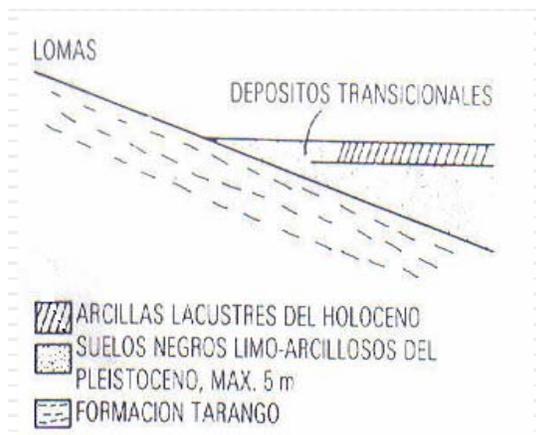


Fig. 1.2 Esquema geológico general de la transición Lomas – planicie de un “delta” aluvial

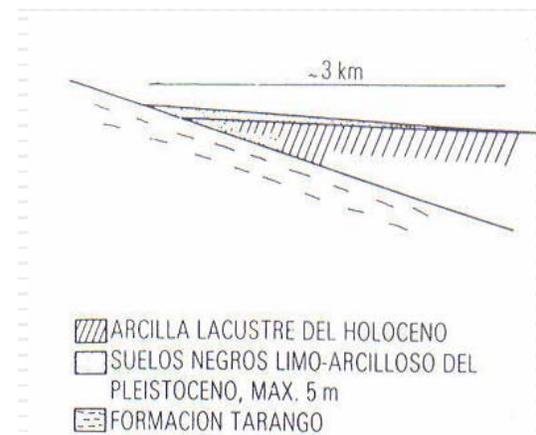


Fig. 1.3 Esquema geológico general de la transición Lomas – planicie fuera de un “delta” Aluvial.

1.2 MARCO PALEO CLIMÁTICO

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de períodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años, cuando se inicio una primera gran glaciación (*Nebraska*), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo período de glaciación prolongada (*Kansas*). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalos se denomina en Norteamérica el **Yarmouth o el Gran Interglacial**; imperó hace 400 000 a 600 000 años.

Siguió un tercer periodo glacial (*Illinois*), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación

terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el **Tercer interglacial o Sangamon** en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado (*Wisconsin*); terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el **Holoceno o Reciente**, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea, el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin, dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la siguiente tabla A de periodos glaciales e interglaciales:

Tabla 1. Períodos glaciales e interglaciales

años antes de hoy:	
10 000	Holoceno -reciente
80 -10 x 10 ³	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100 - 80 x 10 ³	3er. Interglacial Sangamon
300 - 100 x 10 ³	3a. Glaciación: Illinois 2avances
400 - 400 x 10 ³	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
~ 900 x 10 ³	1a. Glaciación: Nebraska

Investigaciones recientes (Mooser, 1985) han permitido comprobar en el espacio de Las lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al **Illinois**. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (**Illinois Inferior**). Aún mas, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del **Illinois Superior**.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del **Illinois Tardío**, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al **Tercer Interglacial**, o sea el **Sangamon**.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el **Yarmouth**. Este horizonte

indicador paleo climático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Uno de los productos típicos acompañados de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y la montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterando al Valle.

Al precipitarse este polvo (llamado loess) en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.3 MARCO VULCANOLÓGICO

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y el cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las sierras de Santa Catarina con sus hileras de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del pedregal de San Angel originadas en Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande como lo es el cerro de San Miguel que se eleva al Suroeste de la ciudad de México. Este completo volcán con calderas múltiples estuvo activo desde finales del plioceno hasta hará algo más de 100 mil años, abriendo producto en un lapso de 2 ó 3 millones erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piro clásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como formación *Lomas*.

Entre sus erupciones más espectaculares ocurridas en el Pleistoceno superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 mil años, es decir, a mediados de la tercera glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km de cráter, para terminar en las barracas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa.

Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango se reconoce un potente lahar ciclopeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del **Illinois Inferior** antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de los depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico.

Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias, si el viento lo deposita en ladera durante períodos de clima frío se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las lomas. Sin embargo si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos ricos en coloides, son característicos de **Sangamon**.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de las Lomas, así como el pie de ellas en la transición en la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.4 DEPÓSITOS DEL LAGO.

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello es solamente válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparece cuando esta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que denomina dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (Mooser, 1985). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las Lomas al poniente de la Ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (Zeevaert, 1953) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (Mooser, 1985) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la Fig. 1.4 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Se puede notar que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como formación Tarango (Zeevaert, 1953).

1.4.1 PROCESO DE FORMACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas, eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

1.4.2 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

- a) **Consolidación natural.** El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.
- b) **Consolidación inducida.** El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:
- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
 - La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
 - La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
 - La construcción de estructuras.

c) **Resistencia al corte.** Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de suelos descrita esquemáticamente a continuación:

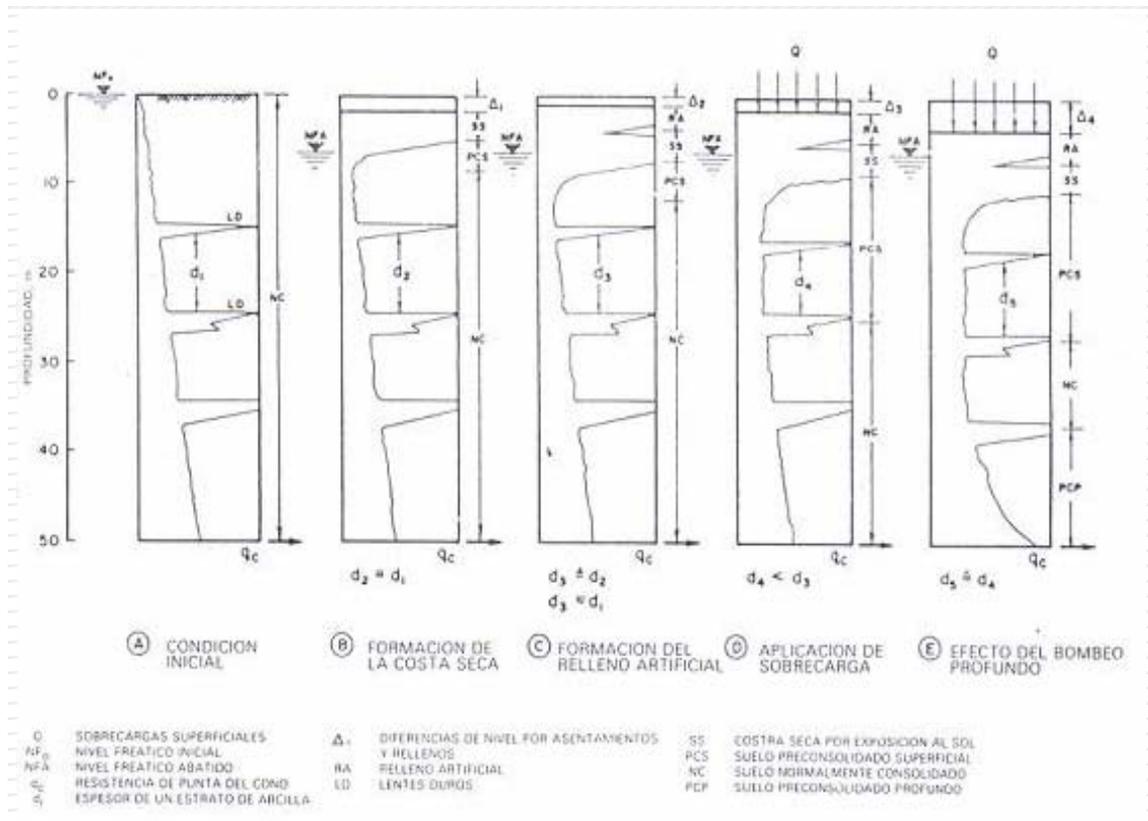


Fig. 1.5 Evolución de la resistencia al corte

1.4.3 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS

A) COSTRA SUPERFICIAL (CS).

Este Estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno superficial heterogéneo, a saber:

Relleno superficial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del Lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

B) SERIE ARCILLOSA LACUSTRE SUPERIOR.

El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Estos suelos se han indicado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

C) CAPA DURA.

La capa dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

D) SERIE ARCILLOSA LACUSTRE INFERIOR.

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

E) DEPÓSITOS PROFUNDOS.

Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

1.5 DEPÓSITOS DE TRANSICIÓN.

Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas – Planicie (Fig. 1.6).

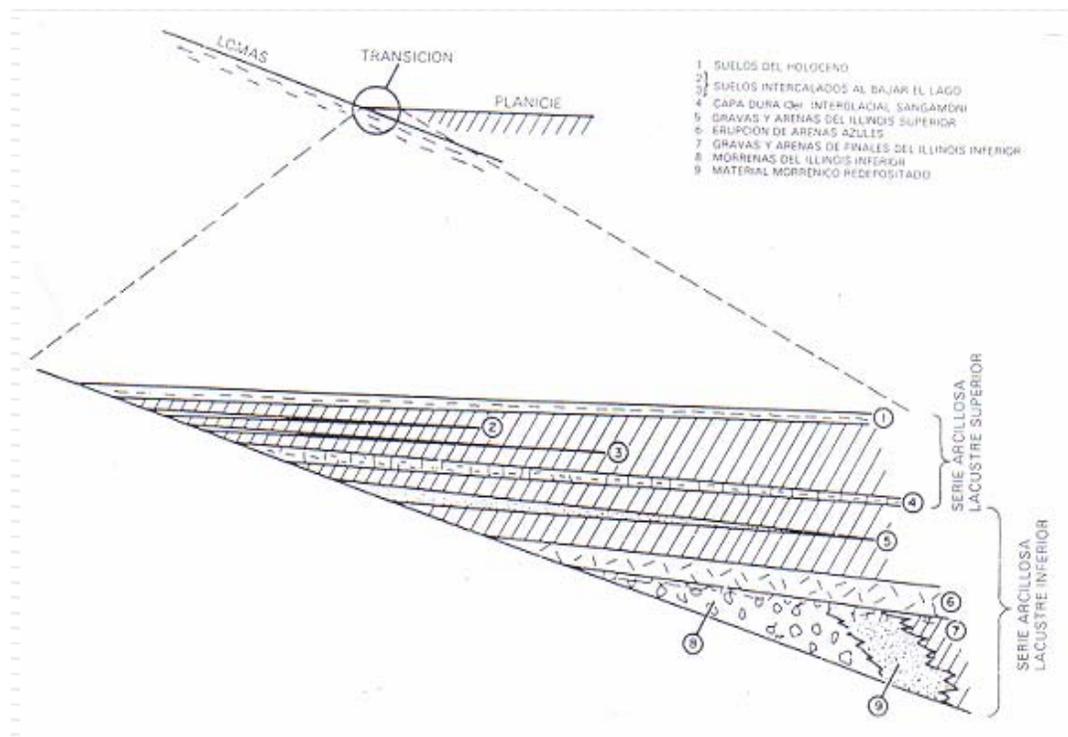


Fig. 1.6. Estratigrafía de la zona de transición

PROFUNDIDAD

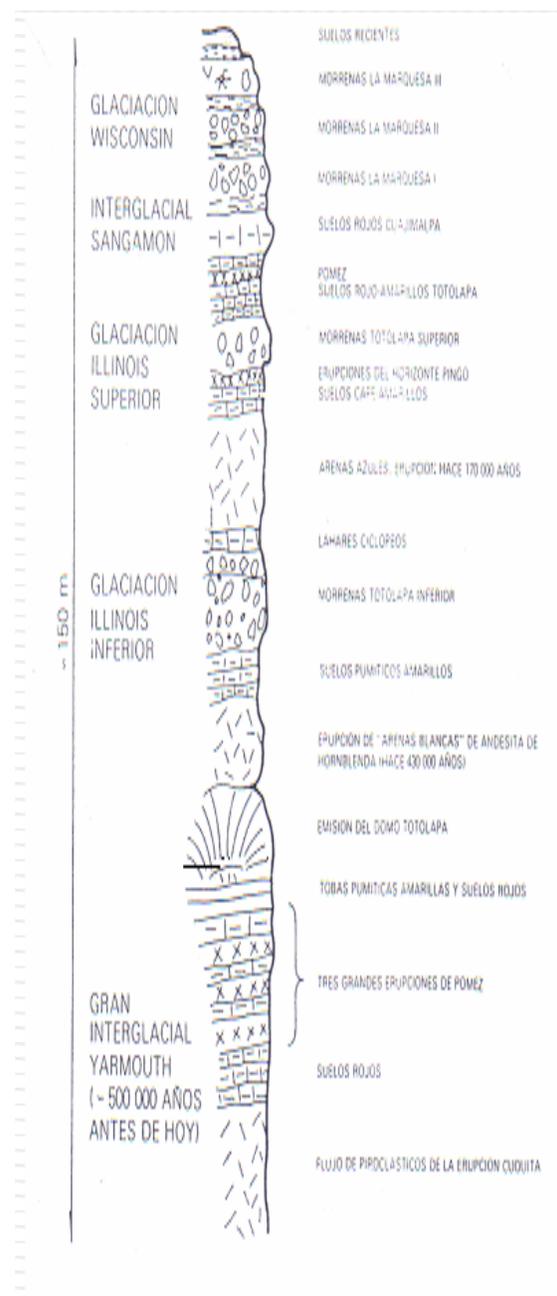
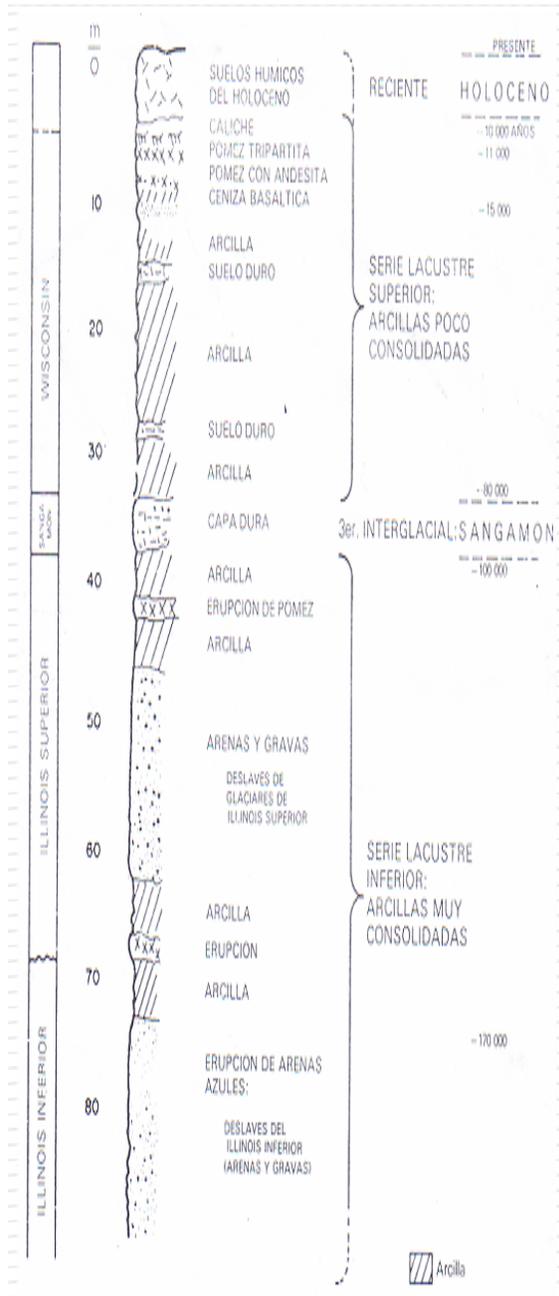


Fig. 1.4 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

Fig. 1.7 Estratigrafía de Las Lomas

El lago central nunca fue profundo, de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se

acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Ángel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleas, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la Fig. 1.6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos, así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta, ambas condiciones se describen a continuación.

1.5.1 CONDICIÓN INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas del río (Figs. 1.2 y 1.3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo. (Fig. 1.8). Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobre yacen a los depósitos lacustres, tal como lo muestra la Fig. 1.3, tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limo arcillosos del Holoceno, que se extienden desde el pie de Las Lomas sobre 2 ó 3 Km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepic hacia el sur.

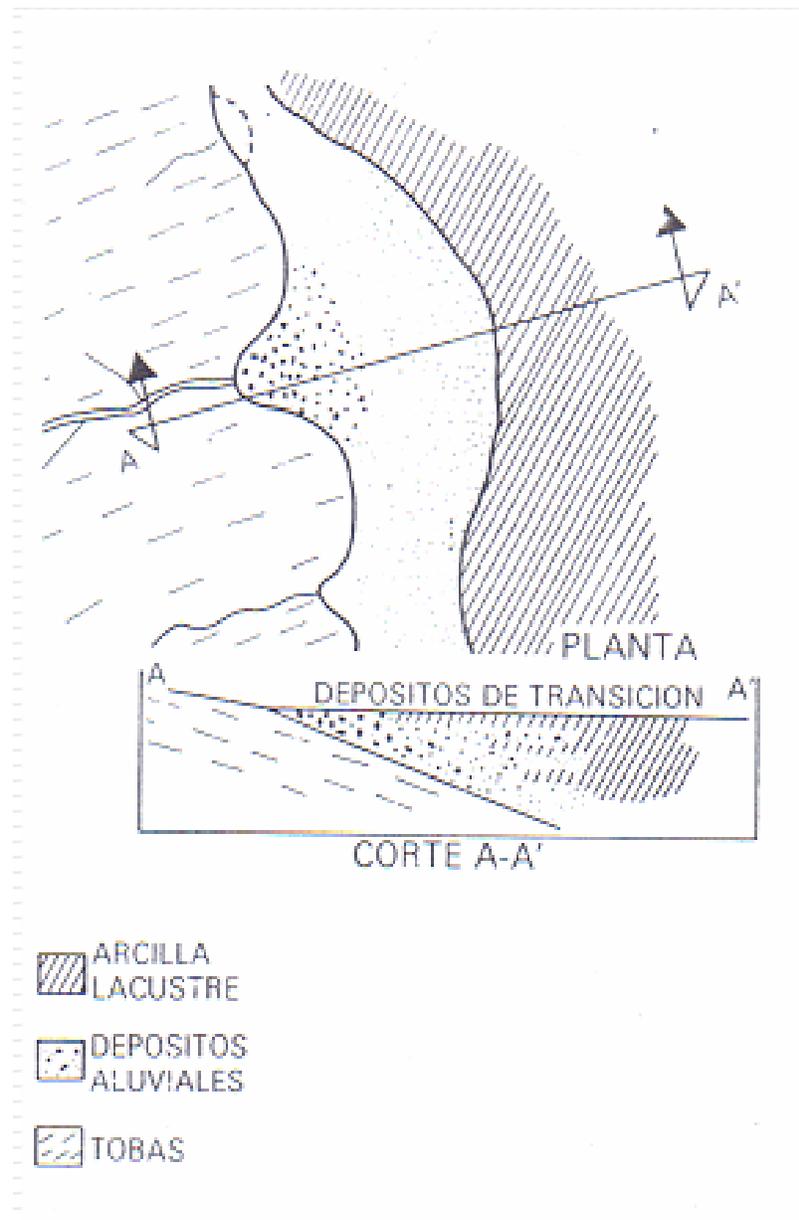


Fig. 1.8 Transición interestratificada ancha

1.5.2 CONDICIÓN ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS.

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (Fig. 1.9). Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del marqués, el cerro de

la Estrella y el cerro del Tepeyac, la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos. Cabe mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgados de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales.

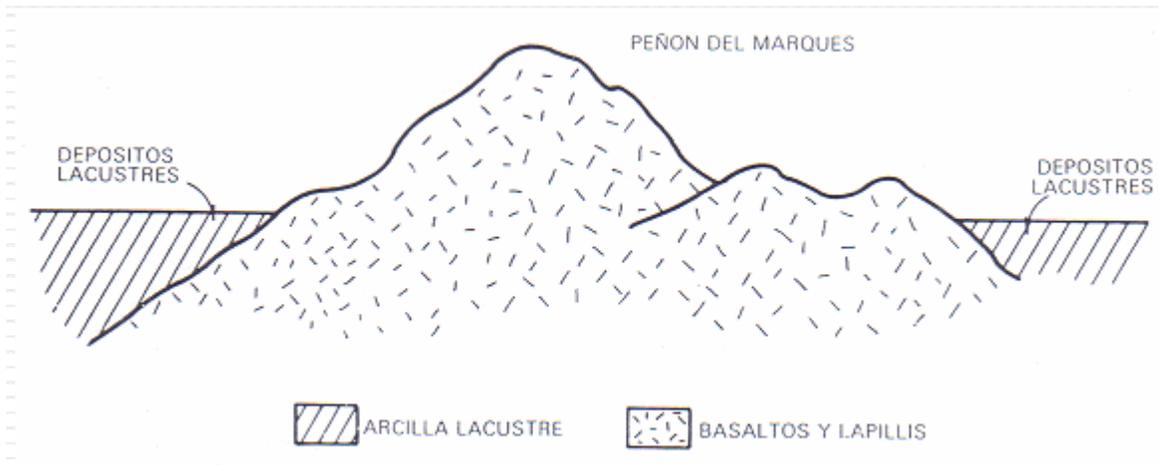


Fig. 1.9 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

1.6 DEPÓSITOS DE LOMAS

En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés, según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la Fig. 1.7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluviglaciales más antiguos.

1.6.1 ZONA PONIENTE.

Esta zona está formada por la sierra de las cruces y el pedregal del Xitle.

1.6.1.1. SIERRA DE LAS CRUCES.

Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluvioglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos representan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

1.6.1.2 PEDREGAL DEL XITLE.

Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro, en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (Fig. 1.10). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Ángel, San Francisco, Santa Úrsula, Carrasco y Padierna.

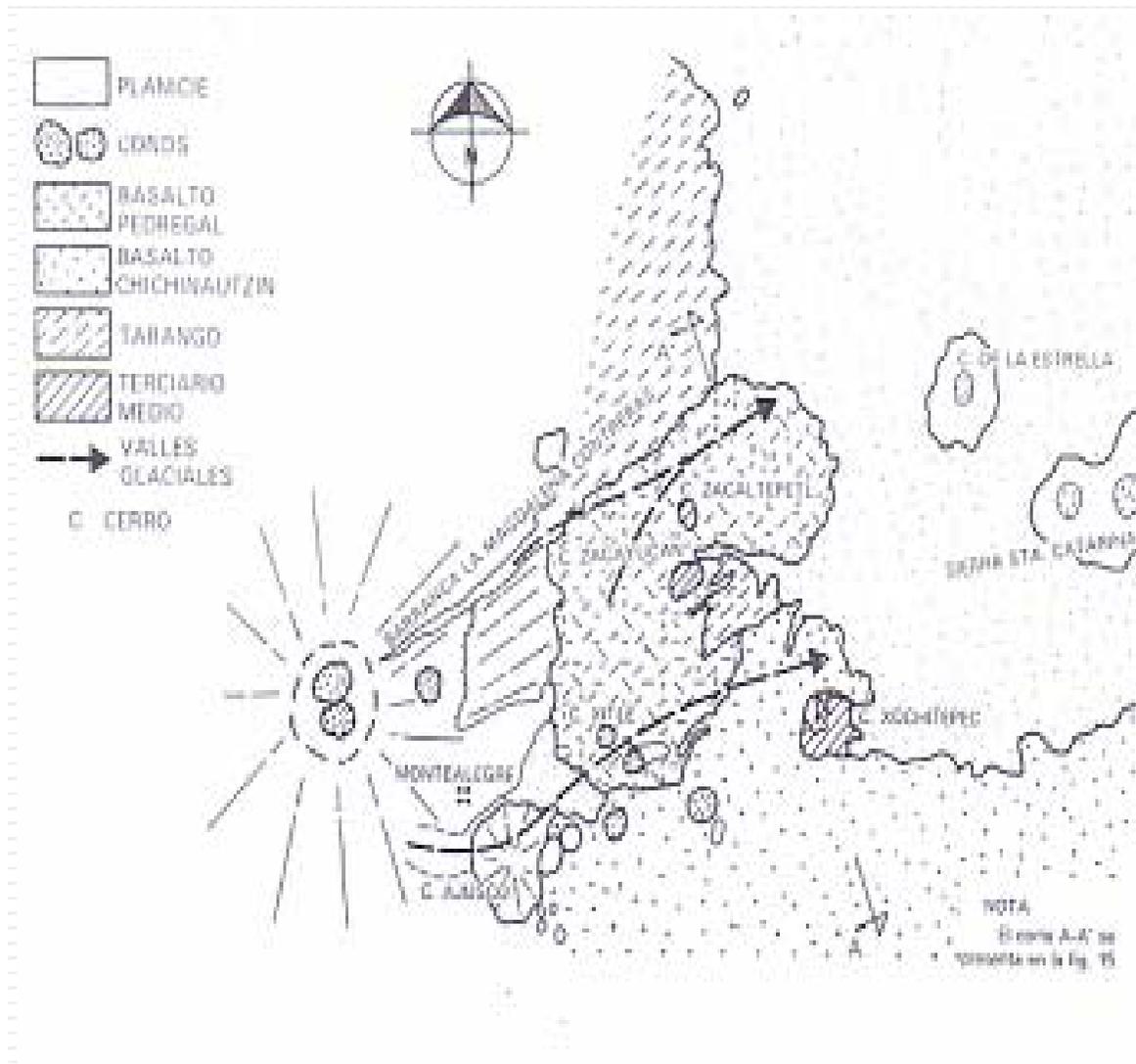


Fig. 1.10 Geología del pedregal del Xitle

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de la Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Ángel. Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en san Angel, por consiguientes, debajo de las lavas del pedregal de san Angel deben existir importantes acumulaciones de morenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la Fig. 1.11 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

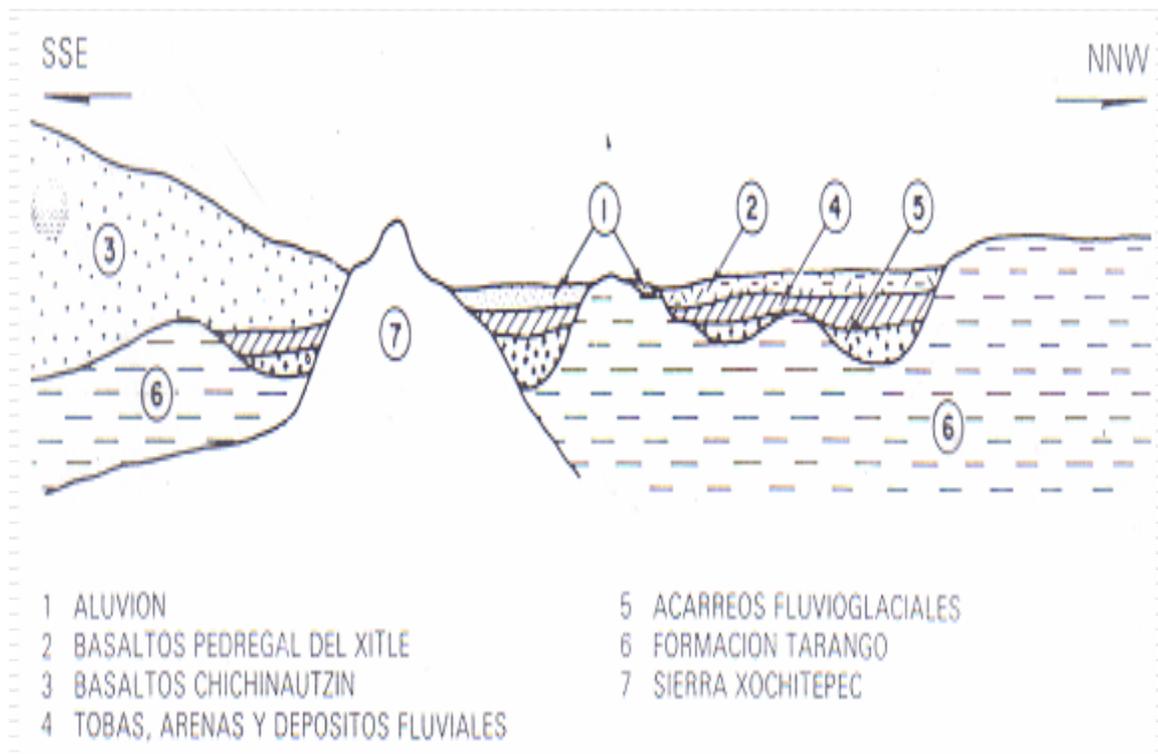


Fig. 1.11 Sección Chichinautzin -Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A de la Fig. 1.10)

1.6.2 ZONA NORTE

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas, que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el Noroeste. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al Nornoreste, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra de santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

1.7 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de una estructura durante la construcción y funcionamiento de una obra, así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo, planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas y establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en una obra.

1.7.1 - ZONA DEL LAGO

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de las cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

1.7.1.1 LAGO VIRGEN

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo el reciente

desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. En la tabla 2 se presentan las propiedades medias de los estratos.

Tabla 2. Estratigrafía y propiedades, Lago Virgen

Estrato*	Espesor [m]	γ , [t/m ³]	c [t/m ²]	Φ , [°]
Costra superficial	1 a 2.5	1.4	1	20
Serie arcillo superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1	-
capa dura**	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.7.1.2 LAGO CENTRO I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre lago Virgen y lago centro II. Las características estratigráficas propias de esta zona se presentan en la tabla 3

Tabla 3. Estratigrafía y propiedades, Lago Centro I

Estrato*	Espesor [m]	γ , [t/m ³]	c [t/m ²]	Φ , [°]
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillo superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.7.1.3 LAGO CENTRO II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

- Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales
- Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo
- Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida. En la tabla 4 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

Tabla 4 Estratigrafía y propiedades, Lago Centro II

Estrato*	Espesor [m]	γ , [t/m ³]	c [t/m ²]	Φ , [°]
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillo superior	20 a 25	1.3	3	-
capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.7.2 ZONA DE TRANSICIÓN.

1.7.2.1 INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE.

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; es esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre la zona de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la capa dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación:

Transición alta. Es la subzona de transición más próxima a las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barracas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas. La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 5

Transición baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del lago centro I ó II, teniendo en cuenta que la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, además de que los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros y que existe interestratificación de arcillas y suelos limo arenosos, así mismo se presentan mantos colgados.

Tabla 5 Estratigrafía y propiedades, Transición Alta

Estrato*	Espesor (m)	γ , (t/m ³)	c (t/m ²)	Φ , (°)
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie

1.7.2.2 ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS.

Es la transición entre la zona del lago y Cerros aislados como el del Peñón de los baños, en la que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes delgados de travertino silicificado.

1.7.3. ZONA DE LOMAS

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces: horizontes de cenizas volcánicas, capas de erupciones pumíticas, lahares, avalanchas ardientes, depósitos glaciales, fluvioglaciales y fluviales, y suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del

suelo granular en estado suelto. De lo anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria.

La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos.

1.8 HUNDIMIENTO REGIONAL

El hundimiento se atribuye principalmente al fenómeno de consolidación de la arcilla compresible ocasionado por la explotación del agua del subsuelo. Sin embargo, en los últimos años se han perforado pozos de bombeo en los lomeríos del poniente, en la zona considerada de baja compresibilidad, con abatimiento de los niveles piezométricos que se supone alcanzan valores hasta de 30 ton/ m². Esto ha dado lugar a hundimientos del terreno apreciables, a pesar de la baja compresibilidad de los suelos afectados. Lo mismo ocurre en la zona de transición.

Se estima que actualmente se extrae de los sistemas de pozos municipales un gasto de aproximadamente 8 m³/seg. Comparando las curvas de hundimiento en el período junio 1966 - marzo 1970 con las del período 1963 -1966 (Comisión Hidrológica de la Cuenca del valle de México: CHCVM, 1968) destacan los siguientes puntos:

En áreas de la zona del lago anteriormente sujetas a hundimientos pequeños, la velocidad de este hundimiento de ha acelerado. Un caso de éstos ocurre en el área con centro de gravedad en la Calzada de Tlalpan y Municipio Libre. En ella la velocidad del hundimiento medio en el período 1963-1966 fue de 3 cm/año, mientras que en el período 1966-1970 resulta una velocidad de 17 cm/año. En áreas céntricas se observan comportamientos similares. Al contrario de lo expuesto anteriormente, en la misma zona existen áreas donde la velocidad de hundimiento ha disminuido, como ocurre alrededor de San Juan de Letrán y República del Salvador

En ciertas porciones de la **zona de transición**, debido a la explotación de acuíferos profundos, han ocurrido abatimientos fuertes de la presión de poro y se presentan hundimientos importantes en algunos sitios poco afectados con anterioridad. Hay áreas en las que no se observan en las estructuras, lo cual es índice de que los enjucamientos del terreno están ocurriendo en capas profundas, situadas abajo del desplante de las cimentaciones. Sin embargo hay otras áreas

de la misma zona en las que los espesores de arcillas compresibles son mayores y en donde sí ocurren enjutas arriba del nivel de desplante.

Algunos sitios de la zona de Lomas, donde se han realizado nivelaciones, muestran hundimientos. Un caso es el reportado por la CHCVM en el anillo periférico.

Al analizar la historia reciente de hundimientos del área urbana de la ciudad se concluye que, en los últimos cuatro años, el comportamiento ha sido irregular. El hecho de que, en algunos puntos con historia de nivelaciones prolongadas, el hundimiento tienda a disminuir monótonamente con el tiempo en los últimos 20 años, sólo proporciona una idea general de la evolución del fenómeno. Generalizar esta condición a otros puntos de la Ciudad, resulta peligroso, pues el comportamiento local puede ser contrario.

CAPITULO DOS

ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Para que se pueda proyectar una buena cimentación, se debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones necesarias de campo laboratorio para obtener esa información se le llama exploración de suelo y programa de exploración, el método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma forma, se dispone de una gran variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo.

En algunos casos, se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto.

En esta investigación se estudiarán seis tipos de pruebas

- 1) Exploración profunda.
- 2) Pozos y cielo abierto.
- 3) Cono eléctrico.
- 4) Cono Mecánico
- 5) Tubo pared delgada.
- 6) Prueba de laboratorio.

2.1 EXPLORACIÓN PROFUNDA

2.1.1 SONDEOS HECHOS CON BARRENAS.

La herramienta más sencilla para hacer un sondeo en el terreno es la barrena. Aunque puede hacerse sondeos con barrenas de mano a profundidades mayores a 30 m, añadiendo tramos sucesivos al vistazo de la barrena, se usan más comúnmente en conexión con las investigaciones en suelos para ferrocarriles,

carreteras o para la construcción de aeropuertos, donde es usualmente necesario explorar a profundidades mayores de aproximadamente 4 m.

Además, hay barrenas portátiles impulsadas mecánicamente en diámetros que varían de 7.5 a 30.5 cm. o más.

Estas se usan con frecuencia para hacer agujeros más profundos en suelos que tengan suficiente cohesión que eviten que se derrumben las paredes al extraer material. También se usan mucho las máquinas perforadoras de tipo de barrena y de cubeta montadas en camiones, para la perforación de sondeos grandes para inspección.

Si las paredes de sondeo no se sostienen solas, pueden evitarse el derrumbamiento utilizando un tubo llamado ademe; el ademe se hinca una corta distancia en el terreno y se hinca con la barrena, luego se van añadiendo tramos de ademe, se vuelve a hincar y nuevamente se limpia.

El ademe rara vez se usa con barrenas de mano, y su uso es incómodo en las barrenas de propulsión mecánica debido a que la barrena debe sacarse mientras se hinca el ademe.

Por lo tanto, las barrenas no se usan comúnmente en materiales que requieren soporte lateral, una excepción es la barrena de vástago hueco, que funcione como su propio ademe.

2.1.2 SONDEOS CON BARRENAS DE VÁSTAGO HUECO.

El equipo de perforación con lavado se reemplaza frecuentemente con perforadoras montadas en camiones y tractores, que pueden hacer girar una barrena para hincarla en el suelo. Las perforaciones pueden hacerse rápidamente hasta profundidades de 60 m, usando espas helicoidales continuas como vástago hueco a través del que pueden hacerse funcionar herramientas muestreadoras. De esta manera, no se trata de que la barrera funcione como muestreador sino que se usa para avanzar y ademar el agujero simultáneamente. Se sacan el tapón, la barra central, y se introducen el muestreador y su varilla.

En los suelos cohesivos se usa frecuentemente la barrena de vástago hueco sin tapón, ya que estos materiales penetrarán en la boca del tramo de barrena mas bajo, solamente 5 o 10 cm. , antes de formar su propio tapón. Luego puede hincarse el muestreador o hacerse penetrar con lavado a través del tapón de tierra en el material inalterado las barrenas que se usan con más frecuencia son los diámetros interiores de 63.5u 85.7mm.

Cuando se usa la barrena de vástago hueco en los suelos sin cohesión abajo del nivel freático, las presiones en exceso de la hidrostática pudieran empujar la

arena saturada, varios metros en el vástago al quitar el tapón, lo que afloja el material que esta debajo del vástago, por lo que las indicaciones sobre su capacidad relativa serán demasiado bajas. También se requiere de procedimientos de limpieza especiales para lavar el material de vástago antes de proseguir con el muestreo. Por lo tanto bajo estas condiciones no debe usarse el tapón, y el agua debe mantenerse dentro del vástago a un nivel superior al del agua freática.

2.1.3 PERFORACIÓN CON LAVADO.

Un procedimiento sencillo para hacer sondeos relativamente profundos en los depósitos del suelo es el lavado.

Comienza la perforación haciendo un tramo de ademe, con diámetro de 5 a 10 cm, a una profundidad de 1.50 a 3.0 m, luego se limpia el ademe utilizando una broca de trépano sujeta el extremo inferior del tubo de lavado que se introducen en el ademe. Se inyecta agua en el tubo de lavado, misma que sale a elevada velocidad por el pequeño agujero de la broca, luego el agua se sube arrastrando fragmentos de suelo, a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de lavado. Derrama en el extremo superior del ademe a través de una conexión en T en una cubeta, en la cual se bombea nuevamente a través de una manguera en el tubo de lavado. La conexión entre la manguera del agua y el tubo del lavado se hace por medio de una cabeza giratoria, de manera que el tubo de lavado el trépano puedan hacerse girar al subir y bajar en el suelo en el fondo del agujero. Esto facilita el corte. Se alarga el tubo de lavado y se hinca otro tramo de ademe conforme se avanza la perforación, y sin embargo si el material se sostiene sin derrumbarse, no es necesario prolongar el ademe mas de 3 o 4.5 m debajo de la superficie del terreno.

Aunque este procedimiento ha sido remplazado en gran parte por el uso de máquinas perforadoras montadas en camiones, permite penetrar en todos los suelos, menos en los estratos más resistentes. Como el equipo es sencillo y ligero, puede usarse en sitios relativamente inaccesibles, a los que no pueden llegar los camiones grandes y pesados.

2.1.4 PERFORACIÓN CON UNA BARRENA ROTATORIA.

La perforación en una barrena rotatoria puede usarse en roca, en arcilla, y aún en arena, es el método más rápido para penetrar en materiales muy resistentes, a menos que el depósito esté muy suelto o muy fisurado. En éste método, una broca que gira rápidamente corta o muele el material en el fondo del sondeo para reducirlo en pequeñas partículas, las partículas las saca el agua o el líquido de perforación que se use, de modo semejante a los sondeos por lavado. Para obtener una muestra, se quita la broca y se reemplaza por un muestreador.

En una exploración del subsuelo con perforadoras rotatorias, el ademe es usualmente innecesario, excepto cerca de la superficie del terreno. El colapso de la perforación se evita empleando líquido para perforación que consiste en una papilla de agua y arcilla; este líquido conocido como cloro de perforación o lodo bentonítico, recubre y soporta las paredes del barreno y tapa los estratos penetrables. Los diámetros de los sondeos hechos con máquina para la exploración de cimentaciones normalmente varían de aproximadamente de 5 a 20 cm.

2.1.5 PERFORACIÓN POR PERCUSIÓN.

Si la perforación debe atravesar estratos de suelo el método adecuado para explorar éstos depósitos es el de percusión. En este método se levanta y se deja caer una barrena pesada de modo que muele el material inferior o hasta que tenga la consistencia de limo. De ser posible el sondeo se mantiene seco, excepto por una pequeña cantidad de agua que forma lodo con el material molido por la broca. Cuando la acumulación de lodo interfiere con la perforación exacta del barreno las herramientas de la perforación el lodo se retira con un achicador. El sondeo puede ademarse si se derrumba. Aunque la perforación por percusión se usa frecuentemente para la exploración de pozos de agua, generalmente no se presta para la exploración cuando deben obtenerse muestras intactas para su identificación y prueba.

2.2 POZOS A CIELO ABIERTO

El pozo a cielo abierto permite: a) observar directamente las características estratigráficas del suelo, y b) rescatar las muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de Lomas y de algunas transiciones.

Excavación manual: El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 750 Kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además, si el nivel freático esta cercano a la superficie, puede requerirse una bomba eléctrica con puntas eyectoras, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

Excavación con máquina: Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar; como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más

ligeras (tipo Cadweld) pueden perforar hasta 15 m en diámetros de 0.08 m y las más pesadas (tipo Watson o Soilmec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar. Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar el material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta.

Como regla, los taludes se hacen tan verticales como el material lo permita, ya que los pequeños derrumbes no tienen importancia, ya que el costo de extraer el material en los derrumbes es mucho menor que el de la excavación adicional necesaria para tener taludes menos inclinados.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad se determinan por la experiencia. La mayor parte de las arenas tienen pequeñas cantidades de material cementante, o aparentan un cierto monto de cohesión debido a la humedad que contienen. Esta cementación no garantiza la seguridad de los taludes expuestos permanentemente, aunque son útiles mientras la excavación este abierta.

El talud máximo que en un suelo arcilloso puede soportar, es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla.

Además las arcillas rígidas comúnmente desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si éstas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas en los taludes.

2.2.1 POZOS A CIELO ABIERTO Y SOCAVONES

En algunas circunstancias es ventajoso inspeccionar las formaciones subterráneas en su estado natural, lo que puede realizarse haciendo excavaciones a cielo abierto y socavones de diámetro grande o perforando túneles a través de los manantiales. La sección expuesta en estas aberturas debe ser examinada no solo por ingenieros, sino también por geólogos.

Ordinariamente no es económico efectuar un programa completo de exploración por estos medios, pero la inspección directa de un depósito extremadamente variable, puede proporcionar una impresión más válida de su naturaleza que la que puede obtenerse de muchos sondeos. Estas aberturas proporcionan un medio de obtener muestras inalteradas elaboradas a mano que son esenciales para ejecutar pruebas de cargas en suelos y rocas.

Pueden perforarse barrenos de inspección relativamente baratos, con diámetros comprendidos entre 0.2 y 1.2 m en roca, utilizando brocas con balines de acero. Las perforaciones de este tipo se usan principalmente en la exploración para cimentaciones de presas, pero bajo ciertas circunstancias han sido útiles en otro tipo de estructuras.

Existen grandes barrenos con diámetros hasta de 2 m que se usan comúnmente para explorar los depósitos de suelo a profundidades mayores de 15 m. Para protección se usan algunas veces ademes de gran diámetro con compuertas que pueden cerrarse.

La inspección directa de formaciones de roca puede hacerse en perforaciones tan pequeñas como 5 o 10 cm, gracias al desarrollo de cámaras de televisión que permiten inspeccionar la roca u obtener filmaciones para su posterior estudio.

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.

2.3 CONO ELÉCTRICO.

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

El equipo necesario es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con defórmómetros eléctricos (strain gages), (Santoyo E. y Olivares A. 1981) usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de más-menos 1kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton. y resolución de más-menos 2 Kg; en la Fig. 2.1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm. De diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm. De diámetro exterior, por cuyo interior sale al cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad.

El penetrómetro eléctrico permite obtener con precisión los cambios estratigráficos utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (Fig. 2.1)

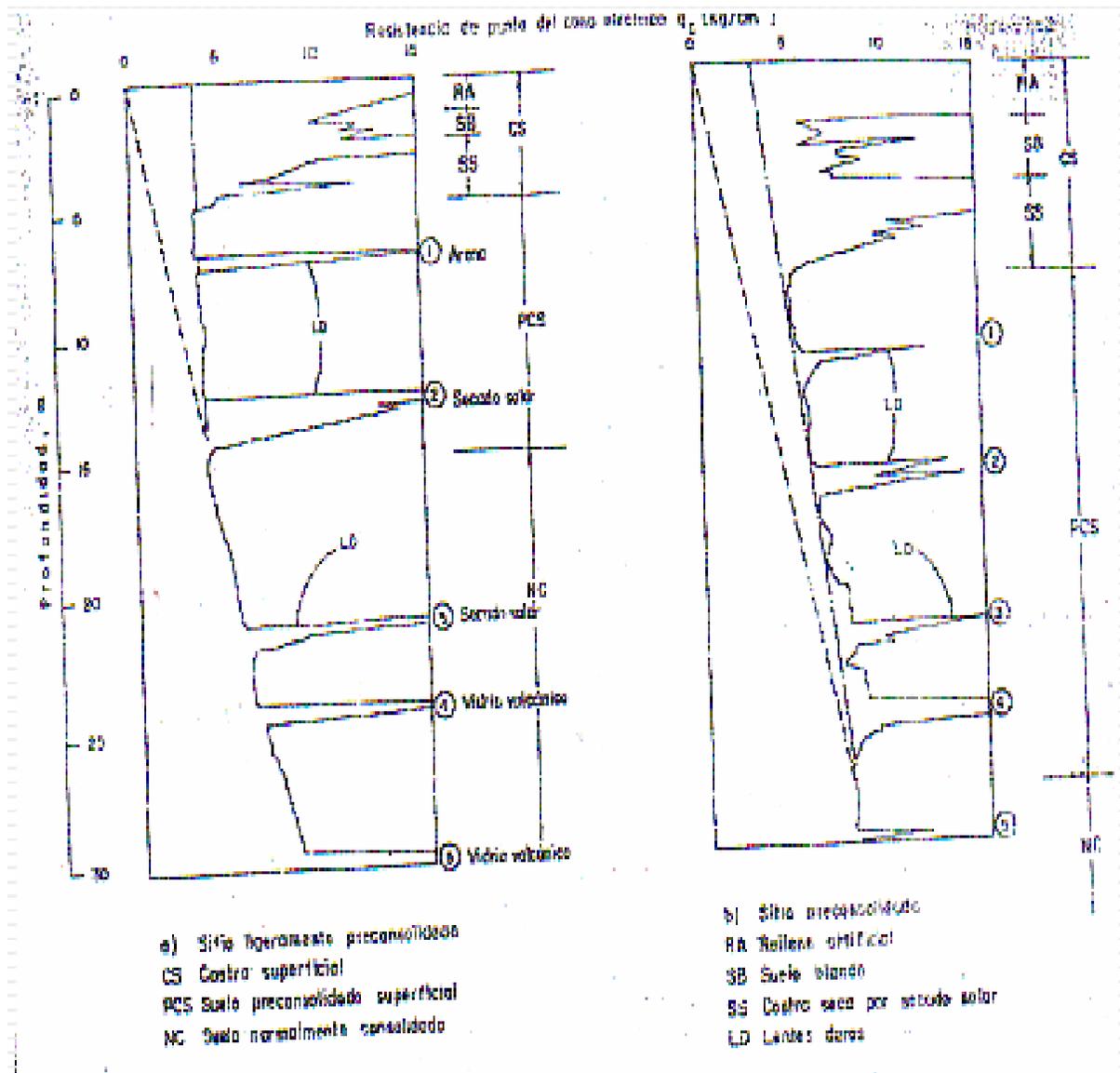


Fig. 2.1 TIPOS DE VARIACIÓN DE RESISTENCIA DE PUNTA

En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigráfica definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

En los parámetros de resistencia de los suelos cohesivos la resistencia al corte en condiciones no drenada se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k}$$

Donde

C_{uu} resistencia al corte no drenada, en t / m²

q_c resistencia de punta de cono, en kg / cm²

N_k coeficiente de correlación.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

2.4 CONO MECÁNICO

Su objetivo es determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable que la del cono eléctrico porque las fallas de trabajo son poco frecuentes; en cambio, su sensibilidad y precisión son menores del cono eléctrico.

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm. de diámetro exterior y 1.6 cm. de interior, en tramos de 1m. de longitud, unidos con cuerdas de 1m. de longitud y 1.5 cm. de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

La punta del cono puede ser de dos tipos: a) la Delft (Fig. A) que únicamente permite determinar la resistencia de punta, b) la Begemann (Fig. B) que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción (Sanglerat, G. 1972).

Los resultados obtenidos son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanente gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondan suelos blandos.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla entre las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

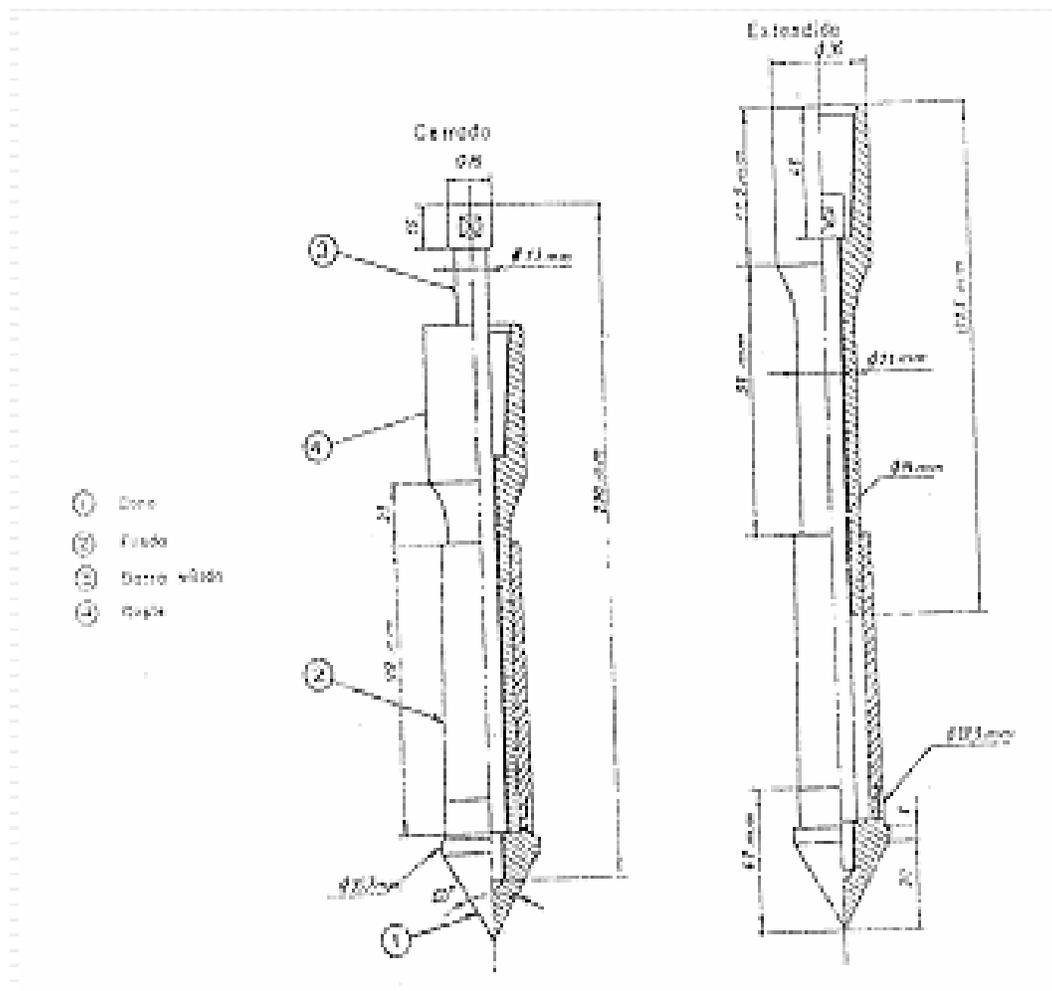


Fig. A. PUNTA DELF

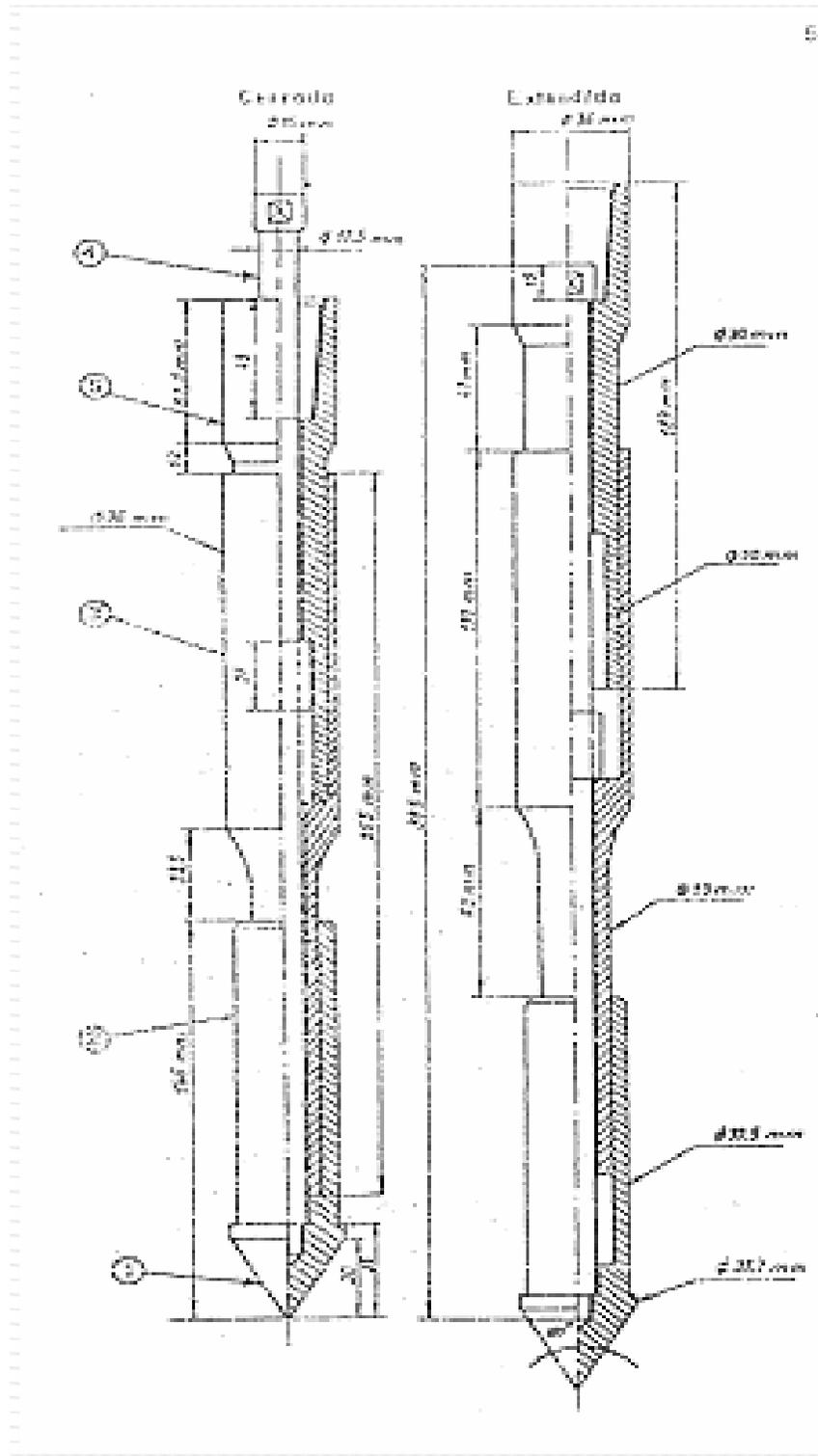


FIG. B PUNTA BEGEMANM.

Los resultados obtenidos son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanente gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondan suelos blandos.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla entre las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

2.5 TUBO DE PARED DELGADA

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente alteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que hinca al muestreador desde la superficie.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubo de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secados de laminas de suelo, permitió a Hvorslv (Hvorslev, 1949) fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la figura 2.2.

El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones específicas (figura 2.3). En la referencia de Hvorslv (Hvorslev, 1949) describe dos métodos para esta operación: El más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle la forma de la figura 2.2

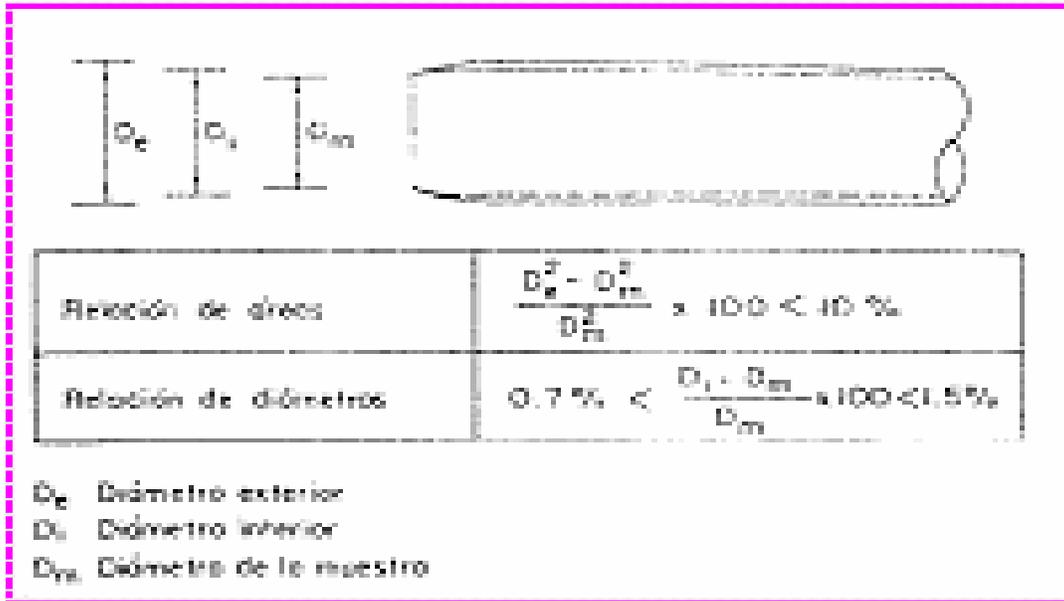


FIG.2.2 RELACIONES DE ÁREAS Y DIÁMETROS

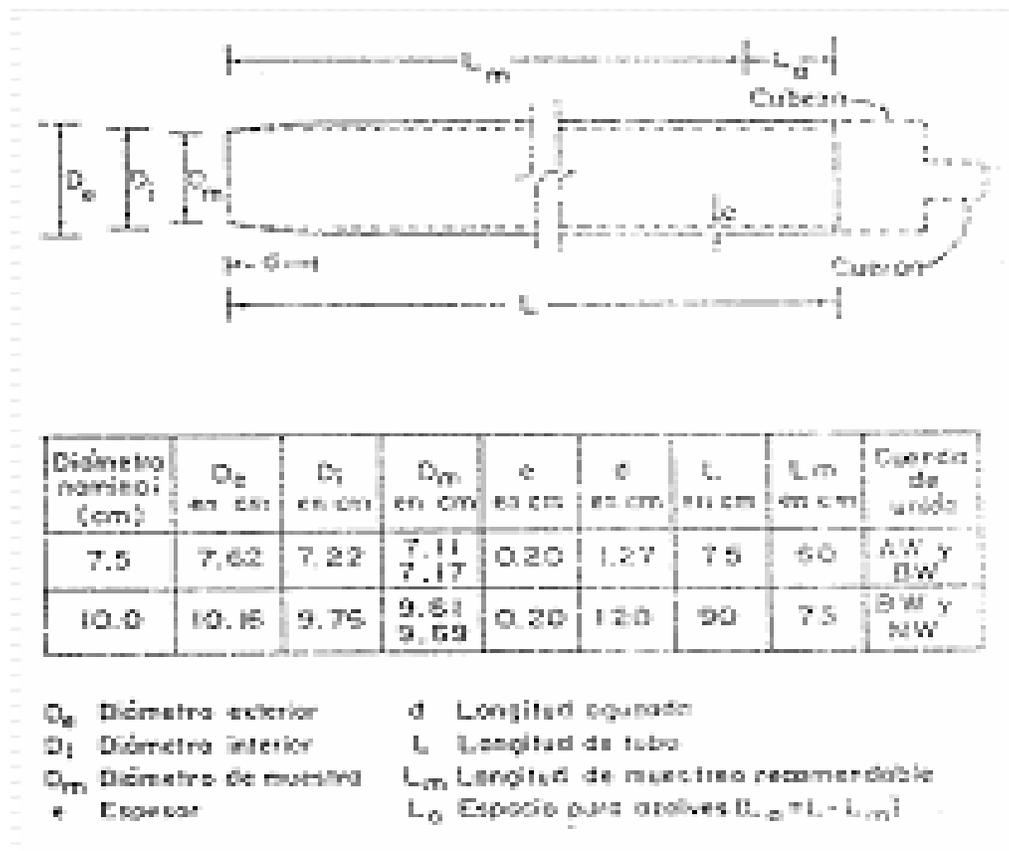


FIG. 2.3 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lamina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado.

Estudios señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blandos cohesivos debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo (ISSMFE, 1978). Sin embargo, en la Ciudad de México se han establecido rutinas de trabajo en campo, entre las cuales se cuenta el muestreo inalterado con tubos Shelby y los procedimientos de perforación a rotación y por lavado; esto provoca que el muestreo inalterado sea generalmente de baja calidad y lleve a subestimar las propiedades del subsuelo, resultando un sobrediseño geotécnico. Actualmente es preciso modificar al menos las técnicas de perforación, de manera que la alteración al subsuelo sea la mínima posible, y provisionalmente seguir empleando el muestreo con tubos Shelby, admitiendo que se extraen muestras ligeramente alteradas.

2.6 PRUEBAS DE LABORATORIO

Los puntos importantes en un estudio de campo y laboratorio son los siguientes:

- a. Conocimiento de los tipos de suelo en la columna estratigráfica.
- b. Determinación de los contenidos de humedad para su correcta clasificación, así como la posición del nivel freático.
- c. Determinación de la resistencia a la penetración.
- d. Determinación a la resistencia al corte
- e. Determinación de los coeficientes de compresibilidad.

Con el conocimiento de estos valores, se podrá explicar en una forma más exacta las expresiones determinadas en la mecánica de suelos, para el conocimiento de los hundimientos probables que tendrá la construcción a cimentar, la capacidad y tipo adecuado de pilote a utilizar y en general se conocerán ampliamente los resultados que se pueden esperar de los diferentes tipos de cimentación que se propongan y hecho lo anterior, la cimentación elegida será la mas adecuada, y tal vez la mas económica.

Es preciso señalar que es un ahorro falso el evitar hacer estudios de subsuelo por más experiencia que se tenga pues se puede caer en soluciones sobradas e incontestables o en soluciones inadecuadas que a la larga resultan en recimentaciones costosas.

Las pruebas de laboratorio que son más útiles en el caso de cimentaciones compensadas son:

1. Determinación de propiedades índice (γ , w %, LL, LP, IP).

2. Análisis granulométrico.
3. Pruebas de compresibilidad.
4. Pruebas de expansividad.
5. Pruebas de resistencia y de deformabilidad.

2.6.1 DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES ÍNDICE

2.6.1.1 PESO VOLUMÉTRICO

El peso volumétrico es la característica más importante que se debe tomar en cuenta para el diseño de una cimentación compensada, y debido que al suelo puede estar compuesto por diferentes materiales como arcilla, limo, arena, materia orgánica, fósiles etc. El peso volumétrico puede ser muy variable entre un material y otro, por lo que el peso volumétrico se obtiene dividiendo el peso de material entre la unidad de volumen y así obtengamos γ .

2.6.1.2 CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo w , y usualmente se expresa en porcentaje.

El método convencional consiste en determinar el peso de agua removida por secado en un horno con temperatura constante de 110 ± 5 grados centígrados, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco.

Se introduce espécimen y recipiente en el horno y se mantienen ahí hasta alcanzar un peso constante. Al sacarlos del horno se colocan dentro del desecador y después de que se enfrían se pesan, para determinar el peso del agua perdida durante el secado.

La determinación de contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que más frecuentemente se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos; la variación del contenido del agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico.

2.6.1.3 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, dependen en gran parte de la humedad. Cuando el contenido de agua es muy elevado, se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática con el

esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta llegar a un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de comprensión y tensión considerables.

Procedimiento:

1. La copa de Casagrande debe ser ajustada para que tengan altura de 1 centímetro exactamente.
2. Del material que se preparó y se guardó en frascos durante 24 horas se pone en la copa del aparato una cantidad de 50 gramos, se vuelve a mezclar hasta que la muestra quede homogénea; con una espátula se dispone del material hasta que su espesor máximo sea de 1 cm. y la superficie quede totalmente plana.
3. Se hace una ranura en el centro de la muestra.
4. Se da vuelta a la manija de forma uniforme a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requeridos hasta que cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1 centímetro
5. Con una espátula se mezcla el material y se repite la operación. Si el número de golpes es igual o se diferencia 1 golpe, se anota el resultado y el registro.
6. Se ponen a 30 gramos de la porción de la muestra en un vidrio de reloj.
7. Se pesa con una aproximación de 0.01.gramos y se anota en la columna: tara + muestra húmeda.
8. Se repiten los pasos tomando diferentes muestras para ir variando la consistencia del material. Es recomendable contar con 4 determinaciones que estén comprendidas entre 5 y 40 golpes.
9. Todos los vidrios de reloj con las muestras tomadas se introducen en un horno a 110 grados, durante 18 horas mínimo para que se sequen. Después se pesan y se ponen en una columna: tara + muestra seca.
10. Al obtener la cantidad de agua en % correspondiente a cada número de golpes, se construye la curva a número de golpes contra humedad del rallado semi logarítmico de la misma lámina. El límite líquido se encuentra donde el contenido de agua en la curva corresponda a 25 golpes.

2.6.1.4 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

Procedimiento:

1. Del material remoldeado preparado para determinar el líquido se toma una porción de 20 a 40 g y se extiende en la placa de vidrio para que pierda agua.
2. Cuando el espécimen alcanza una consistencia plástica no pegajosa, se levanta y se divide en porciones, con cada una de las cuales se forma un cilindro de 30 mm. de diámetro.
3. El rolado debe hacerse con movimientos de la mano hacia atrás y hacia delante, de tal forma que todo el rodillo alcance un diámetro uniforme.
4. El procedimiento anterior se repite hasta que el suelo sea secado al punto al que habiendo alcanzado un diámetro de tres milímetros se agrieta y disgrega en pedazos.
5. Se recogen los pedazos y se determina su contenido de agua, que corresponde con el límite plástico W_p .
6. Lo descrito se repite con otras porciones plásticas iniciales, y el valor de W_p es el promedio de tales determinaciones, siempre y cuando estos valores no difieran entre sí más de 5% del promedio.

2.6.1.5 DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Conocidos los límites de la consistencia W_L y W_p , el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas se conoce como índice de plasticidad I_p :

$$I_p = W_L - W_p$$

2.6.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

El análisis granulométrico consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución de los granos en un suelo es posible formarse una idea de otras propiedades del mismo.

Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, por el método hidrómetro, o bien, combinando ambos.

El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula.

El método de hidrómetro se basa en la aplicación de la Ley de Stokes a una esfera que cae libremente en un líquido.

El análisis combinado o total, consiste en la aplicación de los métodos antes citados, a las porciones gruesa y fina de un mismo material; este es el caso que comúnmente se presenta en los suelos que se emplean en la construcción de presas de tierra.

2.6.3 PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos - relación de vacíos o deformación unitaria y las curvas de consolidación deformación vs. tiempo para los incrementos de carga que se apliquen. Con la información citada se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

Debe planearse como premisa del ensaye que éste debe reproducir de la manera más fiel posible el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el espécimen en el campo, para el problema particular de que se trate, y tener presente que el espécimen solo se consolida en la dirección vertical, ya que sus dimensiones horizontales no cambian; el espécimen debe ser inalterado y representativo del estrato por estudiar.

Procedimiento:

Los procedimientos para obtener nuestras inalteradas se mencionaron con detalle al principio de este capítulo, el procedimiento de carga es el siguiente: La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a un espécimen delgado confinado en un anillo flotante rígido, y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas en las que se incrementa carga el espécimen experimentó una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se conoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión adicional ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo. Conocida como consolidación secundaria, que es más evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

El procedimiento convencional para cargar axialmente al espécimen consiste generalmente en aplicar durante 24 h un cierto incremento que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Se van aplicando las cargas de acuerdo a las

características del suelo y de la carga que vamos a aplicarle, no necesariamente ir duplicando los incrementos; por su parte, la descarga se hace en tres o cuatro decrementos.

Resultados:

La información obtenida durante el ensaye permite graficar la curva de compresibilidad (presión vs. relación de vacíos), en escala logarítmica, o en algunos casos en escala aritmética.

2.6.4 PRUEBAS DE EXPANSIVIDAD.

Se utilizan para obtener información sobre el comportamiento de un suelo arcilloso en un ensaye odométrico que permita estimar la magnitud de la expansión y su desarrollo con el tiempo, como consecuencia de una descarga de terreno (sobrecompensación) de cimentaciones o estructuras de cajón, al igual que la deformación por consolidación que experimentan los suelos bajo carga. La expansión por descarga es también un proceso que depende del tiempo.

Dependiendo del problema geotécnico del que se trate debe reproducirse en el laboratorio la magnitud de los esfuerzos involucrados; para esto se debe cuantificar el esfuerzo efectivo in situ a que estuvo sometido el espécimen en el campo, así como una estimación de la magnitud de la descarga que puede ocurrir por sobrecompensaciones.

El desarrollo de la prueba se controla con las gráficas tiempo-deformación tanto para las etapas de carga como de descarga; en cuanto al incremento de cargas se deben seguir las recomendaciones aplicables a las pruebas de consolidación, salvo que se agrega otro ciclo de carga y descarga.

2.6.5 PRUEBAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

2.6.5.1 COMPRESIÓN SIMPLE

El ensayo de compresión simple se realiza sobre muestras de suelo sin soporte lateral alguno.

Se trata de un ensayo rápido y por lo tanto sin expulsión del agua. Cuando el suelo puede asimilarse a coherente puro, puede hallarse la cohesión aparente, C_u , de forma muy simple, la cohesión es igual a la mitad de la tensión de compresión medida en el momento de la rotura.

$$C_u = \sigma_y/2$$

2.6.5.2 TRIAXIAL RÁPIDA (no consolidada, no drenada)

En este ensayo rápido el esfuerzo vertical se mide inmediatamente después de haber aplicado la carga vertical. La velocidad con que se realiza el ensayo es tal que no permite la evacuación del agua que contiene la muestra por lo tanto, no existe la consolidación de la misma.

Triaxial consolidada rápida (consolidada, no drenada) en este ensayo la probeta se deja consolidar bajo la presión vertical, introduciendo rápidamente el esfuerzo horizontal cuando esto haya sucedido.

Este ensayo es el adecuado en el caso en el que se quiera conocer el comportamiento de un suelo dotado de una carga vertical permanente al que se le introducen esfuerzos de corte a través de un vaciado rápido.

2.6.5.3 TRIAXIAL CONSOLIDADA LENTA (Consolidada, drenada)

En este ensayo el esfuerzo horizontal se aplica lentamente sobre una muestra ya consolidada por la carga vertical, de manera que no se introduce un nuevo escalón de carga (de la horizontal) hasta que no se hayan estabilizado las deformaciones debidas a la anterior. Si bien este es el procedimiento que mejor refleja la mayoría de los fenómenos naturales no puede ser aplicado más que a arenas, pues la lenta consolidación de las arcillas haría que un ensayo de este tipo se eternizara.

2.6.5.4 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Este aparato esta constituido por dos medias cajas, capaces de deslizar un sobre otra, que pueden contener una muestra de suelo de 10 x10 cm. , y de 1 a 1.5 cm. de espesor, la cual queda por sus dos caras directamente en contacto con dos placas porosas; los ensayos mecánicos de esta prueba permiten:

- Someter a la prueba a una presión vertical determinada.
- Deslizar horizontalmente la parte superior de la caja produciendo sobre la probeta un esfuerzo de corte.

Las deformaciones y los esfuerzos son medidos a través de comparadores y dinamómetros muy precisos.

Casos en los que se utiliza cada ensayo

Triaxial rápida: Durante el ensayo no se produce la consolidación de la muestra. Se utiliza en el caso de una puesta en carga rápida sobre un suelo poco permeable, el tipo del suelo es cohesivo.

Triaxial consolidada rápida: Consolidación bajo presión hidrostática antes de realizar el ensayo de rotura. Se utiliza para estudiar la variación de resistencia de un terreno poco permeable cuando actúa una carga rápida después de una consolidación previa, se utiliza en suelo cohesivo.

Triaxial consolidada lenta: La consolidación durante el ensayo es casi instantánea y se realiza a medida que se va aplicando la carga, se utiliza en los casos en que se analiza la estabilidad de un macizo pulverulento salvo en el caso de arenas movedizas, se utiliza en suelo granular.

CAPÍTULO TRES.

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

En el diseño de toda cimentación, deben considerarse los estados límite de falla y de servicio, para el caso de las cimentaciones compensadas se deberá verificar para cada estado límite lo siguiente:

a) De falla:

- 1) Flotación de la cimentación durante y después de la construcción
- 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- 3) Falla local o generalizada del suelo.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

b) De servicio:

- 1) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- 2) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones (acciones permanentes mas acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales).
- 3) Los movimientos diferidos debido al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación – suelo.

El valor esperado de cada movimiento debe garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

3.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

3.1.1 FALLA POR SUBPRESIÓN

Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera a la presión debido al peso del suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. La falla incipiente se presenta cuando:

$$\gamma_m h_m = \gamma_w h_w$$

En donde: γ_m = peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

γ_w = peso volumétrico del agua.

h_w = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.

h_s = espesor de la capa entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Por lo tanto para que no se presente falla por subpresión se debe cumplir que:

$$h_w < \frac{h_s \gamma_s}{\gamma_w}$$

Cuando el espesor h_s sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable h_w por medio de pozos de alivio. El propósito de los pozos de alivio es reducir la presión hidráulica en es estrato permeable para que no se presente una falla de fondo por subpresión.

Cuando el desplante de la cimentación es más bajo que el nivel freático, la excavación en seco exige abatir los niveles piezométricos iniciales. Contrario a lo que parece ser una idea muy generalizada, en los suelos compresibles dicho abatimiento no siempre requiere bombeo previo. En efecto, las descargas mismas debidas a la excavación pueden ser suficientes para hacer que, a corto plazo el decremento de presión de poro Δu en todo elemento de suelo bajo el fondo de la excavación sea mayor que el requerido para mantenerla seca. En ese caso lo único que hará falta será mantener dicha condición durante el tiempo que dure la excavación, para lo cual se requerirá modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación, forzándolas a ocurrir hacia el interior de la masa de suelo. Los gastos de bombeo necesarios para mantener esa condición en el subsuelo arcilloso de la Ciudad de México son generalmente pequeños, a menos que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad.

Una vez colada la losa de cimentación, la intensidad del bombeo puede reducirse paulatinamente, cuidando que en todo momento el peso de la estructura sea mayor que la resultante de la subpresión, o bien lastrando la subestructura.

Las fuerzas que se oponen a la flotación son, además del peso propio, las cargas actuantes directamente sobre la estructura y la adherencia de las paredes laterales del cajón con el suelo; aunque ésta última es incierta, y aún puede desaparecer por completo si ocurren tensiones laterales en el terreno por excavaciones vecinas y otras causas.

Tanto en el caso de que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad, como en el de programas de construcción que exijan períodos de bombeo muy prolongados, es aconsejable tomar medidas para limitar los asentamientos de estructuras vecinas, confinando el área de trabajo con tablestacas o muros impermeables que corten cualquier estrato arenoso o limoso, de permeabilidad mayor que la media, que se encuentre entre la elevación del nivel freático y la máxima profundidad de abatimiento piezométrico. La construcción del metro de la ciudad de México permitió probar fuera de toda duda las ventajas que para ese fin tienen los muros de concreto colados in situ, que pueden construirse de modo que constituyan parte de la subestructura.

Un método, frecuentemente usado en la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, para mantener o para incrementar el abatimiento piezométrico en una excavación es el bombeo electrosmótico (Flamand y Tamez, 1967)

Entre las ventajas de dicho procedimiento se mencionan la reducción del tiempo necesario para lograr cierto abatimiento piezométrico, la reducción de las expansiones en el fondo de la excavación, y el incremento de resistencia del suelo sujeto al flujo electrosmótico. Sin embargo, estudios de campo y analíticos indican que:

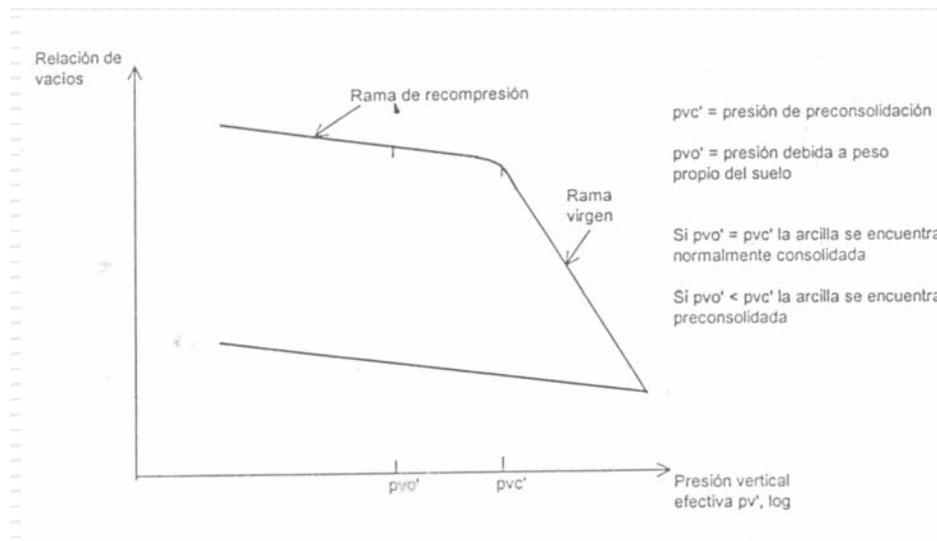
- El coeficiente de transporte electrosmótico (volumen de agua extraído electrosmóticamente del suelo bajo una intensidad de corriente unitaria durante una unidad de tiempo) es muy pequeño en las arcillas de la Ciudad de México, lo que hace que la eficiencia del bombeo electrosmótico sea muy baja.
- El agrietamiento del suelo que se presenta poco después de iniciar el bombeo, favorecido por la alta compresibilidad de las arcillas del Valle de México y por su fragilidad bajo deformaciones de extensión, rompe la continuidad de las tensiones en el agua intersticial y hace que la reducción de expansiones y el aumento de la resistencia se logren solo en el bloque limitado por la grieta más próxima al ánodo. En estas condiciones, la eficiencia del bombeo con electroósmosis se reduce y sus resultados son prácticamente los mismos que los del bombeo convencional, a tal grado que, por ejemplo, el gasto atribuible a transporte electrosmótico constituye aproximadamente el 8 por ciento del necesario para evitar filtraciones en una excavación típica de 7 m de profundidad en la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México.

3.1.2 FALLA LOCAL O GENERALIZADA DEL SUELO (CAPACIDAD DE CARGA)

En mecánica de suelos se entiende por capacidad de carga de un suelo, la resistencia máxima que puede desarrollar éste para soportar un peso encima, el cual inducirá esfuerzos en toda la masa del suelo, sin que se produzca un colapso o falla brusca. Conociendo la capacidad de carga de un suelo se pueden calcular las dimensiones de la cimentación necesarias para que el conjunto estructura – suelo trabaje en equilibrio.

En suelos altamente compresibles y normalmente consolidados no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente, pues cualquier incremento actuaría causando fuertes asentamientos. En cambio, si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente con tal de que dicho exceso no llegue a afectar la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión (Fig.3.1), con lo que los asentamientos resultantes serán bajos.

Fig. 3.1 Curva de compresibilidad. Arcilla no sensitiva



Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis; en otras teorías, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

Las diferentes teorías de capacidad de carga, solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas teorías el caso de suelos cohesivos-friccionantes.

3.1.2.1 ANÁLISIS LÍMITE DEL PROBLEMA DE CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS COHESIVOS.

La teoría de la Elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi –infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita (fig. 3.2).

Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen q/p y están aplicados en el semicírculo de diámetro igual a $2b$.

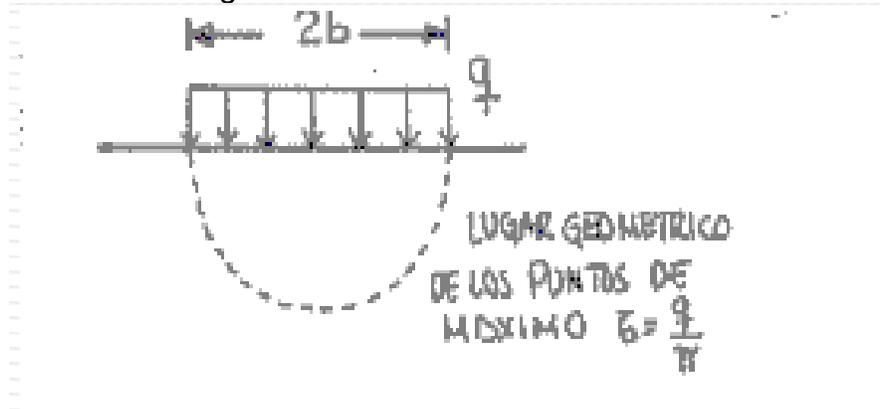


Fig. 3.2. Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se necesita encontrar una cota superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el Método Sueco al problema de capacidad de carga (fig. 3.3).

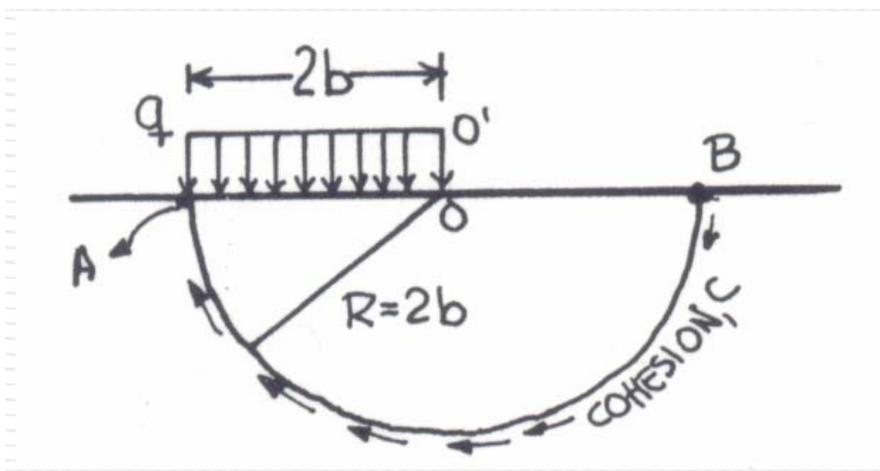


Fig. 3.3 Análisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{\text{máx}} = 5.5c$ representa la carga máxima que puede darse al cimiento, sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo.

Así, la carga última real, q_u , resulta acotada entre los valores:

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c .$$

En la solución de Prandtl, se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la Fig. 3.4 y se debe calcular cuál es la presión máxima que puede dar al elemento rígido sin que penetre, a este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue de $q_{\text{máx}} = (p+2)c$. Esta solución es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

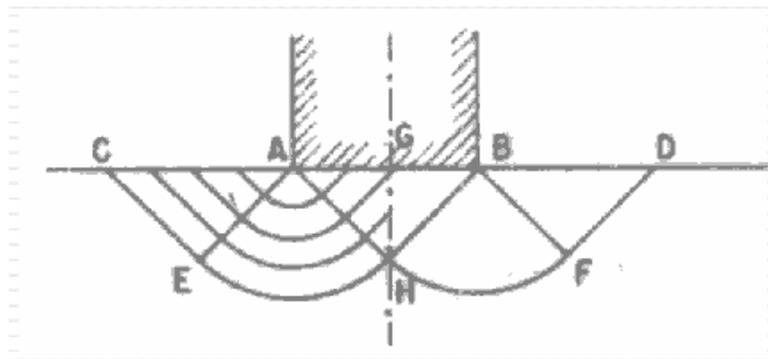


Fig. 3.4 Solución de Prandtl

3.1.2.2 TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA

TEORÍA DE TERZAGHI

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción, es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de la capacidad de carga en cimientos poco profundos, se aplica a el caso en el que el ancho $B \geq D_f$ (profundidad de desplante). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ , es el peso específico del suelo (Fig. 3.5)

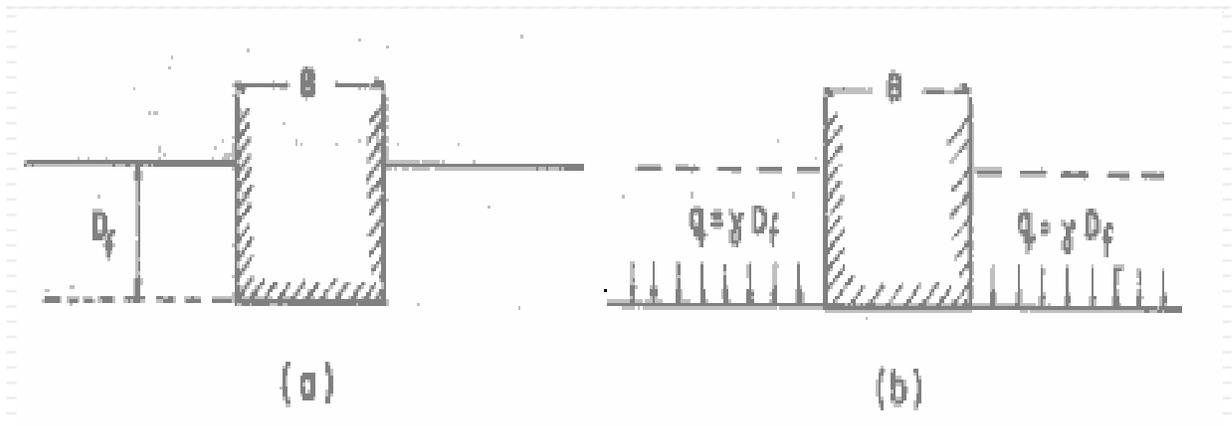


Fig. 3.5 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

Con base en los estudios de Prandtl, en suelos cohesivos, Terzaghi lo extendió a suelo de tipo cohesivo- friccionante, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la Fig. 3.6. En este mecanismo de falla, la zona I, es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

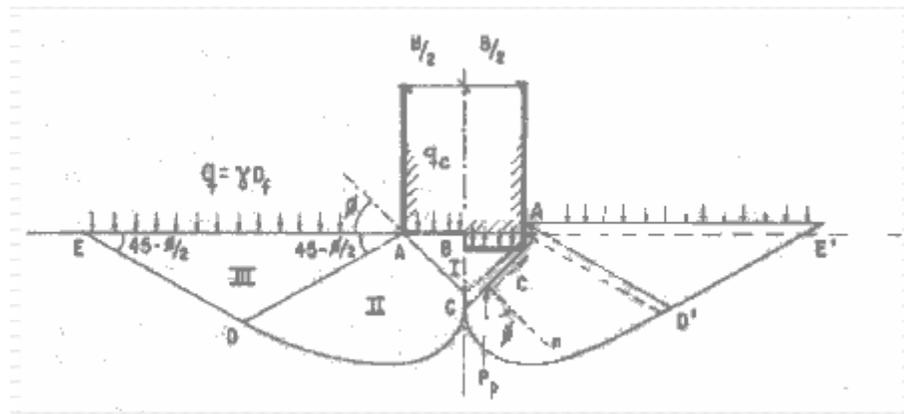


Fig. 3.6 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo.

Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies. En el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña, considerando las fuerzas verticales y encontrando el valor del empuje pasivo, Terzaghi encontró que la carga de falla es:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

En esta expresión:

q_c = es la expresión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla;

N_c , N_q , N_γ = están en función del ángulo ϕ , son factores de capacidad de carga, debidos a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo.

La ecuación anterior permite calcular en principio la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita. La condición necesaria es conocer los valores de N_c , N_q y N_γ , obtenidos a partir de la Fig. 3.7.

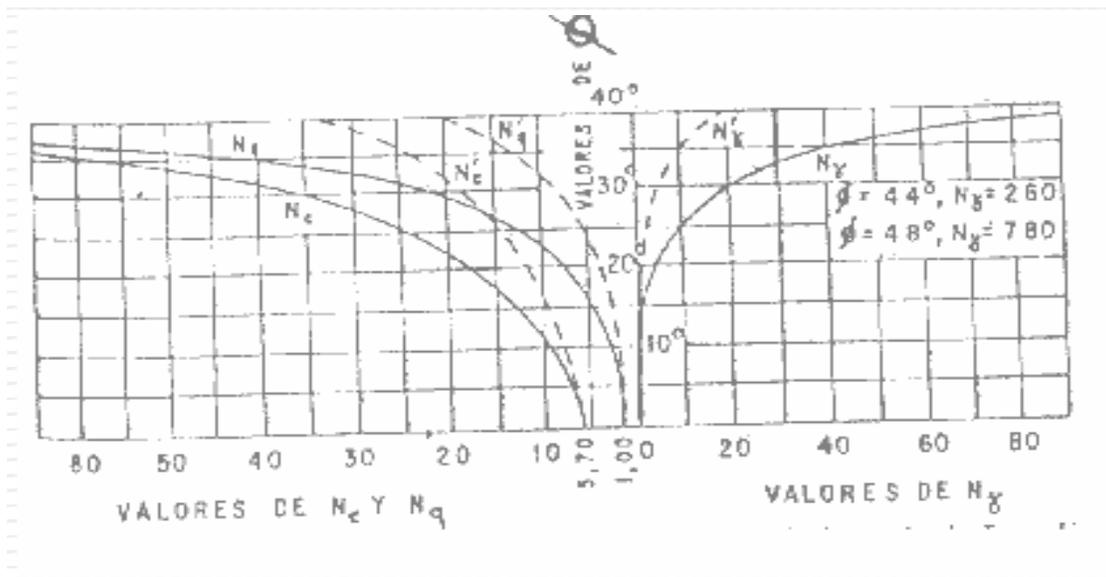


Fig. 3.7 Valores de N_c , N_q y N_γ según Terzaghi

Las líneas punteadas se explican de la siguiente forma: el mecanismo de falla (fig. 3.5) supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente se amplían hasta los puntos E' y E , de tal manera que en el instante de la falla, toda la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. A este tipo de falla se le conoce como falla general. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas, donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E' , sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel

de asentamientos en el cimiento que equivalen a la falla del mismo, a esto se le conoce como falla local.

Para obtener la capacidad de carga en la falla local, Terzaghi llegó a la siguiente expresión:

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma'$$

Esta teoría se refiere a cimientos continuos.

Para suelos puramente cohesivos, $c \neq 0$ y $F = 0$, se obtiene:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0;$$

con estos valores la ecuación de Terzaghi queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7 c + \gamma D_f$$

TEORÍA DE SKEMPTON

Esta teoría también es útil para suelos cohesivos. Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo (Fig. 3.8). Si se piensa en términos de superficie de falla, un cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un valor mayor de N_c . Skempton realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas y encontró que N_c es dependiente de la profundidad de desplante, creciendo conforme aumenta la profundidad de desplante hasta un valor constante para una relación $D/B \geq 4.5$.

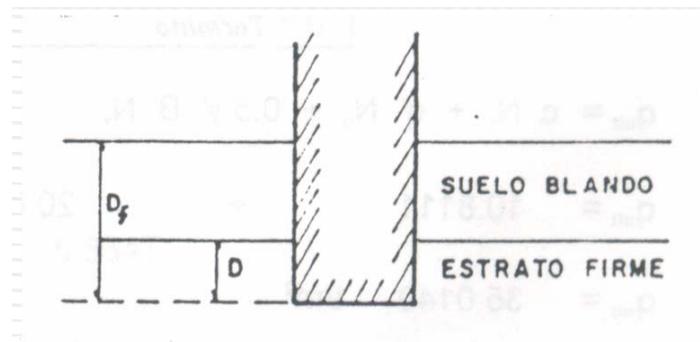


Fig. 3.8 distancia entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos un expresión análoga a la de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

En donde:

N_c ; se encuentra en función de D/B

D ; es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente

B ; es el ancho de la cimentación.

γD_f ; es la sobrecarga, y en un suelo heterogéneo deben tomarse en cuenta los diferentes espesores de los suelos que forman el perfil.

3.1.3 FALLA DE FONDO

Conforme se profundiza en una excavación el nivel de equilibrio del suelo baja, con la consecuencia del aumento de presión. Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará. A esto se le conoce como el fenómeno de falla de fondo. Para prevenir dicho fenómeno, es necesario que se cumpla lo siguiente:

$$\rho_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R$$

en donde:

- $\sum q F_c$; es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga
- ρ_v ; es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.
- C_u ; es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU)
- N_c ; es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

$$\text{para } D_f/B < 2 \quad \text{y} \quad B/L < 1$$

F_R ; es el factor de resistencia

El hecho de que la sustitución del peso del suelo por cargas de la estructura, que constituye el principio básico de las cimentaciones compensadas, no pueda realizarse instantáneamente, plantea problemas de estabilidad y de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación.

El movimiento de las paredes hacia la excavación puede evitarse estudiando con cuidado su factor de seguridad contra falla por cortantes. La geometría de los taludes debe ser tal que no se excedan los esfuerzos cortantes admisibles o, en caso contrario, ha de diseñarse un troquelamiento apropiado para la estabilización del borde de la excavación.

En excavaciones sin apuntalamiento, las deformaciones de los taludes generalmente son aceptables cuando el factor de seguridad es al menos 1.5, siempre que este factor de seguridad sea estimado a partir de un conocimiento apropiado de la resistencia no drenada del suelo y de un análisis exhaustivo de los mecanismos de falla. En este último sentido, es necesario evitar simplificaciones que tiendan a ignorar en el análisis de estabilidad las posibles discontinuidades, heterogeneidades o desviaciones del suelo del comportamiento plástico perfecto (Reséndiz D. Y Zonana, 1969)

Se ha mostrado que la estabilidad de taludes en excavaciones depende no sólo de la geometría y la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, sino también de sus propiedades elásticas, aunque éstas no entren explícitamente en los cálculos de estabilidad por análisis límite. De hecho, la variación del módulo de deformación con las condiciones de esfuerzo y con la profundidad, y las deformaciones elásticas de la masa de suelo, antes de y durante la excavación, tienen consecuencias importantes en la estabilidad de excavaciones a corto plazo, particularmente en la Ciudad de México. Esto es así principalmente porque dichos factores determinan la ausencia a la aparición de grietas, y su extensión. Las grietas, a su vez, introducen discontinuidades que aumentan el número de mecanismos de falla cinemáticamente admisibles. En particular, dos características del suelo aumentan la aparición de grietas profundas:

- a) Un módulo de deformación mayor en tensión que en compresión
- b) Un módulo de deformación decreciente con la profundidad.

Ambas condiciones concurren en el subsuelo de la Ciudad de México y generalmente dan lugar a mecanismos de falla muy diferentes de los convencionales, con cierta tendencia a predominar desplazamientos de bloques limitados por grietas verticales y por superficies de deslizamiento planas horizontales. Por supuesto, sólo son confiables los análisis de estabilidad en que, al seleccionar los mecanismos de falla, se toman en cuenta los efectos de los factores antes mencionados.

En lo que se refiere a excavaciones con paredes troqueladas, se ha observado que el comportamiento y la magnitud de los empujes sobre los troqueles depende

principalmente del factor de estabilidad N de la excavación ($N = \gamma h / c$, en que γ es el peso volumétrico de la masa de suelo, h la profundidad y c la resistencia media al corte del suelo desde el nivel del fondo hasta una profundidad igual al ancho de la excavación). Para las arcillas del Valle de México, las mediciones de campo han demostrado que, si el factor de estabilidad es menor que 5, el troquelamiento puede hacerse sin que ocurran desplazamientos apreciables de la estructura de retención en uno u otro sentido y que, en esas condiciones, las cargas en los troqueles pueden calcularse a partir del coeficiente de empuje K_0 , que en esos suelos varía de 0.5 a 0.6. Por cuanto a excavaciones con coeficiente de estabilidad superior a 5, los empujes sobre los puntales dependen mucho de las deflexiones de la estructura de retención antes de la colocación de los puntales y de la disminución de la resistencia que, dada la alta sensibilidad de las arcillas del valle de México, provoquen dichas deflexiones (Alberro j. 1969)

En cuanto a los movimientos del fondo de la excavación, deberá eliminarse la posibilidad de una falla por cortante. El criterio que ha probado ser más adecuado para verificar la estabilidad a corto plazo del fondo de una excavación es el semi empírico de Skempton (Skempton A. 1961). La resistencia a usarse en este caso es la media desde el fondo de la excavación hasta $2/3 B$ debajo de dicho fondo, si el valor de la resistencia en dicho intervalo no difiere en más de 50% del promedio. En excavaciones muy profundas suele recurrirse a tablestacas o muros con patas que se prolongan por debajo de la profundidad máxima de excavación. Si bien esas prolongaciones deben favorecer en cierta medida la estabilidad del fondo, su contribución no es fácilmente cuantificable, y frecuentemente no se le toma en cuenta. Se ha usado el elemento finito para evaluar ese efecto (Alberro J. 1969).

3.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

Para cimentaciones compensadas se consideran:

- a) **Expansión.**
- b) **Recompresión.**
- c) **Deformaciones de compresión instantáneas.**
- d) **Deformaciones de compresión a largo plazo.**

3.2.1 EXPANSIÓN

A pesar de que se impida una falla del fondo de la excavación por cortante, siempre existirán expansiones inmediatas por descarga tanto en el fondo como alrededor de la excavación. Esas expansiones tienen importancia, ya que generalmente son no uniformes, se recuperan al ser aplicada la carga de la estructura, sumándose a los asentamientos, y pueden causar daños a estructuras vecinas.

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

En los suelos cohesivos totalmente saturados se presentan expansiones inmediatas producidas por excavación, asentamientos inmediatos a volumen constante (por recompresión y compresión) y asentamientos diferidos con cambio de volumen (por recompresión y compresión). Ocurren también deformaciones transitorias y permanentes, a volumen constante, producidas por sismo.

La expansión es extraordinariamente importante; en excavaciones de 60 x 18 m., por 6 m. de profundidad, Marsal y Mazari han medido expansiones iniciales rápidas al centro del área de 55 cm. y de 20 cm. cerca de los taludes, lo que llega a corresponder a un 60% de la expansión total. Una vez terminada la excavación y ocurrida la excavación inicial, la evolución del fenómeno es similar a la curva de consolidación.

Para determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo sometido a un estado de esfuerzos y consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico P_c , dada por el promedio de los esfuerzos normales:

$$P_c = 1/3 (P_x + P_y + P_z) \dots\dots(1)$$

Supongamos que las presiones horizontales P_x y P_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical P_z .

$$P_x = P_y = K_0 P_z$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo de la tierra, sustituyendo a la ec. 1

$$P_c = P_z / 3 (1 + 2 K_0)$$

Suponiendo que se construye una cimentación lo cual ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_z , σ_x y σ_y en el elemento (Fig. 3.9).

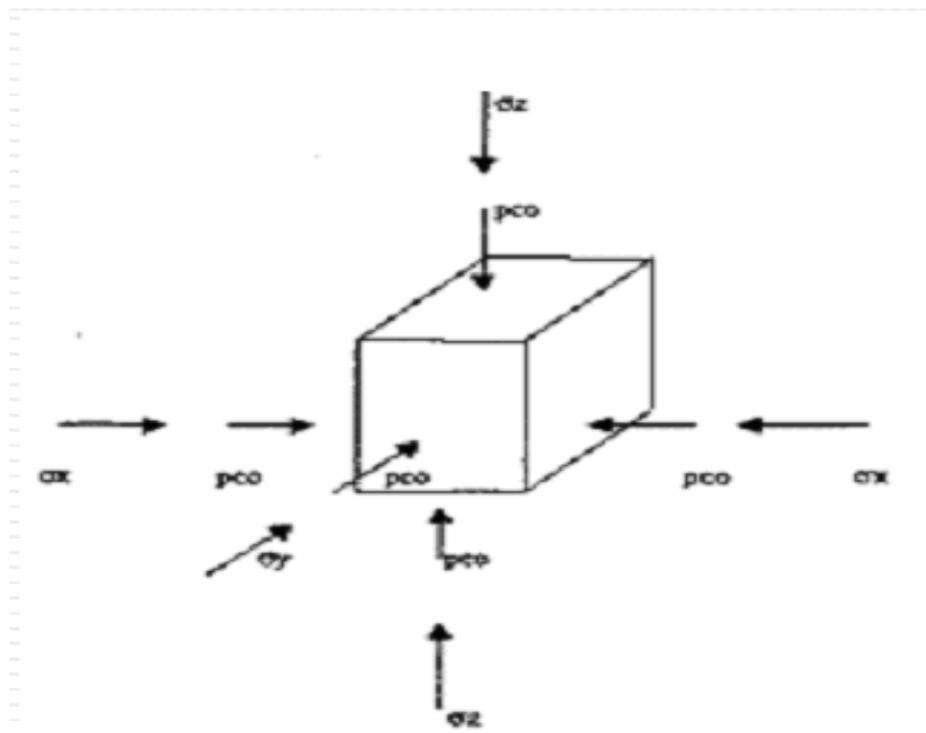


Fig. 3.9 Incrementos de esfuerzo por la presencia de una obra de ingeniería

Estos incrementos de esfuerzos producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. La deformación que generalmente es la más importante en cimentaciones es la deformación vertical δz del elemento, uno de los métodos para calcular esta deformación es la ley de Hooke.

Ley de hooke

La Ley de Hooke consiste en lo siguiente:

Ecuación de la ley de Hooke

$$\varepsilon_z = (\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)) / E$$

$$\delta_x = \varepsilon_z H$$

Donde:

ε_z = deformación unitaria del elemento.

E = módulo de deformación o rigidez del material (depende del esfuerzo de ... confinamiento).

ν = relación de Poisson.

H = espesor del elemento

δ_x = deformación del elemento.

Los esfuerzos σ_z , σ_x y σ_y se pueden obtener con la teoría de elasticidad, que se presenta a continuación, la cual sirve para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme aplicada en la superficie.

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang tan } \frac{xy}{zA} \right]$$

Para σ_x y σ_y (Dashko y Kagán 1980)

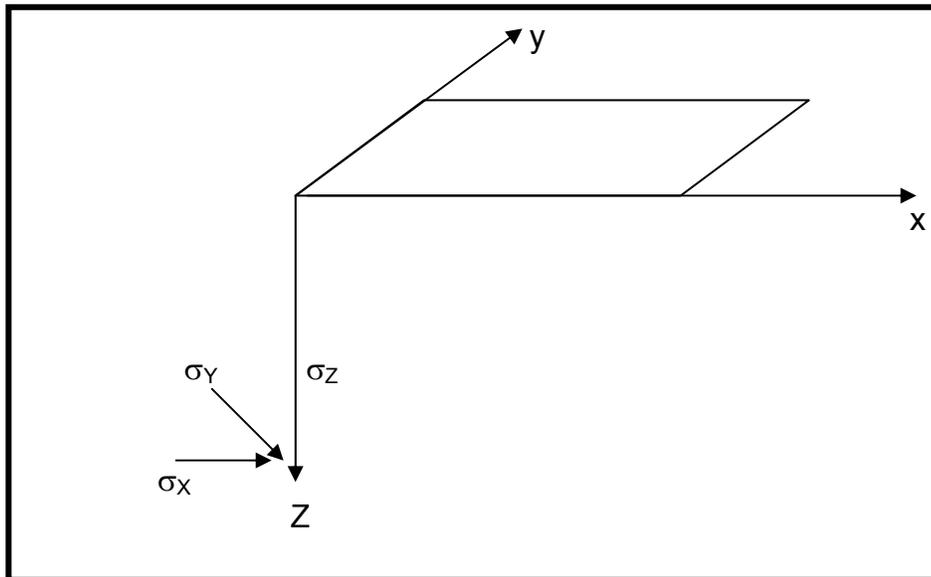
$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan } \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{yA}{xz}) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan } \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{xA}{yz}) \right]$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

q = carga aplicada a la superficie

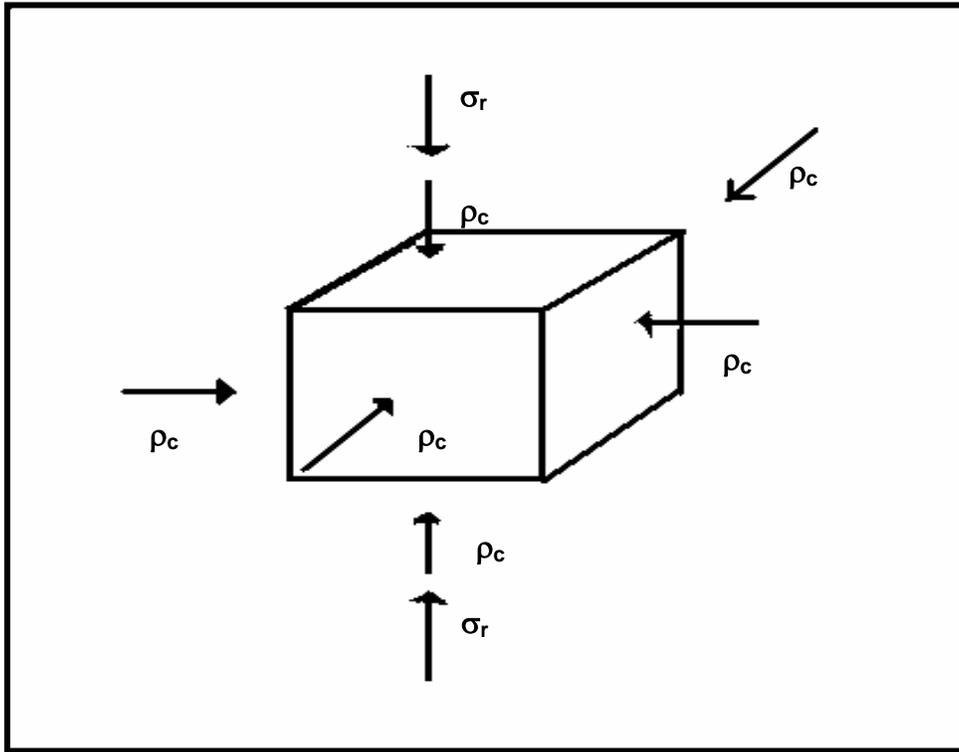
Fig. 3.10 Incrementos de esfuerzo normal bajo la esquina de un rectángulo Cargado, en un medio semi infinito



La forma de determinar los diferentes valores de E es la siguiente: en los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc., por lo que el valor de e se toma de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se está estudiando.

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustra considerando al elemento suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos mostrado en la figura 3.11, consideremos además que se trata de una arcilla saturada.

Fig. 3.11 Estado de esfuerzos



Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento P_c y un esfuerzo desviado σ_r , iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo, a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc.) con lo que obtiene el módulo de rebote elástico E_e del suelo (fig 3.12).

A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento P_c , se vuelve a aplicar el esfuerzo σ_r , con lo que se determina el módulo de recompresión E_{rc} (fig 3.12) aplicando un esfuerzo de compresión σ_x se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga $\sigma_n = \sigma_x - \sigma_r$ donde σ_x es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura a esta deformación se le puede llamar asentamiento por compresión, el módulo de deformación correspondiente será E_c (fig 3.12) con lo que tenemos tres módulos de deformación.

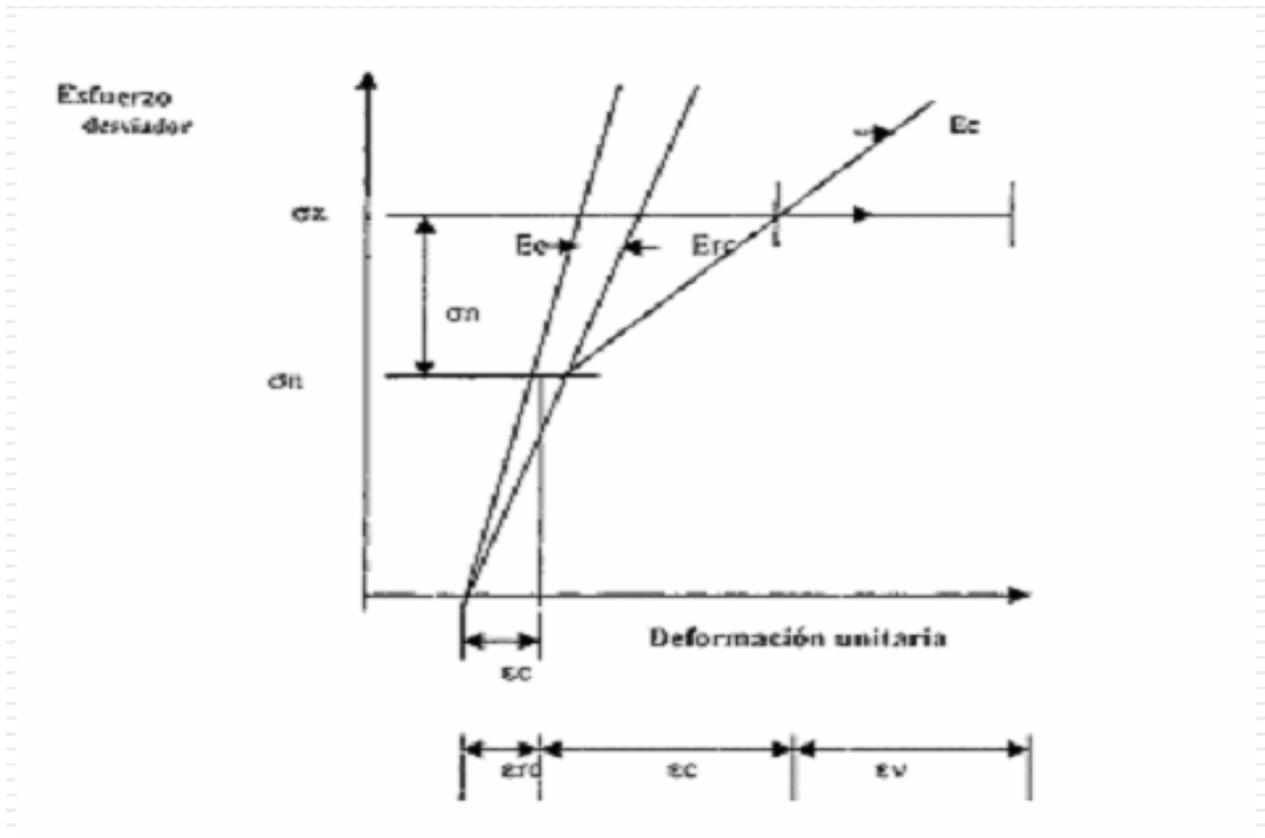


Fig. 3.12 Determinación de los módulos de deformación

Módulo de expansión: $E_e = \sigma_r / \delta_e$

Módulo de recompresión: $E_{rc} = \sigma_r / \delta_{rc}$

Módulo de compresión: $E_c = \sigma_n / \delta_c$

Dependiendo del tipo de deformación que se está determinando, se emplea alguno de los módulos E_e , E_{rc} ó E_c en la ecuación de la Ley de Hooke. Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo σ_n constante se presentará la deformación a largo plazo δ_v , (fig 3.12)

Como vemos, las propiedades de deformación para una cimentación se pueden determinar todas ellas en una prueba de compresión triaxial. Sin embargo, este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido a que la deformación a largo plazo se determina a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se ha observado que los módulos de E_c y E_{rc} se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo efectivo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada

del terreno natural, es decir, se considera que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo, con el módulo E_e se obtiene la componente elástica de la deformación debida al incremento de carga.

En resumen, la expansión por descarga y asentamiento por recompresión, se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos de una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de compresión E_c , se calcula la deformación instantánea debida al incremento neto de carga de la cimentación. La deformación diferida, ocasionada por el incremento neto de carga de la cimentación, se determina a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

Si la estimación analítica de la expansión indica que ésta es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de trabajo, la excavación deberá realizarse por partes, en cada una de las cuales se colará, en seguida, la porción de cimentación correspondiente.

En este caso, habrá que programar cuidadosamente la secuencia de avance en las diferentes etapas de la construcción, tratando de hacer la excavación y los colados cada uno en forma simétrica dentro del área de la cimentación, y reduciendo al mínimo el tiempo transcurrido entre ambas etapas con el fin de minimizar los asentamientos diferenciales durante y después de la construcción, particularmente los que pueden producir una rotación de la estructura. Otro procedimiento para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas causadas por una excavación consiste en transmitir la descarga a estratos más profundos de mayor módulo de deformación, mediante pilotes que trabajan como anclas de fricción. Este último método, sin embargo, solo parece práctico cuando los pilotes se requieren, además, para otros fines.

3.2.2 RECOMPRESIÓN

Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación E_{rc} aumenta con la presión de confinamiento.

El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, pues el módulo de recompresión es muy parecido al de la expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

Para efectos de la investigación consideraremos:

$$E_e = E_{rc}$$

PREDICTIBILIDAD DEL COMPORTAMIENTO

Hay tres aspectos principales del comportamiento de un cajón de cimentación sobre suelos compresibles cuya predicción tiene importancia práctica:

- 1) La magnitud de las deformaciones inmediatas debidas a remoción o a imposición de carga en el subsuelo
- 2) La magnitud final de las deformaciones a largo plazo producidas por el ajuste del suelo a las nuevas condiciones exteriores de carga (o descarga);
- 3) La evolución de las deformaciones a largo plazo

3.2.3 DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS POR COMPRESIÓN.

Suponiendo conocida la geometría del problema, en la predicción de deformaciones, tanto a corto como a largo plazo, intervienen tres factores independientes cuya combinación determina el grado de aproximación del resultado: la magnitud y distribución de la carga (o descarga), los valores asignados a los parámetros pertinentes del suelo, y el método de análisis.

En general, el conocimiento de las cargas removidas en una excavación es mucho mejor que el de las cargas impuestas por la construcción de la estructura.

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero considerando que el módulo de deformación E_u aumenta con la presión de confinamiento. En general, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo mas notorio este fenómeno en suelos friccionantes, por lo anterior, en la mayoría de los suelos y algunas rocas la rigidez aumenta con la profundidad. En consecuencia, una conclusión importante en mecánica de suelos es que se puede usar la teoría de la elasticidad para el cálculo de los asentamientos, pero considerando que la rigidez aumenta con la profundidad, en la mayoría de los casos prácticos se tiene que tomar en cuenta éste fenómeno, de otra forma los resultados difieren mucho de la realidad.

A menos que se conozca la variación de la rigidez con la profundidad, en particular cerca de la cimentación, hay poca probabilidad de una predicción precisa del asentamiento. Una forma común de no homogeneidad es aquella en que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad, de tal forma que

$$E' = E'_0 + k z$$

La homogeneidad cuando aumenta la rigidez con la profundidad tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical.

Una forma de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de la rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Bambú, que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por:

$$E_i = E_{i0} + K P_a (P'_c / P_a)^n$$

Donde:

E_i = módulo tangente inicial de deformación

E_{i0} = módulo tangente inicial de deformación para confinamiento efectivo igual a cero.

K = coeficiente que depende de la rigidez del material.

P_a = presión atmosférica = 10.3 t/m

P'_c = presión de confinamiento de la clase del suelo.

n = exponente que depende de la clase del suelo.

En forma preliminar, para la arcilla de la Ciudad de México se pueden emplear los siguientes valores estadísticos aproximados:

Deformación (no drenada):

$$E_{e0} = 100 \text{ t/m}^2, n = 0.3 \quad K_e = 50$$

Deformación de compresión (no drenada)

$$E_{u0} = 75 \text{ t/m}^2, n = 0.3 \quad K_u = 35$$

Los módulos de deformación de los materiales se deben determinar mediante pruebas de campo o laboratorio, y los valores estadísticos sólo para fines preliminares de análisis.

La deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos, un ejemplo muy claro de esto consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente consolidado y un suelo pre consolidado, en un suelo preconsolidado, su rigidez puede ser 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente consolidados; por lo tanto sus deformaciones serán muy diferentes en cada caso.

MÉTODO DE STEINBRENNER

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

Si se considera que el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme 'q' está dado por la fórmula de Steinbrenner (Juárez badillo y Rico, 1980)

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2})\sqrt{L^2 + H^2}}{L(B+A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2})\sqrt{B^2 + H^2}}{B(L+A)} + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) H \tan^{-1} \frac{LB}{HA} \right]$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2}$$

En donde:

L = largo de la cimentación

B = Ancho de la cimentación

Q = carga

ν = módulo de Poisson

E = E_u = módulo elasto plástico

3.2.4 DEFORMACIONES DE COMPRESIÓN A LARGO PLAZO

Para los casos en que la compensación de las cargas en la cimentación es tal que se transmite al terreno un incremento neto de presión, si se parte de datos confiables en cuanto a magnitud y distribución de las cargas y en cuanto a propiedades del subsuelo, y si no hay efectos perturbadores ajenos a esos dos conjuntos de variables, la magnitud de los asentamientos medios y diferenciales a largo plazo pueden predecirse con aproximación satisfactoria. Sin embargo, en la mayoría de los casos de la práctica, los problemas se complican por efectos de las operaciones de construcción, que suelen afectar la compresibilidad del suelo; por la interacción estructura – subsuelo, que afecta la distribución de cargas, y aún por incertidumbres en ciertos datos desconocidos, como la magnitud de las cargas muertas y vivas permanentes (Marsal R. J. Y Mazari, 1969).

La experiencia ha demostrado que para los casos en que la compensación de las cargas en la cimentación es tal que se transmite al terreno un incremento neto de presión, si se parte de datos confiables en cuanto a magnitud y distribución de las cargas y en cuanto a propiedades del subsuelo, y si no hay efectos perturbadores ajenos a esos dos conjuntos de variables, la magnitud de los asentamientos medios y diferenciales a largo plazo pueden predecirse con aproximación satisfactoria (dígase de ± 15 ó 20 por ciento). Sin embargo, en la mayoría de los casos de la práctica, los problemas se complican por efectos de las operaciones de construcción, que suelen a afectar la compresibilidad del suelo; por la interacción estructura- subsuelo, que afecta la distribución de cargas, y aun por incertidumbres en ciertos datos que distan mucho de ser bien conocidos a priori, como la magnitud de las cargas muertas y vivas permanentes (Marsal, R. J. y Masari, M., 1969). Todo eso hace que, salvo casos en que se ejerce extremo cuidado en los análisis y en la construcción, las predicciones sean de mucho menor precisión que lo asentado arriba: típicamente, $\pm 40\%$ en el valor medio de los asentamientos y apenas el orden de magnitud en los asentamientos diferenciales. Por otra parte los casos reportados que permiten comparar la magnitud de las expansiones a largo plazo de cimentaciones sobrecompensadas son mucho más escasos.

En una curva de consolidación se pueden distinguir dos partes: la primaria y la secundaria; las cuales trataremos a continuación:

TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA DE TERZAGHI

Consideremos un estrato de arcilla de espesor inicial h_1 , el cual, al ser sometido a un incremento de carga, sufre una deformación vertical d (fig. 3.13), quedando con un espesor final h_2

$$\delta = h_1 - h_2 \quad (1)$$

Sus relaciones de vacíos inicial y final son (fig. 3.13)

$$e_1 = h_{v1} / h_s \quad (2)$$

$$e_2 = h_{v2} / h_s \quad (3)$$

Supongamos que la compresión vertical se debe únicamente a una reducción de los vacíos del suelo, entonces (Fig 3.13)

$$h_1 = h_{v1} + h_s \quad (4)$$

$$h_2 = h_{v2} + h_s \quad (5)$$

Reemplazando las ecuaciones (4) y (5) en la ec. 1

$$\delta = h_{v1} - h_{v2} \quad (6)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2) y (3) en la ecuación (6)

$$\delta = e_1 h_s - e_2 h_s = h_s (e_1 - e_2)$$

Dividiendo ambos miembros entre h_1

$$\delta h_1 = (h_s / h_1) (e_1 - e_2)$$

Tomando en cuenta las ecuaciones (4) y (2)

$$\delta h_1 = [h_s / (h_{v1} + h_s)] (e_1 - e_2)$$

$$\delta h_1 = [h_s / (e_1 h_s + h_s)] (e_1 - e_2)$$

$$\delta h_1 = [1 / (1 + e_1)] (e_1 - e_2)$$

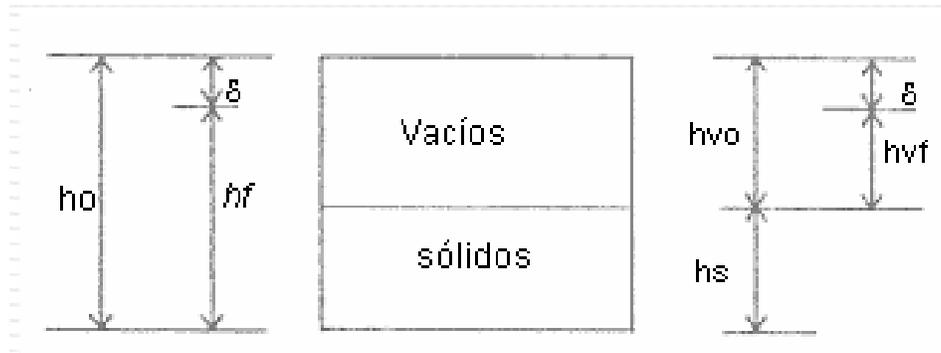
Hagamos:

$$\Delta e = e_1 - e_2 \quad (7)$$

$$\delta = [(\Delta e) / (1 + e_1)] h_1 \quad (8)$$

La ecuación (8) permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial h_1 , en función de su decremento de relación de vacíos y de su relación de vacíos inicial.

Fig. 3.13 Deformación de un elemento de suelo



ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Para un estrato de arcilla de espesor H , con el nivel de agua freática (NAF) en la superficie del terreno (fig 3.14 a). Los diagramas de presión total, hidráulica y efectiva se muestran en la misma figura; consideremos que aplicamos una carga unitaria vertical 'q' en un área suficientemente grande para que el incremento de presión vertical sea constante con la profundidad; supongamos además que se permite el drenaje en la frontera superior del estrato de arcilla. Los diagramas de presión en el suelo quedan como se indica en la fig. (3.14b)

La siguiente ecuación mide la variación del incremento de presión hidráulica en función de la profundidad y del tiempo, y se conoce como la ecuación diferencial del fenómeno de consolidación primaria para flujo vertical.

$$C_v \left[\frac{\partial^2 (\Delta u)}{\partial z^2} \right] = \left[\frac{\partial (\Delta u)}{\partial t} \right] \quad (9)$$

En donde:

Z es la profundidad

Δu se le llama al incremento de presión hidráulica

C_v se conoce como coeficiente de consolidación del suelo dado por:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

K es la permeabilidad del suelo

γ_w es el peso volumétrico del agua

m_v se conoce como coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo dado por

$$m_v = \frac{a_v}{(1+e)}$$

e es la relación de vacíos

a_v es el coeficiente de compresibilidad definido como

$$a_v = de / dp_v'$$

el cual se interpreta como: a_v es la derivada de e con respecto de p_v' .

Para la solución de la ecuación diferencial de la consolidación se consideran las siguientes condiciones de frontera (fig 3.14b)

$$\Delta u = 0, \quad \text{para } z = 0$$

$$z = 2H_e \quad \text{para todo } t > 0$$

Con la siguiente condición inicial

$$\Delta u = q, \quad \text{para } t = 0$$

$$0 < z < 2H_e$$

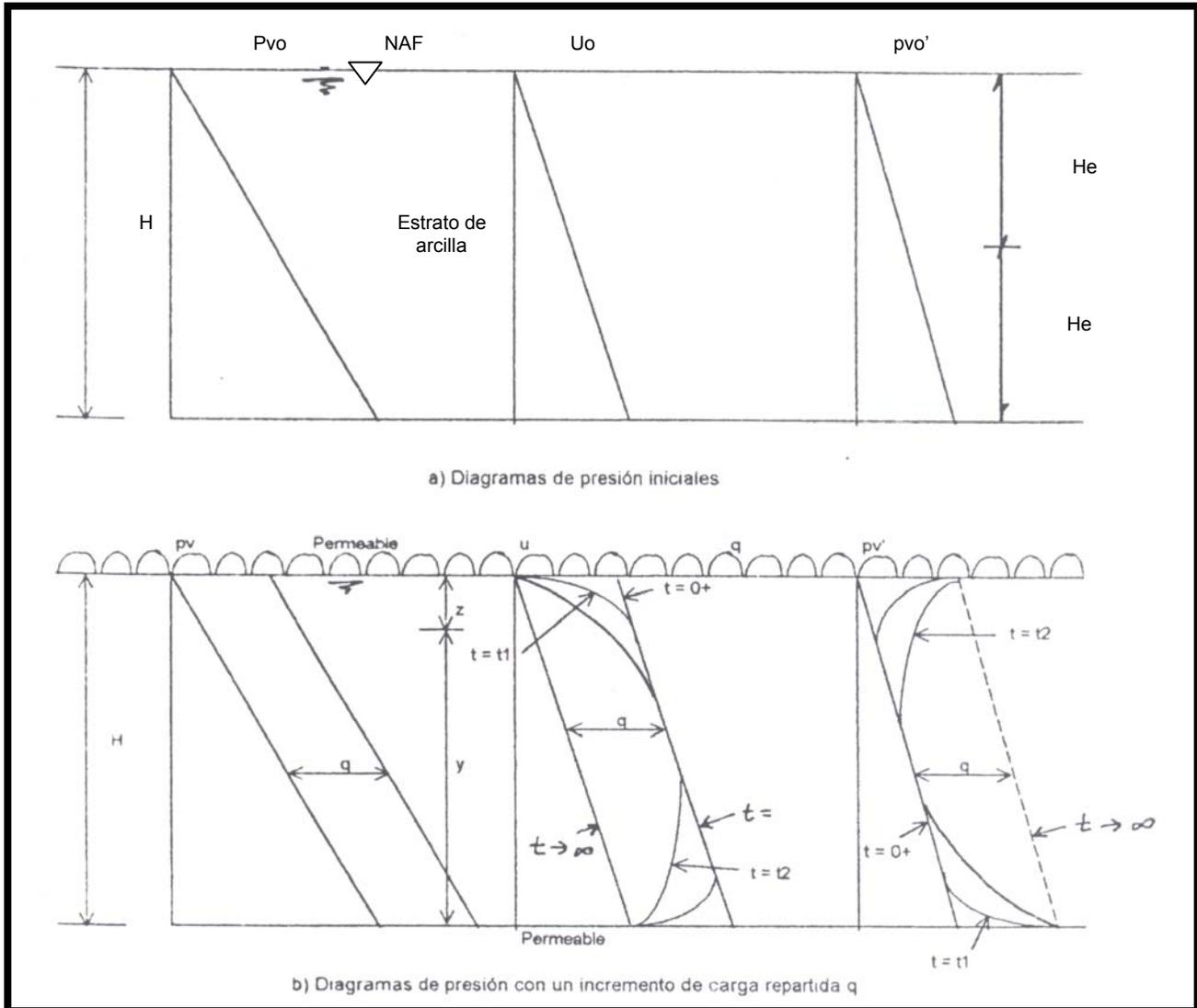
Para estas condiciones, la solución de la ec. (9) es (Juárez badillo y Rico, 1976)

$$\Delta u = q \sum_{i=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2i+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2i+1)\pi}{2} \frac{z}{H_e} \right] \exp \left[\frac{(2i+1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right\}$$

donde $T = C_v t / H_e^2$

A T se le denomina factor tiempo

Fig. 3.14a Estrato sometido a un incremento de carga 'q'



GRADO DE CONSOLIDACIÓN DE UN ESTRATO DE ARCILLA

Se define el grado o porcentaje de consolidación a la profundidad z y con un espesor H de la siguiente forma (fig 3.15)

$$U (\%) = (100) \left[1 - \sum_{i=0}^{\infty} \frac{8}{(2i + 1)^2 \pi^2} \exp \left[- \frac{(2i + 1)^2 \pi^2 T}{4} \right] \right] \quad (11)$$

En la ecuación (11) observamos que el porcentaje de consolidación de un estrato depende únicamente del factor tiempo: $U = f(T)$. En la tabla 3.1 se muestran los valores de U en función de T (Juárez Badillo y Rico, 1976)

Fig. 3.14b Grado de consolidación de un estrato de arcilla de espesor H

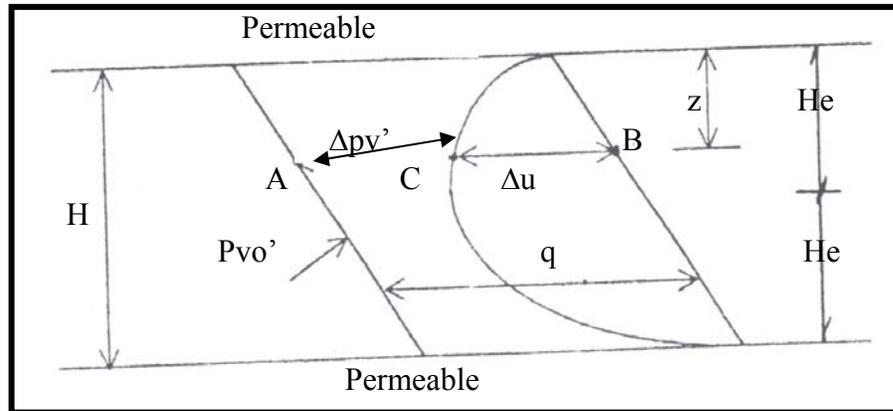


Tabla 3.1 Relación Teórica U(%) - T

U (%)	T
0	0
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	infinito

A continuación se presenta una expresión clásica que permite calcular la magnitud última de la expansión a largo plazo

$$\rho_e = \sum_{Z=D_f}^H m_{vd} \Delta\sigma \Delta Z$$

Donde:

m_{vd} = módulo reexpansión volumétrica

$\Delta\sigma$ = decremento de esfuerzo vertical.

ΔZ = espesor de cada estrato elemental considerado.

D_f = profundidad de desplante de la cimentación.

H = profundidad total de la zona compresible

MÉTODO DEL M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

Los estratos de arcilla tienen un espesor inicial h_o , sin embargo, al ser sometidos a un incremento de carga, sufren una deformación vertical d , quedando con un espesor final h_f . La deformación se debe a consolidación primaria y consolidación secundaria

$$\delta'_t = \delta_{Pt} + \delta_{St} \quad (12)$$

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

La ecuación siguiente permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial h_o , al término de la consolidación primaria

$$\delta_P = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{\frac{-1}{A'}} \right] h_o \quad (13)$$

En donde:

σ_z = esfuerzo vertical

$$P_{ve} = p_{cie} + p_{vo}' \quad (14)$$

A' , P_{cie} = módulos de deformación

La evolución de la deformación por consolidación primaria se obtiene

$$\delta_{Pt} = \delta_P U \quad (15)$$

U = Porcentaje de consolidación

Como se explicó anteriormente

$$t = \frac{c_v t}{H_e^2} \quad (16)$$

$$T = \frac{TH_e^2}{c_v} \quad (17)$$

CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

La deformación por consolidación secundaria la podemos obtener suponiendo que, después de que ha ocurrido el 100% de la consolidación primaria, sucede una “disminución” de la presión de confinamiento interno p_{cie} . Para tomar en cuenta esta “disminución”, introducimos un coeficiente C_{SC} en las ecuaciones (1) y (2), quedando ésta con la siguiente forma

$$\delta = \left[1 - \left(\frac{C_s p_{ve} + p_{vo}' + \sigma_2}{C_s p_{cie} + p_{vo}'} \right)^{\frac{-1}{A'}} \right] h_o \quad (18)$$

Siendo:

$$C_{SC} = 1 - \log (t - t_p) \quad (19)$$

t_p = tiempo en que ocurre el 10% de la consolidación primaria

Log = \log_{10}

En resumen, el cómputo de la deformación diferida lo hacemos de la siguiente forma (Deméneghi Colina): calculamos el tiempo en que ocurre el 100% de consolidación primaria; para esto usamos las expresiones (16) y (17).

Consideramos que el tiempo en que sucede el 100% de consolidación primaria vale $t_p \approx t_{95}$, es decir, al llegar al 95% de consolidación, se considerará que ha finalizado la consolidación primaria. Por lo que la ecuación (16) quedará como sigue:

$$t_p = \frac{1.127H_e^2}{c_v} \quad (20)$$

El valor de T fue obtenido de la relación U (%) – T (tabla 3.1, tomada de Juárez Badillo y Rico 1976)

La deformación que se presenta en un cierto tiempo t se determina de la siguiente manera;

Si $t < t_p$, utilizamos las ecuaciones (13) y (15).

Si $t > t_p$, empleamos las ecuaciones (18) y (19).

3.2.4.1 EVOLUCIÓN DE LAS DEFORMACIONES A LARGO PLAZO.

Ocurre en general, que la evolución de las deformaciones en el campo sigue una ley diferente de la definida por la teoría de la consolidación unidimensional, y que el período necesario para alcanzar cierto grado de consolidación es mucho menor que el predicho analíticamente. Las causas más importantes de dichas desviaciones son:

- a) El hecho de que, salvo para cimentaciones de dimensiones en planta mucho mayores que el espesor de los mantos compresibles, el fenómeno de consolidación no es unidimensional

- b) La interestratificación, en el subsuelo de la Ciudad de México, de materiales con permeabilidades que difieren entre sí hasta en dos órdenes de magnitud y que, para fines de cálculo, suelen tratarse como partes de un mismo estrato homogéneo.
- c) La gran importancia relativa de la consolidación secundaria.
- d) El hecho de que, aún dejando de lado la consolidación secundaria, las curvas de consolidación observadas en el laboratorio sólo son de la forma predicha por la teoría cuando el valor medio de la presión aplicada y el incremento de la misma cumplen ciertas restricciones (Marsal R. J. y Mazari M. 1969) ;
- e) La anisotropía del suelo en cuanto a permeabilidad.

La influencia del factor a) fue tratada por Marsal R. y Mazari M. (Marsal R. J. y Mazari M. 1969), en donde se encontró que solo ocasionalmente al evolución de deformaciones observada en cimentaciones puede explicarse por la consideración de sólo ese factor, y que en la mayoría de los casos la curva de campo cae entre las correspondientes a consolidación unidimensional y tridimensional.

En los factores c) y d) se concluye que la forma general de las curvas de consolidación de campo es afectada de la misma manera que las de laboratorio, esto es, que dependiendo del valor medio de la carga aplicada y del incremento, se obtienen formas de la curva deformación–tiempo diferentes. Aunque cuantitativamente sigue habiendo diferencias.

El efecto de la anisotropía de permeabilidad del suelo (factor e) en la forma de la curva de consolidación no ha sido estudiado para el caso de la Ciudad de México.

En cuanto a las variaciones de permeabilidad a lo largo del perfil estratigráfico (factor b), se considera que es el factor más importante.

3.3 OTROS ASPECTOS CRÍTICOS

El diseño y la construcción de cajones de cimentación de cualquiera de los tres tipos plantea problemas cualitativamente semejantes, cuya solución requiere en primer término, un conocimiento detallado del perfil estratigráfico, de las condiciones piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad a la que los incrementos de esfuerzos debidos a la construcción de la estructura de la que se trate sean insignificantes, esto es, pequeños en comparación tanto con los esfuerzos iniciales actuantes en el subsuelo como con la presión de contacto al nivel de desplante. Otro de los aspectos críticos de los

cajones de cimentación son: el control de los niveles piezométricos durante la construcción, la estabilidad del fondo y de las paredes de la excavación, la estanquidad del cajón, la elección de la profundidad de desplante, es decir, de la magnitud del incremento neto de presión al nivel del contacto cimentación-suelo y el diseño de la subestructura.

Estos problemas se discutirán a continuación con referencia a las condiciones en las zonas de transición y del lago de la Ciudad de México. En la zona de Lomas los aspectos mencionados carecen de importancia práctica en vista de que en ella, generalmente, el nivel freático es muy profundo, la resistencia la corte de los suelos es alta y su compresibilidad es baja.

3.3.1 ESTANQUIDAD DEL CAJÓN

La parte de la cimentación que quedará debajo del nivel freático debe protegerse contra filtraciones, al menos cuando, como es usual, el cálculo de la compensación se hace considerando el peso volumétrico total de la masa de suelo.

Ya que la mampostería de concreto normalmente no es impermeable y en vista de que, cuando se logra que su permeabilidad sea baja, la presencia de juntas y fisuras inevitablemente produciría filtraciones, es necesario tomar medidas especialmente dirigidas a evitar la acumulación de agua en el interior del cajón. Esto puede conseguirse de dos maneras: mediante la combinación de juntas con sellos flexibles y bombeo limitado, o mediante la impermeabilización del cajón con membranas.

El primer método se usa cuando pueden tolerarse pequeñas filtraciones. Se requiere un concreto de alta calidad, con porosidad muy baja y libre de defectos, y que todas las uniones entre porciones estructuralmente independientes contengan juntas de impermeabilización con sello flexibles. Los sellos de cobre son efectivos para movimientos pequeño; los de plástico tienen mayor flexibilidad, y los de neopreno, de tipo mancuerna, pueden soportar movimientos de varios centímetros en las junta.

Para mejorar la impermeabilidad del concreto, es práctica común usar aditivos integrales, generalmente compuestos de estearatos de calcio o de amonio quehacer el concreto repelente al agua; también suelen usarse, para el mismo fin, aditivos líquidos a base de ácidos carboxílicos. A pesar de las juntas selladas de la calidad del concreto, deben esperarse pequeñas filtraciones, que pueden encausarse por drenes en el piso del sótano y desalojarse por bombeo.

El segundo método consiste en colocar una membrana de material bituminoso o plástico en la parte exterior del cajón. Comúnmente la membrana se adhiere con

asfalto o brea y se protege con capas de filtro impregnadas de asfalto; estas últimas, a su vez, se recubren con una capa de mortero de cemento.

El método de impermeabilización más efectivo es el de membranas, siempre que estas se coloquen con el debido cuidado.

3.3.2 SELECCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

El diseño de cimentaciones en terreno compresible generalmente resulta gobernada por la magnitud de los asentamientos que pueden tolerarse sin poner en peligro la estabilidad o el buen funcionamiento de la propia estructura o de estructuras e instalaciones próximas. En cimentaciones compensadas, la variable independientemente a controlar es el incremento neto de presión, o la profundidad de desplante.

Si el criterio que se adopta es el de mantener los asentamientos dentro de límites “tolerables”, se requiere saber, para emprender el diseño, la magnitud de dichos límites, para cada tipo de elemento estructural; el problema es complejo y la información escasa (Skempton A. 1956).

En el caso de estructuras altas, los dos límites más importantes son el máximo asentamiento medio y el máximo desplome tolerables.

El primero de dichos valores está dado por la diferencia de elevación permisible entre ciertas porciones de la estructura y sus alrededores, o por la flexibilidad de las conexiones de servicios (agua, drenaje, etc.) o por la magnitud de los asentamientos que no causan daño a estructuras vecinas.

En cuanto al máximo desplome, la consideración dominante en edificios altos es la percepción humana. Según Skempton, el desplome, θ , comienza a ser perceptible cuando es próximo a $1/250$, en tanto que los daños estructurales se comienzan a presentar solo cuando θ se aproxima a $1/150$, más generalmente, puede decirse que si el corrimiento de la resultante de cargas debido al desplome es insignificante, el desplome permisible es una función de la altura de la estructura, por ejemplo de la forma (Reséndiz D. Y Herrera, 1969)

$$\theta = \frac{1}{a + bh} \quad (\mathbf{a})$$

En que:

h = altura del edificio

a,b = constantes apropiadas.

Puede verse que, si $a=100$, $b= 3$ y h está en metros, la ec. 1 da: $\theta = 1/100$ para $h=0$, que es aproximadamente el valor a partir del cual los desniveles de pisos comienzan a notarse, y $h < 0.33$ m para toda h , lo que concuerda aproximadamente con los valores tolerables empíricos de Skempton.

Un mejor criterio para la selección de la profundidad de desplante consiste en minimizar la esperanza matemática del costo total, incluyendo todas las posibles fuentes de costo y sus correspondientes probabilidades. Reséndiz D. y Herrera demuestran (Reséndiz D. Y Herrera, 1969) que el problema puede resolverse con este enfoque y que los cálculos necesarios no son más complicados que los requeridos por un análisis convencional de asentamientos. En forma aproximada, para las condiciones del subsuelo compresible de la Ciudad de México, el incremento de presión neto óptimo, q_{op} , que da un costo mínimo puede expresarse como sigue:

$$q_{op} = \frac{C_2}{2} \gamma C_3 f^2$$

En que:

C_2 = tasa de incremento del costo de construcción con la profundidad de desplante.

$$C_3 = \frac{C_2}{\bar{\rho}^2}$$

C_p = costo actualizado debido a asentamientos

$\bar{\rho}$ = asentamiento medio de la estructura

f = asentamiento medio para q unitaria

γ = peso volumétrico medio del suelo excavado

3.3.3 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Hay diversos métodos en uso para calcular los cajones de cimentación (Baker A. 1957). La estructura de apoyo (losa o cascarones) comúnmente se diseña como piso invertido.

Para cajones con losas de poco espesor a menudo se emplea el diseño de losa plana y, para las de mayor espesor, suele usarse un sistema de vigas T. En este último caso generalmente es más fácil alojar las traveses debajo de la losa, ya que pueden colarse en zanjas sin cimbra ni troquelamiento.

Con frecuencia se usan en la Ciudad de México cajones de cimentación sobre cascarones cilíndricos delgados que se diseñan estructuralmente con los esfuerzos de membrana, omitiendo la flexión.

La distribución de presiones de contacto en la base del cajón depende de la rigidez de la estructura. Si esta es muy rígida, la presión será menor al centro que en los extremos; si es suficientemente flexible como para adaptarse al perfil de asentamientos, la presión será relativamente uniforme. Si, independientemente de la rigidez del cajón, en su conjunto, la losa es muy flexible, se deformará hacia arriba entre columnas, con el siguiente alivio de reacciones sobre ella. Para fines de diseño estructural se supone una distribución uniforme de presiones, ya que esta hipótesis da lugar a momentos y cortantes conservadores en las secciones críticas.

Para comparar las ventajas relativas de las losas planas y los cascarones como sistemas de apoyo del cajón de cimentación, supóngase que el cajón está formado por celdas. En los cascarones, los momentos transversales son tan pequeños que pueden despreciarse, con lo que se obtienen espesores pequeños en comparación con los que resultarían para una losa.

El acero principal de refuerzo para flexión longitudinal de los cascarones se coloca sólo en la clave. Lo anterior y la geometría hacen que los volúmenes de material necesario para una misma rigidez sean menores en los cascarones que en las losas. Sin embargo, los cascarones requieren traveses de borde y tímpanos reforzados para tomar los coceos. En general, el ahorro en materiales entre una y otra solución es de alrededor de 30%. En cuanto a comportamiento, puede decirse que, es más frecuente la aparición de filtraciones de importancia en cascarones que en losas de cimentación, aunque, desde el punto de vista estructural, la experiencia con ambos tipos de cimentación ha sido satisfactoria.

CAPÍTULO CUATRO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

Para alojar el cajón de cimentación de un edificio se requiere hacer una excavación de 3.0 m de profundidad, en un área de 16.5 m por 39.8 m en planta. El inmueble tiene un peso unitario máximo de 8.042 t/m² y un peso unitario medio de 6.542 t/m², los cuales consideran el peso del cajón de cimentación.

La estratigrafía y propiedades del subsuelo se presentan a continuación:

Estrato	Profundidad	h _o	w	γ _{sat}	Propiedades de deformación constantes t/m ²	Descripción
	m	m	%	t/m ³		
1	0 - 1.8	1.8	46.2	1.55	E _e = 800 E _u = 700	Limo arenoso
1'	1.8 - 2.1	0.3	46.2	1.55	E _e = 800 E _u = 700	Limo arenoso
2	2.1 - 3.0	0.9	75.1	1.43	E _e = 500 E _u = 400	Limo arcilloso
2'	3.0 - 4.8	1.8	75.1	1.43	E _e = 500	Limo arcilloso
3	4.8 - 6.6	1.8	147.8	1.32	E _e = 500 E _u = 400	Arcilla limosa
4	6.6 - 11.4	4.8	109.6	1.39	E _e = 800 E _u = 700	Arcilla limosa
5	11.4 - 15.0	3.6	260.4	1.18	E _e = 800 E _u = 700	Arcilla limosa
6	15.0 - 19.5					Arena en estado muy compacto

La profundidad del nivel de agua freática (NAF) se encontró a 1.8 m

w = contenido natural del agua

γ = peso volumétrico saturado del suelo

Con las pruebas se encontró que el módulo de Poisson es $\nu = 0.5$ en cada estrato.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación (compensada) y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con la intensidad media, menos el peso total del peso excavado.

Tanto en el caso de que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad, como en el programas de construcción que exijan períodos de bombeo muy prolongados, es aconsejable tomar medidas para limitar los asentamientos de estructuras vecinas, confinando el área de trabajo con tablestacas o muros impermeables que corten cualquier estrato arenoso o limoso, de permeabilidad mayor que la media, que se encuentre entre la elevación del nivel freático y la máxima profundidad de abatimiento piezométrico, sin embargo, para nuestro caso, no hay colindancias que se puedan afectar por la excavación, por este motivo, no se realiza el diseño de tablestacas.

4.1 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN Y ASENTAMIENTO INMEDIATOS, DE ACUERDO A LA LEY DE HOKE

Para alojar el cajón es necesario efectuar un corte, lo que produce expansiones inmediatas del fondo de la excavación. Al construir el edificio las expansiones se recuperan mediante hundimientos, que se denominan asentamientos por recompresión.

Se ha observado que las expansiones inmediatas son de tipo elástico y se pueden calcular utilizando un módulo elástico lineal E_e , sin embargo el cómputo sólo será aproximado, debido a que el módulo elástico del suelo es no lineal.

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, es decir, se calculan empleando la Ley de Hooke para cada estrato que se encuentra debajo del fondo de la excavación.

$$\delta = h_0 [m] [\sigma_z [t/m^2] - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] [t/m^2] / E_e [t/m^3]$$

En donde:

δ = asentamiento ó expansión

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ = esfuerzos normales verticales y horizontales

E_e = deformación unitaria del estrato

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme 'q' en la superficie (Fig. 4.1), discutido en el capítulo 3 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación, tema 3.2.1 Expansión, de esta tesis.

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{A} + \text{ang tan } \frac{x y}{z A} \right]$$

Para σ_x y σ_y (Dashko y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{y A}{x z}) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{x A}{y z}) \right]$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

q = carga aplicada a la superficie

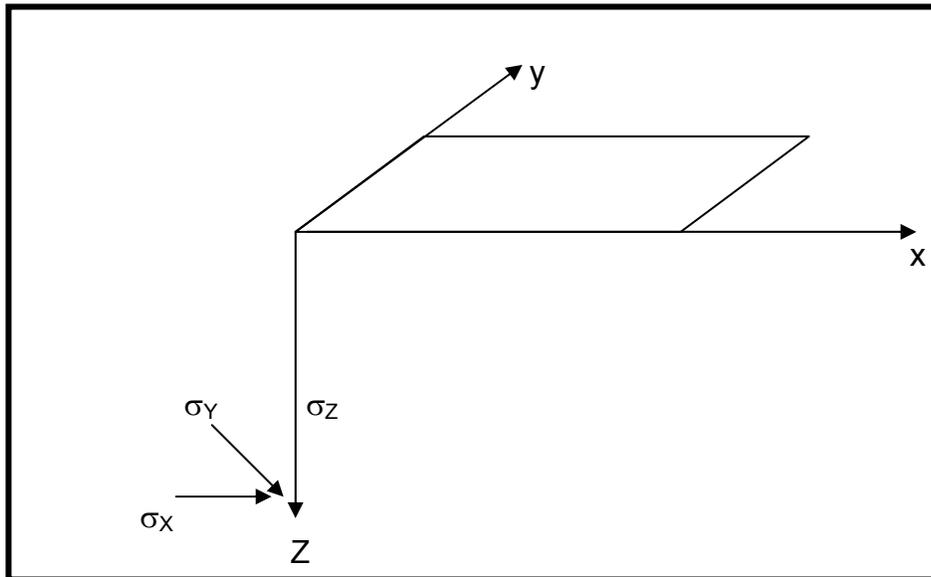


Fig. 3.14 Incrementos de esfuerzo normal bajo la esquina de un rectángulo cargado, en un medio semi infinito

Para calcular la descarga por excavación, se ocupará el peso volumétrico del suelo saturado (γ_{sat}) y el espesor de los estratos en los que se realizará la excavación, de tal manera que la descarga por excavación vale:

$$1.55 (2.1) + 1.43 (3 - 2.1) = 4.542 \text{ t/m}^2.$$

Los esfuerzos verticales se calcularán al centro del rectángulo, de tal manera que

$$x = \frac{B}{2} = \frac{39.8}{2} = 19.9 \text{ [m]}$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{16.5}{2} = 8.25 \text{ [m]}$$

$z = \frac{1}{2}$ de la profundidad del estrato en estudio + la profundidad de los estratos que se encuentren antes del que se está estudiando.

Se considera que se excava toda el área en una sola etapa.

Para fines prácticos se calculará antes cada término que conforman las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales.

La siguiente tabla muestra para cada estrato el valor de x, y, z y A

Estrato	h_o [m]	x [m]	x^2 [m ²]	y [m]	y^2 [m ²]	z [m]	z^2 [m ²]	A [m]
2'	1.8	19.9	396.01	8.25	68.0625	0.9	0.81	21.58408
3	1.8	19.9	396.01	8.25	68.0625	2.7	7.29	21.58408
4	4.8	19.9	396.01	8.25	68.0625	6	36	21.65346
5	3.6	19.9	396.01	8.25	68.0625	10.2	104.04	21.62574

Ahora se calculará cada término que conforma la expresión para determinar σ_z

Estrato	$1/(x^2 + y^2)$	$1/(y^2 + z^2)$	xyz/A	$\tan^{-1}(xy/zA)$	σ_z [t/m ²]
2'	0.00252	0.01452	6.85296	1.45315	4.53946
3	0.00248	0.01327	20.41706	1.22785	4.48022
4	0.00231	0.00961	44.04958	0.88562	4.07960
5	0.00200	0.00581	70.25707	0.59395	3.30408

De la misma manera se calculan σ_x y σ_y

Estrato	$[xyz/(x^2+y^2)]A$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(y/x)$	$\tan^{-1}(yA/xz)$	σ_x [t/m ²]
2'	0.01727	0.11765	0.39301	1.47045	4.15187
3	0.05063	0.34295	0.39301	1.27936	3.40398
4	0.10196	0.68518	0.39301	0.99640	2.26596
5	0.14050	0.97685	0.39301	0.76953	1.31116

Estrato	$[xyz/(y^2+z^2)]A$	$\tan^{-1}(zA/xy)$	$\tan^{-1}(x/y)$	$\tan^{-1}(xA/yz)$	σ_y [t/m ²]
2'	0.09950	0.11765	1.17779	1.55349	3.91410
3	0.27095	0.34295	1.17779	1.51928	2.76689
4	0.42330	0.68518	1.17779	1.46002	1.33681
5	0.40823	0.97685	1.17779	1.39521	0.53701

Ahora podemos calcular δ [m]

Estrato	h_o [m]	ν	E_e [t/m ³]	σ_z [t/m ²]	σ_x [t/m ²]	σ_y [t/m ²]	δ [m]
2'	1.8	0.5	800	4.53946	4.15187	3.91410	0.001139564
3	1.8	0.5	500	4.48022	3.40398	2.76689	0.005021214
4	4.8	0.5	500	4.07960	2.26596	1.33681	0.021870918
5	3.6	0.5	500	3.30408	1.31116	0.53701	0.017135952
$\Sigma =$							0.045167648

La deformación de la superficie es la suma de cada estrato, es por eso que el asentamiento es $\delta_{\text{expansión}} = 4.5 \text{ cm}$

4.2 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN CON EL MÉTODO DE STEINBRENNER

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

El asentamiento bajo la esquina de el cajón sometido a carga uniforme 'q' está dado por la fórmula de Steinbrenner (Juárez badillo y Rico, 1980)

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2})\sqrt{L^2 + H^2}}{L(B+A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2})\sqrt{B^2 + H^2}}{B(L+A)} + \frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) H \tan^{-1} \frac{LB}{HA} \right]$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2}$$

En donde:

L = largo de la cimentación [m]

B = Ancho de la cimentación [m]

q = carga [t/m²]

ν = módulo de Poisson

E = Eu = módulo elasto plástico [t /m²]

El cálculo del hundimiento inmediato por compresión se lleva a cabo usando un incremento neto de presión, es decir, al peso unitario máximo del inmueble se le resta la descarga para obtener el incremento de carga por el peso del edificio, obteniendo, para este caso el siguiente resultado:

$$q = 8.042 - 4.542 = 3.5 \text{ [t /m}^3\text{]}$$

Además,

$$H = 15 - 3 = 12 \text{ [m]}$$

$$B = 16.5 / 2 = 8.25 \text{ [m]}$$

$$\nu = 0.5$$

Debido a que se hace una consideración de un solo estrato, se debe obtener un promedio ponderado de E_U (tabla 4.1)

Tabla 4.1 Cálculo del promedio ponderado de E_U

Estrato	h_0 [m]	E_U [t/m ²]	$E_U h_0$ [t/m]
2'	1.8	700	1260
3	1.8	400	720
4	4.8	400	1920
5	3.6	400	1440
$\Sigma h_0 = 12$			$\Sigma E_U h_0 = 5340$

$$\text{Promedio } (\Sigma E_U h_0 / \Sigma h_0) = 5340 \text{ [t/m]} / 12 \text{ [m]} = 445 \text{ [t/m}^3\text{]}$$

Ahora se puede calcular el asentamiento inmediato por compresión; para hacer más claro el cálculo se calculan por separado los términos que conforman la expresión:

$$\left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] = \left[\frac{3.5(1-0.5^2)}{\pi 445} \right] = 0.001878$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2} = 24.66 \text{ [m]}$$

$$\left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + H^2}}{L(B+A)} \right] = 1.106 \text{ [m]}$$

$$\left[B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + H^2}}{B(L+A)} \right] = 4.089 \text{ [m]}$$

$$\left[\frac{q}{2\pi E} (1-\nu-2\nu^2) H \tan^{-1} \frac{LB}{HA} \right] = 0 \quad (\text{por causa del } \nu)$$

Ahora podemos sumar los términos

$$\delta' = (0.001878) (1.106 \text{ m} + 4.089 \text{ m}) + 0 = 0.00976 \text{ [m]}$$

Sin embargo, el asentamiento antes calculado es el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado, por lo que para encontrar el asentamiento al centro del rectángulo, que es lo que queremos conocer, se debe multiplicar por cuatro.

$$\delta_{\text{compresión}} = 4 \delta' = .039 \text{ m} = \mathbf{3.9 \text{ cm}}$$

4.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO POR COMPRESIÓN CON EL MÉTODO DEL M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

Los estratos de arcilla tienen un espesor inicial h_o , sin embargo, al ser sometidos a un incremento de carga, sufren una deformación vertical d , quedando con un espesor final h_f . La deformación se debe a consolidación primaria y consolidación secundaria

$$\delta'_t = \delta_{Pt} + \delta_{st} \quad (12)$$

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

La ecuación siguiente permite calcular la deformación vertical de un estrato de suelo de espesor inicial h_o , al término de la consolidación primaria

$$\delta_P = \left[1 - \frac{(p_{ve} + \sigma_z)^{\left(\frac{-1}{A'}\right)}}{p_{ve}} \right] h_o \quad (13)$$

En donde:

σ_z = esfuerzo vertical

$$P_{ve} = p_{cie} + p_{vo}' \quad (14)$$

A' , P_{cie} = módulos de deformación

La evolución de la deformación por consolidación primaria se obtiene:

$$\delta_{Pt} = \delta_P U \quad (15)$$

U = Porcentaje de consolidación

Como se explica en el capítulo tres de esta tesis (Teoría de Consolidación M.I. DEMÉNEGHI Colina, Puebla y Sanginés 2003), la presión hidráulica U , está en función del factor tiempo (T), por lo que ocuparemos la siguiente expresión:

$$t = \frac{c_v t}{H_e^2} \quad (16)$$

$$T = \frac{TH_e^2}{c_v} \quad (17)$$

CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

La deformación por consolidación secundaria la podemos obtener suponiendo que, después de que ha ocurrido el 100% de la consolidación primaria, sucede una “disminución” de la presión de confinamiento interno p_{cie} . Para tomar en cuenta esta “disminución”, introducimos un coeficiente C_{SC} en las ecuaciones (13) y (14), quedando ésta con la siguiente forma

$$\delta = \left[1 - \left(\frac{C_s p_{ve} + p_{vo}' + \sigma_2}{C_s p_{cie} + p_{vo}'} \right)^{\frac{-1}{A'}} \right] h_o \quad (18)$$

Siendo:

$$C_{SC} = 1 - \log (t - t_P) \quad (19)$$

t_P = tiempo en que ocurre el 10% de la consolidación primaria

Log = \log_{10}

En resumen, el cómputo de la deformación diferida lo hacemos de la siguiente forma (Deméneghi Colina): calculamos el tiempo en que ocurre el 100% de consolidación primaria; para esto usamos las expresiones (16) y (17).

Consideramos que el tiempo en que sucede el 100% de consolidación primaria vale $t_P \approx t_{95}$, es decir, al llegar al 95% de consolidación, se considerará que ha finalizado la consolidación primaria. Por lo que la ecuación (16) quedará como sigue:

$$t_P = \frac{1.127H_e^2}{c_v} \quad (20)$$

El valor de T fue obtenido de la relación U (%) – T (tabla 3.1, tomada de Juárez Badillo y Rico 1976)

Tabla 3.1 Relación Teórica U(%) - T

U (%)	T
0	0
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	infinito

La deformación que se presenta en un cierto tiempo t se determina de la siguiente manera;

Si $t < t_P$, utilizamos las ecuaciones (13) y (15)

Si $t > t_P$, empleamos las ecuaciones (18) y (19)

CÁLCULO DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.

La tabla 4.2 presenta el cómputo de la consolidación primaria, p_{cie} , C_v , A' , p_{vo}' y m , son módulos obtenidos de pruebas de consolidación y compresibilidad: σ_z , es el mismo esfuerzo vertical calculado en la expansión inmediata; p_{ve} es obtenido a partir de la ecuación (14); finalmente la consolidación primaria se obtiene a partir de la expresión (13).

Tabla 4.2 cálculo de la consolidación primaria

Estrato	h [cm]	z [m]	P_{cie} [kPa]	C_v [cm ² /s]	A'	m	σ_z [kPa]	P_{vo}' [kPa]	P_{ve} [kPa]	δp [cm]
2'	180	0.9	3180	0.00034	3	0.065	44.53207	36.58149	3216.58149	0.82309
3	180	2.7	3060	0.00032	3.2	0.067	43.95094	43.20324	3103.20324	0.78935
4	480	6	3040	0.00029	2.8	0.058	40.02092	55.21068	3095.21068	2.19731
5	360	10.2	2990	0.00028	2.9	0.059	32.41302	67.57128	3057.57128	1.30667

CÁLCULO DE LA CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Para éste cálculo se verificará la consolidación para unos años después de terminada la obra, se compararán t y t_p , si $t_p < t$, la consolidación primaria habrá finalizado y se puede calcular la consolidación secundaria; de lo contrario, habrá que calcular nuevamente el asentamiento primario que se ha verificado hasta ese momento, para después conocer la consolidación secundaria.

Las tablas que aparecen a continuación muestran el cálculo del asentamiento para diferentes tiempos. C_{SC} fue calculado con la expresión (19); δ para el caso que se requiere se obtiene con la expresión (18).

Para el caso en que la consolidación primaria no ha sido finalizada se calculó δ_p con la expresión (13); T se obtiene de la ecuación (17); U es calculado a partir de T , interpolando de la tabla 3.1 y δ_{pT} se puede conocer con la expresión (18).

Finalmente, el asentamiento total (primario más secundario) se puede obtener con la ecuación:

$$\delta'_t = \delta_{pt} + \delta_{st} \quad (12)$$

La consolidación se verificará para 5 y 30 años

$$t_1 = \text{segundos en 5 años} = 5 * 365 * 86400 = 157,680,000 \text{ [s]}$$

$$t_2 = \text{segundos en 30 años} = 30 * 365 * 86400 = 946,080,000 \text{ [s]}$$

Tabla 4.3 Cálculo de la consolidación a los 5 años (t = t₁)

Estrato	t _p [s]	t ₁ [s]		C _{sc}	δ [cm]	δ _p [cm]	T	U	δ _{PT} [cm]	
2'	107396470.6	157680000	t _p <t ₁	0.49941	1.61514					
3	28527187.5	157680000	t _p <t ₁	0.45656	1.68293					
4	223845517.2	157680000	t _p >t ₁			2.19731	0.79388	0.88351	0.019413	
5	130410000	157680000	t _p <t ₁	0.56129	2.27636					
						Σ=5.57444				Σ=0.019413

Por lo que,

$$\delta'_t = \delta_p + \delta_{pt} = 5.57444 + 0.019413 = 5.5938 \text{ [cm]}$$

Tabla 4.4 Cálculo de la consolidación a 30 años (t = t₂)

Estrato	t _p [s]	t ₂ [s]		C _{sc}	δ [cm]
2'	107396470.6	946080000	t _p <t ₂	0.4199661	1.9062619
3	28527187.5	946080000	t _p <t ₂	0.3995037	1.9099295
4	223845517.2	946080000	t _p <t ₂	0.4861967	4.3969711
5	130410000	946080000	t _p <t ₂	0.4742206	2.6695812
					Σ = 10.882744

Así, en 5 años el asentamiento será aproximadamente de 5.59 cm. y en 30 años el asentamiento será de 10.88 cm.

4.4 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Haciendo un resumen, las deformaciones calculadas anteriormente se presentan a continuación:

$$\delta_{exp} = 4.5168 \text{ [cm]}$$

$$\delta_{rc} = \delta_{exp} = 4.5168 \text{ [cm]}$$

$$\delta_c = 3.9022 \text{ [cm]}$$

$$\delta'_t = 10.8827 \text{ [cm]}$$

$$\delta_{total} = 18.5296 \text{ [cm]}$$

El RCDF especifica que la expansión total no debe ser mayor de 30 cm, por lo que se cumple con el reglamento

- Verificando los asentamientos para instalaciones

$$\delta = \delta_{rc} + \delta_c + \delta'_t$$

$$\delta = 4.5168 + 3.9022 + 10.8827$$

$$\delta = \mathbf{19.3017 \text{ [cm]}}$$

- Verificando los asentamientos para colindancias (no deben ser mayores de 15 [cm])

$$\delta = \delta_c + \delta'_t$$

$$\delta = 3.9022 + 10.8827$$

$$\delta = 14.7849 \text{ [cm]} < 15 \text{ [cm]}$$

Por lo que las estructuras colindantes no correrán peligro de asentamiento.

4.5 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE FALLA DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COMPENSADAS (NTCDCC)

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

Las combinaciones de acciones a considerar para esta cimentación (Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño estructural de las cimentaciones) serán de dos tipos:

a) Primer tipo de combinación.

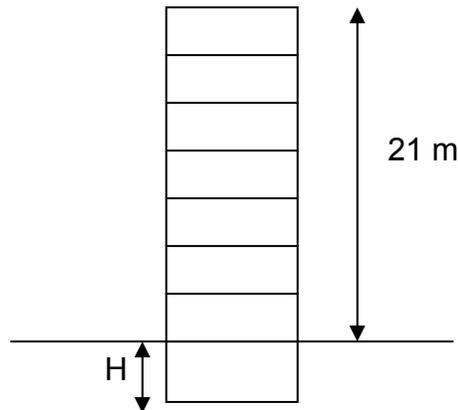
Acciones permanentes más acciones variables. Se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

b) Segundo tipo de combinación.

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (sismo en este caso). Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas

Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

El edificio en el que irá la cimentación tendrá 7 niveles de 3 m de altura.



CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < C_u N_c F_R + \rho_v$$

Donde:

$\sum QF_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga.

Q en [t]

A [m²] es el área del cimientto.

ρ_v [t/m²] es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio de suelo.

C_U es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU).

N_C es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

Para:

$$\frac{D_f}{B} < 1 \quad \text{y} \quad \frac{B}{L} < 1$$

Donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1 respectivamente.

F_R es el factor de resistencia

Para esta cimentación:

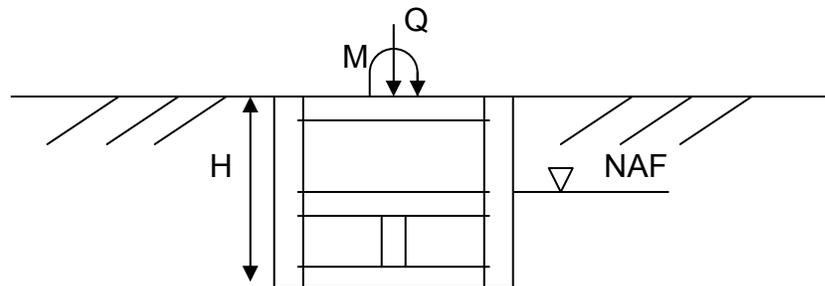
$$F_R = 0.7 \quad \text{y} \quad F_C = 1.4$$

$$\rho_V = 4.542 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

C_U deberá ser calculado como un promedio ponderado.

En el caso de combinaciones de cargas que incluyen solicitaciones sísmicas que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia 'e' del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

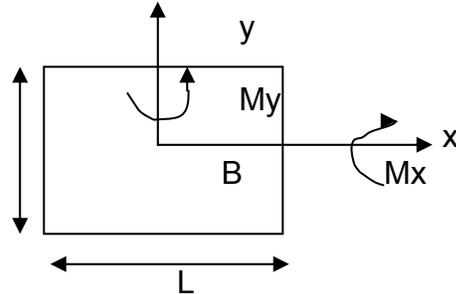
$$B' = B - 2e$$



Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será:

$$A' = B' L'$$

En planta:



Para obtener C_U se realizó el promedio ponderado de los datos que se obtuvieron de las pruebas de laboratorio del ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU).

La tabla 4.5 muestra el cálculo de la capacidad de carga

Tabla 4.5 Cálculo del promedio ponderado de C_u

Estrato	C_u [t/m ²]	h [m]
2'	2.54842	1.8
3	2.85423	1.8
4	2.75229	4.8
5	2.65036	3.6

Resistencia promedio:

$$C_{um} = \frac{C_{U2}h_2 + C_{U3}h_3 + C_{U4}h_4 + C_{U5}h_5}{\Sigma h}$$

$$C_{U \text{ medio}} = 2.706. \text{ [t/m}^2\text{]}$$

En adelante se usará este valor como C_U

Para la 1a. Combinación de acciones

Después de realizar el análisis de la estructura se obtuvo Q, por tal motivo, en esta revisión $Q = 5281.18$ [t]

$$CM + C_{V_{\max}} = Q = 5281.18 \text{ [t]}$$

$$Q = 8.042[t] + 6.542[t] = 5281.18 \text{ [t]}$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3[m]}{16.5[m]} = 0.182 < 2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{16.5[m]}{39.8[m]} = 0.415 < 1$$

Por lo que se cumple la condición para utilizar la expresión arriba mencionada para encontrar el valor de N_c

$$\frac{\sum QFc}{A_v} = \frac{5281.18 * 1.4}{656.7_v} = 11.2587 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25(3)}{16.5} + \frac{0.25(16.5)}{39.8} \right) = 5.9064$$

$$C_u N_c F_R + \rho_v = (2.706)(5.9064)(0.7) + 4.542 = 15.7299 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\frac{\sum QFc}{A} < C_u N_c F_R + \rho_v$$

$$11.26 \text{ [t/m}^2\text{]} < 15.73 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

Como se observa, no existe peligro de falla

2a. Combinación de acciones

CM + CV + sismo

Cálculo de la fuerza sísmica

La fuerza por sismo se calculó de 5281.18 [t], sin embargo debe ser afectada por un coeficiente c, el cual para la zona III, que es la zona en que se ubicará la

cimentación compensada, $c = 0.18$, de ahí que la fuerza real del sismo sea de la siguiente magnitud:

$$\text{sismo} = 5281.18 * 0.18 = 950.6124 \text{ [t]}$$

Ya que el edificio es de 7 niveles de 3[m] de altura, el brazo de palanca para el cálculo del momento será de 10.5, se desprecia la altura del cajón y el momento alrededor del eje x es el 30% del momento alrededor del eje 'y'.

$$\text{Momento de volteo: dirección larga} = M_x = 2994.4 \text{ [t-m]}$$

$$\text{Momento de volteo: dirección corta} = M_y = 9981.4 \text{ [t-m]}$$

$$e_B = \frac{M_x}{Q} = \frac{2994.4}{5281.18} = 0.567 \text{ [m]}$$

$$e_L = \frac{M_y}{Q} = \frac{9981.4}{5281.184} = 1.89 \text{ [m]}$$

Ahora calculamos el 30% de las excentricidades para combinar los efectos sísmicos

$$30\% e_B = 0.3 (0.567) = 0.1701 \text{ [m]}$$

$$30\% e_L = 0.3 (1.89) = 0.567 \text{ [m]}$$

Calculamos el ancho efectivo

$$B'_1 = B - 2e_B = 16.5 - 2(0.567) = 15.366 \text{ [m]}$$

$$L'_1 = L - 2e_L = 39.8 - 2(0.1701) = 36.02 \text{ [m]}$$

Ahora calculamos el ancho efectivo con la combinación de los efectos sísmicos

$$B'_2 = B - 2(0.3e_B) = 16.5 - 0.1701 = 16.1598 \text{ [m]}$$

$$L'_2 = L - 2(0.3e_L) = 39.8 - 0.567 = 38.666 \text{ [m]}$$

Lo siguiente es calcular las dimensiones reducidas en forma simultánea para así obtener el área efectiva, lo anterior significa que el área menor será la más

desfavorable, por lo que se utilizará ésta para verificar la resistencia de la cimentación.

$$A' = B' L' \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A'_1 = B'_1 L'_2 = 15.366 (38.666) = 594.1418 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A'_2 = B'_2 L'_1 = 16.1598 (36.02) = 582.076 \text{ [m}^2\text{]}$$

El área más desfavorable es A'_2

Revisando el volteo:

$$\frac{\sum QFc}{A'_2} < C_u N_c F_R + \rho_v$$

$$\frac{D_f}{B'_2} = \frac{16.5[m]}{16.1598[m]} = 1.0211$$

$$\frac{B'_2}{L'_1} = \frac{16.1598[m]}{36.02[m]} = 0.4486$$

Ahora podemos verificar la desigualdad para el volteo

$$\frac{\sum QFc}{A'_2} = \frac{5281.18 * 1.4}{582.076} = 12.7022 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25(16.5)}{16.1598} + \frac{0.25(16.5)}{36.02} \right) = 7.0285$$

$$C_u N_c F_R + \rho_v = (2.706)(7.0285)(0.7) + 4.542 = 17.8575 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$12.7 \text{ [t/m}^2\text{]} < 17.85 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

Por lo que se cumple con las normas

Ahora verificaremos el giro ocasionado por el momento:

$$\Theta = \frac{3(1-\nu)M}{8GR^3}$$

donde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 148.333 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

R = radio [m]

Momento de inercia del rectángulo en la dirección x

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{16.5 * 39.8^3}{12} = 86686.589 \text{ [m}^4\text{]}$$

Ahora se debe determinar el radio equivalente a un círculo que tenga el mismo momento de inercia de un rectángulo

$$R = \left[\frac{4I}{\pi} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{4(86686.586)}{\pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 18.227 \text{ [m]}$$

$$\Theta = \frac{3(1-\nu)M}{8GR^3} = \frac{3(1-0.5)2994.4}{8(148.33)(18.227)^3} = 0.000626$$

Momento de inercia del rectángulo en la dirección 'y'

$$I = \frac{bh^3}{12} = 14898.881 \text{ [m}^4\text{]}$$

Ahora se debe determinar el radio equivalente a un círculo que tenga el mismo momento de inercia de un rectángulo

$$R = \left[\frac{4I}{\pi} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{4(14898.881)}{\pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 11.736 \text{ [m]}$$

$$\Theta = \frac{3(1-\nu)M}{8GR^3} = \frac{3(1-0.5)9981.4}{8(148.33)(11.736)^3} = 0.0078$$

FALLA DE FONDO

La falla de fondo se revisará según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), el cual indica que habrá que verificar que el suelo tenga la suficiente cohesión y resistencia para que, al aumentar la presión, el fondo de la excavación no se levante, de ahí que deba cumplirse la desigualdad

$$\rho_V + \Sigma q F_C < C_U N_C F_R$$

Verificando si existe riesgo de falla de fondo:

La sobre carga mínima (Σq) será 4.542 [t/m²]

$$N_C = 5.90636$$

$$\rho_V + \Sigma q F_C = 4.5242 + [4.5242 (1.4)] = 10.9008 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$C_U N_C F_R = 2.706(5.90636)(0.7) = 11.1895 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$10.9 < 11.18$$

Por lo que no existe peligro de falla de fondo.

CAPITULO CINCO

CONCLUSIONES

Las cimentaciones compensadas se utilizan en edificios que transmiten cargas de mediana magnitud a suelos de compresibilidad media a alta y cuya capacidad de carga resulta baja, como es el caso de arcilla lacustre en el suelo de la Ciudad de México, es por ello que para el estudio de una cimentación compensada es imprescindible tener en cuenta las características del subsuelo, tales como su estratigrafía y propiedades, profundidad del nivel freático y el comportamiento del subsuelo bajo la acción de otros agentes o fuerzas. En algunos casos debe tomarse en cuenta la influencia de otros factores, como el comportamiento de edificios vecinos y la existencia del hundimiento regional.

La cantidad y detalle de los datos requeridos dependen del tipo e importancia del proyecto y de las características del subsuelo; entre más compresible sea el terreno, los datos deberán ser más abundantes.

Las propiedades mecánicas principales que interesarán en el diseño de una cimentación compensada son la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad, con la que se diseñará el sistema de abatimiento o de control del Nivel de Aguas Freáticas. Para un suelo compresible los tipos de sondeos exploratorios más recomendables son con cono mecánico y eléctrico, con los que se pueden definir las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas. El cono eléctrico es la técnica más eficiente y económica actualmente, aunque debe combinarse que permita conocer la estratigrafía.

Para determinar la estratigrafía y propiedades del subsuelo se deben hacer pruebas de campo y laboratorio; la prueba triaxial consolidada y el ensaye de corte directo son algunas pruebas utilizadas para determinar la resistencia y deformabilidad. Las pruebas de compresibilidad se realizan con la prueba de consolidación unidimensional. Las pruebas de laboratorio también permiten conocer las propiedades índice (límites de plasticidad, contenido de agua, peso volumétrico, etc) del subsuelo.

Cuando se sobreestiman las propiedades mecánicas del subsuelo, se corre el riesgo de proyectar una cimentación de comportamiento inadecuado, o llegarse al caso de fallas que inutilicen a la estructura y que impliquen una recimentación o una demolición, con la subsecuente pérdida económica. Aún más, la falla puede llevar al colapso total de la estructura.

La cimentación debe ser segura, funcional y económica. La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar

la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga. El análisis de la capacidad de carga deberá realizarse para carga vertical y para momento. Éste último es muy importante ya que si la cimentación se encuentra sometida a momentos de volteo importantes, por ejemplo sismo, se puede producir una falla local en los bordes del cajón, que es la zona en donde están concentradas las presiones de contacto lo que provocaría un desplome del edificio y en casos extremos su falla total por inestabilidad.

Una razón para utilizar una cimentación compensada es reducir las deformaciones. Ya que se trata de aligerar la carga por medio de la excavación, de tal manera que las deformaciones debidas a la consolidación de la arcilla no excedan el límite tolerable para evitar daños y reparaciones de la estructura. Las deformaciones que se presentan en una cimentación compensada son las expansiones (a corto y largo plazo), recompresión y asentamientos inmediatos por compresión y a largo plazo. Para el asentamiento a largo plazo se debe tener en cuenta la consolidación primaria y secundaria.

Las cimentaciones compensadas se han utilizado en países como Noruega y Estados Unidos, entre otros; aunque los casos más interesantes provienen de la Ciudad de México, en donde el problema es complicado debido al sismo y al asentamiento general del suelo. El uso de las cimentaciones compensadas es una práctica aceptada en la ingeniería civil, ya que han registrado un buen comportamiento, siempre y cuando se haga una buena revisión, como la indicada y se les dé mantenimiento para evitar la infiltración de agua, lo que la deshabilitaría para trabajar adecuadamente.

REFERENCIAS

- 1.- Alberro, J. Discusión en la sesión 4, "Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Vol. 3, México, D.F., 1969
- 2.- Baker, A. A. L. "Raft Foundations" Concrete Publications Ltd., 3ª ed., Londres, 1957
- 3.- Deméneghi Colina A. y Puebla Cadena M., "Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones", Tomo I, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 2003
- 4.- Flamand, C. L. y Tamez, E. "Electrósmosis aplicada a la construcción", Sólum, S.A. Publicación interna No. 5, México, D.F., 1970
- 5.- Hvorslev, M. "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes", ASCE, 1949
- 6.- ISSMFE, "The International manual for sampling of soft cohesive soils". Second draft. 1978
- 7.- Juárez Badillo, E. Y Rico, A. "Mecánica de suelos", Tomo i, Limusas, 1976
- 8.- Mooser, F. (1985) "Estudios geológicos del Valle de México", trabajo no publicado
- 9.- Reséndiz, D. y Herrera, I. "A probabilistic formulation of settlement – controlled design Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, México, D.F., 1969
- 10.- Reséndiz, D. y Zonana J. "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla de la Ciudad de México" Instituto de ingeniería, UNAM, Publicación 252, México, D.F, 1970
- 11.- Sanglerat, G. "Penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co. Nueva York, 1972
- 12.- Santoyo, E. Y Olivares, A. "Penetrómetro estático para suelos blandos sueltos", Series del Instituto de Ingeniería No. 435, UNAM, 1981
- 13.- Skempton, A. W. y MacDonald, "The allowable settlement of buildings" proceedings of the institution of civil Engineers, Vol. 5, No. 3, Londres, 1956
- 14.- Skempton, A. W. "The bearing capacity of clays", Building Research Congress, División I, 1961

15.- Zeevaert, L. (1953), " Outline of the stratigraphical and Mechanical characteristic of the unconsolidated sedimentary deposits in the Basin of the Valley of México " IV Congress INQUIA, Roma

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Juárez Badillo, E. Y Rico, A. " Mecánica de suelos ", Tomo I, Limusa, 1976
- 2.- Deméneghi Colina A., Puebla Cadena M. y Sanginés García, H. , "Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones ", Tomo I, Facultad de Ingeniería, México, D.F., 2003
- 3.- Golder, Hugh Q., "State of the art f floating foundations" , Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American society of civil Engineers, 1965
- 4.- Reséndiz, D. y Springall, G. "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México", Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, quinta reunión nacional