



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMAS  
INTRODUCCIÓN,  
ESTUDIOS PREVIOS,  
Y  
GEOLOGÍA, EXPLORACIÓN Y MUESTREO

EXPOSITOR: M. en I. HUGO S. HAAZ MORA  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003

# DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

**MÓDULO:**

## DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F

**28 DE ABRIL AL 13 DE MAYO DEL 2003**

FECHA:	HORA:	TEMA:	EXPOSITOR:
Lunes 28/04/2003	17:00-21:00	1. Introducción 1.1 Estudios previos 1.2 Geología, exploración y muestreo	M en I. Hugo S. Haaz Mora
Martes 29/04/2003	17:00-21:00	2. Pruebas de campo y Laboratorio 2.1 Propiedades índice y mecánicas	Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Miércoles 30/04/2003	17:00-21:00	3. Clasificación de cimentaciones 3.1 Análisis de deformaciones del suelo de apoyo	M en I. Héctor Sanginés García
Viernes 02/05/2003	17:00-21:00	4. Capacidad de carga en suelos	M en I Carmelino Zea Constantino
Martes 06/05/2003	17:00-21:00	5. Diseño geotécnico de cimentaciones de acuerdo con el RCDF.	Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Miércoles 07/05/2003	17:00-21:00	6. Diseño estructural de cimentaciones superficiales	Ing. Raúl Granados Granados
Jueves 08/05/2003	17:00-21:00	7. Diseño estructural de cimentaciones profundas	Ing. Germán López Rincón
Viernes 09/05/2003	17:00-21:00	8. Interacción suelo-estructura estática y dinámica	M en I. Agustín Deméneghi Colina
Lunes 12/05/2003	17:00-21:00	9. Procedimientos constructivos de cimentaciones superficiales	Ing. Luis Bernardo Rodríguez González
Martes 13/05/2003	17:00-21:00	10. Procedimientos constructivos de cimentaciones profundas	Ing. Roberto Avelar Cajiga

**ANEXO No. I**

**CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA**

# CARACTERISTICAS GEOLOGICAS

---

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a zonas del lago y de transición, la exploración del

suelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades

únicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

## 1

### Generalidades

---

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

#### 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).

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 o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

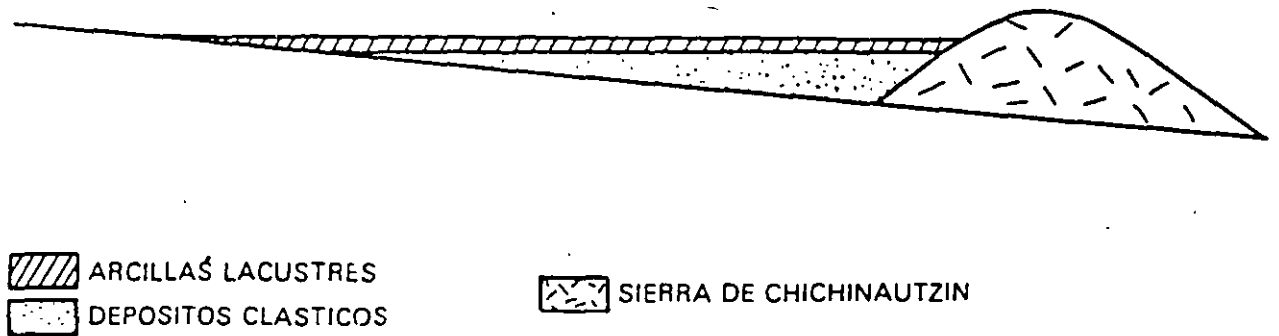


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 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 los 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.

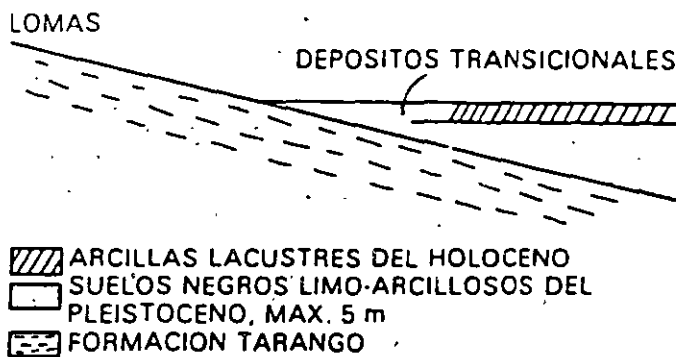


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

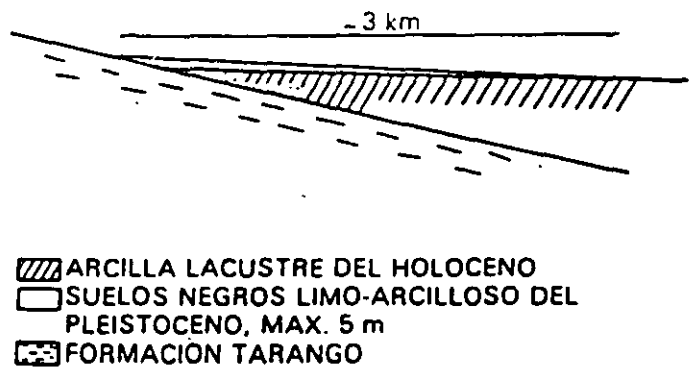


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

## 1.2

### Marco paleoclimático

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 periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando esta hace un millón de años (fig. 4), cuando se inició la 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 periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

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; 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 y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) han permitido comprender 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 más, 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 estrias 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 paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

#### Años antes de hoy

10'	Holoceno - Reciente
80-10x10 <sup>3</sup>	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 <sup>3</sup>	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 <sup>3</sup>	3a. Glaciación: Illinois 2 avances
400-400x10 <sup>3</sup>	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
- 900x10 <sup>3</sup>	1a. Glaciación: Nebraska

Fig. 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado 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 directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, 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 170 000 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 del cráter, para terminar en las barrancas 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 ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoia Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de 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 laderas durante periodos 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, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, 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 del Sangamon.

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

### 1.4 Estratigrafía general

a) 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 solamente es 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 evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

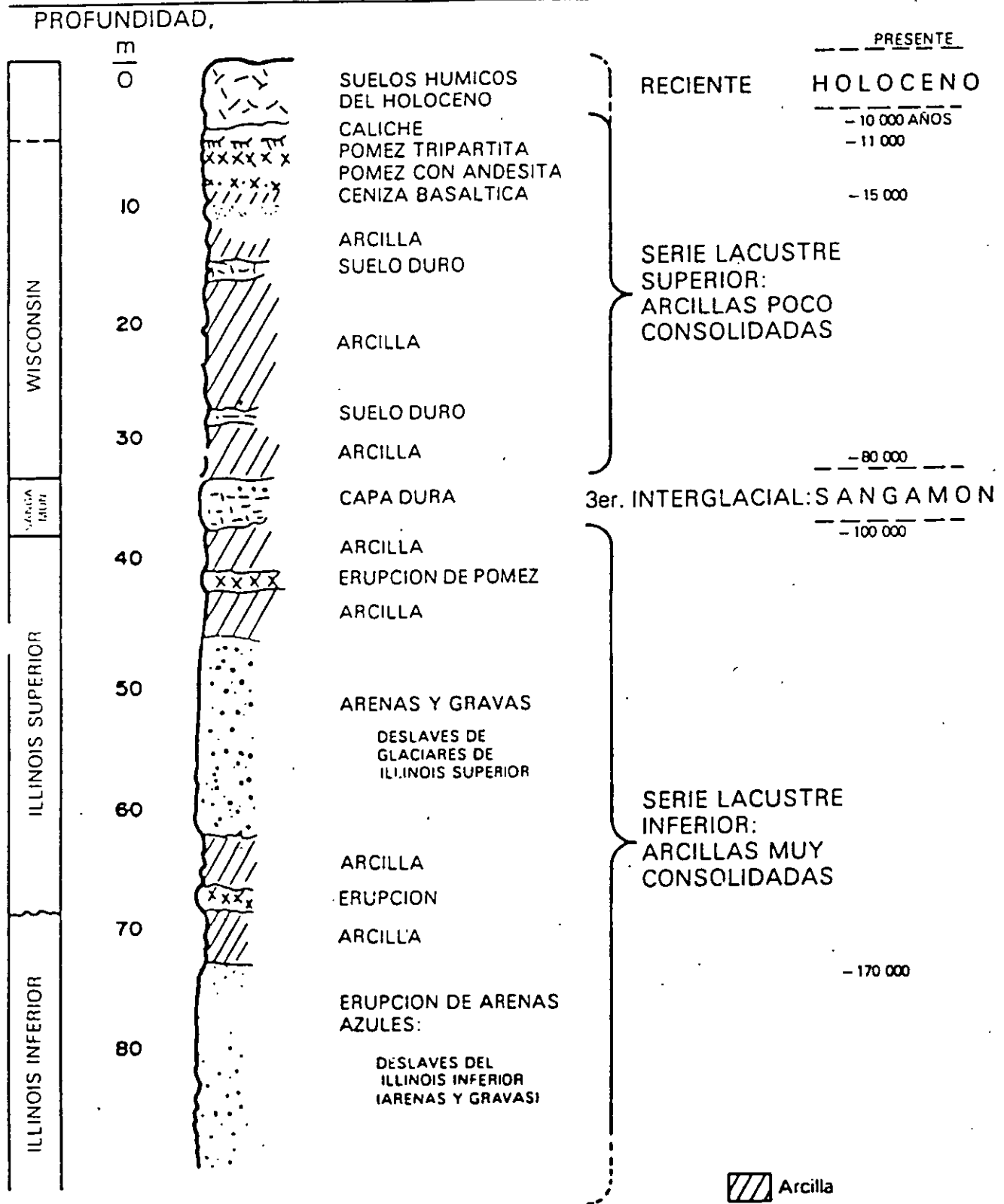


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México



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 Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las 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 café según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

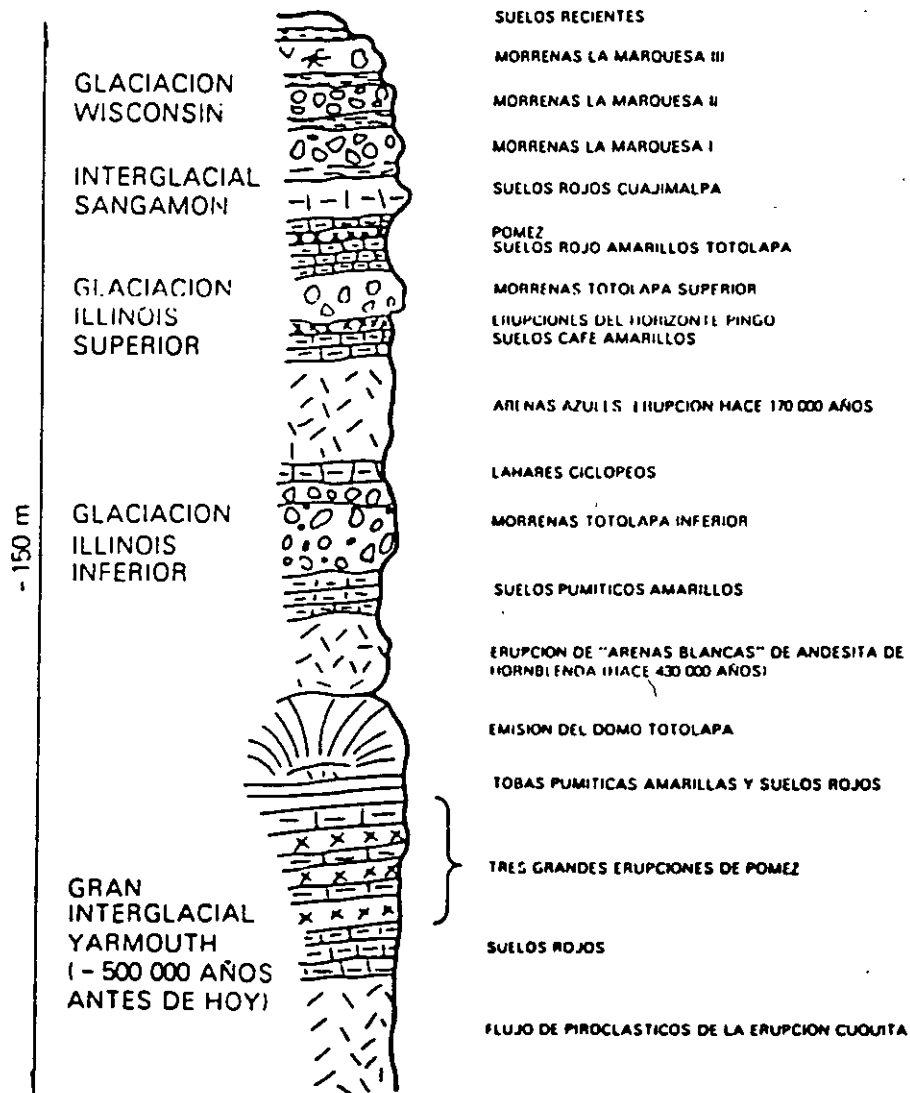


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 6).

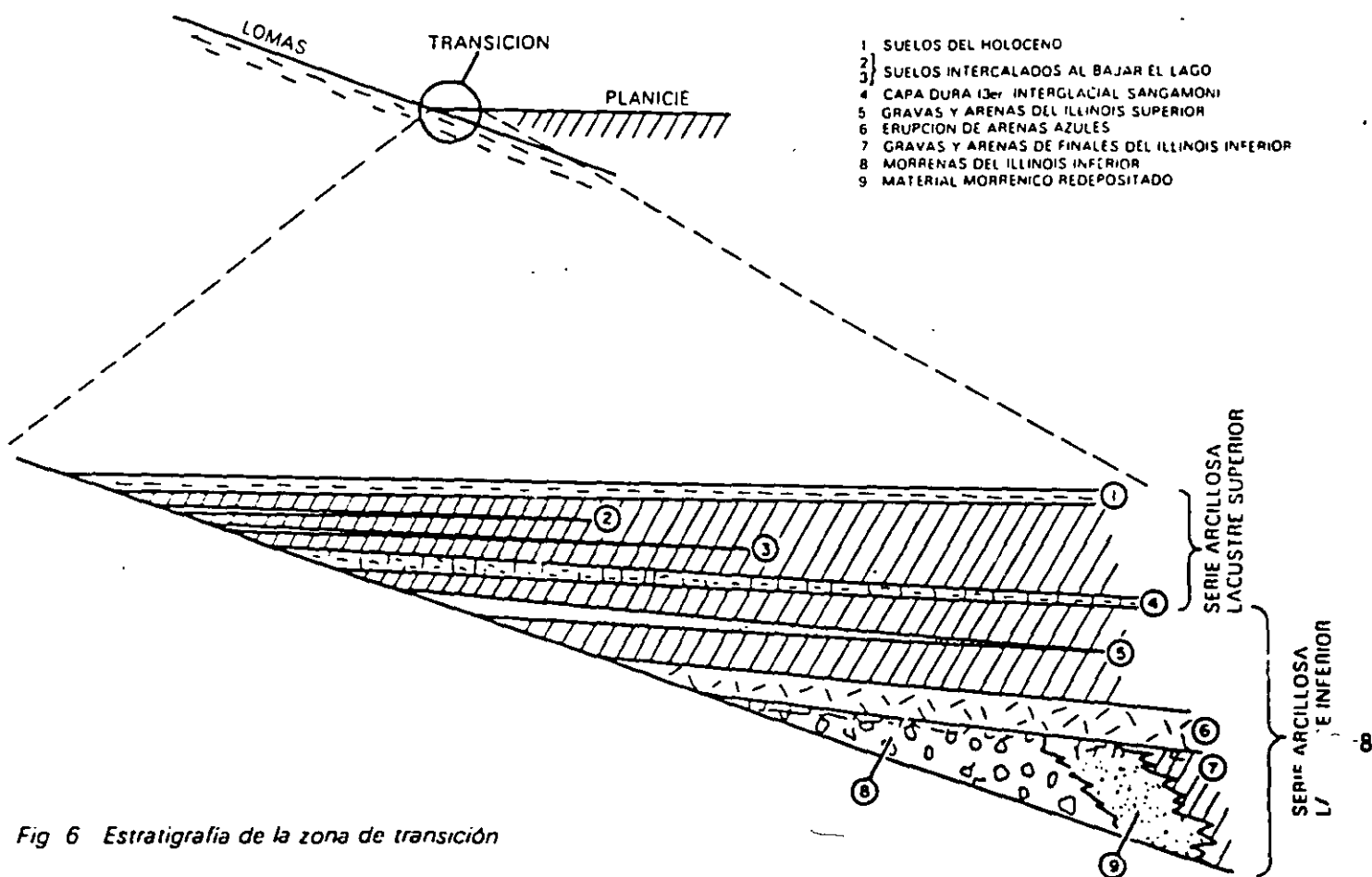


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

D E P O S I T O   D E   L A G O

## 2

### Depósitos del lago

---

#### 2.1

##### 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.

#### 2.2

##### 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 a zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

#### 2.3

##### Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia

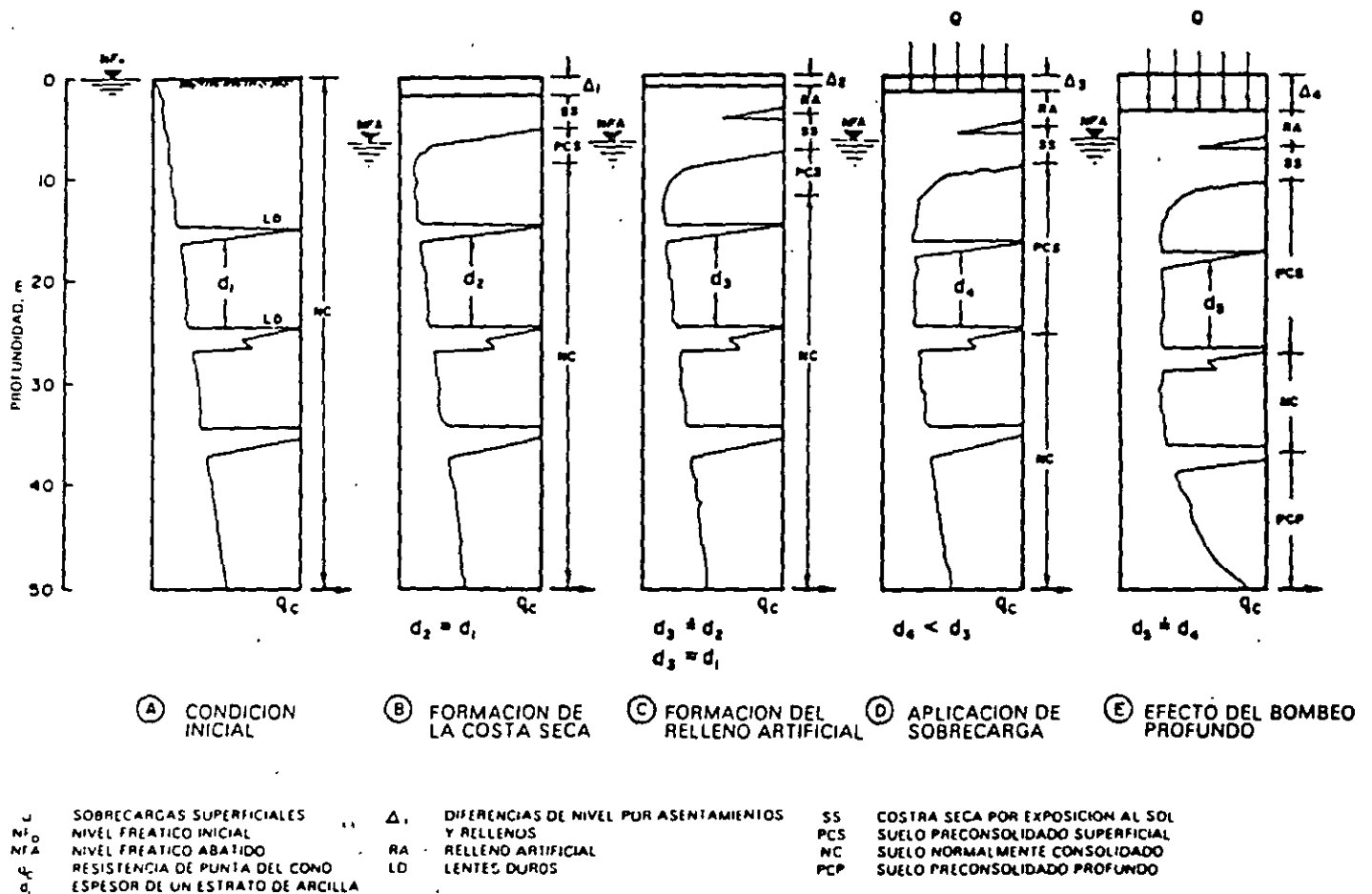


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

**Relleno artificial (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.

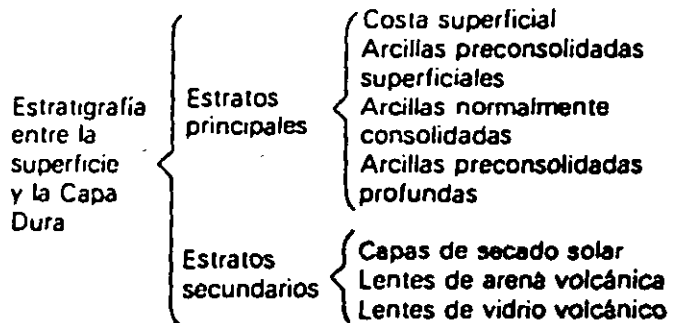
**Costra seca (SS).** Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

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.

En esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

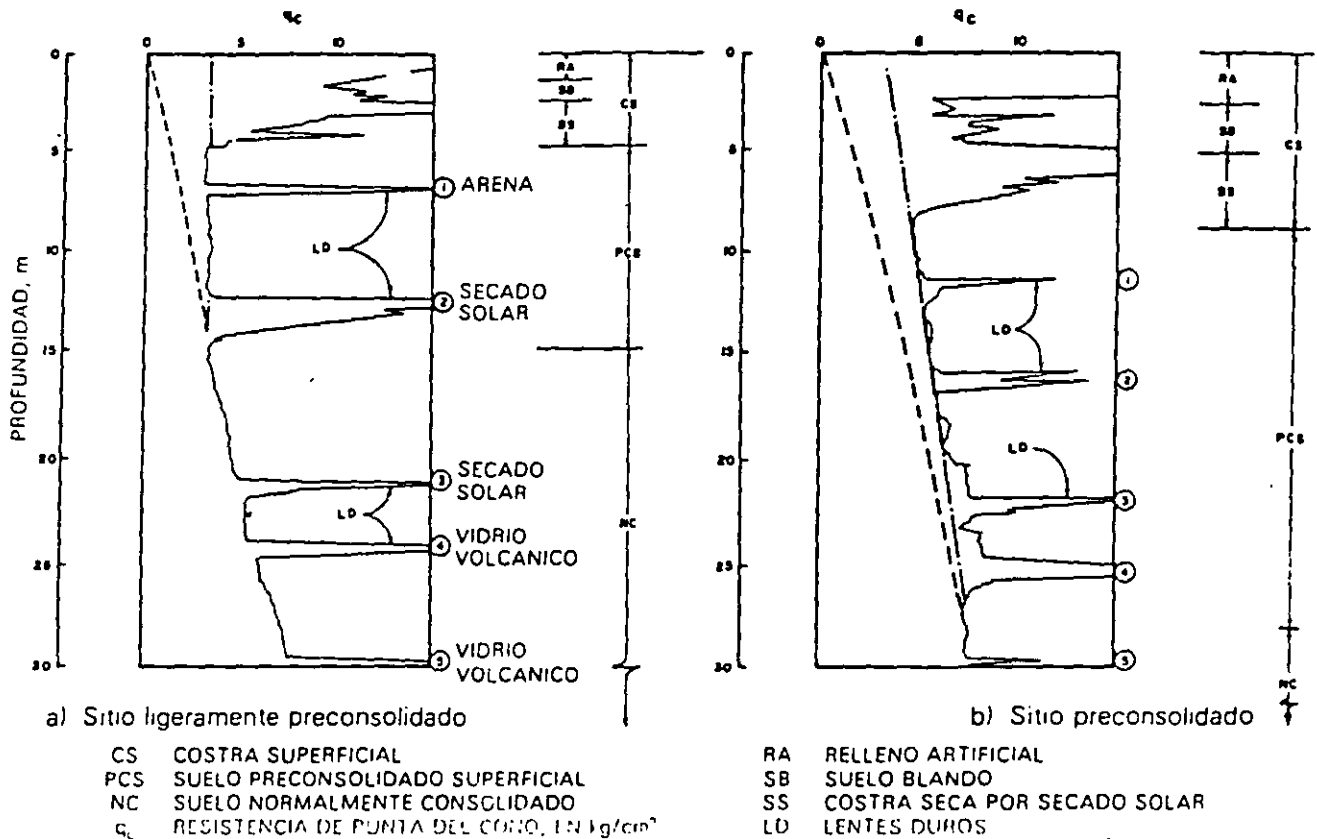


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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 de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

**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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### 3 Depósitos de transición

#### 3.1 Características generales

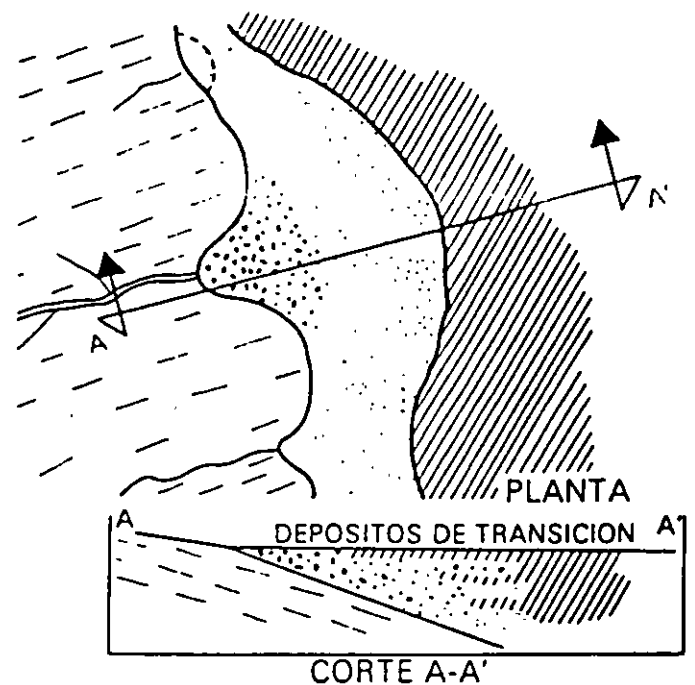
Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes 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.

#### 3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos 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 de río (figs 2 y 3).

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaeciente 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 fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Rio Hondo (fig 10).



-  ARCILLA LACUSTRE
-  DEPOSITOS ALUVIALES
-  TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 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 Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

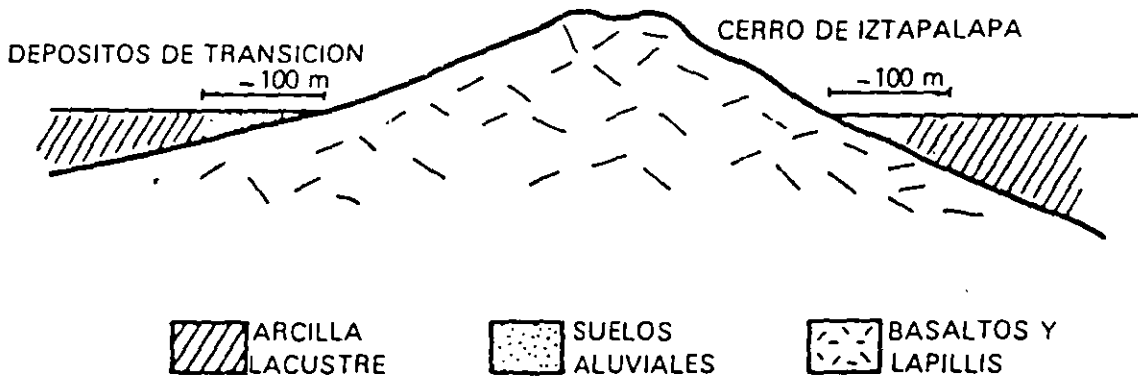


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3 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 12). 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.

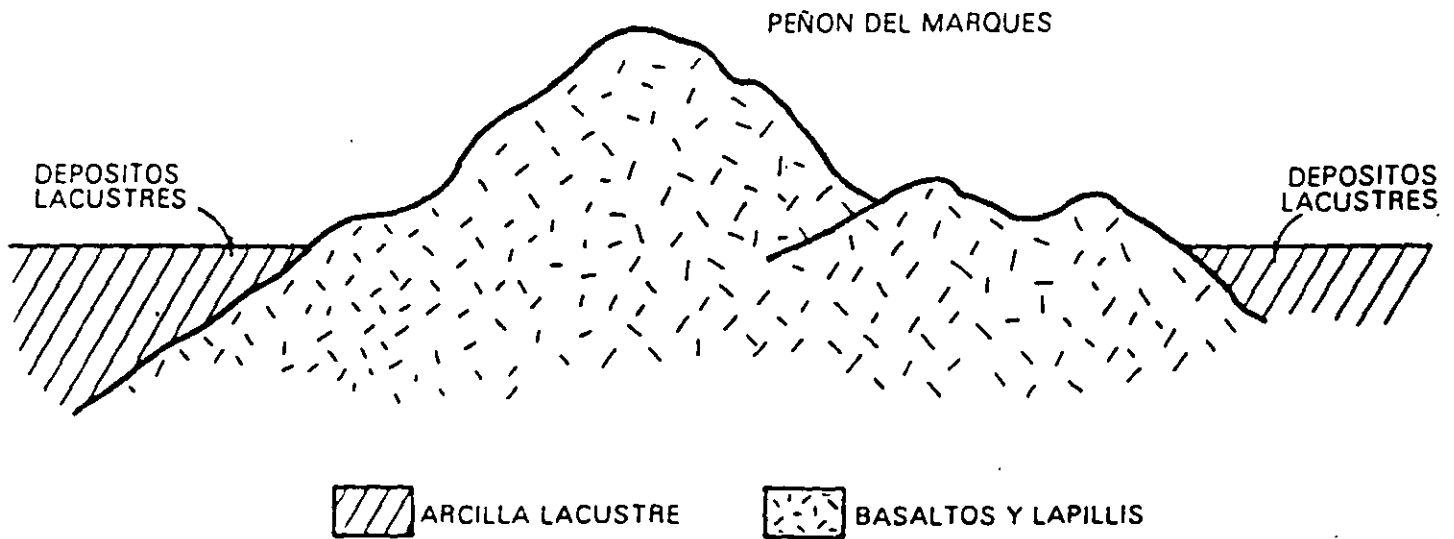


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres



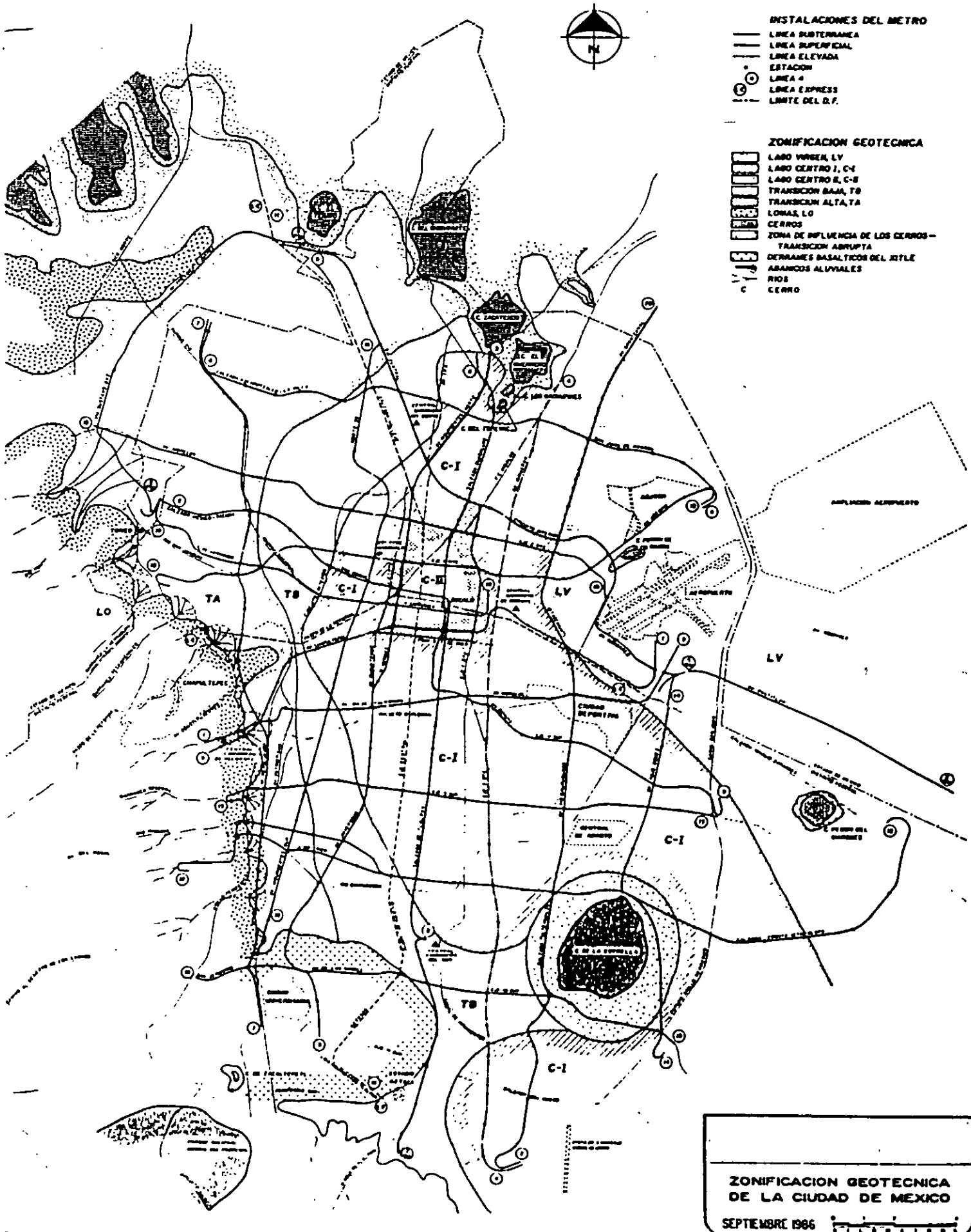
**SIMBOLOGIA**

**INSTALACIONES DEL METRO**

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA 4
- LINEA EXPRESS
- - - LIMITE DEL D.F.

**ZONIFICACION GEOTECNICA**

- ▨ LAGO VERDE, LV
- ▨ LAGO CENTRO I, C-I
- ▨ LAGO CENTRO E, C-E
- ▨ TRANSICION BAJA, TB
- ▨ TRANSICION ALTA, TA
- ▨ LOMAS, LO
- ▨ CERROS
- ▨ ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS - TRANSICION ABRUPTA
- ▨ DERRAMES BASALICOS DEL JITLE
- ▨ ARREBOS ALUVIALES
- ▨ RIOS
- CERRO



**ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO**  
 SEPTIEMBRE 1966

## Depósitos de lomas

---

### 4.1

#### Características generales

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.

### 4.2

#### Zona poniente

a) 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 fluviglaciales.** 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 presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) 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 Angel. 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 Zacaltópetl 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. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

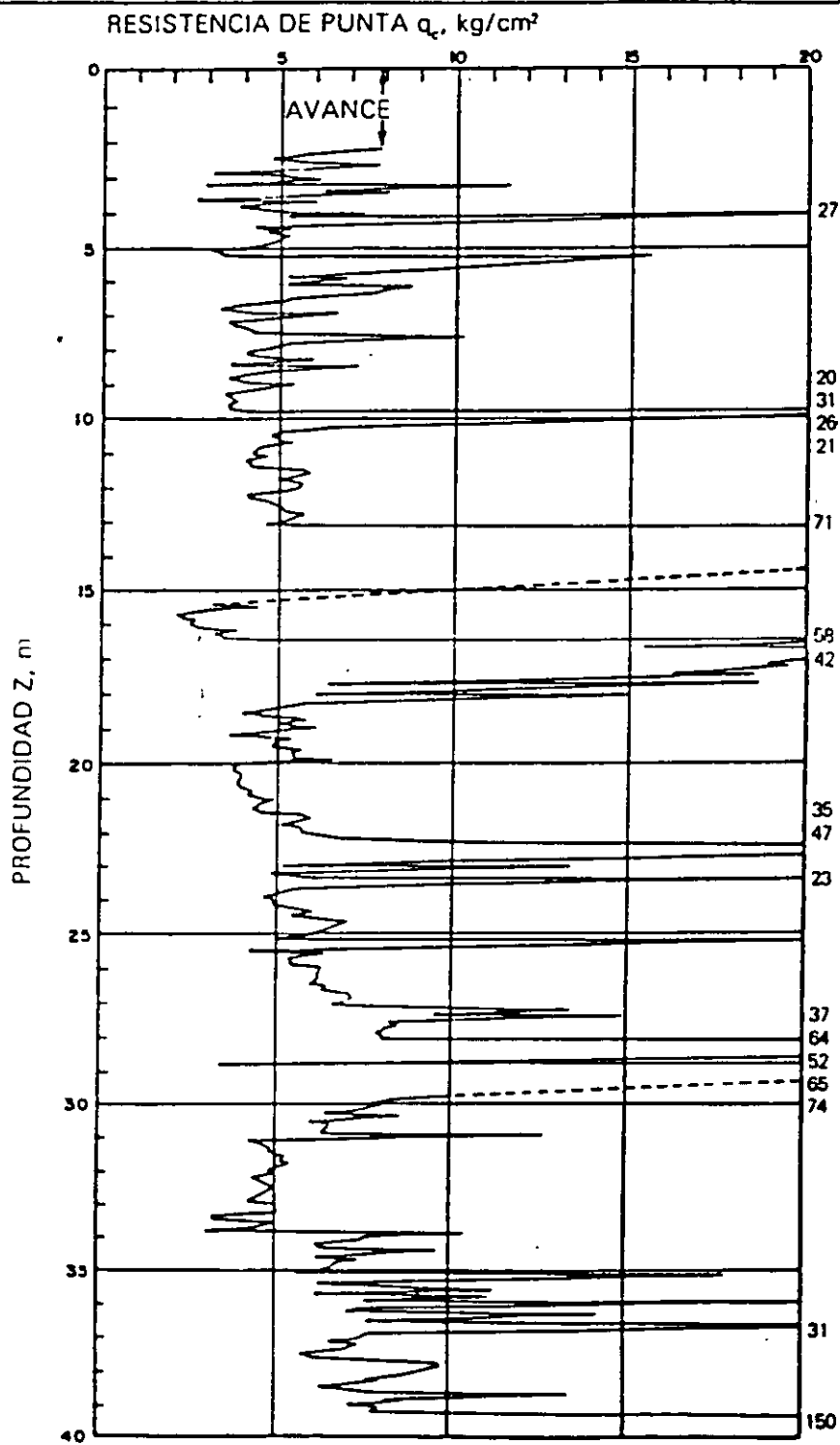


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

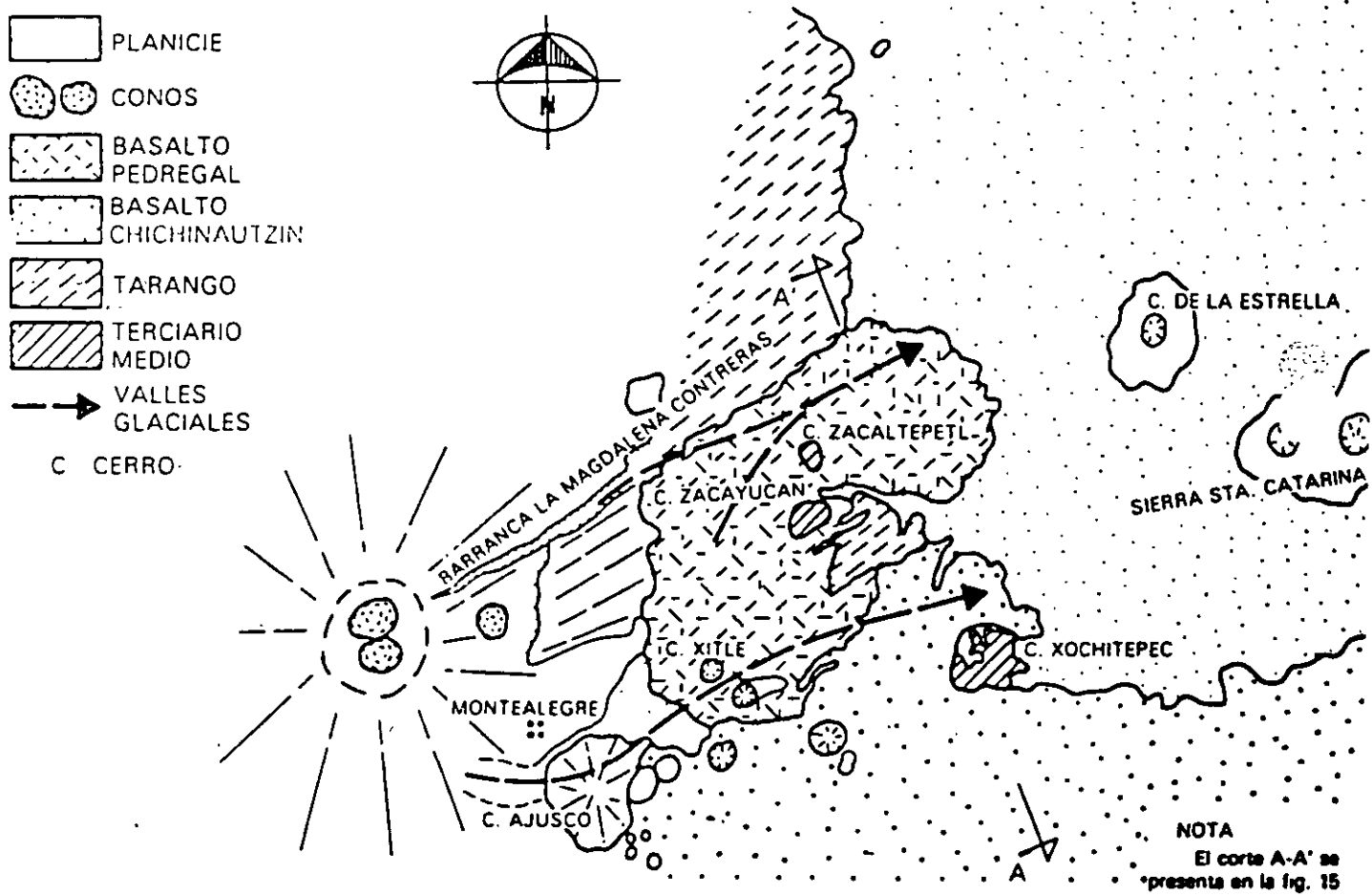


Fig 14 Geologia del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Talpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su abecerra en Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinoio (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 Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas 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 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

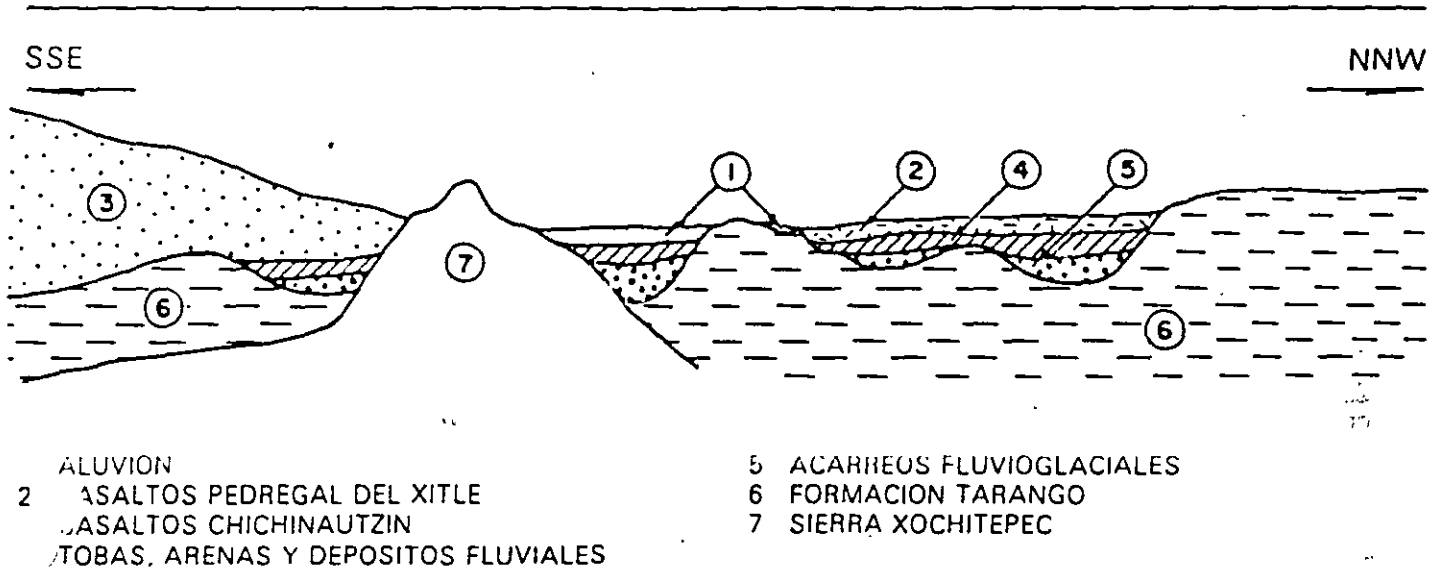


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

### 4.3 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, 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, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y continuando 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 de 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.

1.1  
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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

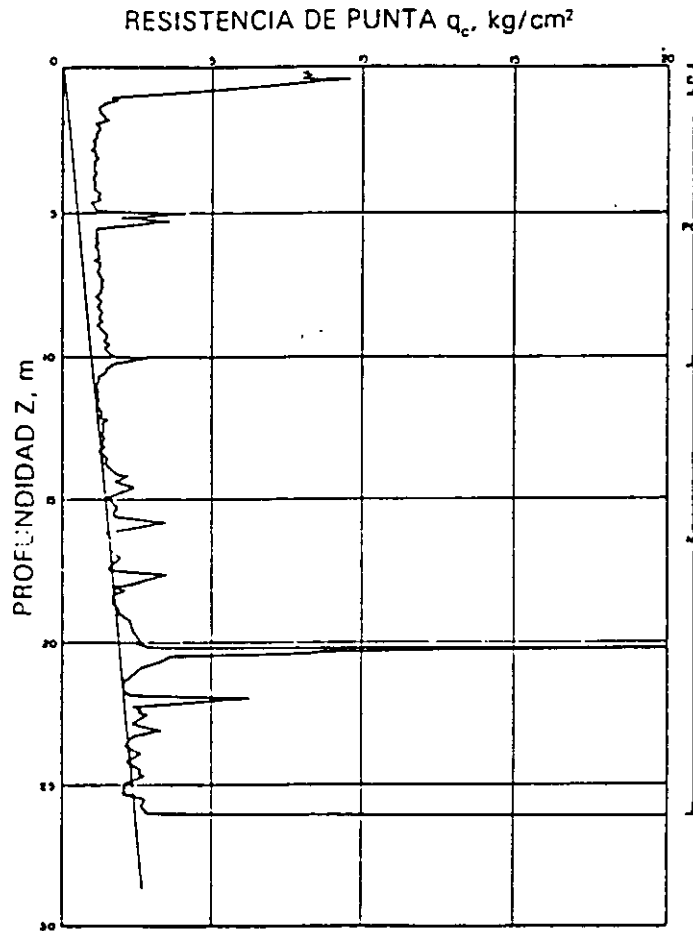


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
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.

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

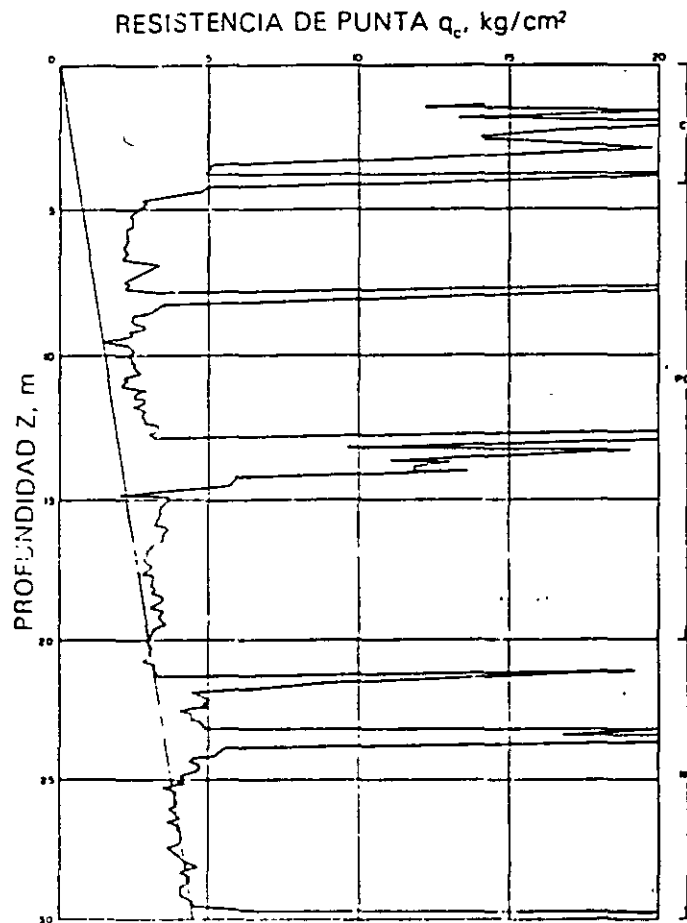


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO-I

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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.

1.3

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: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canchales. 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

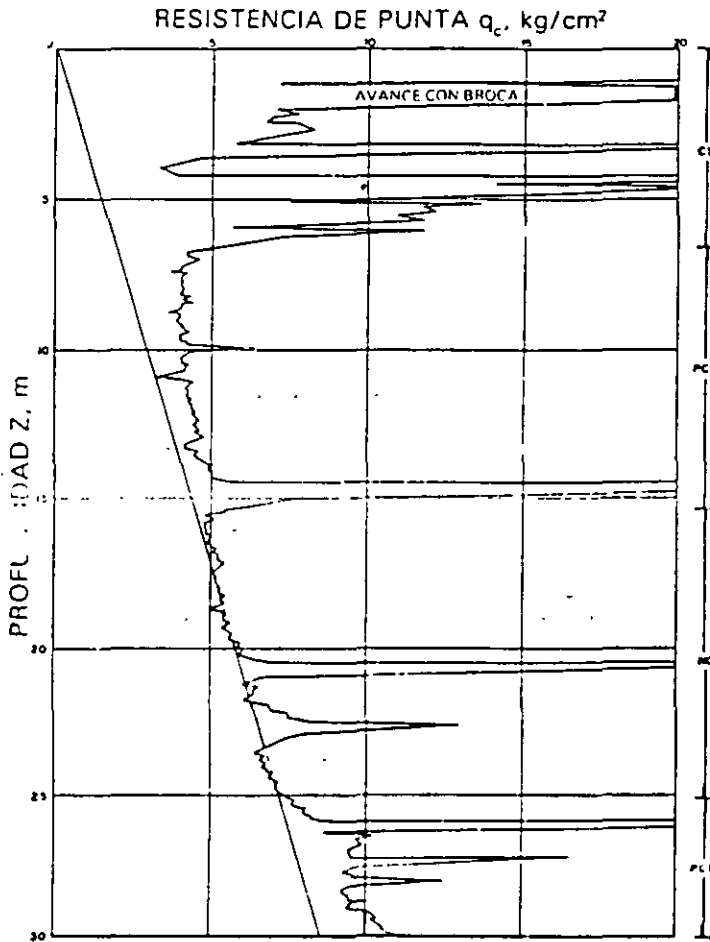


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

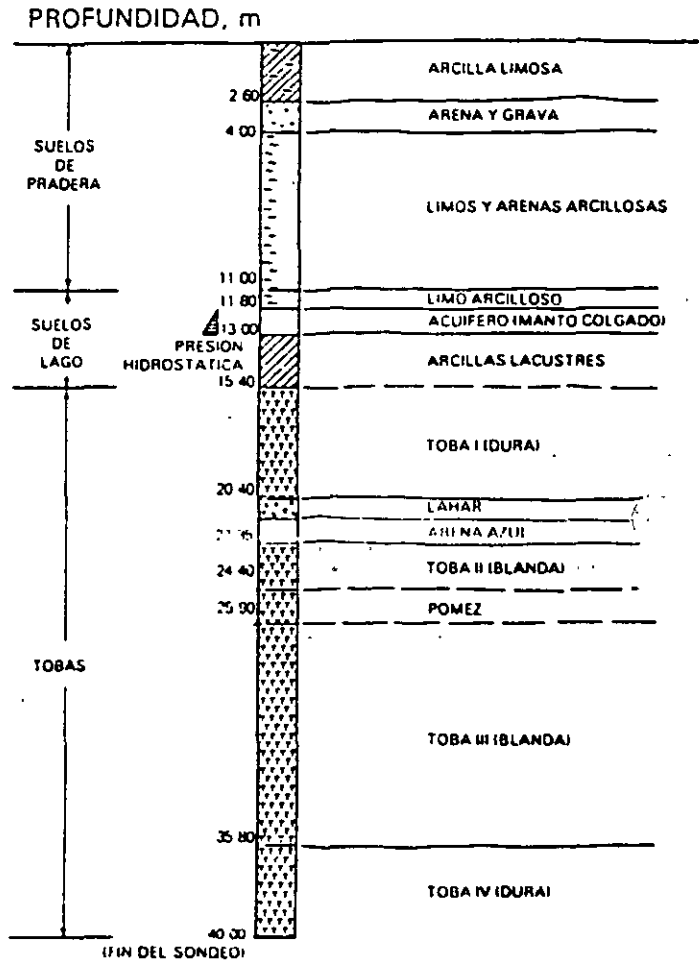


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Esesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa 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.



2  
 a de Transición

2.1  
 Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en 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 las zonas 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.

a) 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 antiguos barrancos. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22).

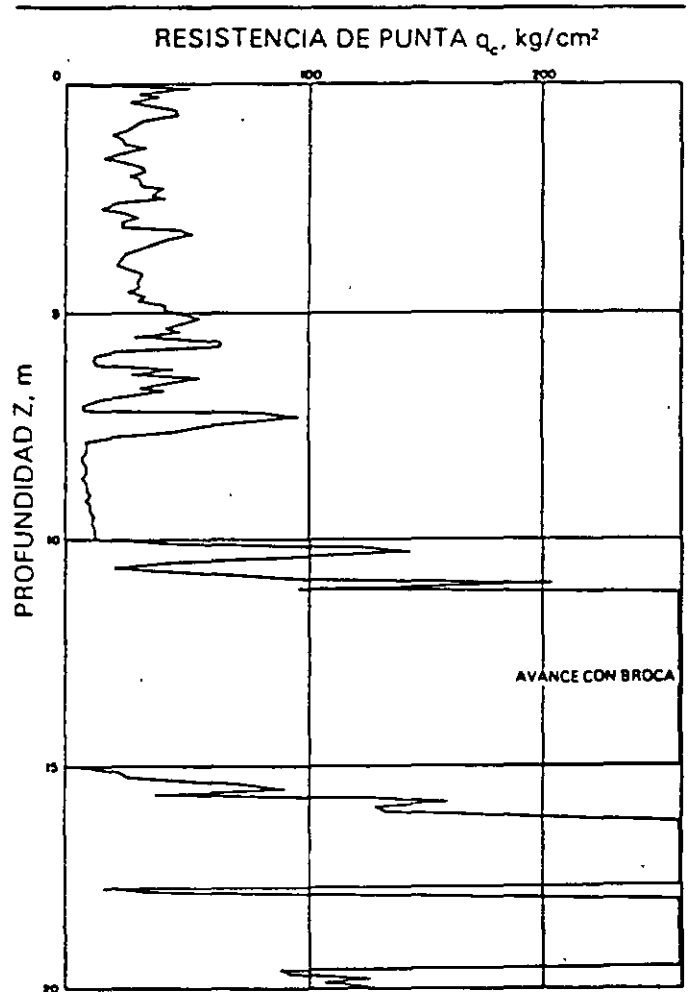


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
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

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

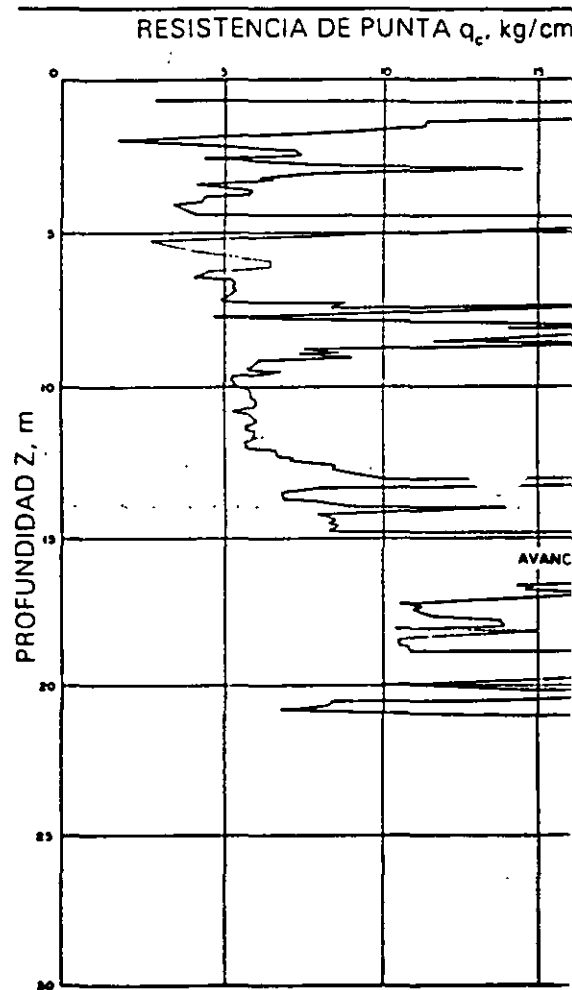


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona transición baja

## 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
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

Usualmente se encuentran rellenos; no en estado, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones regulares de compactación 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.

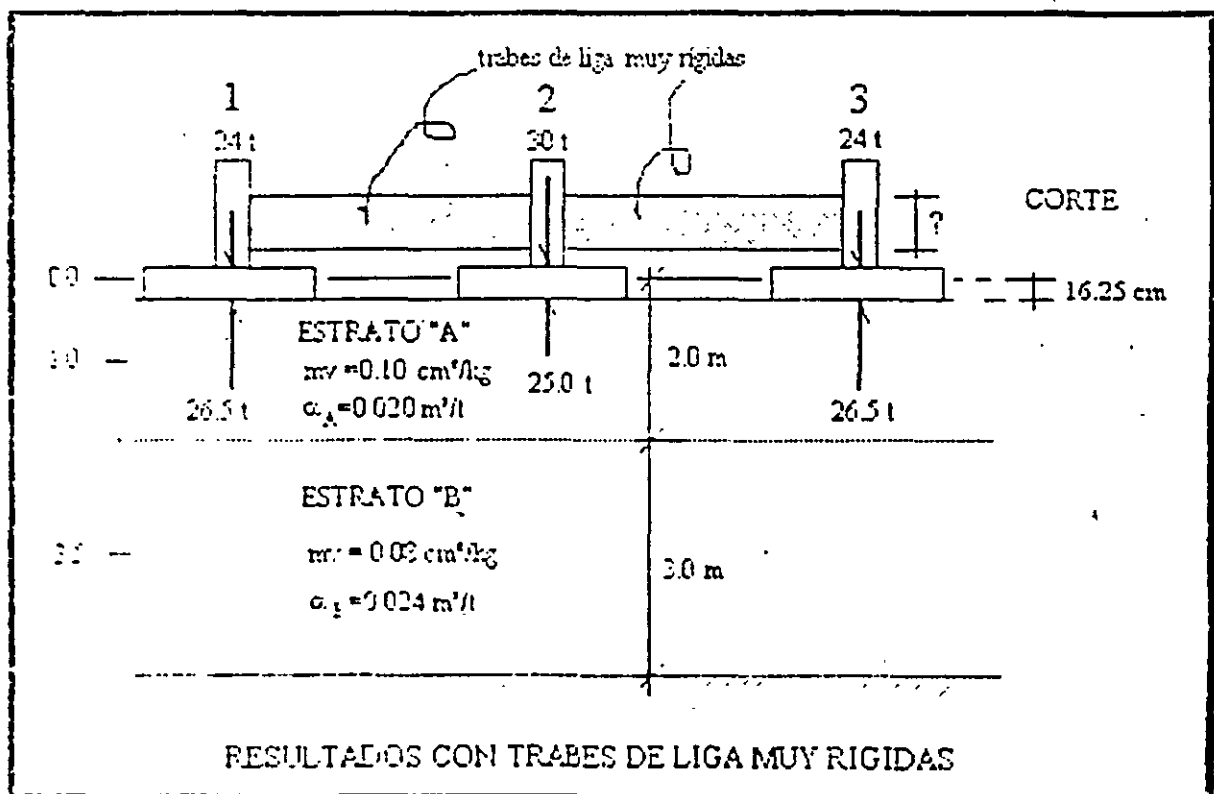
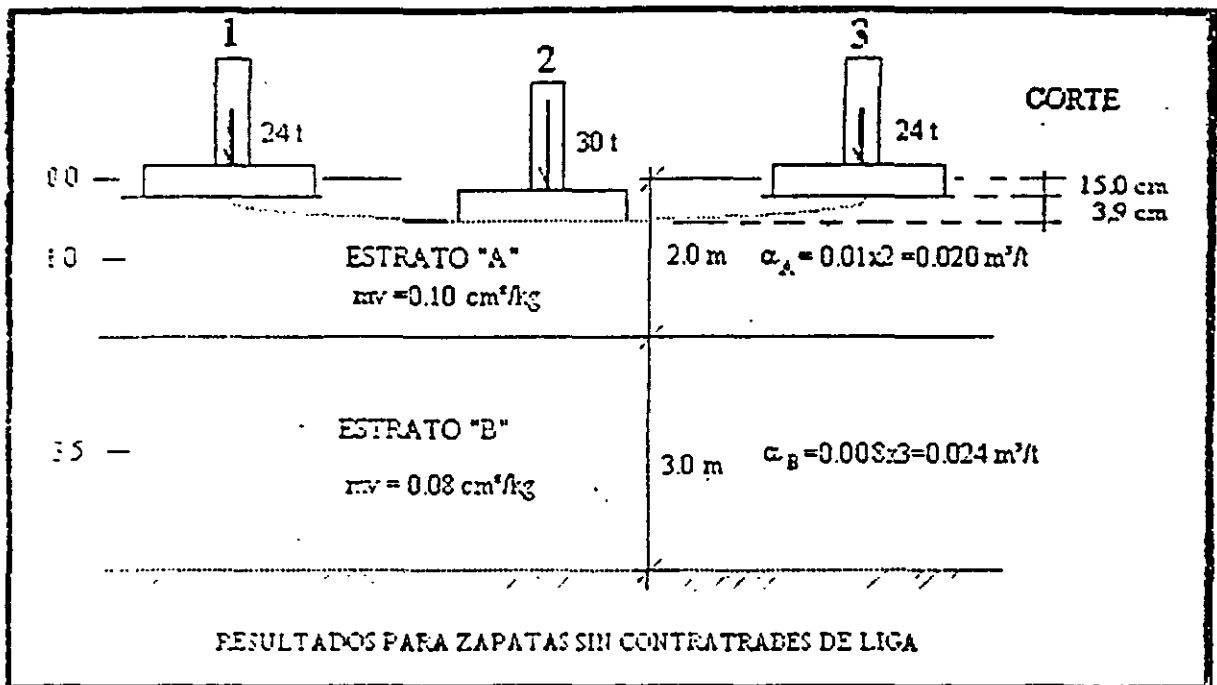
Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

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 compactación 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 la descripción 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 (fig 16), 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. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.



$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

Sin contratraves de liga:  $q_1 = 24/(1.5*1.5) = 10.667 \text{ t/m}^2$   
 $q_2 = 30/(1.5*1.5) = 13.333 \text{ t/m}^2$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 10.667 \\ 13.333 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.150 \\ 0.189 \end{Bmatrix} \text{ (m)}$$

El diferencial vale:  $(0.189 - 0.150)/2.7 = 0.016 \gg 0.004$  (reglamento)

El promedio de asentamientos vale:  $\delta_a = 0.163 \text{ m}$

Con contratraves muy rigidas,  $\delta_1 = \delta_2 = \delta_a$

$$\begin{Bmatrix} \delta_a \\ \delta_a \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

Si se supone  $\delta_a = 1 \text{ m}$

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 72.4934 \\ 68.3645 \end{Bmatrix} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Es obvio que no se cumple el equilibrio, porque:

$$q_1 * A_1 + q_2 * A_2 + q_3 * A_3 = 480.0 \text{ t} \gg 78.0 \text{ ton}$$

Pero se puede hacer la siguiente corrección:

$$\delta_{a2} = \delta_a * W / \Sigma q = 1.0 * 78.0 / 480.04 = 0.162486 \text{ m}$$

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 11.779 \\ 11.108 \end{Bmatrix} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Comprobando el equilibrio:

$$q_1 * A_1 + q_2 * A_2 + q_3 * A_3 = 77.999 \approx 78.0 \text{ t}$$

1	2	3
1.0	0.0	0.0
$I_{11}^A * \alpha_A$	$I_{21}^A * \alpha_A$	$I_{31}^A * \alpha_A$
$I_{11}^B * \alpha_B$	$I_{21}^B * \alpha_B$	$I_{31}^B * \alpha_B$
$\bar{\delta}_{11}$	$\bar{\delta}_{21}$	$\bar{\delta}_{31}$

$$\begin{Bmatrix} \bar{\delta}_{11} \\ \bar{\delta}_{21} \\ \bar{\delta}_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B \\ I_{21}^A & I_{21}^B \\ I_{31}^A & I_{31}^B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_A \\ \alpha_B \end{Bmatrix}$$

$$F_{ij} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} \end{bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix}$$

$$\delta_i = F_{ij} q_j$$

(ecuación matricial de asentamientos, EMA)

1	2	3
1.0	0.0	0.0
$0.548883 * 0.020$	$0.006729 * 0.020$	$0.000231 * 0.020$
$0.081453 * 0.024$	$0.027639 * 0.024$	$0.004312 * 0.024$
0.012933	0.007992	0.000108

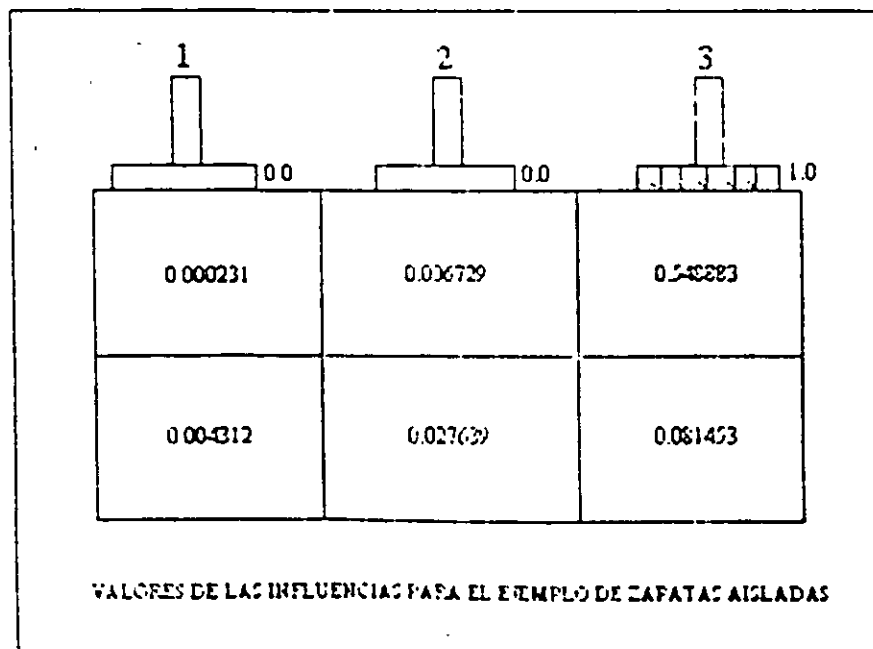
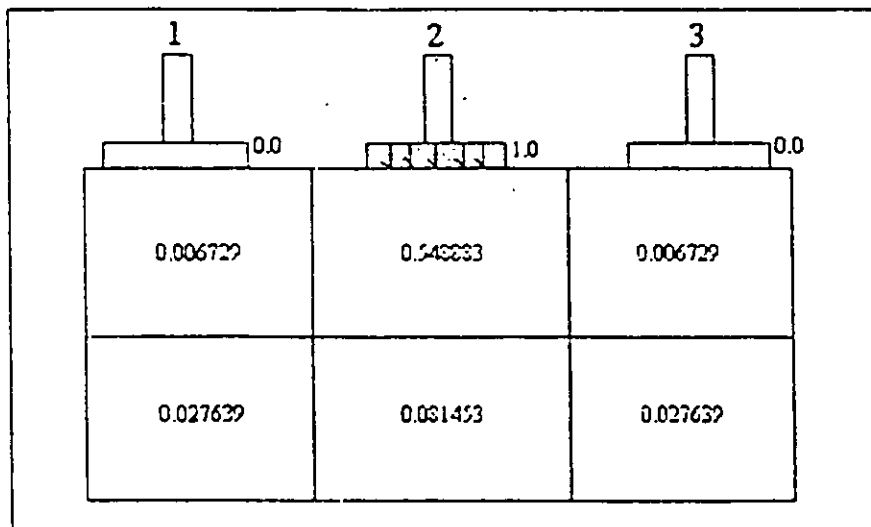
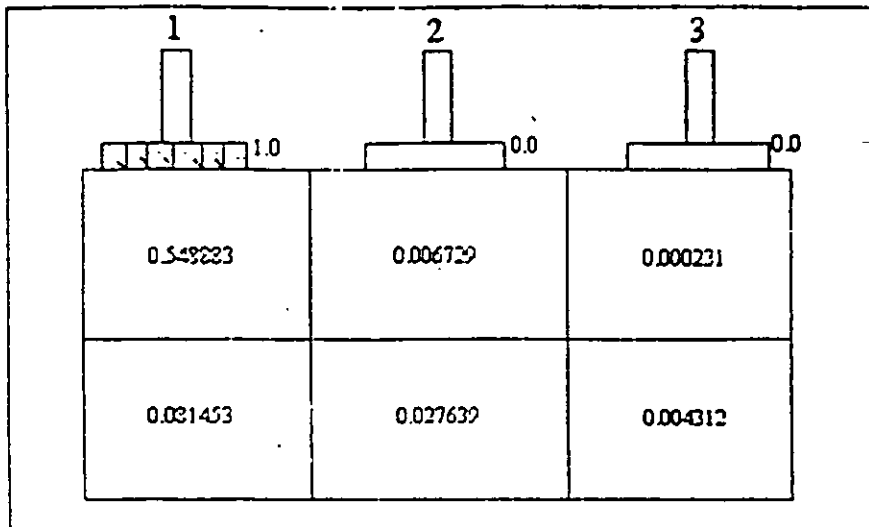
$$\begin{Bmatrix} 0.012933 \\ 0.007992 \\ 0.000108 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.548883 & 0.081453 \\ 0.006729 & 0.027639 \\ 0.000231 & 0.004312 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.020 \\ 0.024 \end{Bmatrix}$$

$$F_{ij} = \begin{bmatrix} 0.012933 & 0.0007992 & 0.000108 \\ 0.0007992 & 0.012933 & 0.0007992 \\ 0.000108 & 0.0007992 & 0.012933 \end{bmatrix}$$

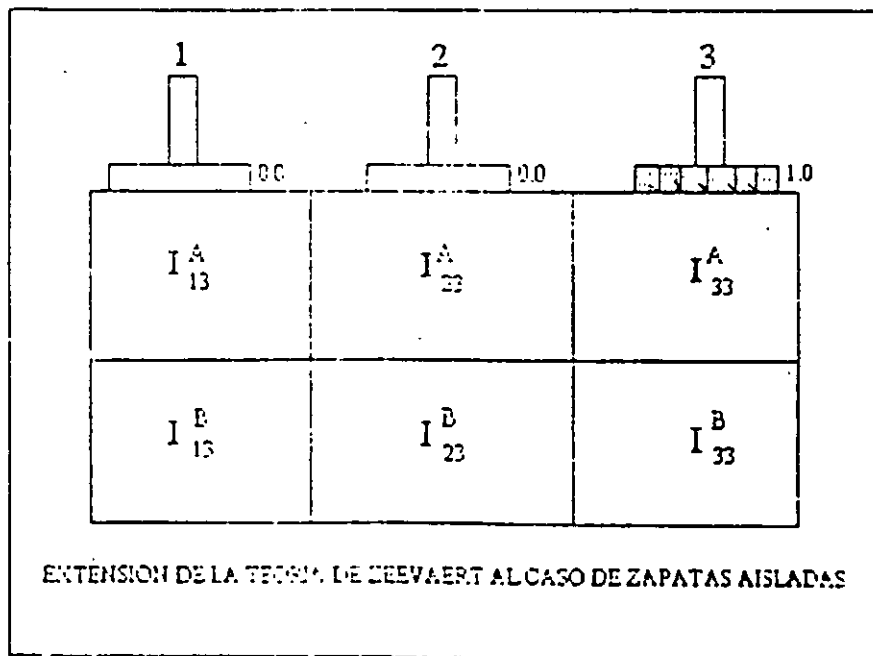
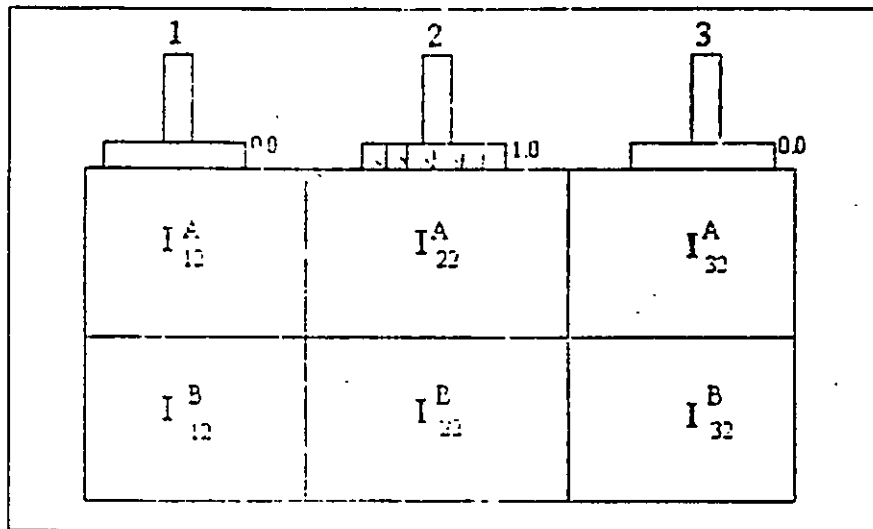
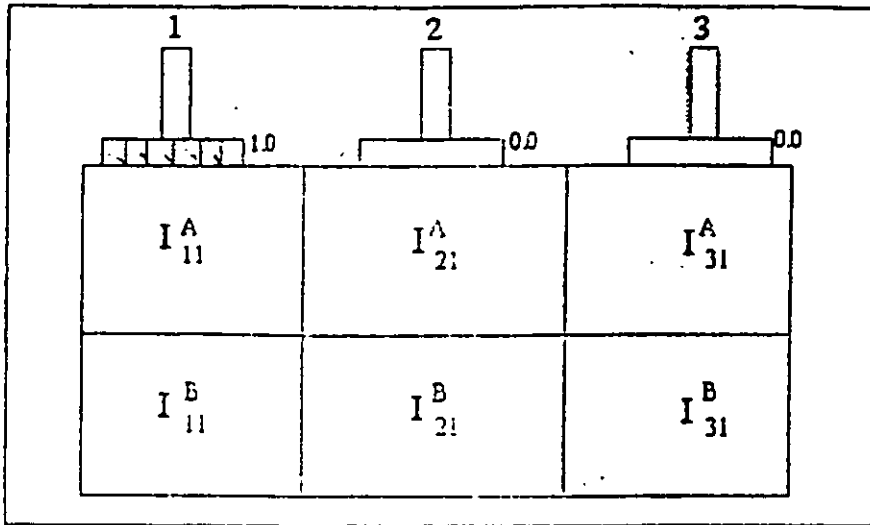
$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.012933 & 0.0007992 & 0.000108 \\ 0.0007992 & 0.012933 & 0.0007992 \\ 0.000108 & 0.0007992 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix}$$

POR SIMETRIA  $\delta_1 = \delta_3$

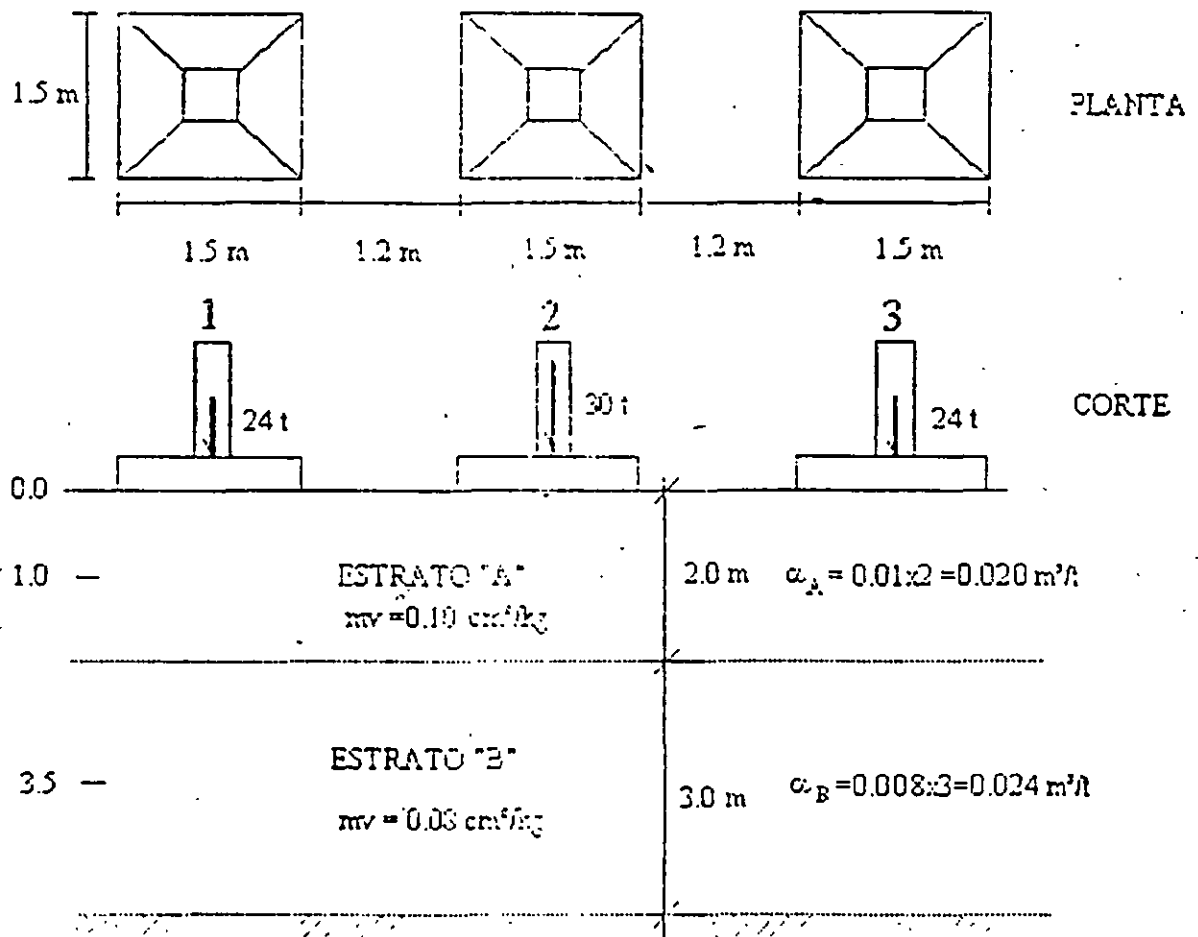
$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$







EXTENSION DE LA THEORIE DE DEEVAERT ALCASO DE ZAPATAS AISLADAS



GEOMETRIA, CARGAS Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

**ANEXO No. II**  
**MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS**

# **EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS**

## **1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN**

**1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (penetrómetro holandés)**

**1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (penetración estándar)**

## **2.- PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO**

### **2.1 MUESTREO ALTERNADO**

**2.1.1 MÉTODO MANUAL**

**2.1.2 PENETRACIÓN ESTÁNDAR**

### **2.2 MUESTREO INALTERADO**

**2.2.1 MÉTODO MANUAL**

**2.2.2 TUBO DE PARED DELGADA (Shelby)**

**2.2.3 BARRIL DENISON**

**2.2.4 MUESTREADOR PITCHER**

## **3.- SUPERVISIÓN DE EXPLORACIÓN**

## **4.- PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS**

**4.1 MUESTRAS ALTERNADAS**

**4.2 MUESTRA CUBICA INALTERADA**

**4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS**

## **5.- MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO**

**5.1 MAQUINA PERFORADORAS**

**5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN**

**5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN**

## **6.- TÉCNICAS DE PERFORACIÓN**

## 1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Los métodos semidirectos de exploración son las técnicas de penetración que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión ( estáticos ) o con el impacto de una masa ( dinámicos ); de los primeros, el cono holandés es el de uso más difundido ; de los dinámicos, el más usual es la prueba de penetración estándar ; que además tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

### 1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN ( PENETRÓMETRO HOLANÉS )

El penetrómetro o cono holandés se utiliza profusamente en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que se penetra el cono y definir confiablemente su compacidad. En arcillas las correlaciones son menos confiables y por ello su uso menos recomendable.

El cono holandés se utiliza en investigaciones geotécnicas de áreas grandes; su uso está condicionado a que se obtengan correlaciones locales en sondeos realizados con el penetrómetro estándar o muestreos inalterados.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hincan en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral (fig.II). Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta ( $q_p$ ) y la fricción lateral ( $f_s$ ); ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado.

#### 1.1.1 CARACTERÍSTICAS

En la fig. II. 2 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés: consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro (10 cm<sup>2</sup> de área) con ángulo de ataque de 60°, una funda delirante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm<sup>2</sup> de área), la tubería interior de 1.5 cm de diámetro con un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm y la tubería exterior de 3.57 cm de diámetro; los tramos de ambas tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

## INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La interpretación de la información que se obtiene con conos hincados a presión, así como su aplicación a problemas de mecánica de suelos, consiste en analizar la forma de las gráficas presión de punta y fricción lateral contra la profundidad (fig.III. 3); definiendo las zonas características del sondeo, para esto la tabla III.1 puede facilitar la labor.

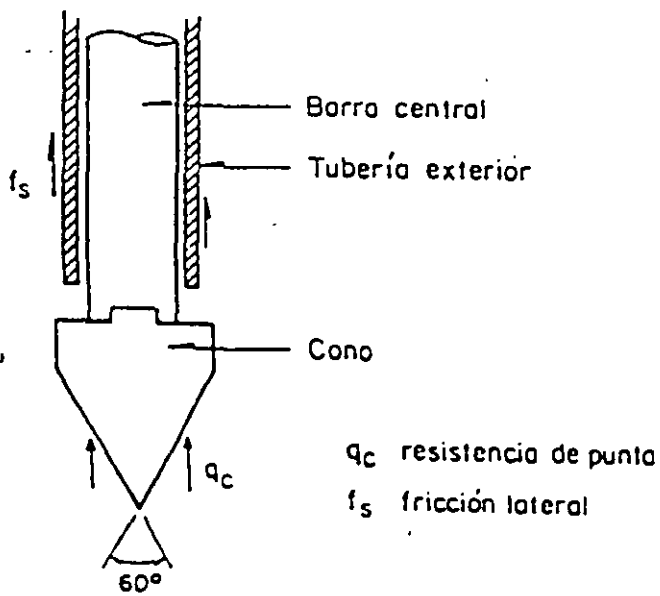


FIG.II.1. Cono de penetración

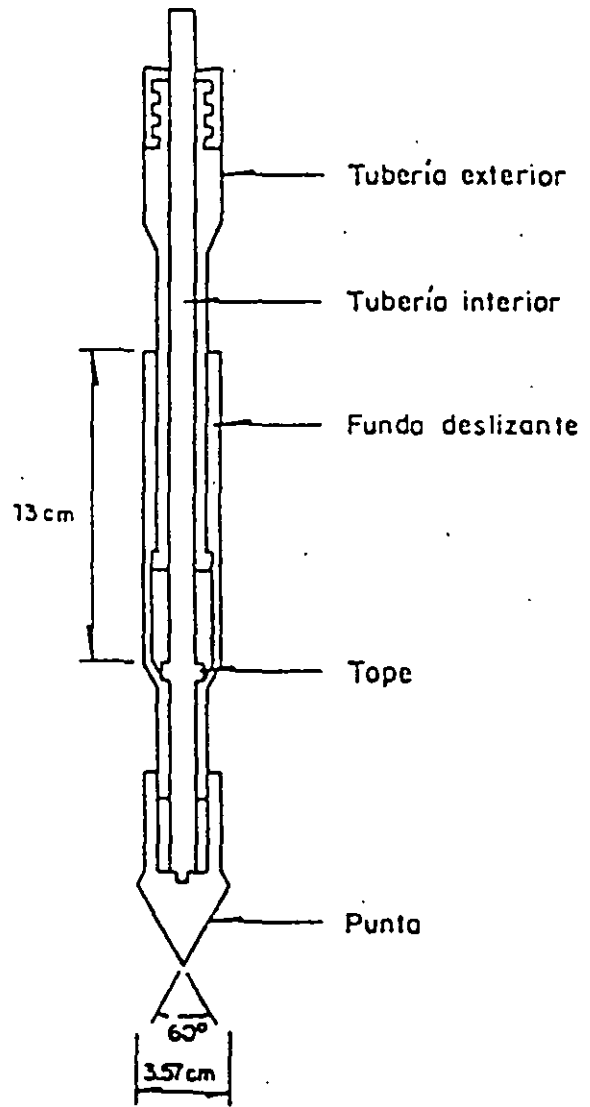


FIG.II.2. Penetrómetro holandés

$$f_s = \frac{F_s}{A_t}$$

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

$R_t$  fuerza necesaria para hincar simultáneamente el cono y la funda, en kg

$Q_c$  fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

$F_s$  fricción lateral de la funda deslizante, en kg

$q_c$  resistencia de punta, en kg/cm<sup>2</sup>

$f_s$  fricción lateral por unidad de área, en kg/cm<sup>2</sup>

$A_t$  área lateral de la funda (147.02 cm<sup>2</sup>)

$A_c$  área transversal de cono (10 cm<sup>2</sup>)

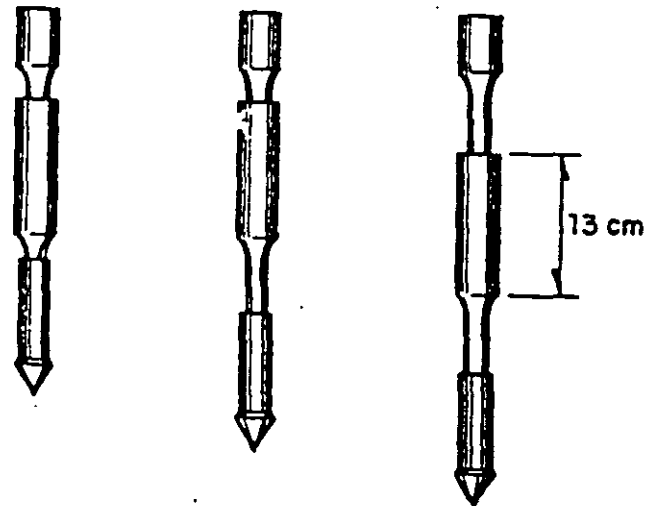
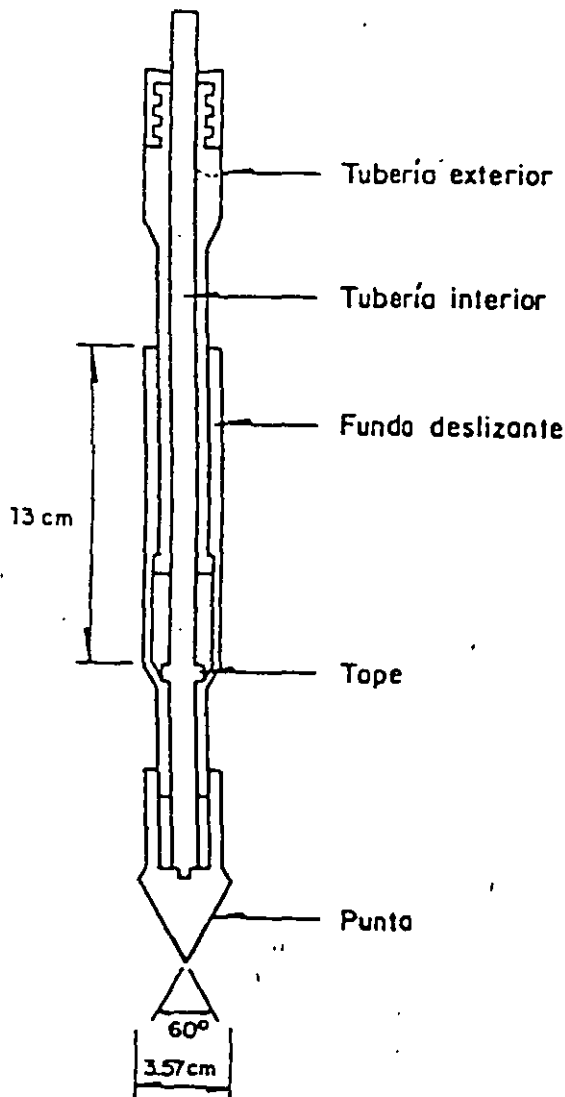


FIG.III.1. Operación del cono holandés

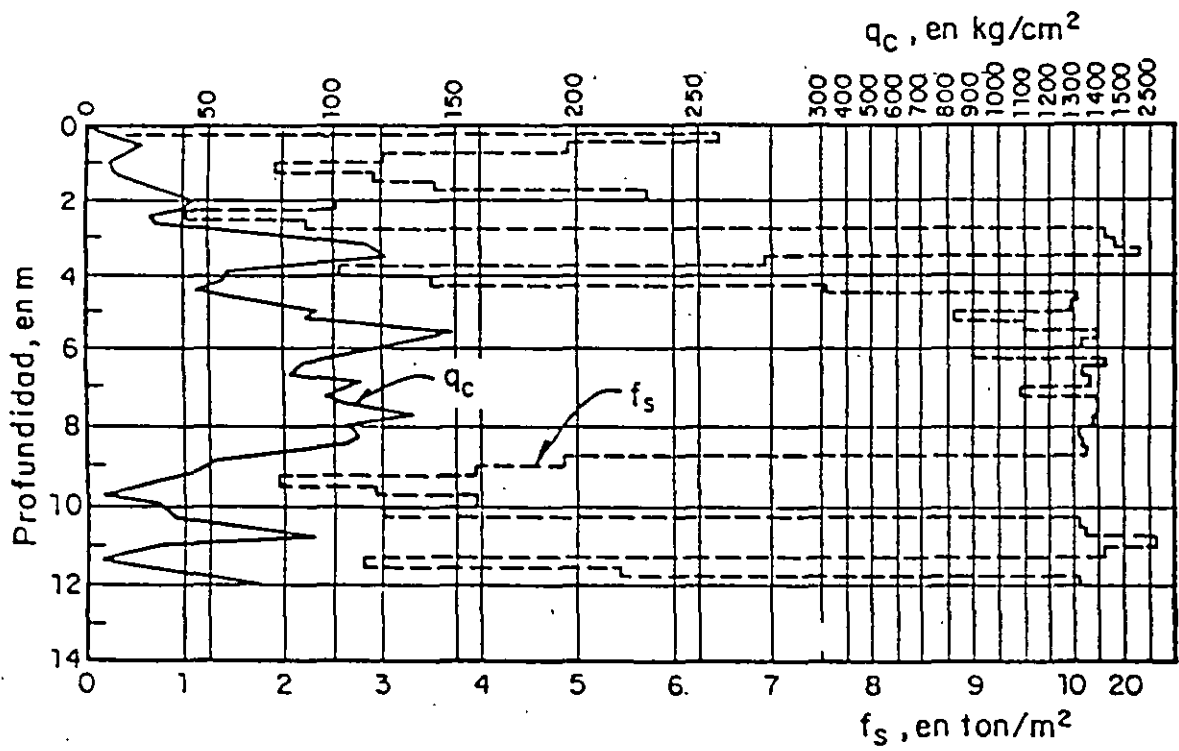


FIG.III.3. Representación gráfica de una prueba de penetración estática



TABLA III. 1 Comparación entre las variaciones de  $q_c$  y de  $f_s$

	Decrece	Constante	Crece
D e c r e c e	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia	No ocurre	Una grava de boleo empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante
C o n s t a n t e	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. III. 4	No ocurre
C r e c e	Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujado por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso	El penetrómetro está en roca blanda o en estrato duro que no puede ser penetrado	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada

## OPERACIÓN

El penetrómetro se hincó empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro,  $d = 0$  (fig. III.1.a); después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm (fig. III.1.b) con esta operación se determina la fuerza  $q_c$  necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide  $R_s$ , corresponde a la resistencia de punta  $q_c$  más la fuerza de fricción  $f_s$  que desarrolla la funda.

## REGISTRO DE DATOS

El registro de datos para esta prueba se presenta en la fig. III.2. Para el cálculo de los esfuerzos  $q_c$  y  $f_s$  se utilizarán las siguientes expresiones:

$$R_s \cdot Q_c = F_s$$

La fuerza axial con que se hincó este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar solo a la tubería interior o la exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de



la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos mas recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizando. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton. dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

## 1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (PENETRACIÓN ESTÁNDAR)

La prueba de penetración estándar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas, arriba y abajo del nivel freático. En los suelos con gravas aisladas puede operar confiablemente; si el contenido de grava es alto o existen boleos, o trozos de roca, no se debe utilizar.

Con esta técnica se rescatan muestras alternadas de los suelos y con el número de golpes con que se hince el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreos inalterados.

El muestreador o penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa de dimensiones especificadas, que se hince a percusión con energía también especificada.

### 1.2.1. CARACTERÍSTICAS

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. II.3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (estrictamente). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es el utilizar la esfera con varilla, mostrada en la fig. II.3.

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución, poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelo arenoso (fig. II.3).

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 64 kg. con caída libre guiada de 75 cm. que impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación; el diámetro de éstas últimas se elige de acuerdo con la profundidad, como se indica en la tabla II.1

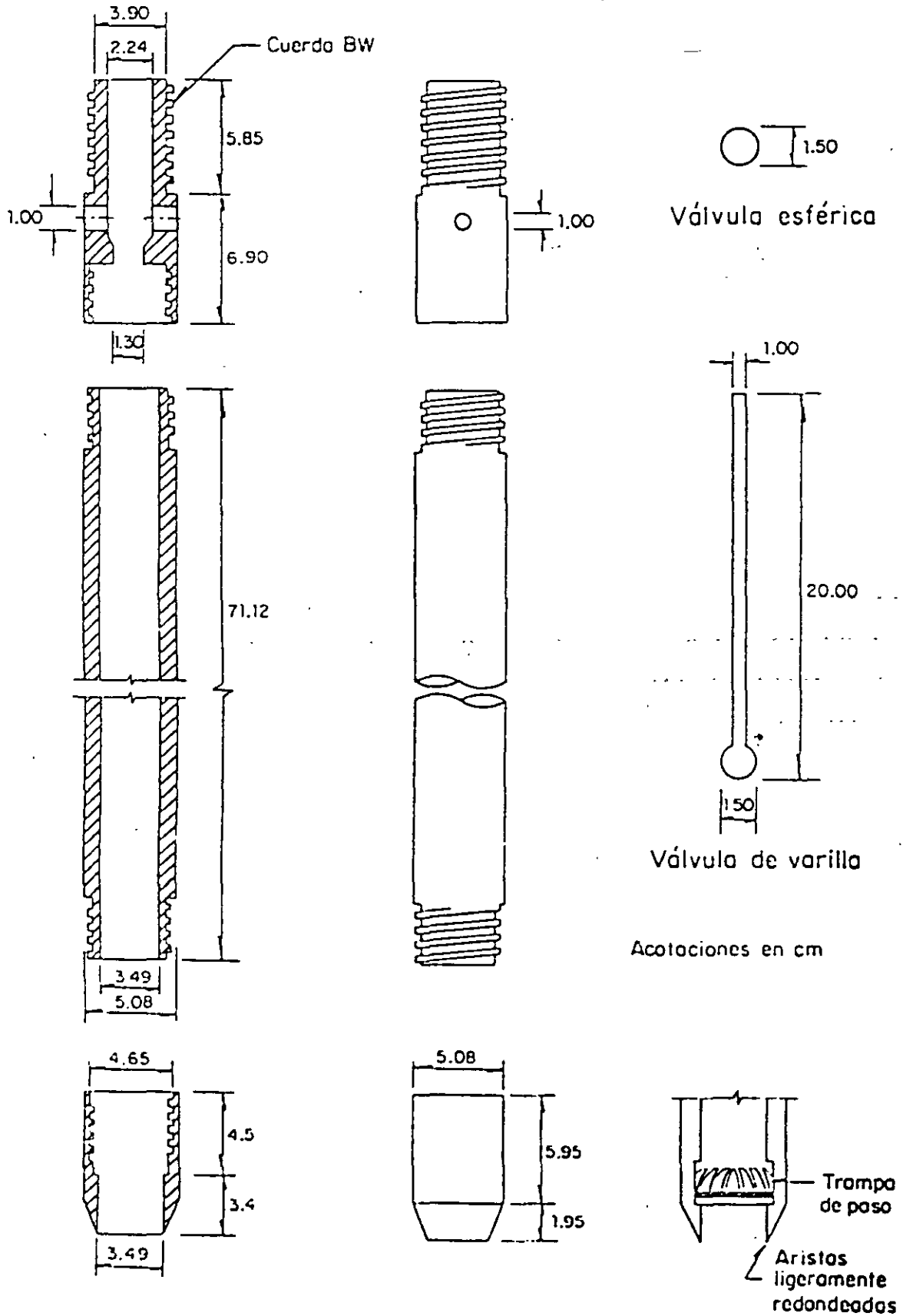


FIG. 11.3. Penetrómetro estándar

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO. <i>M-14</i>	NIV. FREAT..	HOJA.
	LOCALIZACION. x: y: z:	MAQUINA. <i>A</i>	FECHA: <i>3-Jul-75</i>
		OPERADOR. <i>F. Ortiz</i>	SUPERVISOR: <i>Ing Silva</i>

Prof. en m ó ft	Clasificación SUCS	Muestra No.	N (SPT)			Muestreo		Ademe m	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Presión	Rec		
	<i>CL café</i>	<i>F-1</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>25</i>	—	—	<i>8:30</i>	
	<i>CL café con grava</i>	<i>F-2</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>30/4</i>		—	<i>9:00</i>	
	<i>CH arenosa gris</i>	<i>TS-1</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>10:00 (1)</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>F-3</i>	<i>10</i>	<i>35</i>	<i>35</i>		—	<i>10:30</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>TR-2</i>	—	—	—		<i>30/30</i>	<i>11:10 (2)</i>	
	<i>SW fina gris</i>	<i>F-4</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>15</i>		—	<i>11:50 (3)</i>	
	<i>✓</i>	<i>F-5</i>	<i>5</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	—	—	<i>12:10</i>	
	<i>✓</i>	<i>F-6</i>	<i>5</i>	<i>25</i>	<i>35</i>	—	—	<i>12:40 (4)</i>	
	<i>CL café</i>	<i>F-7</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>		<i>50</i>	<i>13:00</i>	
	<i>CL ✓</i>	<i>TR-3</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>13:20</i>	
		<i>TR-4</i>	—	—	—			<i>13:30 (5)</i>	
		<i>F-8L</i>							

NOTAS	<i>1) la CH empieza a los 15'</i>
	<i>2) la parte inferior del TR-2 es SW</i>
	<i>3) la SW empieza a 29', se perdió el agua de perforación</i>
	<i>4) se tiene azolve y se decidió poner ademe</i>
	<i>5) se perdió la muestra, probablemente era arena</i>

FIG.III.6. Registro de campo

TABLA II. 1 Barra recomendable para la prueba de penetración estándar

Profundidad de sondeo (m)	Barra recomendable	Peso, en kg/m
15	AW	6.53
10	BW	6.23

### 1.2.2 REGISTRO DE DATOS.

Para la prueba de penetración estándar, se llena el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 para simplificar su presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo; dos columnas quedarán en blanco: la de presión, que no tiene significado en este caso, y la de recuperación (rec) que no proporciona información de interés con este muestreador.

### CORRELACIONES DE N EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia a la penetración N se correlaciona empíricamente con la consistencia y resistencia a la compresión simple  $q_u$  de los suelos cohesivos con la ayuda de la fig. III.8:

### CORRELACIONES DE N EN SUELOS GRANULARES.

La resistencia a la penetración N se correlaciona con la compacidad relativa ( $C_r$ ) y ángulo  $\phi$  de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo ( $\delta_{vo}$ ) como se muestra en la figura III.9. En esta gráfica el par de valores (N,  $\sigma_{vo}$ ) define un punto y su proyección, según una recta de la familia de la gráfica, proporciona la correlación mencionada.

	35	85	
Suelta	Medio	Densa	Muy densa
$\Phi$	30	40	

Valores tentativos de  $\Phi$  para arena media uniforme ( $Sp_m$ ) como suelo típico

El valor de  $\sigma_{vo}$  se puede estimar con la expresión:

$$\bar{\sigma}_{vo} = \gamma \sec \alpha h_1 + \gamma'$$

- $h_1$  profundidad del nivel freático, en m
- $h_1 + h_2$  profundidad de la prueba, en m
- $\gamma$  seco peso volumétrico del material, arriba del nivel freático (1.5 ton/m<sup>3</sup>, valor aproximado)
- $\gamma'$  peso del material sumergido (0.9 ton/m<sup>3</sup> valor aproximado)

Una correlación más simple, sin corrección por el esfuerzo vertical efectivo, se presenta en la tabla III.3 y que se recomienda solo para la interpretación preliminar de la prueba.

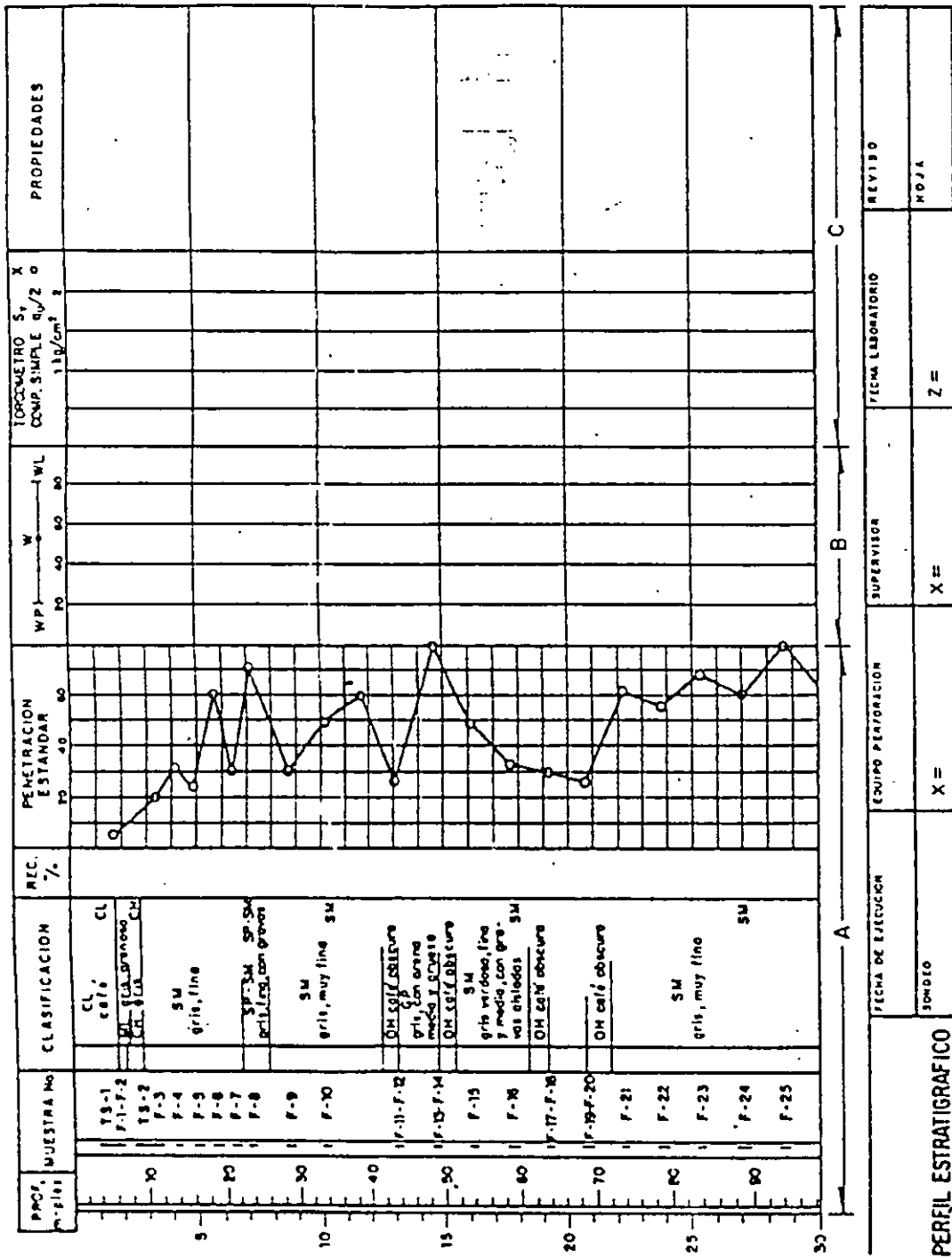


FIG. III.7. Representación gráfica de la penetración estándar

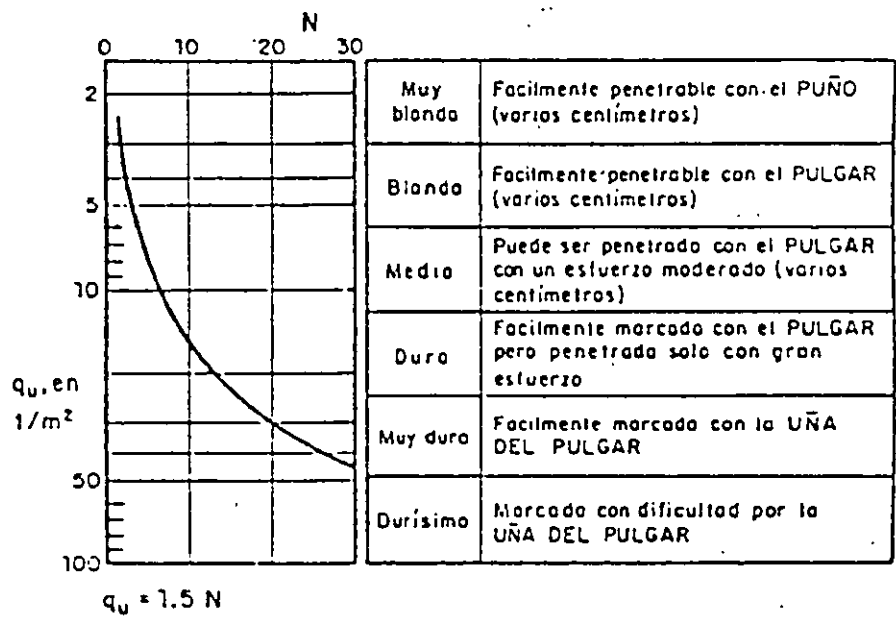


FIG.III.8. Correlación entre  $N$ ,  $q_u$  y consistencia relativa

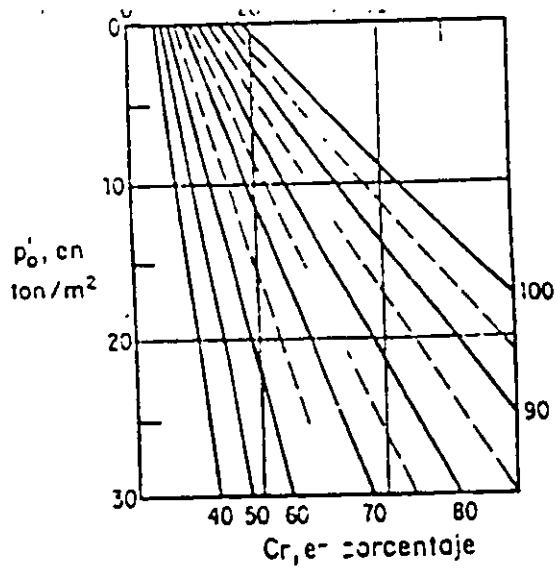




TABLA III. 3 Densidad relativa de arenas y el número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

Número de golpes	<i>Densidad relativa</i>
	Muy suelta
	Suelta
	Media
	Densa
	Muy densa

### OPERACIÓN.

El penetrómetro estándar se hince 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de una masa de 64 kg. dejada caer libremente de  $75 \pm 1$  cm de altura.

Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm; se define como resistencia a la penetración estándar, el número N de golpes para hincarlo en los últimos 30 cm (la suma de los golpes de los dos últimos tramos); si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N 50.

### PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índices y mecánicas.

Muestras Alteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Muestras Inalteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas.

## **2.1 MUESTREO ALTERADO.**

### **MÉTODO MANUAL.**

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramientas de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas.

La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menor de 10 m).

### **EQUIPO.**

Cuando el muestreo se hace en perforaciones de pequeño diámetro (máximo 10 cm) se requieren herramientas manuales de perforación, como la pala posteadora y barreras helicoidales (fig. II.4).

Cuando el muestreo se hace en zanjas o pozos a cielo abierto se utilizan picos y palas para la excavación y espátulas para el muestreo.

Podría requerirse ademas las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se lleven abajo del nivel freático.

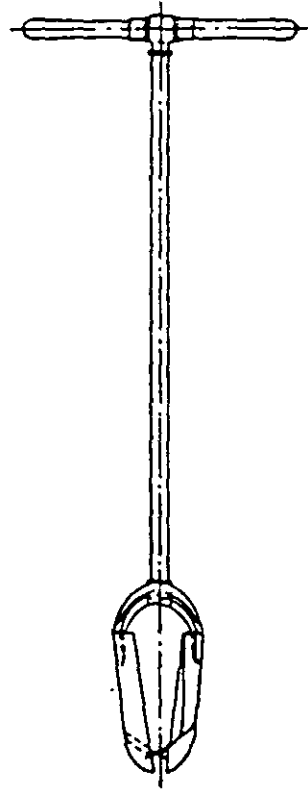
### **OPERACIÓN.**

Las muestras que se pueden obtener en pozos hechos con herramientas de perforación manual, como pala posteadora o brocas helicoidales consiste en pequeños terrones que se rescatan a medida que progresa la excavación; estas muestras se conservaran en bolsas de polietileno o frascos de vidrio.

Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto o zanjas podrán tomarse de la paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra de suelo recién descubierto. El tamaño de la muestra está en función de las pruebas que se realizarán; para un sondeo convencional, las muestras deben ser de 0.5 kg.; para estudiar el suelo como material de préstamo se deben tomar muestras de 10 kg. de los estratos explotables o una muestra integral de 30 kg., obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte; se elige el criteno de muestreo acorde al método de explotación del banco. Las muestras se colocaran en bolsas de polietileno

### **REGISTRO DE DATOS**

Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizara el registro anexo, fig. III.10.



a) Pala posteadora



b) Barrena helicoidal

FIG.II.4. Herramienta manual de perforación



## **2.2 MUESTREO INALTERADO.**

### **MÉTODO MANUAL**

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede solo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.

La limitación de este método radica también en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades someras (menor de 10m).

Consiste en labrar con herramientas de mano muestras cúbicas de 30 cm de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Las muestras se protegen con un forro de manta de cielo impregnada de parafina y brea.

### **EQUIPO.**

Para el labrado de muestras de suelos blandos se requieren espátulas, para los duros un cincel ancho y un martillo ligero. Para la protección de las muestras manta de cielo, brochas y parafina con brea y una estufa portátil.

### **OPERACIÓN.**

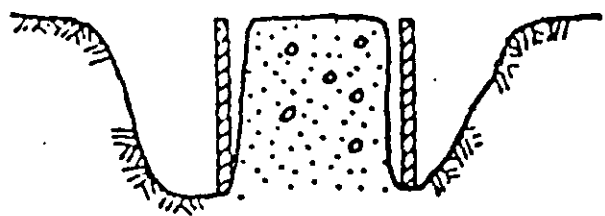
Se limpia y enrasa una superficie horizontal de 50 cm de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 m de lado; se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con brea caliente, aplicándola con la brocha; enseguida se labran pozos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea; se continúan con los dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene hacer esto antes de hacer el corte, colocar una caja protectora (fig. III.11); después de cortar la muestra se voltea y se protege también con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

### **TUBO DE PARED DELGADA.**

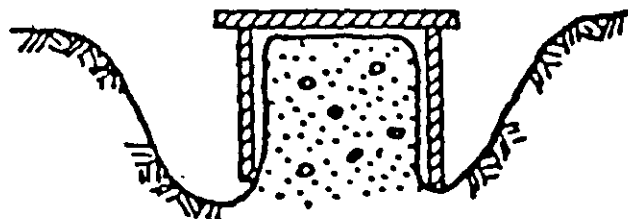
Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos fino blandos semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm.

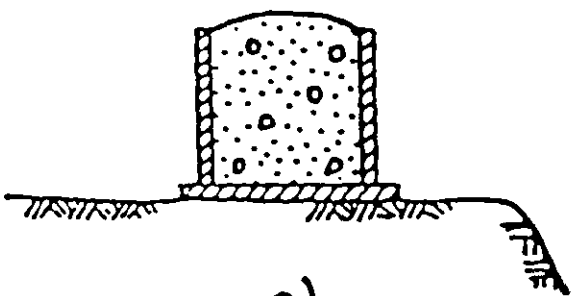
El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se inca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.



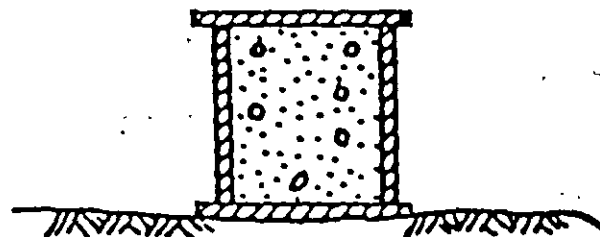
a)



b)

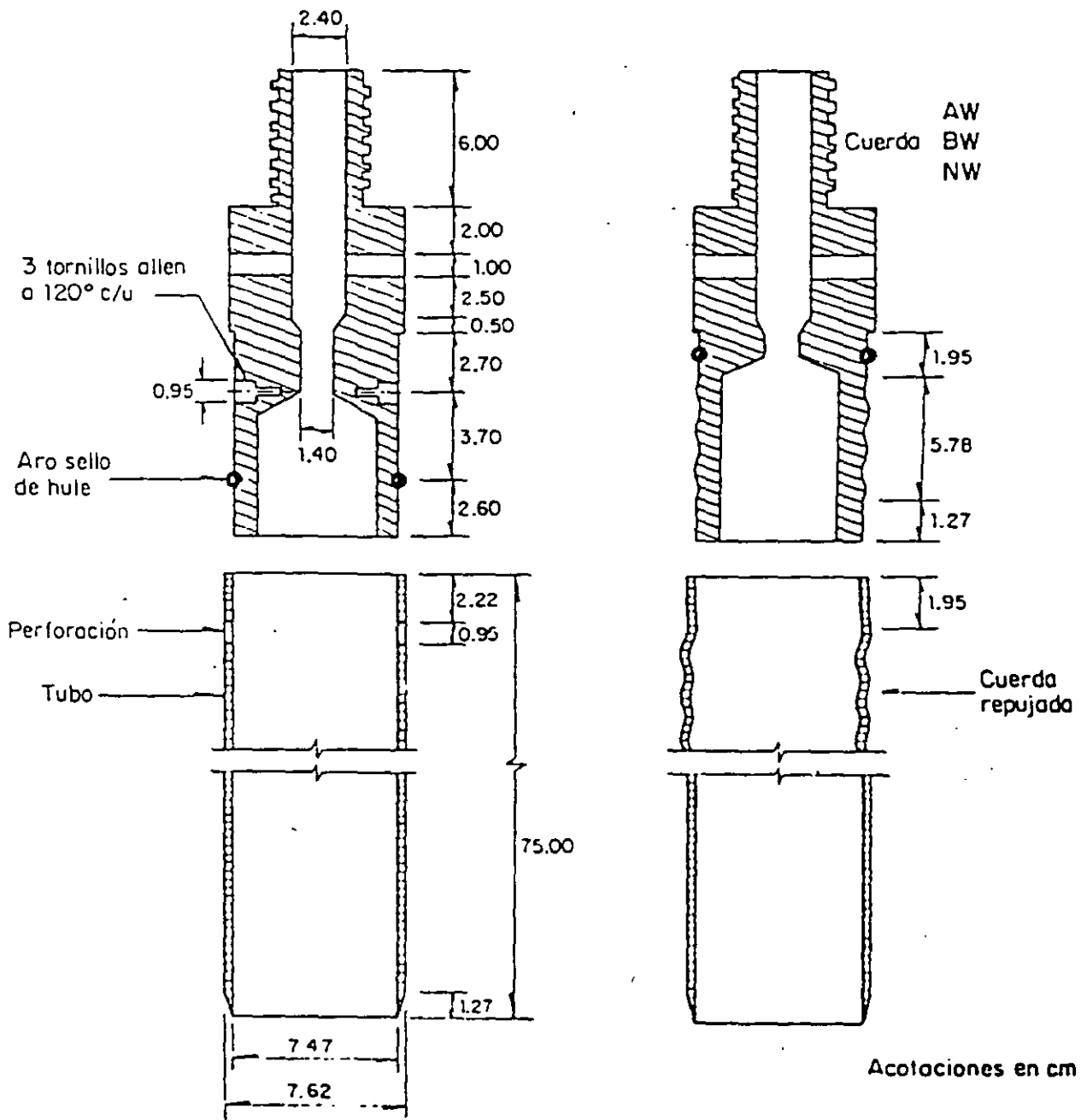


c)



d)

FIG.III.11 Procedimiento de obtención de muestras cúbicas

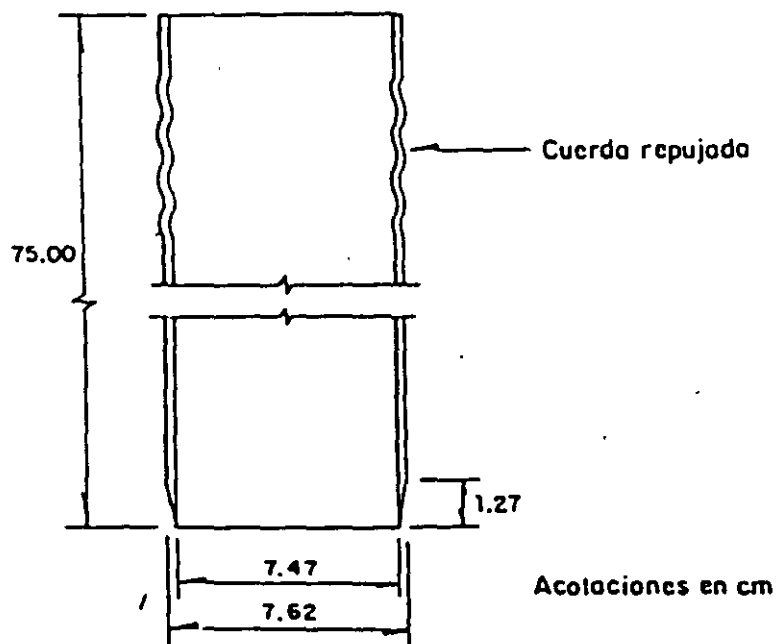
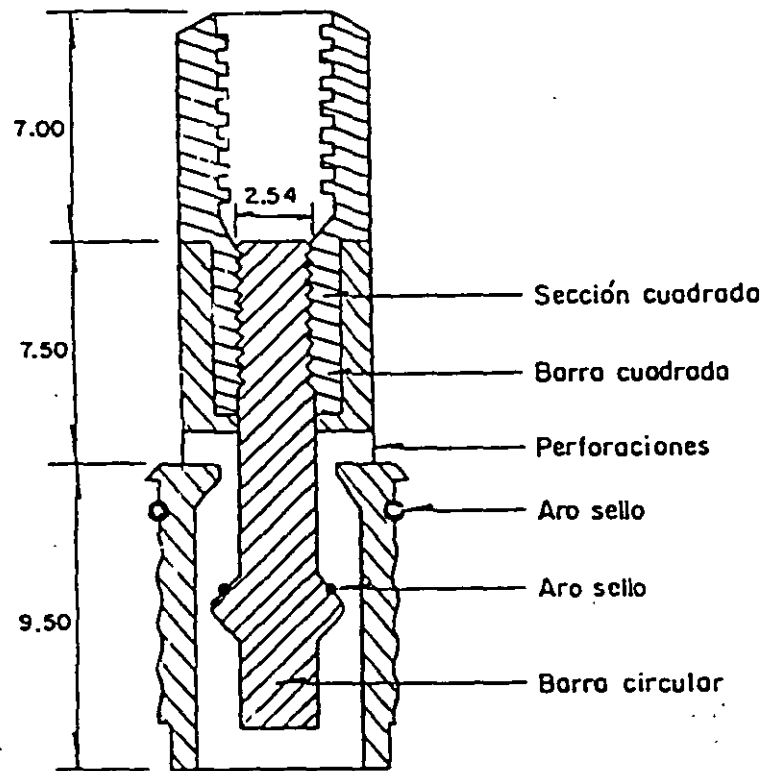


Unión con tornillos allen

Unión con cuerda

FIG.II.5. Muestreador de pared delgada

sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro-sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para el drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.



Unión con cuerda

FIG.11.6. Muestreador de válvula deslizante



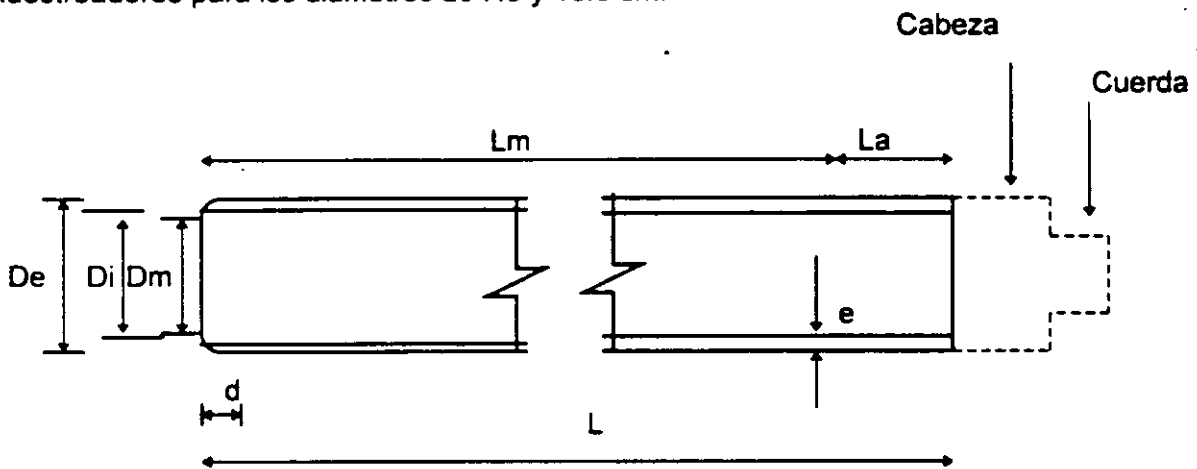
## CARACTERÍSTICAS.

Este muestreador esta constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja al muestreador desde la superficie.

En la fig. II. 5 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo cabeza usuales; el primero con tres tornillos Allen y el segundo con cuerda que ha mostrado ser más confiable que el primero aun operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámica que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura II.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizante en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro - sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para le drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.

En las figuras II. 7 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros de 7.5 y 10.0 cm.



Diam nominal en cm	De, en cm.	Di en cm	Dm, en cm.	e, en cm.	d, en cm.	L, en cm.	Lm, en cm.	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW Y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90.	75	BW Y NW

De	diámetro exterior	d	longitud aguzada
Di	diámetro interior	L	longitud tubo
Dm	diámetro muestra	Lm	longitud de muestreo recomendable
e	espesor	La	espacio para azolves

FIG. II. 7 Dimensiones de los tubos de pared delgada

El procedimiento de afilado del tubo debe ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas., fig. II. 7.

Hvorslev 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 II.7.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador, es el de pintarlo para reducir el fenómeno de corrosión de la lamina, el cual induce cambios físico - químicos al suelo muestreado.

#### CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de laminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento.

El muestreador Shelby se hince, con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

#### REGISTRO DE DATOS.

Se utilizara el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 del capítulo de recomendaciones, para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y puede ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador, como se muestra en la tabla III.4.

$$\text{Rec} = L / H \cdot 100$$

Rec recuperación

L longitud recuperada

H longitud muestreada

TABLA III. 4 recuperación de muestras

Recuperación	Calidad
50	excelente
	bueno
	mal
	inaceptable

### MUESTREADOR DENISON.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

El muestreador tipo Denison consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo a su alrededor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

### CARACTERÍSTICAS.

En la fig II.9 se muestra el diseño actualizado de este muestreador que esencialmente consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia,  $d$  (fig. II. 9) antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la figura II. 10 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

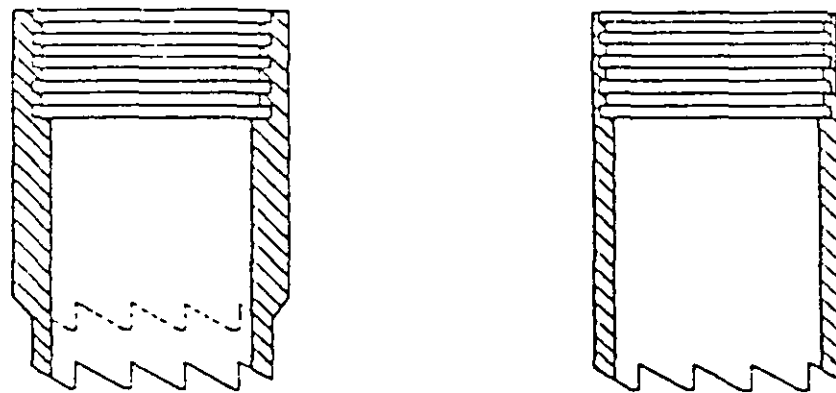


FIG.11.10. Tipos de broca denison

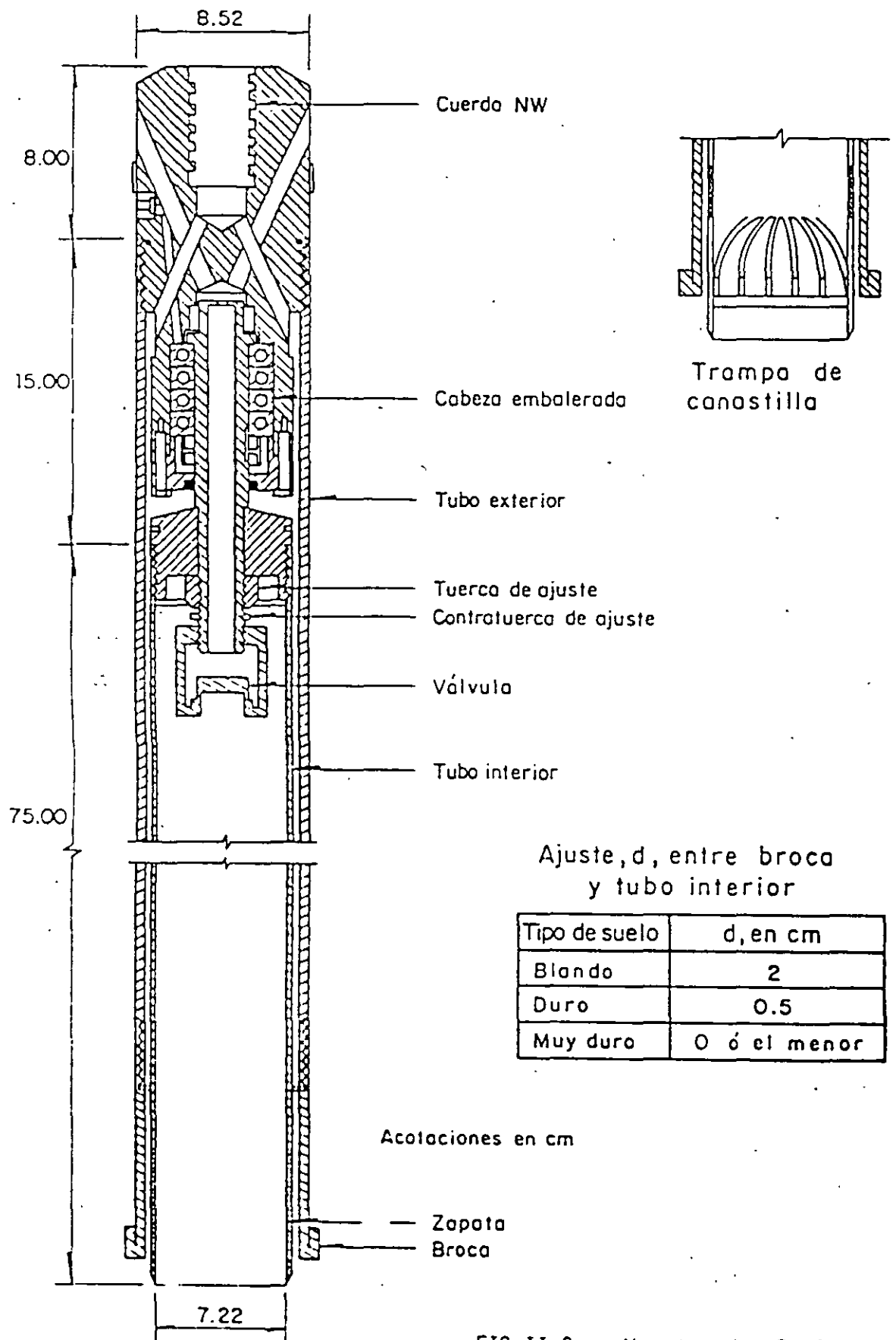


FIG.II.9. Muestreador Denison

Las dimensiones del muestreador Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla II. 2.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lengüetas de lamina de acero flexible remachadas el tubo interior, como se muestra en la figura II. 9

TABLA II.2. Dimensiones del tubo Denison (en cm)

Diámetro nominal	Tubo inferior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.75	9.61 9.69	90	11.16	10.46	105	75	NW

Donde:

De diámetro exterior  
 Di diámetro interior  
 Dm diámetro de la muestra

L longitud de tubo  
 Lm longitud de la muestra

**OPERACIÓN.**

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia *d* entre el tubo interior y la broca, como se indica en la figura II. 9 de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca por lo menos la profundidad *d* para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical, la primera varia entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m. para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja 0.5 min. en reposo para permitir que la muestra expanda. después se gira para romper la muestra por la base y posteriormente extraer el muestreador

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos; en muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, solo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestreos abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo.

La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima con que se mantenga limpia la perforación.

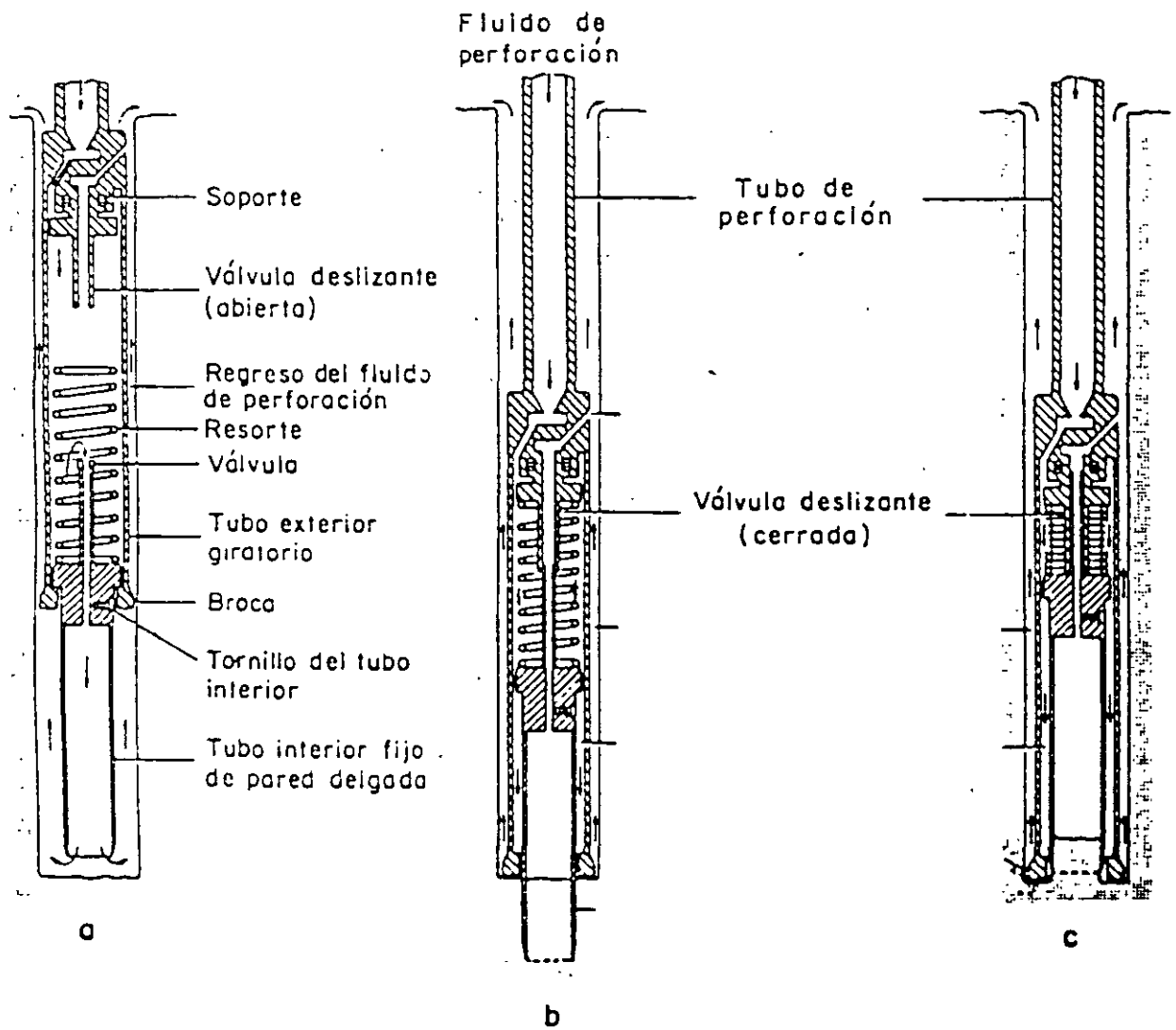


FIG.II.11. Muestreador Pitcher

## **MUESTREADOR PITCHER.**

Con este muestreador que opera a rotación y presión se pueden obtener muestras, que pueden ser inalteradas, de suelos como: arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas; resulta particularmente adecuado en los suelos con capas delgadas (hasta de centímetros) de materiales de diferente dureza.

Este muestreador es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también la inyección de un fluido de perforación.

## **CARACTERÍSTICAS.**

El muestreador Pitcher consiste en dos tubos concéntricos, acoplados a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija para transmitir la rotación al tubo exterior, en cuyo extremo va la broca de corte, mientras que la inferior, separada de la fija por un resorte axial, soporta al tubo interior de 7.5 ó 10 cm de diámetro en que se aloja a la muestra; la función del resorte es de regular la posición longitudinal del tubo interior con respecto al exterior. En la fig. II. 11 se observa que la unión del tubo interior - cabeza se hace por medio de tornillos Allen, aunque también puede hacerse por medio de rosca, como el tubo Denison; también se observa que la parte fija de la cabeza tiene un balero axial cuya función es mantener estático al tubo interior mientras gira el exterior y soportar la reacción del resorte axial. El resorte se elige con una constante que depende de la resistencia del suelo. La broca de este muestreador es similar a la que se utiliza en el barril Denison.

## **OPERACIÓN.**

El muestreador se introduce en el sondeo con el tubo interior totalmente salido del exterior y la válvula deslizante abierta (fig. II.11.a); poco antes de llegar al fondo de la excavación se inyecta fluido de perforación que sale por el tubo interior e impide que se introduzca el azolve del sondeo al tubo (fig. II.11.a). al iniciarse el hincado, el tubo interior toma su posición de muestreo, la válvula deslizante se conecta para dar salida al fluido que queda dentro del tubo interior y el resorte transmite la fuerza axial; en ese momento se puede iniciar la rotación exterior (fig. II.11.b). Si durante el muestreo se encuentra un estrato duro, el resorte se contrae (fig. II.11.c) y almacena energía, que impulsa automáticamente al tubo interior si llega a encontrarse suelo blando nuevamente.

## **3. SUPERVISIÓN DE LA EXPLORACIÓN.**

La exploración geotécnica debe realizarse bajo la dirección de un ingeniero capacitado en la planeación y ejecución de los trabajos. Deberá organizar los trabajos y recopilar la información que permita definir confiablemente las características del subsuelo.

















TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

TIPO DE SUELO		Método de perforación				Sondeo de exploración		Muestro inalterado								
Arriba del nivel freático	Suelos finos (con arenas y gravas) Suelos expansivos Arenas con finos	R R R	P P	P P	R P R	R A R		A A	A R	R R						
	Arenas con grava Suelos finos muy duros	R	P	P	R	A R		A	R							
Abajo del nivel freático	Suelos finos muy blandos Suelos finos duros a muy duros	P P	A R	A A	R R	R R	A A	R R		R R						
	Arenas finas sueltas Arenas compactas	A A	A R	R A	R R	P A	R R	R R	A A	A A						
	Suelos orgánicos Arenas con grava	P	R A	R R	A R	A R	R R		A							
		Pozo a cielo abierto (zanja)	Lavado con agua	Lavado con todo	Rotación con agua	Rotación con todo	Rotación en seco	Penetrómetro estándar	Penetrómetro holandés	Penetrómetro estándar	Tubo de pared delgada	Muestreador de pistón	Muestreador Denison	Muestreador Pitcher	Tubo rotatorio	Muestras cúbicas (tauradas)

R : RECOMENDABLE  
A : ACEPTABLE  
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

Abreviatura	Significado	Símbolo	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	grava		Limo
S	arena		Arena
M	limo		Grava
C	arcilla		Boleos
O	suelo orgánico		Relleno
P <sub>t</sub>	turba		Raíces 
w	bien graduado		Turba 
P	mal graduado		Conchas y Fósiles
L	baja plasticidad		
H	alta plasticidad		
SPT	Prueba de penetración estándar		
N	número de golpes en SPT		
NF	nivel freático		Nivel freático
PCA	pozo a cielo abierto		Superficie del terreno
bT	broca tricónica		
DG	broca tipo Drag		
F-3	muestra alterada en frasco N° 3		
B-4	muestra alterada en bolsa N° 4		
F-2L	muestra lavada en frasco N° 2		
MI-8	muestra labrada in situ N° 8		
TS-12	tubo Snelby N° 12		
TD-9	tubo Denison N° 9		
TP-11	tubo Pitcher N° 11		
TPL-7	tubo Pistón libre N° 7		
TR-5	tubo rotatorio dentado N° 5		
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6		Concreto
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados	$\phi$	Diámetro
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW, AW, BW, NW	barras de perforación (tabla II.5)		
NA, NW	ademes (tabla II.6)		
BXL, NXL	barriles muestreadores serie L		
PA	pérdida de agua o lodo de perforación		

La profundidad a la que debe ordenar que se hagan los sondeos será hasta donde el incremento de esfuerzos verticales sea de 10% del esfuerzo vertical inicial, salvo que se encuentre roca.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de : el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe conocer las condiciones de trabajo que se impondrán a los suelos, para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario, proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo.

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se esté obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a vanos de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos, llenando los registros de campo; para facilitar esta labor puede adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III.6. Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya; las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles.

#### **4. PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS.**

##### **4.1 MUESTRAS ALTERADAS.**

Las muestras deben identificarse claramente y colocarse en recipientes impermeables o protegerlas adecuadamente para que conserven su contenido de agua natural. Durante su transporte deben estar protegidos de los agentes atmosféricos.

Las muestras alteradas deben mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos, se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio pueden emplearse para realizar pruebas índice que permiten interpretar las características y posible comportamiento mecánico de los suelos.

Estas muestras pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética,

identificándolos como se muestra en la fig. III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesara conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse las bolsas de lona. En la fig. III.13 se muestra la etiqueta con que deben identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

#### **4.2 MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS.**

Las muestras deben identificarse claramente, protegerse sus superficies expuestas con material impermeabilizante y transportarse en cajas con empaque amortiguante de las variaciones que podrían sufrir.

Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido del agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Se define como muestras inalteradas que conservan el acomodo de sus partículas, su contenido de agua natural y no han sufrido cambios químicos; sin embargo por el cambio de esfuerzos que sufren por sacarles del confinamiento que tienen *in situ*, sufren alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc.

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig. III.13 adherida en la parte superior de la muestra, colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegerse de los agentes atmosféricos y vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

#### **4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS.**

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 4.2. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción del sitio, para evitar fenómenos de corrosión. Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento. después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig. III.14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig. III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig. III.16, o se vierte parafina con la brea caliente (15% de brea a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la

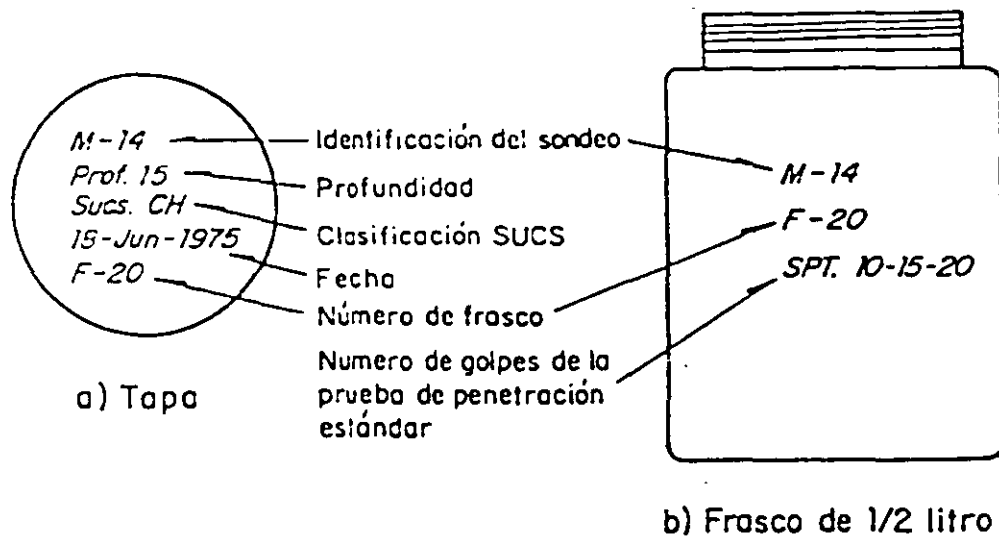


FIG. III.12. Identificación de frascos

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA

	IDENTIFICACION DE LA MUESTRA
OBRA	PROCEDIMIENTO DE PERFORACION
SONDEO	PROFUNDIDAD
OPERADOR	FECHA
CLASIFICACION SUCS	

FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

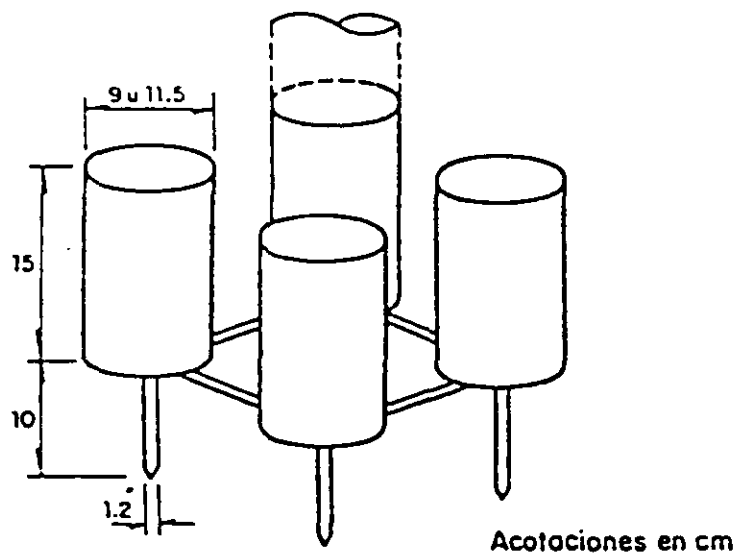


FIG.III.14. Soporte para muestra

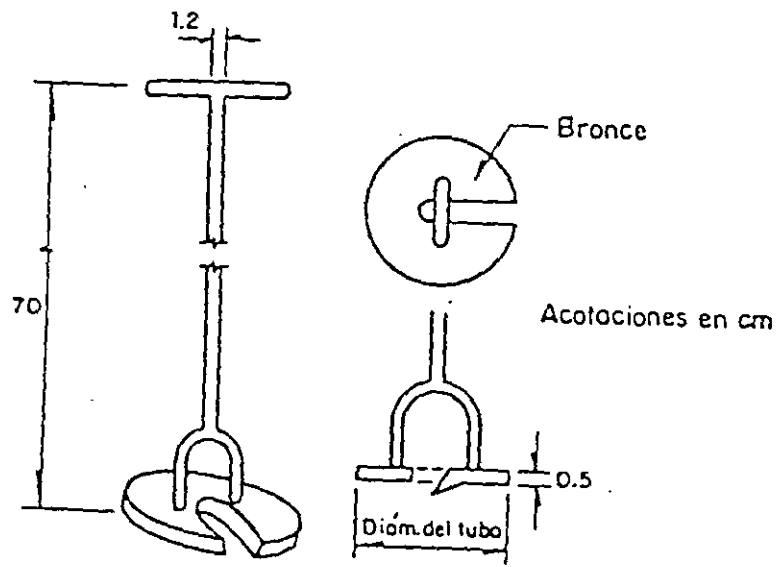


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos

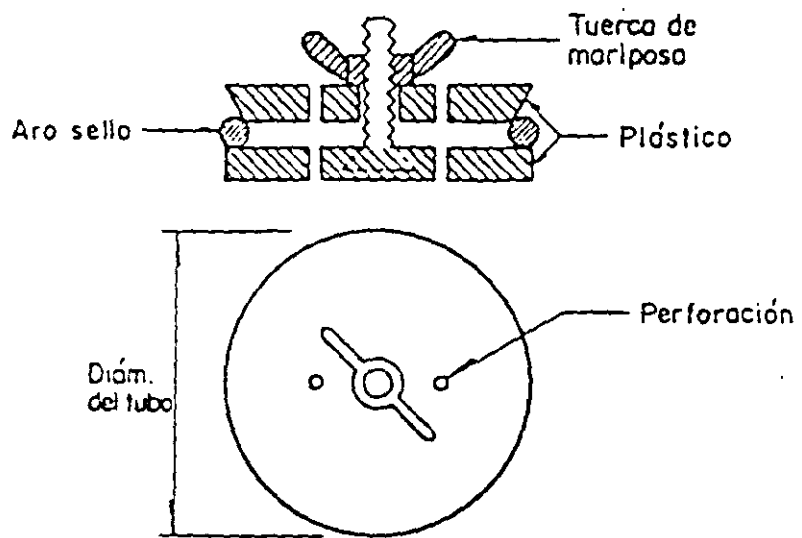


FIG.III.16. Sello mecánico

posición del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig. III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. En seguida se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta (fig. III.13) con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con ésto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.



## 5 MAQUINAS Y EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

### 5.1 MAQUINAS PERFORADORAS.

Las máquinas más adecuadas para la explotación geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas ( 50 r.p.m. ) y potencia alta ( mayor de 40 HP ); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison y Pitcher y sobre todo por el manejo de espirales de perforación; su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra.

En la selección de la máquina de perforación; debe tenerse en cuenta que por las características de estas maquinas se distinguen: las diseñadas para la perforación y muestreo de rocas. que no permiten alcanzar la eficiencia y calidad de trabajo que puede obtenerse y las máquinas diseñadas para la exploración de suelos. En cuanto a la bomba, las de cavidad progresiva han demostrado ser adecuadas para la exploración geotécnica, especialmente porque manejan lodos densos de perforación a menor presión.

En la tabla II. 13 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

TABLA II. 3 Máquinas perforadoras para geotecnia

Tipo de maquina	Profundidad con barras en m			Peso en ton	Carrera del gato en m	Empuje vertical, en ton	Capacidad del malacate, en ton	Velocidad del malacate en ton	potencia del motor, en ton
	AX	NX	Espiral 6"						
Mobile Drill B61	600	450	90	3.7	1.72	8.8 6.3	3.4	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	3.0	3.7	4.2 3.0	2.5	0-513	97
Mobile Drill B305	50	-	23	1.3	1.73	2.9 3.8	3	58-455	54
Acker MP100	390	300	45	2.2	3.3	8.5 5.2	4.5	43-237	48
Acker MP 50	390	300	45	2.0	1.8	3.2 4.2	4.5	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.8	3.1 3.1	3	60-1100	38
Long year 34	426	266	-	1.1	0.6	3.2 3.2	3	22-1510	30

## 5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas, gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga; tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla II.4 se muestran las características principales de las dos bombas más utilizadas en trabajo de exploración.

TABLA II. 4 Bombas de perforación

Marca	Tipo	Gasto máximo en lt / min	Presión máxima, en kg / cm <sup>2</sup>	Potencia, en HP	Peso en kg	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso
Royal Bean	Piston - triple	132	35	7.5	350	agua

## 5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta; las AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios, las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración geotécnica.

En la fig II.12 se muestran los dos tipos de barras de perforación que se utilizan: las de pared uniforme corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW; y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla II.5.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permiten el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.

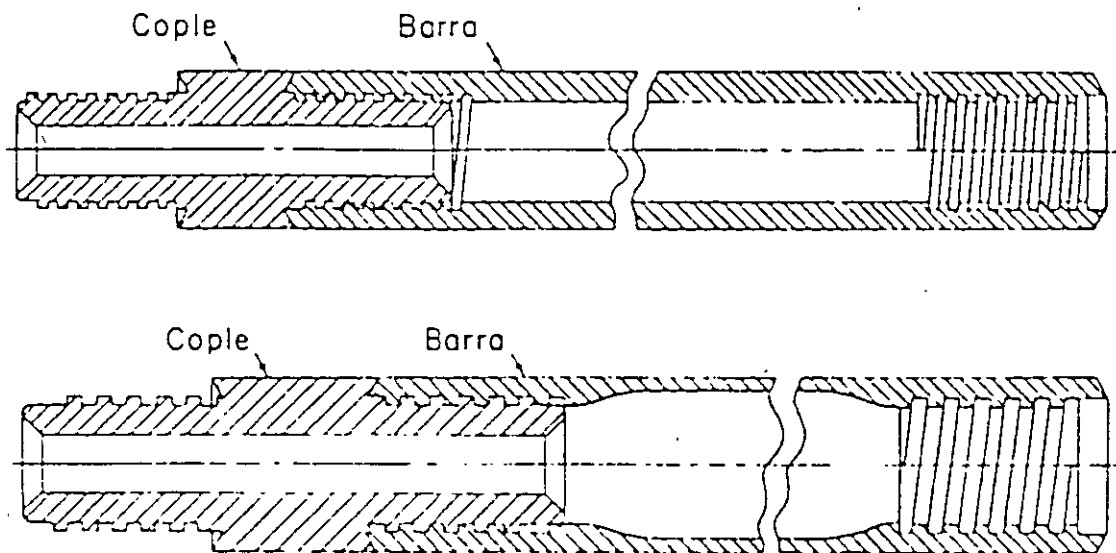


FIG.II.12. Barras de perforación y coples

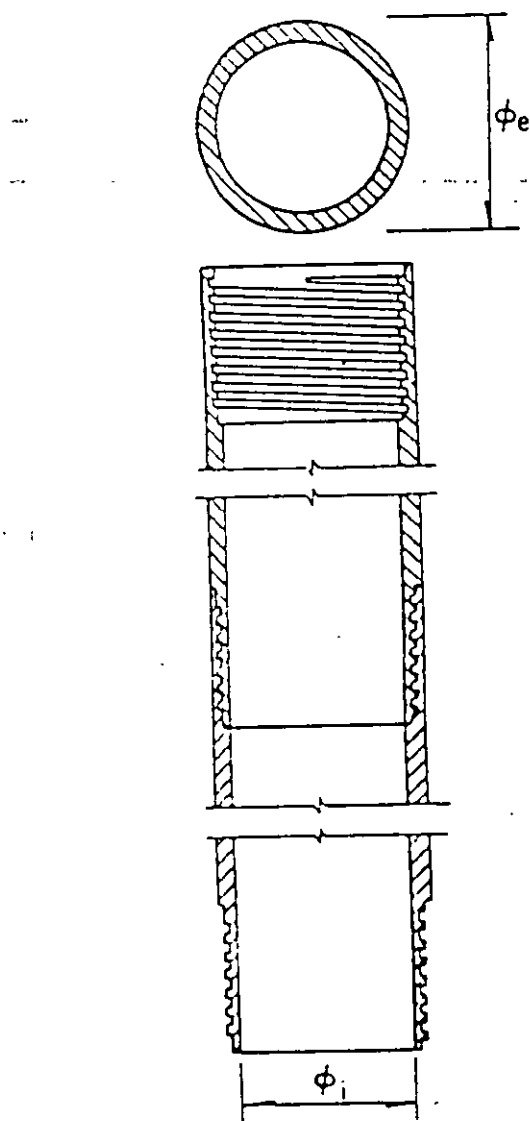


FIG.II.13. Ademes y coples

TABLA II. 5 Medidas de las barras

Barra	P <sub>e</sub>		P <sub>i</sub>		P <sub>c</sub>		Peso kg / 3 m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	19.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.8	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

longitud estándar 3.05 m ( 10 pies )

P<sub>e</sub> diámetro exterior

P<sub>i</sub> diámetro interior

P<sub>c</sub> diámetro interior del cople

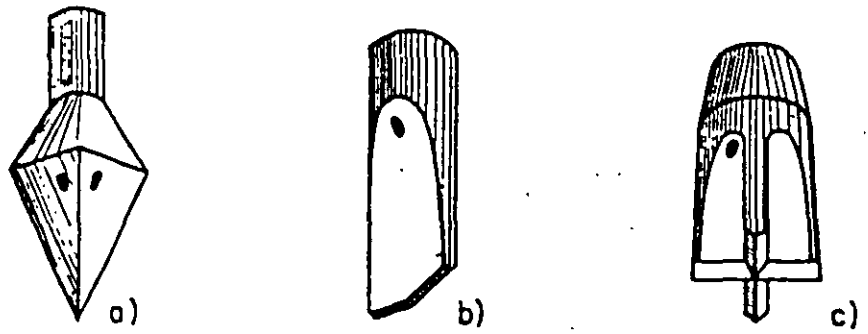
Los ademes metálicos utilizables en exploraciones geotecnicas se muestran en la fig. II.13 y sus dimensiones en la tabla II.6. se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

TABLA II.6 Medidas de los ademes más usuales

Ademe	P <sub>e</sub>		P <sub>i</sub>		Peso kg / 3 m	Cuerdas por Pulgada
	pulg	mm	pulg.	Mm		
NW	3 1/2	38.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

P<sub>e</sub> diámetro exterior

P<sub>i</sub> diámetro interior



Trépanos de percusión

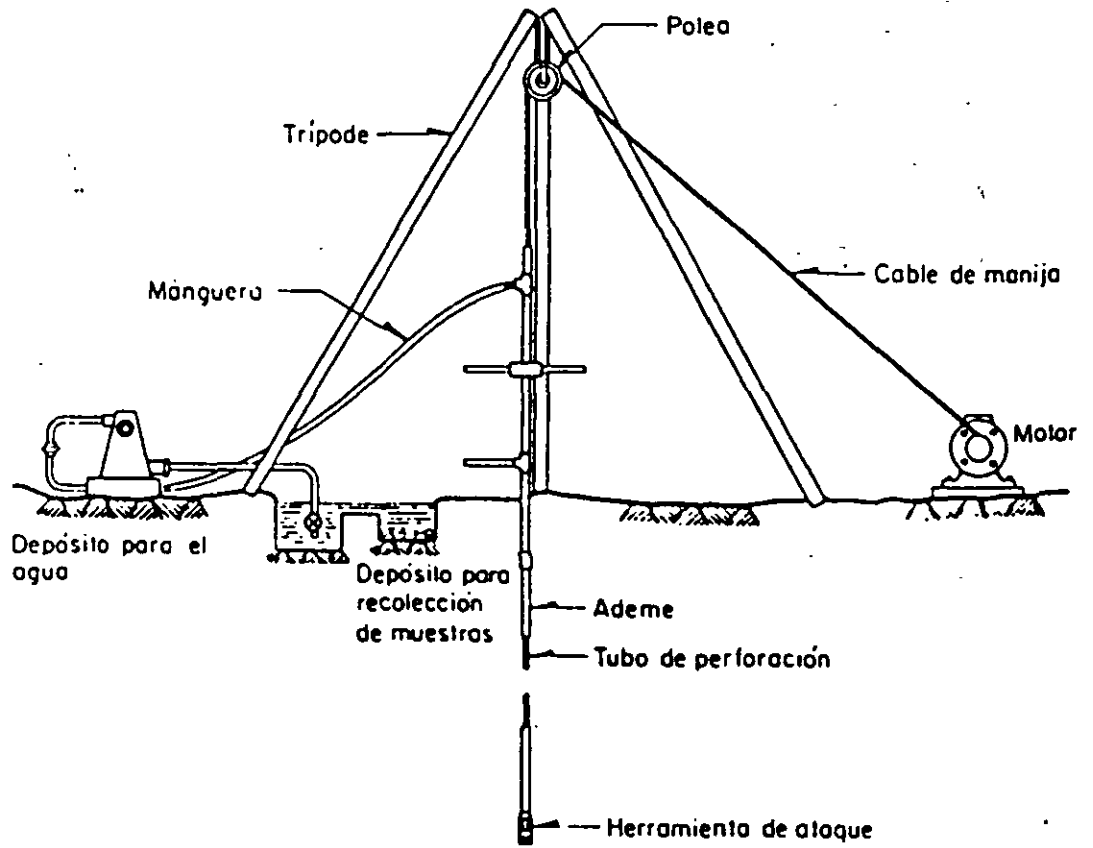


FIG.11.14. Perforación por lavado

## 6. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Para introducir los muestreadores a la profundidad que interesa obtener muestras alteradas o inalteradas, se deben realizar perforaciones de acceso, salvo que utilicen muestreadores Denison o Pitcher de una manera continua y aún en ese caso conviene abocardar la perforación a un diámetro mayor. El diámetro máximo de perforación para sondeos de exploración es de 15 cm y el mínimo aquel en que pueda penetrar libremente el muestreador que se utilice.

Las técnicas aplicables para realizar estas perforaciones se presentan en la tabla I.1 en la misma que se observa que en la elección de la técnica influye: el tipo de suelo, la posición del nivel freático y la profundidad que debe alcanzar el sondeo.

TABLA I. 1 Técnicas recomendables de perforación

Técnica		Suelo en que se aplica	Observaciones
Pozos a cielo abierto		todos	Aplicables solo en sondeos someros
Lavado con agua o lodo		Cohesivos blandos y arenas con poca grava	Aplicable abajo del nivel freático
Rotación	Con agua o lodo	Todos	Aplicable abajo del nivel freático
	En seco	Todos	Aplicable arriba y abajo del nivel freático

### 6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, CORTES Y ZANJAS.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor a 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque requieren mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademsarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

## EQUIPO.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerla con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.

## OPERACIÓN.

El procedimiento para realizar las excavaciones es el del dominio general y por ello no se describirá. En cuanto al ademado de pozos a cielo abierto se hará como se muestra en la fig. III 17 y si se considera conveniente analizar se puede hacer el cálculo estructural con las distribuciones de esfuerzo de la fig. II.18.

En pozos excavados en arcilla se puede alcanzar una profundidad  $Z_{MAX}$  sin necesidad de ademar sus paredes, donde:

$$Z_{MAX} = \frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

donde:

- $Z_{MAX}$  profundidad que se puede excavar sin ademe, en (cm)
- C cohesión del suelo, en ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo, ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )
- $K_a$  coeficiente de empuje activo ( $K_a \cong 1$ )

## 6. 2 MÉTODO DE LAVADO.

La perforación se hace con un trépano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

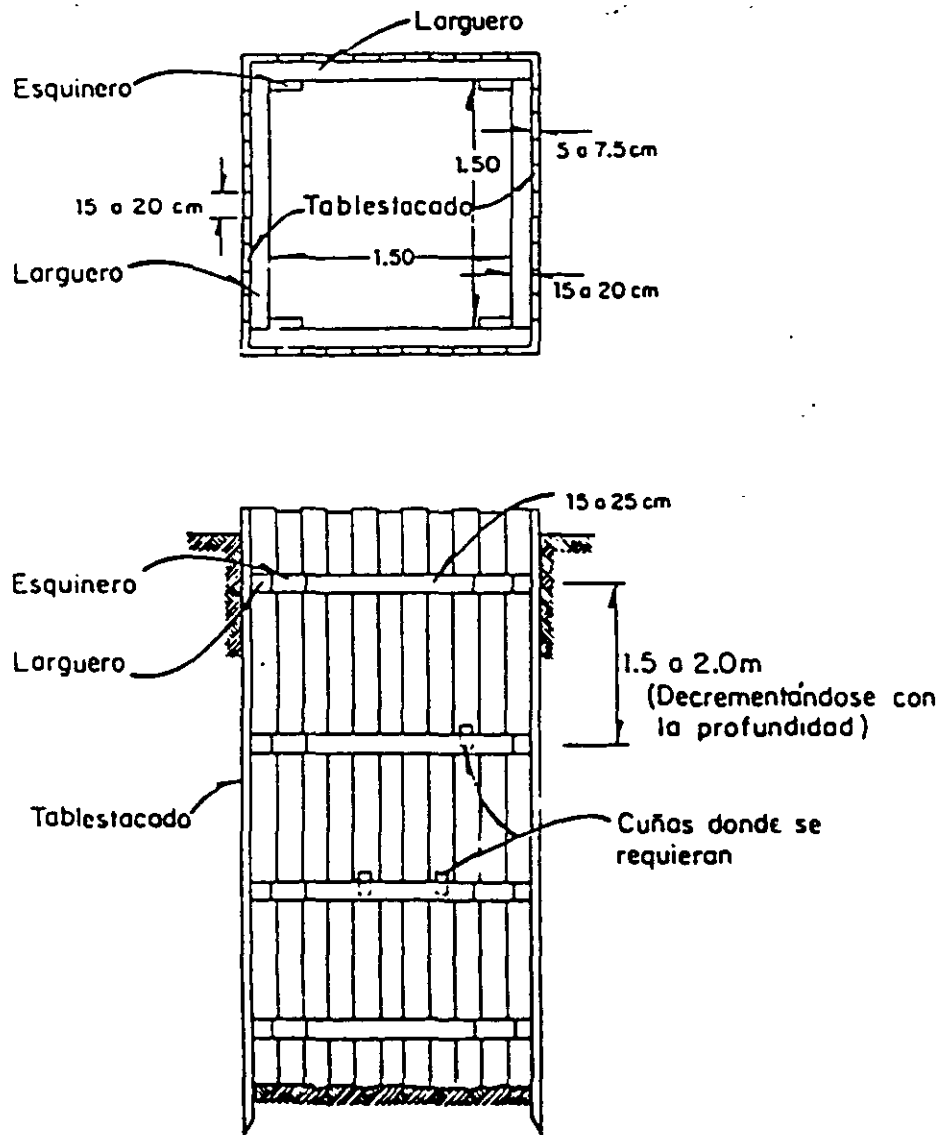
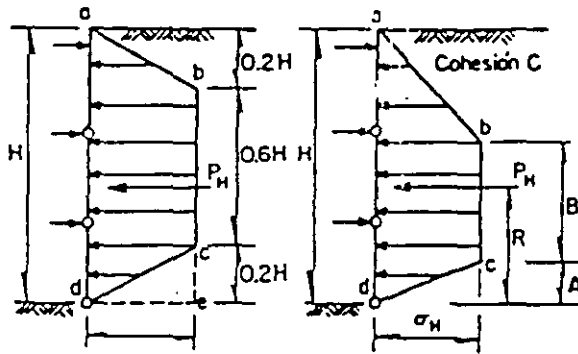


FIG.III.17. Ademado para un pozo a cielo abierto





#### EXCAVACION EN ARCILLA

a,b,c,d es la distribución de presión.

La forma del diagrama y la magnitud de las presiones dependen del número de estabilidad  $N_0 = \gamma H / C$

#### EXCAVACION EN ARENA

a,b,c,d distribución de presión en arena densa

$P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$ , actuando a 0.5 H de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena suelta

$P = (0.72) K \gamma H \cos \delta$ , actuando a 0.46 H de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
$P_H$	$0.76 H \gamma H$	$0.76 H \gamma H$	$(2 - 0.06 N_0) H \gamma H$	$5 H \gamma H$
$\delta$	$\gamma H - 1.5(1 + N_0) C$	$\gamma H - 4C$	$\gamma H + (6 - 4N_0) C$	$\gamma H$
A	0.15 H	0.15 H	$(3 - 0.015 N_0) H$	0
B	0.55 H	0.55 H	$(1.1 - 0.15 N_0) H$	0
C	0.46 H	0.46 H	0.38 H	0.33 H

FIG.III.18. Distribución de presiones debidas a excavaciones en arcillas y arena

## **EQUIPO.**

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. III.14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg., una bomba para agua o lodo de 45 lt/min. de gasto a 5 kg/cm<sup>2</sup> de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trepanos de perforación y ademe metálico (opcional).

## **OPERACIÓN.**

La operación consiste en levantar la columna de barras, con el trépano en la punta, de 0.5 a 1 m y dejarla caer libremente con una frecuencia de hasta 60.

### **6. 3 PERFORACIÓN A ROTACIÓN CON AGUA O LODO.**

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

## **EQUIPO.**

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. II.15) consiste de una perforadora rotatoria con sistema hidráulica de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min. de capacidad y herramientas como brocas tipo Drag y Tricónicas (fig. II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación.

## **OPERACIÓN.**

Esta técnica se aplica con mayor frecuencia utilizando lodos de perforación, por lo que el personal de campo debe estar familiarizado con los detalles de preparación y control de los mismos. conviene utilizar lodos con densidad entre 1.05 y 1.3 kg./lt y viscosidades entre 30 y 90 seg. medidas con el cono Marsh.. En cuanto a la presión que se aplica a la broca, puede ser hasta de 3 ton con velocidades de rotación de 200 a 500 r.p.m. Durante la perforación el operador debe mantenerse vigilante de la velocidad de penetración y de los materiales que salen con la corriente de lodo, porque fácilmente puede penetrar estratos blandos significativamente sin advertirlos. La profundidad máxima que puede alcanzarse con esta técnica limitada.

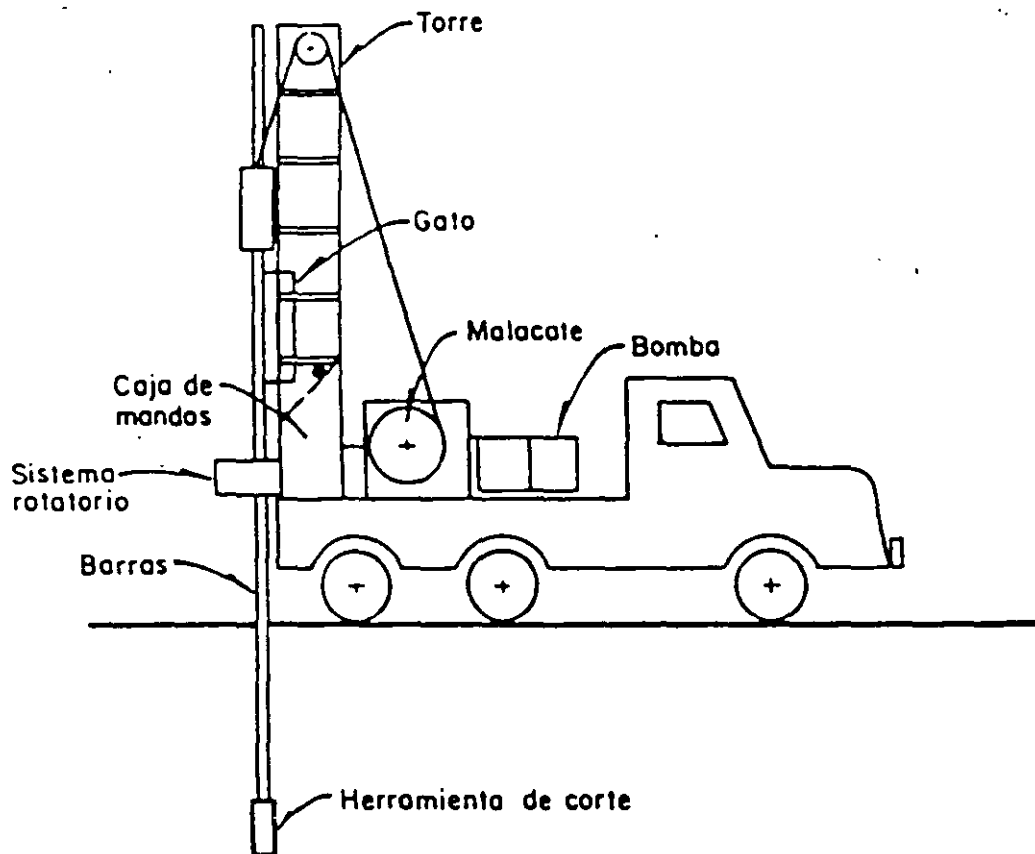
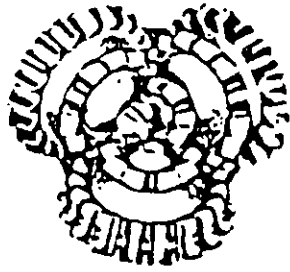
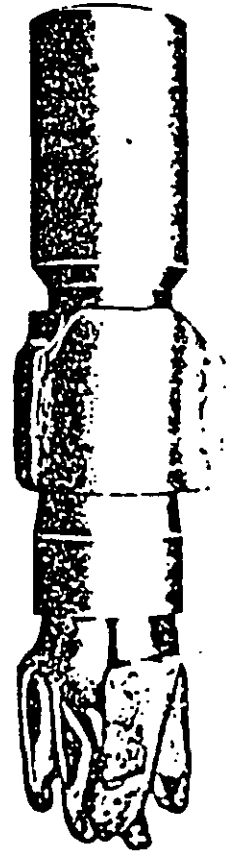


FIG.II.15. Equipo de perforación a rotación



Broca tricónica



Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

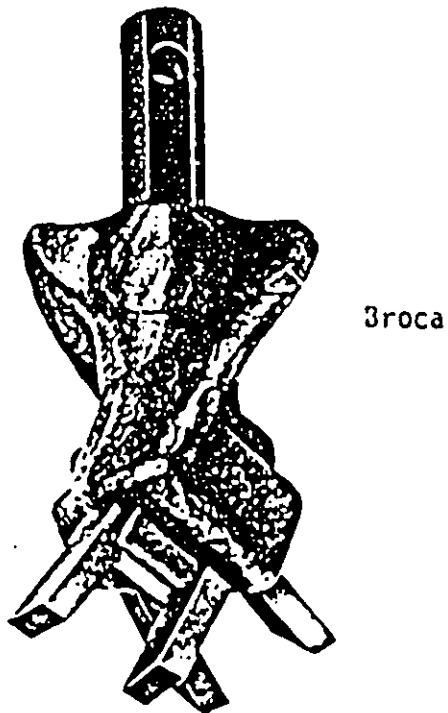
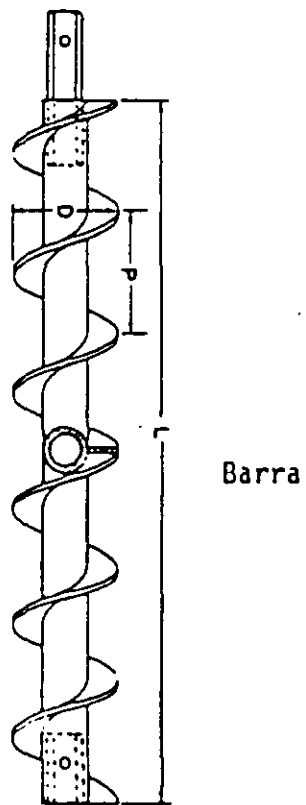
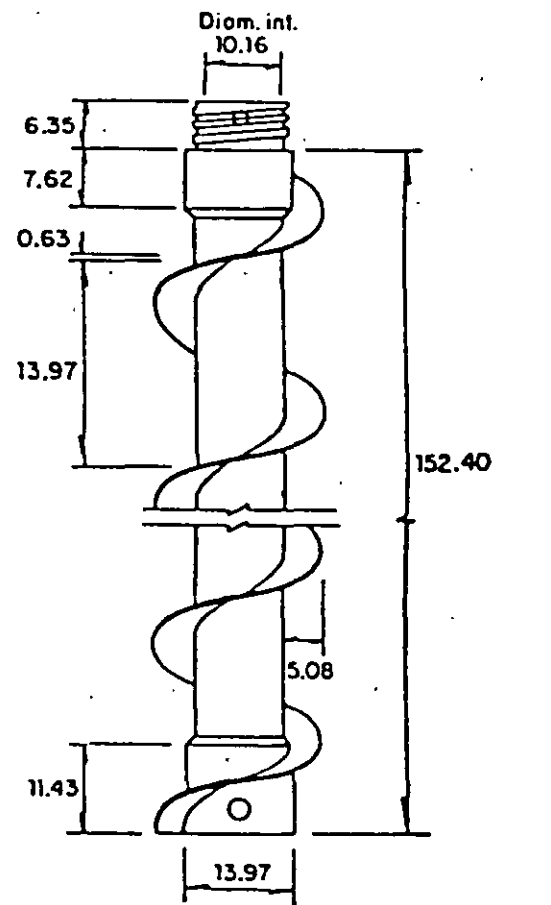


FIG.II.17. Barra y broca helicoidal



Acolociones en cm

FIG.II.18. Ademe helicoidal

## **6.4 PERFORACIÓN EN SECO.**

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoide lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta con la broca.

La perforación en seco es la técnica más recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo; abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; es caso de que no lo sea, se debe utilizar ademe espiral.

### **EQUIPO.**

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig.II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo-de tungsteno que continúan el plano de la helicoide.

El ademe helicoide se muestra en la fig. II. 18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m de longitud que se enroscan entre si y llevan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

La perforación con barras helicoidales básicamente consiste en introducirlas a una velocidad de rotación del orden de 50 r.p.m. para que saquen a la superficie el material cortado. Una vez que se alcanza la profundidad necesaria se saca lentamente la columna, porque puede ejercerse succión que aflojaría el material de fondo. En el caso de que la perforación sea inestable es conveniente enjarrar lodo en las paredes de la perforación introduciéndolo desde la superficie. La profundidad máxima que se puede alcanzar con esta técnica es del orden de 30 m.

La perforación en seco con ademe helicoidal es probablemente la técnica más eficiente en la exploración geotécnica; consiste en introducir el ademe con el tapón central que obtura su extremo. como se muestra en la fig III.19.a, a continuación se retira el tapón con las barras centrales y queda libre el extremo fig.III.19.b, para permitir que se introduzca el muestreador con que se obtengan las muestras, fig III 19.c. enseguida se vuelve a colocar el tapón obturador y continua la perforación.

Esta técnica limita el diámetro del muestreador con que se puede operar, salvo que se utilicen ademes de 15 cm de diámetro interior para lo cual se requieren máquinas con potencia de por lo menos 50 HP.

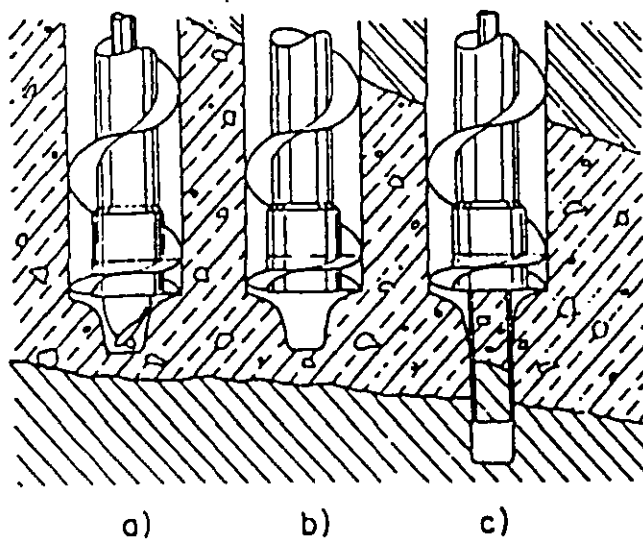


FIG.III.19. Operación del ademe helicoidal

# The Longyear 44 Diamond Core Drill

## Reliable, Efficient, Versatile

Continuing improvements to the standard drill — including ball bearing hoist assembly, larger hydraulic system, more accessible controls and many others — make the best diamond core drill even better.

**1. MAIN HOUSING** — strengthened with thicker walls, increased shaft supports, added internal bracing and improved oil sealing

**2. PLANETARY GEAR HOIST** — fully supported by ball bearings for extended life and for smooth and efficient operation during all hoisting and lowering tasks. The clutch and brake provide complete control without utilizing the main power clutch

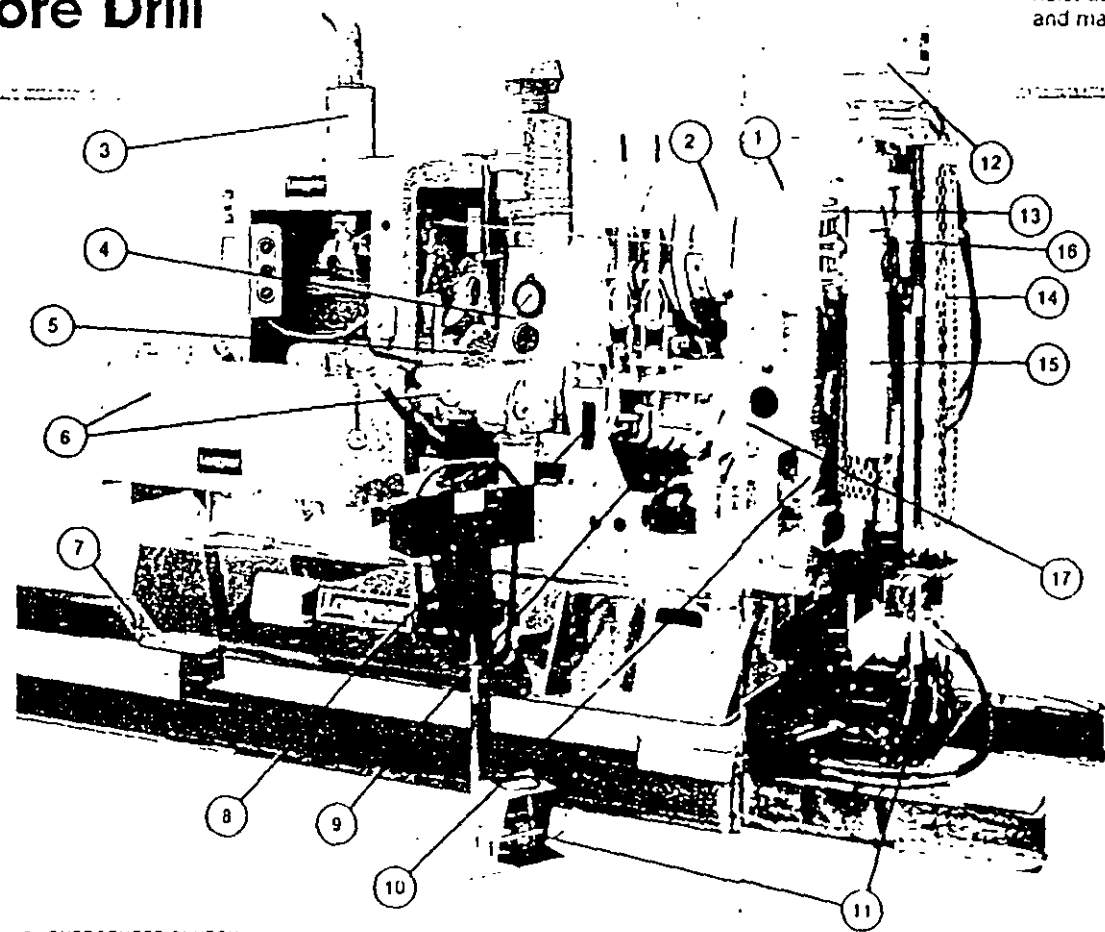
**3. PRIME MOVER** — select the prime mover necessary to meet your drilling requirements. Modular design provides you with a choice of dependable diesel or units. Gasoline, air, or electric motor units and special diesel power units for high altitude service (above 6000 ft (3000 m)) are available on special order. Stub shaft units are also available if you wish to supply your own motor unit

**4. INSTRUMENTATION (OPTIONAL)** — gives visual information on drill string and bit weight. (See page 7 for details)

**5. FLEXIBLE COUPLING** — compensates for minor misalignment and cushion shocks imposed by drilling conducted by a metal guard

**6. HIGH CAPACITY HYDRAULIC SYSTEM** — features a variable volume, pressure compensated axial piston pump which delivers exactly the amount of oil required at the pre-determined pressure rating. Also includes a large reservoir, centrally located for efficient heat dissipation, efficient filtration and ample cooling. (See page 6 for details)

**7. SKID** — welded structural steel construction provides long life under severe operating conditions. Modular design allows easy transfer of drill from skid to trailer mount and vice versa



**8. OVERCENTER CLUTCH** — the overcenter clutch may be disengaged for long periods of time while the power unit is running without creating undue heating or wear

**9. FOUR SPEED TRANSMISSION — SYNCHRO-MESH** — 4 forward speeds. Also includes reverse, which is intentionally difficult to engage because use of reverse is not recommended

**10. OIL BATH LUBRICATION SYSTEM** — a reliable self-lubricating system for the gear train. Points requiring manual lubrication are easily accessible. Three Speed Drive Hydraulic Valve — valve is mounted externally within a hinged bracket for easy access and operator convenience. Includes fittings for connecting Automatic Pre Torque and Break Out Tool

**11. AUTOMATIC PRE TORQUE AND BREAK OUT TOOL (OPTIONAL)** — transfers the back-laxing task of unloading the rod joints. A solenoid valve controls the determined valves when lowering the drill string back into the hole. (See page 9 for details)

**12. AUTOMATIC CHUCK (OPTIONAL)** — eliminates manual chucking operation to increase drilling efficiency and operator safety. Reduces vibrations and increases drilling performance

**13. QUICK CHANGE HINGE PLATE** — features bevel pinion and bearing mounting design which allows simple and fast removal — no need to remove or disassemble the entire hinge plate. Provides substantial time and labor savings when maintenance or replacement becomes necessary

**14. SAFETY HEADGUARDS** — designed to improve O.M. crew safety. Safety headguards may be drilled factory installed or field drilled on site for the driller's choice of drilling configurations. (Standard in USA, optional elsewhere)

**15. HYDRAULIC SWIVEL HEAD** — incorporates twin 4 in (102 mm), 10 cylinder widely spaced for extra stability with a full 24 in (610 mm) stroke. Herap optional drive rod features a 3 in (76 mm) ID suitable for passing HCO, HCO and CHO 101 wireline rods, HW rods and AW casing. The swivel frame is made of cast steel for extra strength to withstand the severe stresses imposed by drilling. Full 360° drilling angle range for surface and underground applications

**16. FAST RETURN VALVE** — permits the operator to return the head to top stroke without disturbing the feed valve setting and in much less time than was previously possible. (See page 7 for details)

**17. FINE FEED CONTROL** — the feed valve allows precise control of bit weight and feed rate and is located next to the main control valves for the operator's convenience

### Drilling Depth Guidelines

Feet Depth	CHO 91		HCO		CHO 75		HCO		AW		HCO	
	W	NW	W	NW	W	NW	W	NW	W	NW	W	NW
0-100												
100-200												
200-300												
300-400												
400-500												
500-600												
600-700												
700-800												
800-900												
900-1000												

Drill Rod	Feet	Meter
AW	3100	945
AQ	4350	1326
BW	3200	975
BO	3400	1036
BCQ	3250	991
NW	2500	762
NO	2650	808
HCO	3070	939
CHO 75	2450	746
HW	1600	488
HO	1750	533
HCO	2350	716
CHO 101	1550	472
PO	1300	396

\*Based on vertical, straight, clear fluid lined holes. Actual hole depends on type of mast used, equipment condition, work conditions and drilling techniques and may vary from above guidelines.



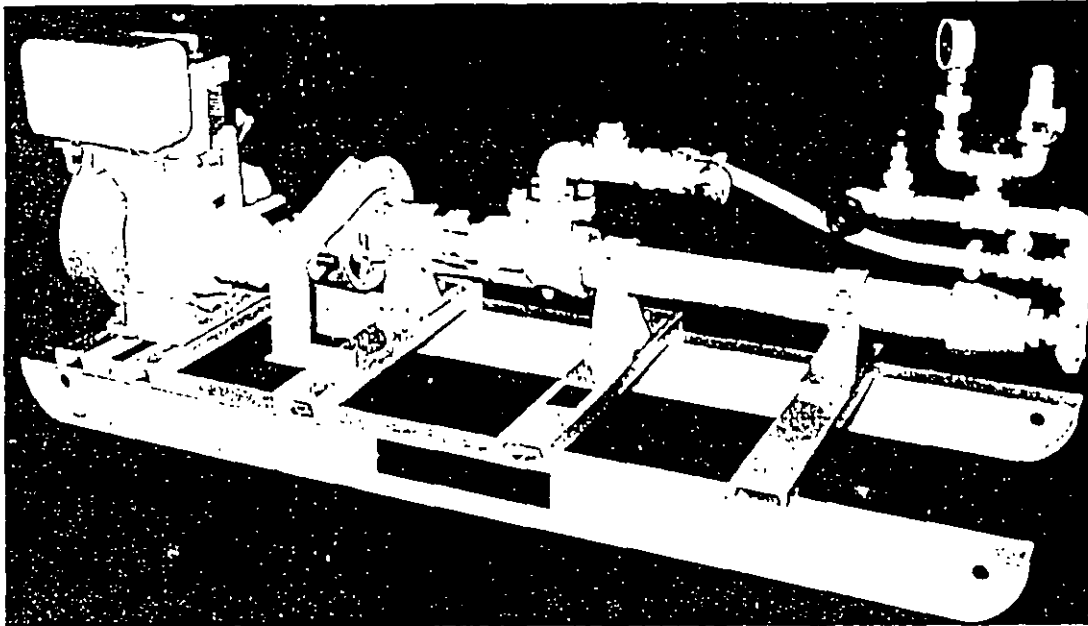
# acker PUMPING STATIONS

## ACKER MOVING PUMPING STATIONS SINGLE AND MULTI SPEED MODELS

For pumping water, mud and cement grout fluids.

### PUMP FEATURES

- Positive Displacement
- Automatic Pressure Relief Valve
- Rubber Liner and Stainless Steel Rotor
- By-pass and Control Valves (Option)
- Rugged Service all Steel Drag Skid Base



FOR DIAMOND CORE DRILLING

### SINGLE SPEED ACKER MODELS - POSITIVE DISPLACEMENT

### TRANSMISSION MODEL

SPECIFICATIONS	APS 4-17		APS 5-9		APS 6-44		APS 7-27		APS 7T-27	
MOUNTING	Skid		Skid		Skid		Skid		Skid	
HORSEPOWER	7.0		6.8		11.2		11.2		14.4	
COOLING	Air		Air		Air		Air		Air	
POWER	Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline	
STARTING	Hand		Hand		Hand		Hand		Hand	
MAX. PSI	150		225		150		225		225	
MAX. kg/cm <sup>2</sup>	10.5		15.8		10.5		15.8		15.8	
SPEEDS	Constant		Constant		Constant		Constant		1-2-3-4 Speeds	
GPM	17.5		30.0		44.0		27.5		4.3-8.9-16.3-27.5	
LITERS/MIN.	65.9		33.9		165.8		101.8		16.2-33.5-61.4-103.6	
PUMP TYPE	2L4		3L4		2L6		3L6		3L6	
SUCTION	1-1/2 inch		1-1/2 inch		2 inch		2 inch		2 inch	
DISCHARGE	1 inch		1 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch	
RELIEF VALVE	Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable	
PRESSURE GAUGE	0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI	
CLUTCH	Built-in		Built-in		Built-in		Built-in		Built-in	
V-BELT DRIVE	Multiple		Multiple		Multiple		Multiple		Multiple	
BY-PASS PIPING	Optional		Optional		Optional		Optional		Optional	
EST. DIMENSIONS	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
LENGTH	50	1270	70	1778	85	2159	87	2209	96	2438.4
WIDTH	26	660.4	27	685.8	30	762	30	762	30	762.0
HEIGHT	17	431.8	17	431.8	33	838	33	838	33	838.2
EST. SHIPPING WEIGHT	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.
NET WEIGHT	300	136	350	158.5	745	337.4	770	348.8	945	428.0
GROSS WEIGHT	380	172	420	190.2	845	382.7	870	394.1	1045	473.3
CUBE FOR EXPORT CU. FT. - CU. METER	12.7	3.6	18.0	5.2	48.6	13.7	49.9	14.0	55.0	15.5



## **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.**

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de  $5 \text{ ton/m}^2$ , y de  $3 \text{ ton/m}^2$  en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto de un coeficiente sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957 ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venían realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica. SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el titulo de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capitulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976 .

## NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

### 1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

### 2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

#### 2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

#### 2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

### 2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desca evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

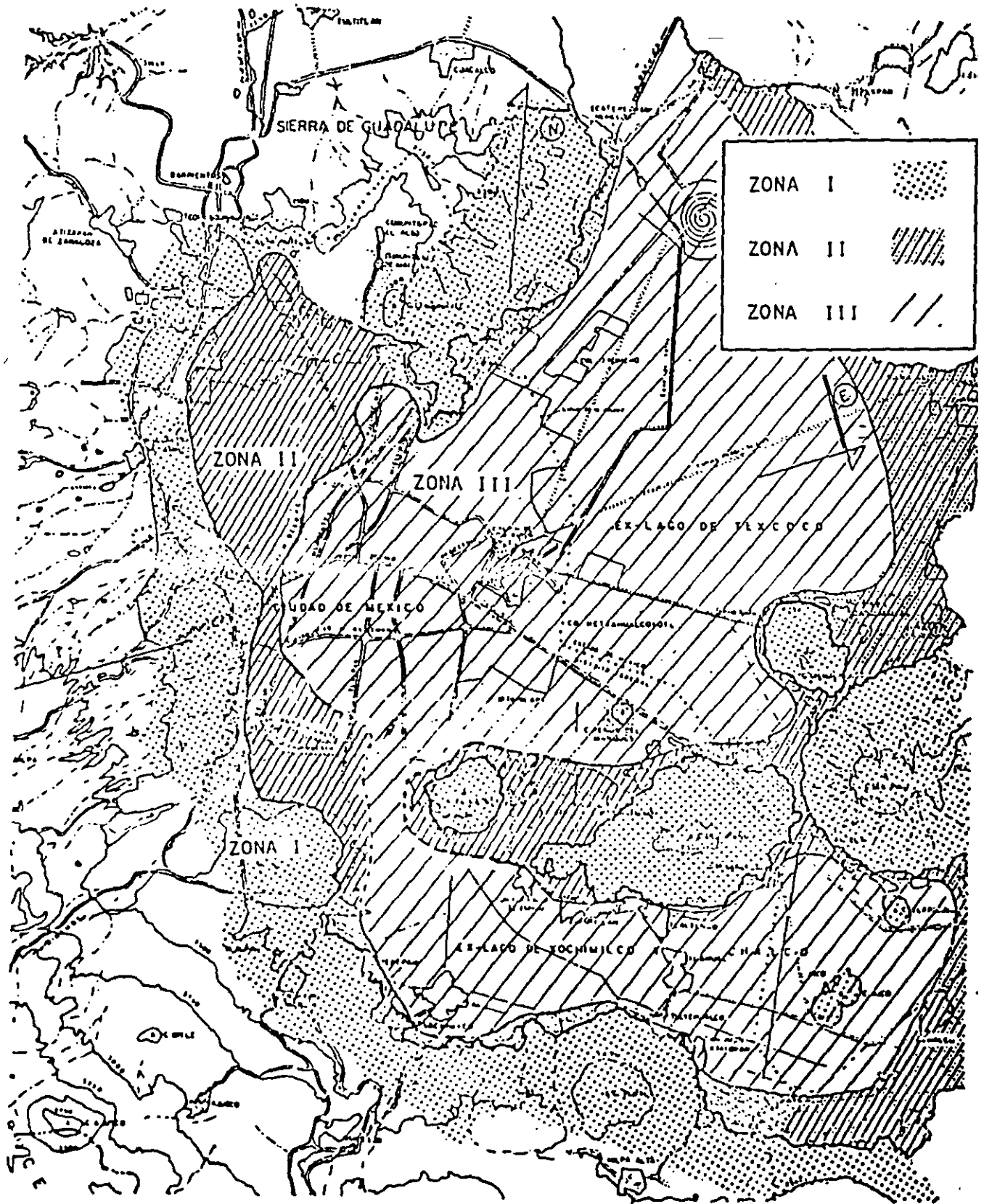
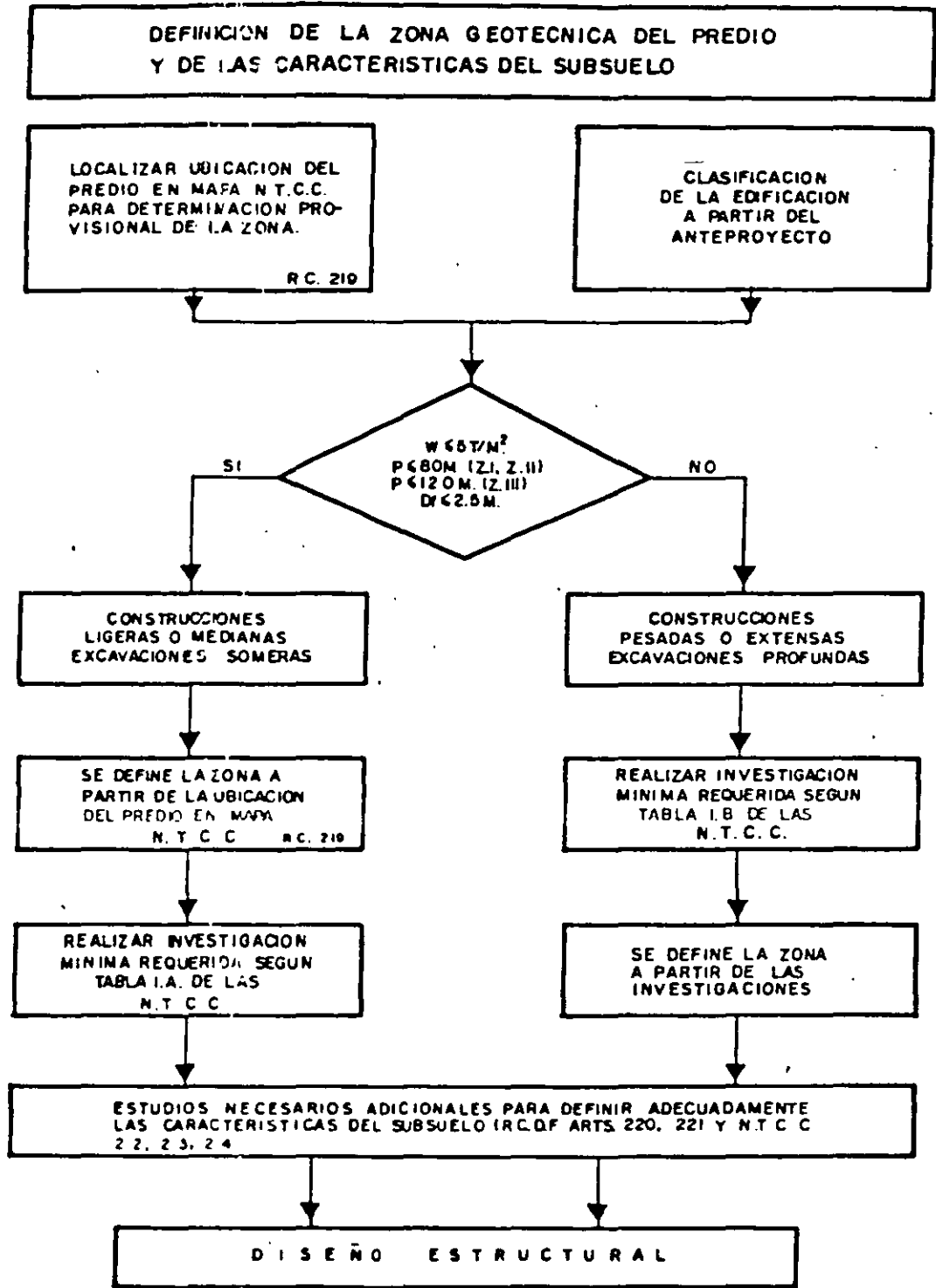


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.



**PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO**



PROCEDIMIENTO PARA LAS CARACTERISTICAS  
DEL SUBSUELO

Peso unitario medio de la estructura  $w > 5 t/m^2$

Perímetro de la construcción  $P > 80$  m en las Zonas I y II, o

$P > 120$  m en la Zona III

Profundidad de desplante  $D_t > 2.5$  m

### ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

### ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

### ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo del predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

tráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

**ARTICULO 219.-** Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

**Zona I. Lomas,** formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

**Zona II. Transición,** en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

**Zona III. Lacustre,** integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

**ARTICULO 220.-** La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

## DISEÑO DE CIMENTACIONES

**ARTICULO 217.-** En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento

**ARTICULO 218.-** Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subter-

- II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

**ARTICULO 221.-** Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigaran la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

**ARTICULO 222.-** En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomara en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

**ARTICULO 223.-** La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

**ARTICULO 224.-** En el diseño de toda cimentación, se consideraran los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura.

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio; asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las Edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

## **EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.**

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6, la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

### **DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.**

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica, la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua, los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9.

A unos 15 km. al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle<sup>6</sup>, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico, la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

#### **SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.**

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción, además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

---

<sup>6</sup> Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.

La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son.

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosismico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

#### EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomerios formados por una gran diversidad de materiales térreos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas). Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cubicas hasta profundidades de 10 a 15m; en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indico en el capitulo de reconocimiento del sitio, existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29). Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofísicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca.

#### **COMENTARIO.**

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

### **ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.**

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.





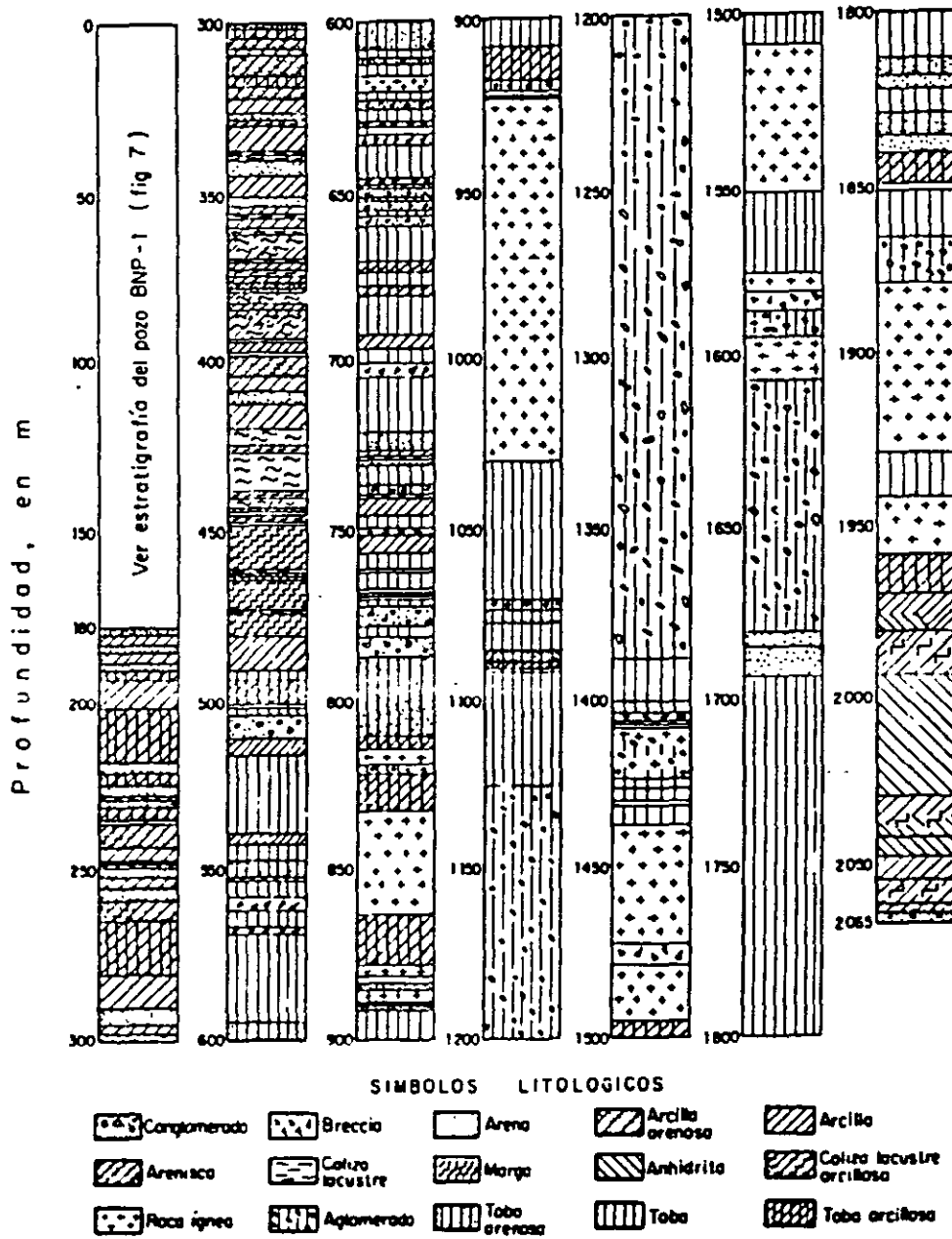


Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)

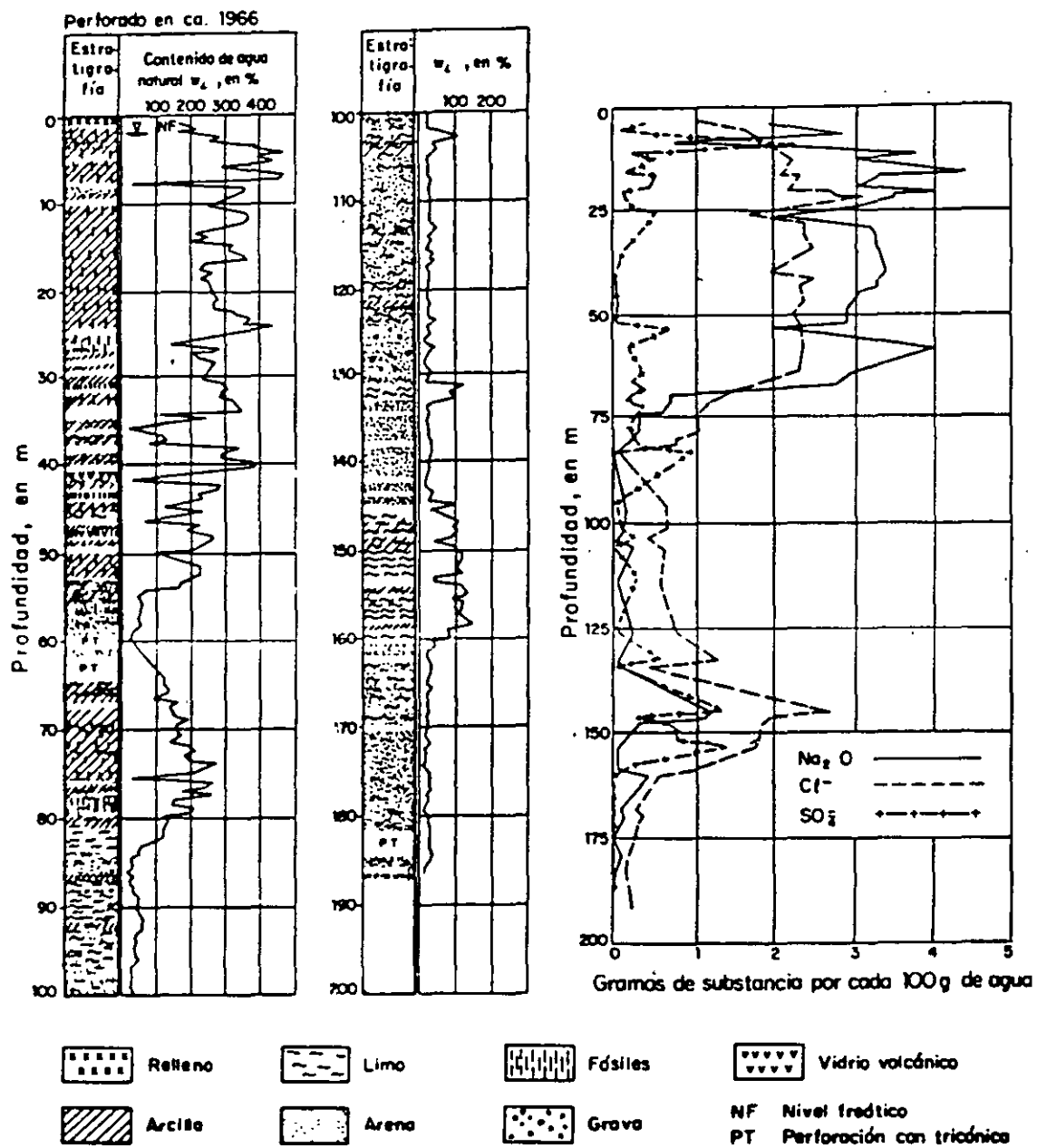


Fig 7 Estratigrafía, contenido de agua y alcalinidad total, iones cloruro y sulfato. Sondeo BNP-1, Lago Texcoco ( Ver fig 9 )

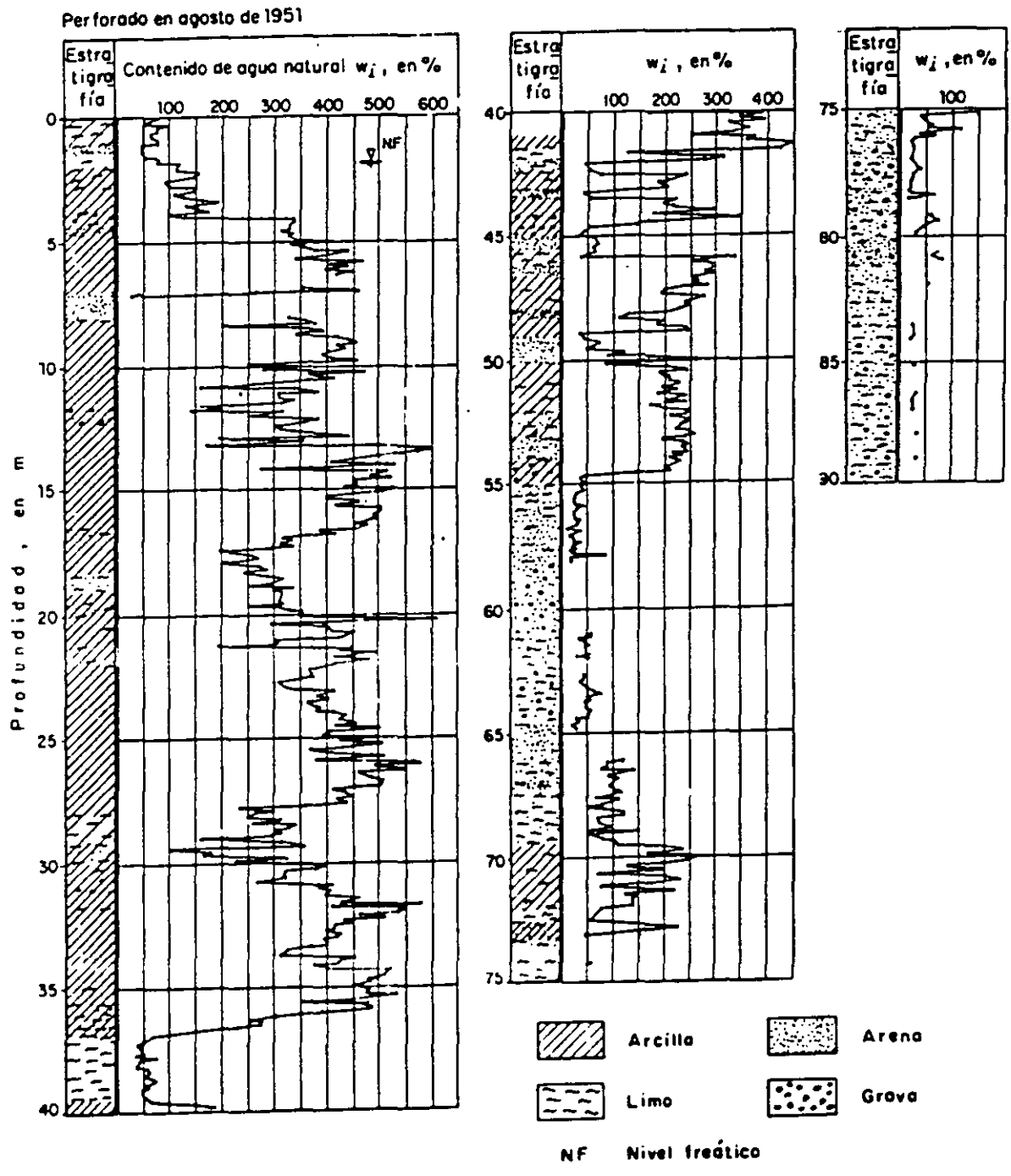


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago  
( Ver fig 13 )



Perforado en agosto de 1952

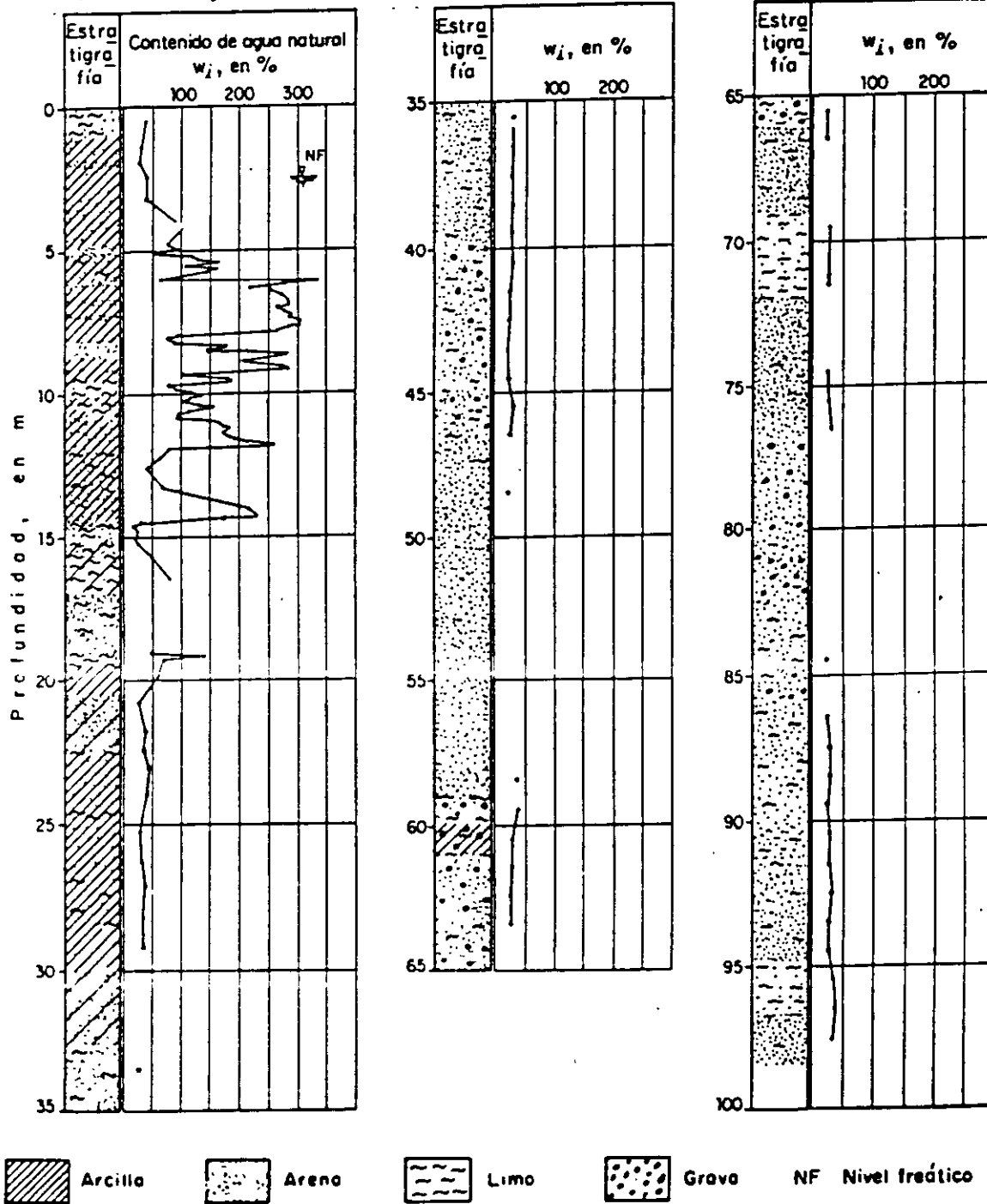
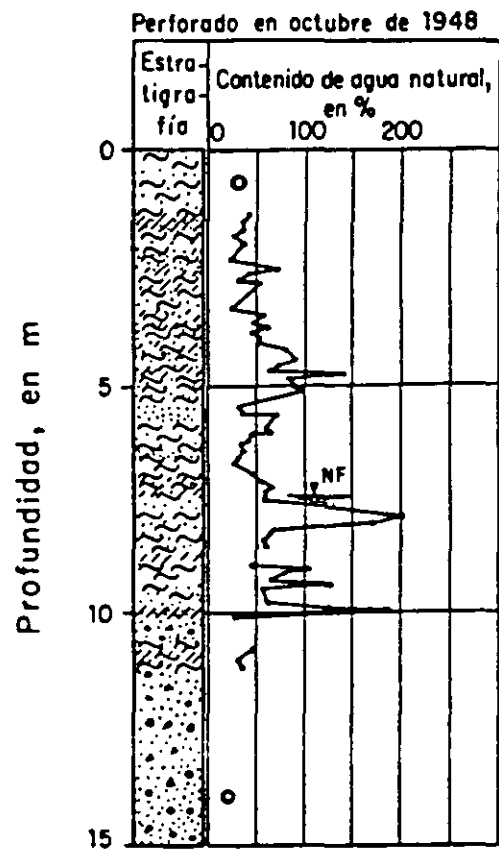
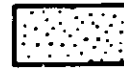


Fig 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición  
(Ver fig 13 )



Arcillo



Arena



Limo



Grava

NF

Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición  
( Ver fig 13 )

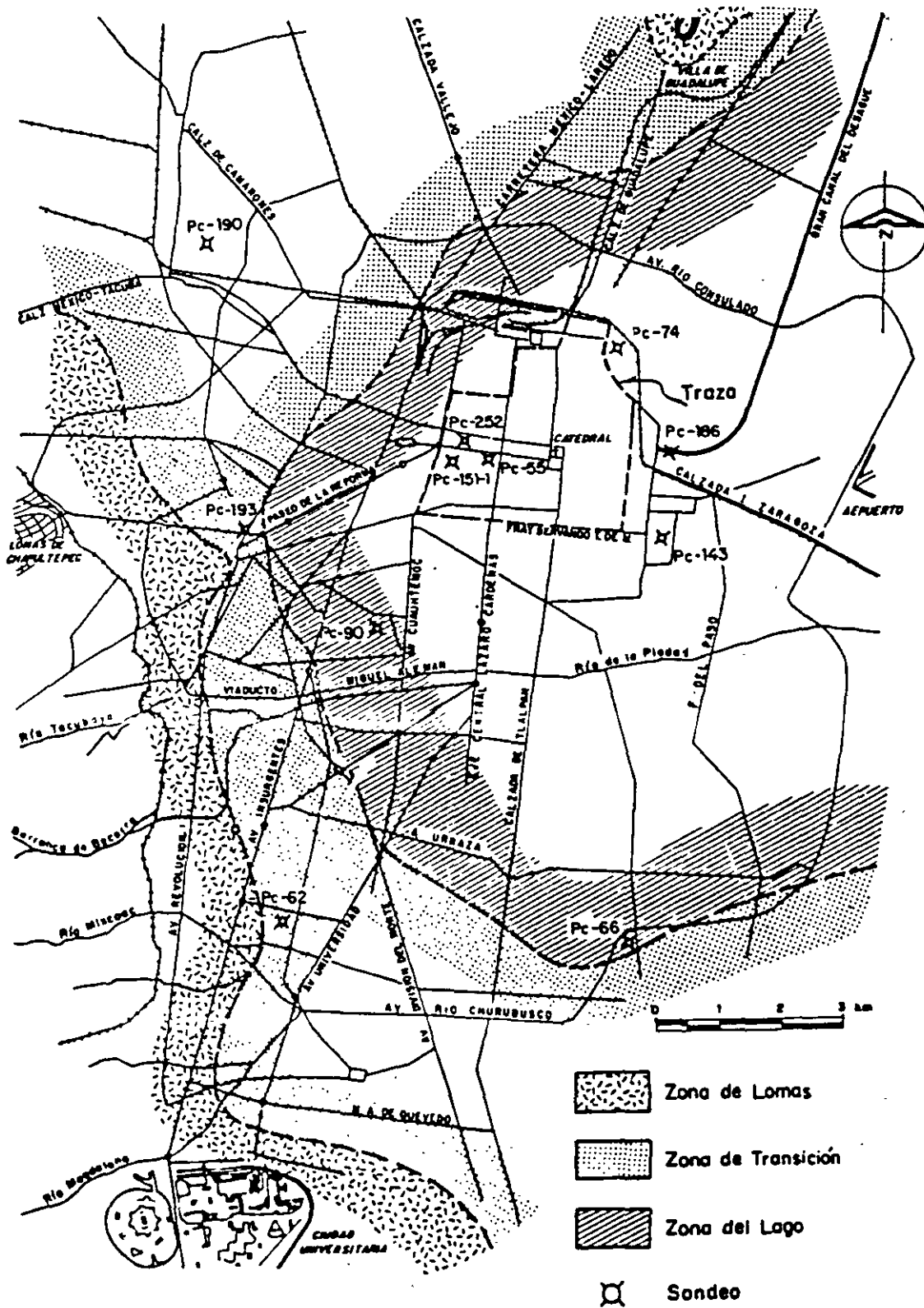


Fig 13 Zonificación estratigráfica de la Ciudad de México



## ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS

---

***SE PUEDE DECIR QUE LOS SUELOS SON EL PRODUCTO DEL ATAQUE FISICO Y/O QUIMICO DEL MEDIO AMBIENTE CONTRA LAS ROCAS.***

---

MEDIOS DE ATAQUE:

- 1) VIENTO (ARRASTRE Y ABRASION)
- 2) GRAVEDAD (IMPACTO)
- 3) CORRIENTES DE AGUA (ARRASTRE Y ABRASION)
- 4) CONGELACION DEL AGUA ENTRE GRIETAS (PRESION)
- 5) MOVIMIENTOS TECTONICOS O DE MASAS DE HIELO (TRITURACION)
- 6) DESCOMPOSICION QUIMICA (OXIDACION, PUTREFACCION, ETC.)
- 7) VULCANISMO (CENIZAS)
- 8) SOL (DILATACION O METEORIZACION)

PUNTOS DE VISTA:

- A) AGRONOMIA
- B) GEOLOGIA
- C) MECANICA DE SUELOS

---

***EN GENERAL, PARA LA GEOTECNIA, LOS SUELOS SON AQUELLOS DEPOSITOS NATURALES CUYOS GRANOS SON MENORES DE 3" SIENDO LA RESISTENCIA ENTRE ESTOS GRANOS COMPARATIVAMENTE MUCHO MENOR QUE LA DE UN GRANO INDIVIDUAL (SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS). SON AQUELLOS QUE SE FORMARON HACE MENOS DE UN MILLON DE AÑOS.***

---

LOS SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS O SUELOS SE PUEDEN CLASIFICAR EN OCHO GRUPOS:

- C.1) RESIDUALES
- C.2) EOLICOS
- C.3) ALUVIALES
- C.4) LACUSTRES
- C.5) MARINOS
- C.6) DE PIEMONTE
- C.7) DE ORIGEN VOLCANICO
- C.8) GLACIARES

## C.1 SUELOS RESIDUALES

***LOS SUELOS RESIDUALES SON SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS QUE QUEDAN EN EL MISMO LUGAR DONDE OCURRE EL ATAQUE DEL MEDIO AMBIENTE.***

UN PERFIL DE ESTOS SUELOS SEÑALA BASICAMENTE TRES ZONAS, COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA:

<b>HORIZONTE "A"</b>
<b>HORIZONTE "B"</b>
<b>HORIZONTE "C"</b>
<b>ROCA MADRE</b>

SE FORMAN POR DILATACION DEBIDA AL SOL, TRITURACION POR MOVIMIENTOS TECNICOS, HIDRATACION Y POR LA PRESION QUE EJERCE EL AGUA AL CONGELARSE ENTRE LAS GRIETAS. SE FORMAN TANTO EN AMBIENTES HUMEDOS COMO SECOS.

### CARACTERISTICAS IMPORTANTES

- 1- GRANULOMETRIA MUY VARIABLE, DESDE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA (EN EL HORIZONTE "C"), HASTA COLOIDES (EN EL HORIZONTE "A").
- 2 - LOS COLOIDES PUEDEN PROBOCAR CEMENTACION.
- 3 - EN MUCHAS OCACIONES CONTIENEN MATERIA ORGANICA.
- 4 - PROFUNDIDAD DE METEORIZACION VARIABLE
- 5.- COMPACIDADES BAJAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL SUELO
- 6.- LA COMPRESIBILIDAD PUEDE SER ALTA (ZONAS HUMEDAS) A MUY BAJA Y LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE BAJA (ZONAS SECAS) A MUY ALTA.
- 7- LOS MINERALES DE ARCILLA PUEDEN TENER CARACTERISTICAS EXPANSIVAS
- 8.- EN LAS REGIONES SECAS SE FORMA EL CALICHE.

## C.2 SEDIMENTOS EOLICOS

---

### ***SON MATERIALES TRANSPORTADOS POR EL VIENTO Y DEPOSITADOS EN DIFERENTES AMBIENTES***

---

FORMAN LOS SIGUIENTES DEPOSITOS:

- 1) DUNAS (POR OBSTACULOS)
- 2) LOESS
- 3) TIPOS LOESIALES
- 4) PLAYAS EOLICAS
- 5) ADOBE
- 6) POLVOS VOLCANICOS

CARACTERISTICAS

- 1.- SU COMPRESIBILIDAD PUEDE SER MEDIA A ALTA
- 2.- PUEDEN CAMBIAR SUS PROPIEDADES CUANDO SE SATURAR ADQUIRIENDO MAS COMPRESIBILIDAD (POR COLAPSO)
- 3.- LA COMPASIDAD ES MEDIA A ALTA

## C.3 DEPOSITOS ALUVIALES

---

### ***SON GRANOS NO CONSOLIDADOS TRANSPORTADOS POR EL AGUA DE LOS RIOS Y SEDIMENTADOS EN DIFERENTES AMBIENTES ESTANDO EL AGUA EN MOVIMIENTO.***

---

CARACTERÍSTICAS:

- 1.- EL TAMAÑO DE LOS GRANOS VARIA DE ACUERDO CON LA VELOCIDAD QUE ALCANZA EL AGUA EN UN PUNTO DETERMINADO, ENCONTRANDOSE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA CUANDO LA VELOCIDAD ES ALTA (EN LAS CAÑADAS POR EJEMPLO), HASTA LIMO Y ALGO DE ARCILLA EN CORRIENTES TRANQUILAS.
- 2.- GENERALMENTE SON BIEN GRADUADOS.
- 3.- COMPRESIBILIDAD MEDIA A MUY BAJA
- 4.- RESISTENCIA MEDIA A ALTA

## C.7 DEPOSITOS VOLCANICOS

---

***SON MATERIALES GENERADOS POR ERUPCIONES VOLCANICAS, FORMANDO DEPOSITOS RESIDUALES, EOLICOS, ALUVIALES Y LACUSTRES.***

---

### CARACTERISTICAS

#### 1.- GRANULOMETRIA VARIABLE

FRAGMENTOS DE ROCA, LAJARES (AL DESPEDASARSE EL CRATER), BOMBAS, ESCORIA, GRAVA, ESPUMA (POMEZ), ARENA (LAPILLI), TOBAS VOLCANICAS (TEPETATE), POLVO VOLCANICO Y CENIZA VOLCANICA.

2.- SU CONSTITUCION ES PARECIDA A LOS DEPOSITOS DE PIEMONTE

3.- PUEDEN DESCOMONERSE EN ARCILLAS MONTMORILONITICAS (DE LAS TOBAS) Y CAOLINITICAS (DEL VIDRIO)

## C.8 - GLACIARES

---

***SON LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS GLACIACIONES***

---

### FORMAS.

1.- ESKERS (AL FORMARSE RIOS BAJO EL GLACIAR, DOS MONTICULOS AL LADO)

2.- KAMES (EL GLACIAR FORMA MONTICULOS POR RESUMIDEROS)

3.- KETLES (COMO LOS KAMES PERO EN FORMA DE VOLCAN CON UN CRATER AL CENTRO, AL DERRETIRSE EL TEMPANO)

4.- DRUMLIMS (AL DESLIZARSE EL TEMPANO TIENE UN EFECTO ABRASIVO CONTRA LA ROCA DEJANDOLE ARAÑAZOS O ESTRIAS)

# CARACTERISTICAS GEOLOGICAS

---

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación, por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

## 1

### Generalidades

---

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

#### 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). 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 o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, 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. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

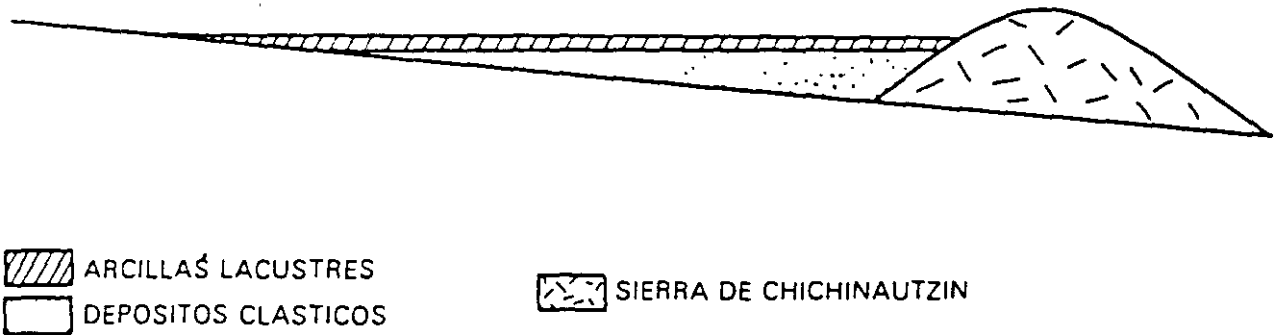


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno, hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplazando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 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 los 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.

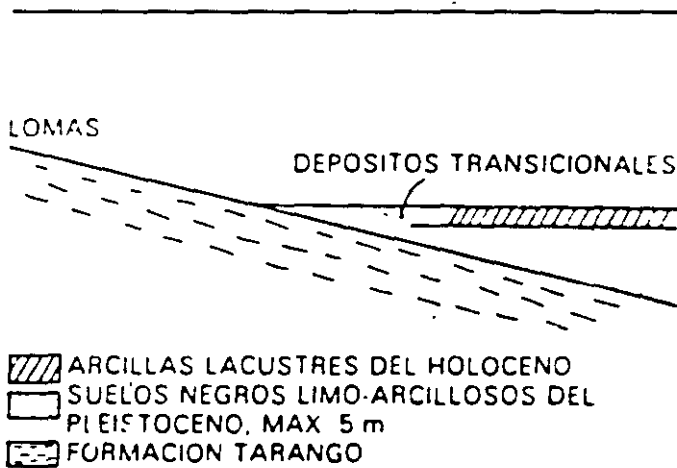


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

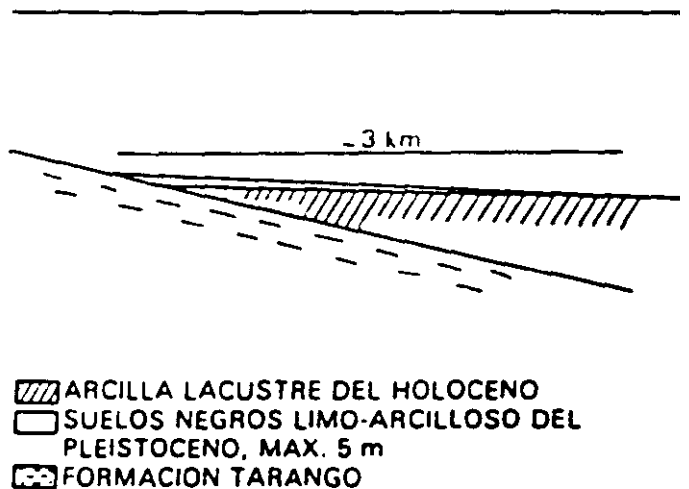


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

## 1.2

### Marco paleoclimático

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 periodos calurosos a frios, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (Fig. 4), cuando se inició la 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 periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

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; 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 y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la Fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) 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 más, 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 paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Años antes de hoy	
10 <sup>4</sup>	Holoceno - Reciente
80-10x10 <sup>3</sup>	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 <sup>3</sup>	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 <sup>3</sup>	3a. Glaciación: Illinois 2 avances
400-400x10 <sup>3</sup>	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
- 900x10 <sup>3</sup>	1a. Glaciación: Nebraska

Fig. 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado 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 directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel conminadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no cumplen en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, 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 170 000 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 del cráter, para terminar en las barrancas 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 ciclópico que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoia Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de 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 laderas durante periodos 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, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, 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 del 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 al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

### 1.4 Estratigrafía general

a) 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 solamente es 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 evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental; si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.



#### C.4 Y C.5 SEDIMENTOS MARINOS Y LACUSTRES

***SON MATERIALES ARRASTRADOS POR EL AGUA EN MOVIMIENTO Y DEPOSITADOS CUANDO ESTA PIERDE VELOCIDAD AL HACER CONTACTO CON LOS LAGOS, LAGUNAS, ESTUARIOS Y DELTAS SUBMARINOS.***

##### CARACTERISTICAS:

- 1.- GRANULOMETRIA FINA A MUY FINA (LIMOS Y ARCILLAS)
- 2.- PUEDEN CONTENER MATERIA COLOIDAL
- 3.- PUEDEN ESTAR FORMADOS SOLAMENTE DE MATERIA ORGANICA (TURBA)
- 4.- SON DE MEDIA A MUY ALTA COMPRESIBILIDAD
- 5.- LA COMPRESIBILIDAD ES FUNCION DEL TIEMPO (CONSOLIDACION)
- 6.- BAJA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

#### C.6 DEPOSITOS DE PIEMONTE

***SON SEDIMENTOS ACUMULADOS AL PIE DE LAS MONTAÑAS, DEBIDO A AVALANCHAS, DESLIZAMIENTOS, CAIDOS E INESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE LA MONTAÑA.***

##### CARACTERISTICAS

- 1.- CONTIENEN MATERIALES DE TODAS CLASES INCLUYENDO VEGETACION
- 2.- SU GRANULOMETRIA ES MUY VARIABLE
- 3.- LA COMPRESIBILIDAD Y EL ESFUERZO CORTANTE VARIA DE PUNTO A PUNTO
- 4.- PUEDEN SER INESTABLES ANTE CARGAS

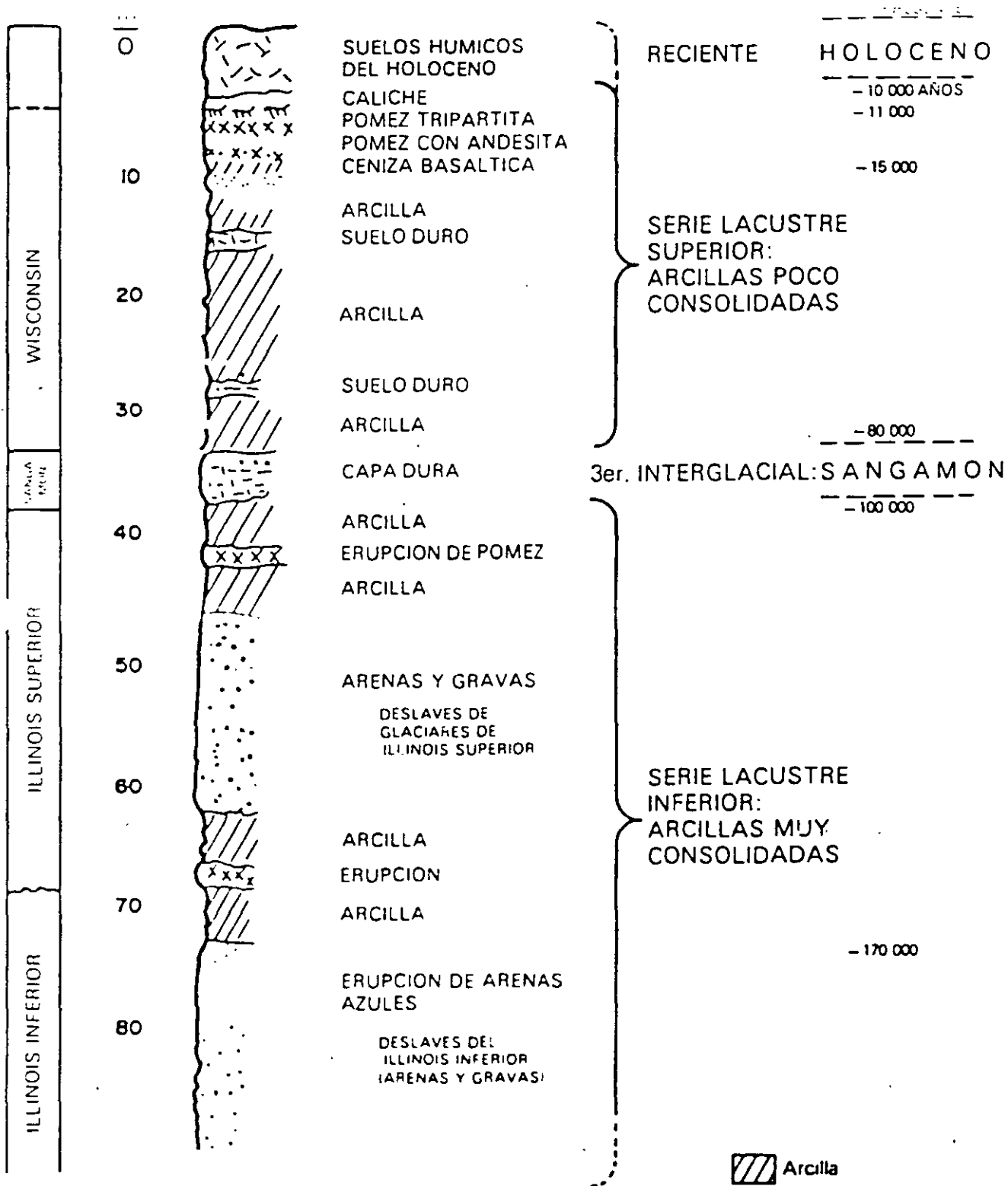


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

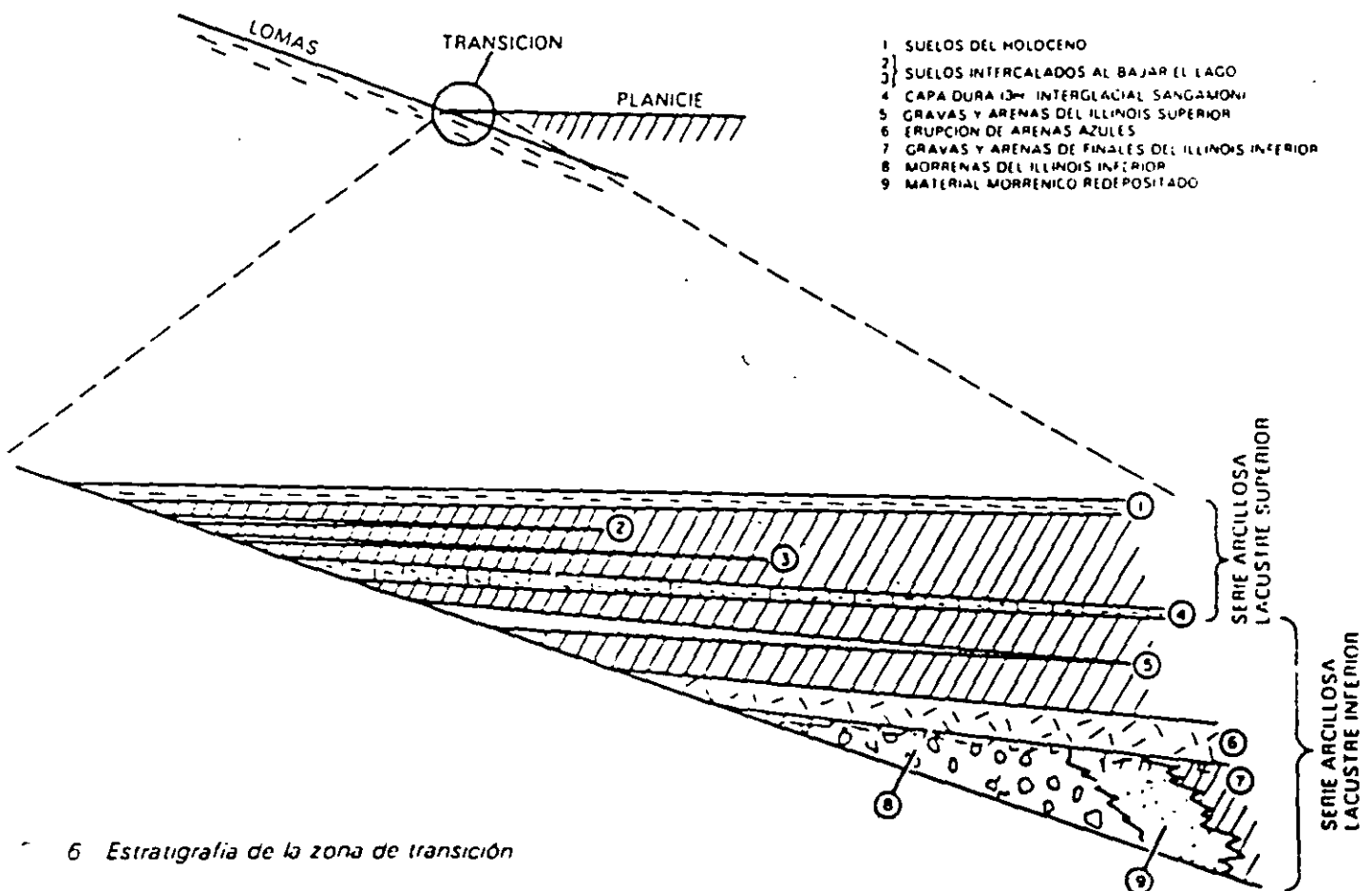
Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando 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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 6).



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 interstratificaban 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 Angel, 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 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición

c) Depósitos de Las 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 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

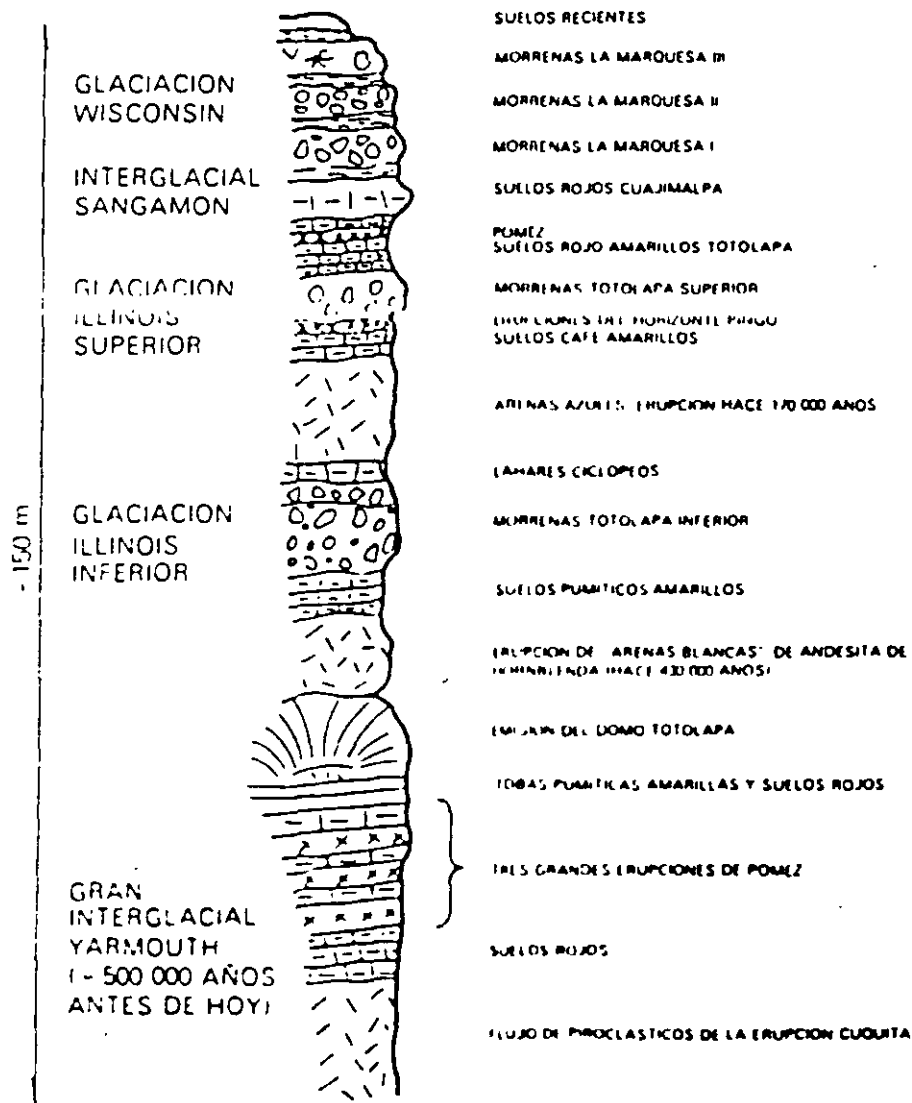


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

Á N E X O   D E D E P O S I T O   D E L   A G U A

## 2

### Depósitos del lago

---

#### 2.1

##### Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físicoquímica 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 lentos 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.

#### 2.2

##### 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 interior 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 zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, e 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

#### 2.3

##### Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia d

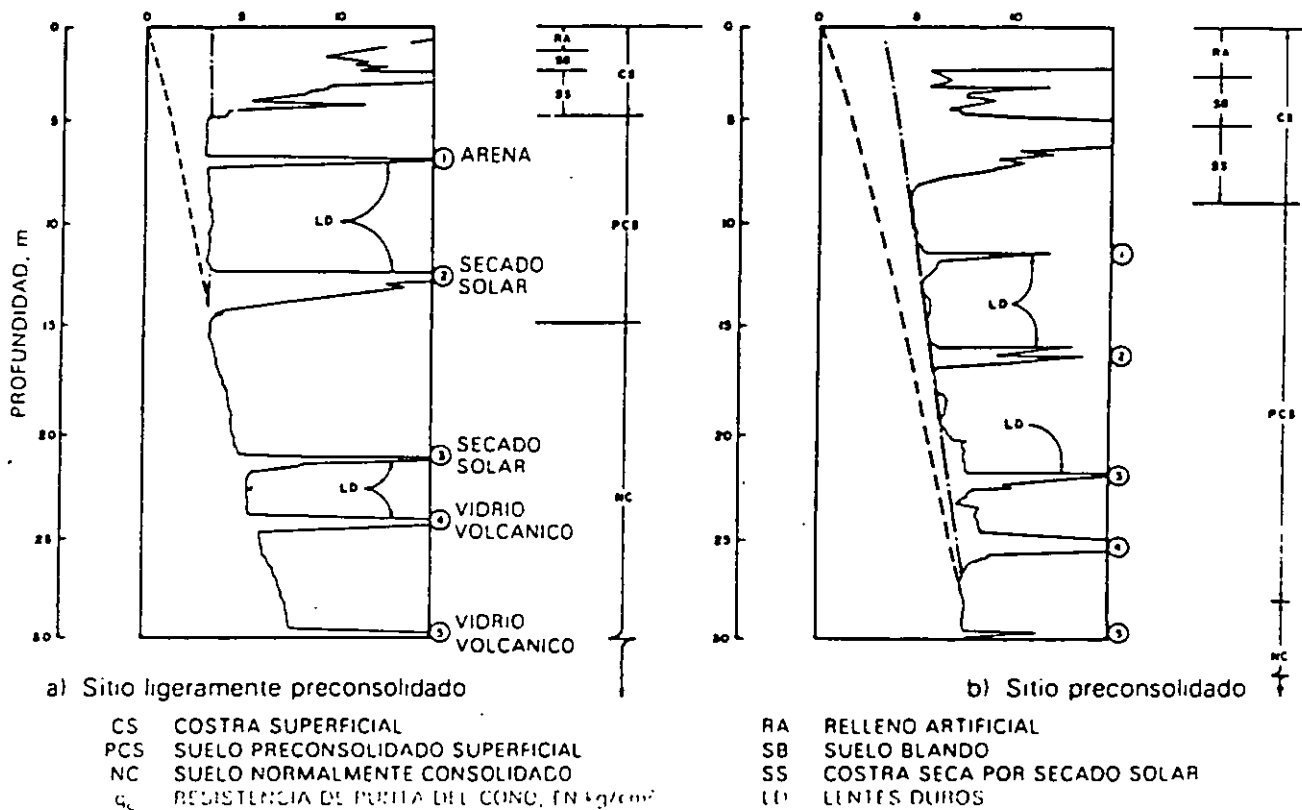


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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 de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

**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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### .3 Depósitos de transición

#### .3.1 Características generales

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.

#### .3.2 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 de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaletiente 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 cáoticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Rio Hondo (fig 10)

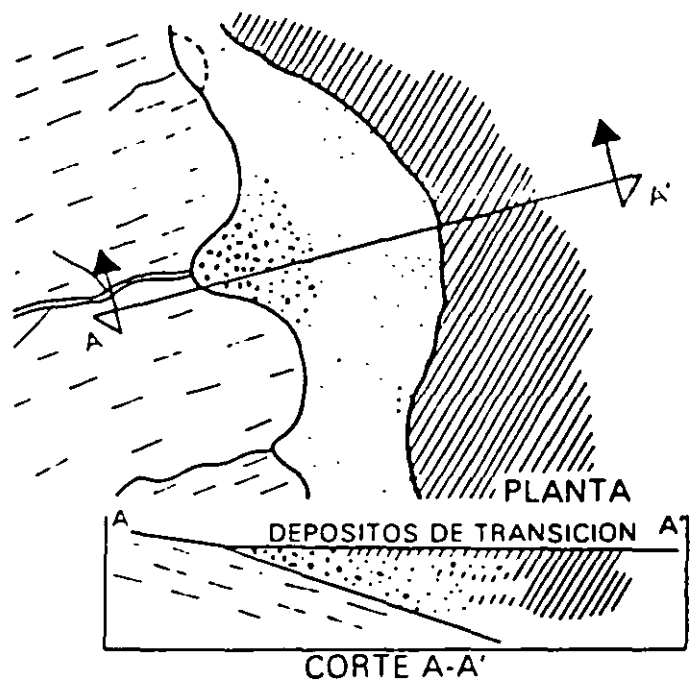


Fig 10 Transición interestratificada ancha



Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la zona de suelos negros, orgánicos, arenosos y arcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 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 Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

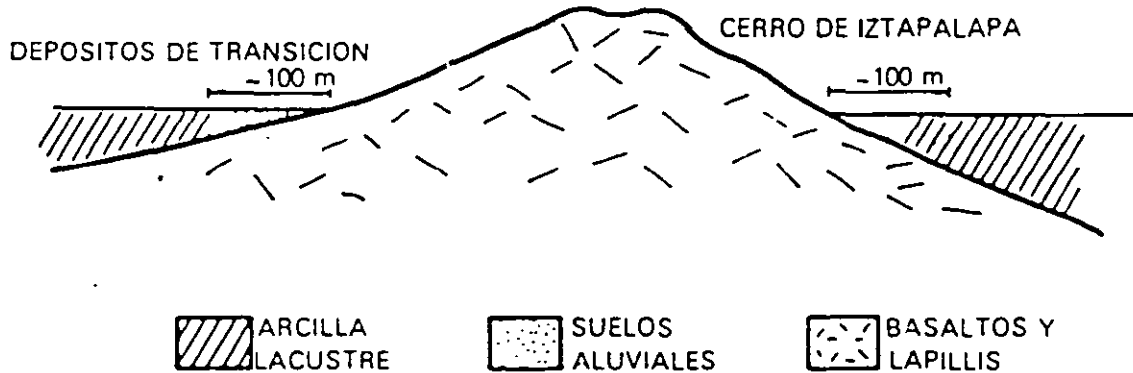


Fig 11 Transición interestratificada angosta

### 3.3 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 12). 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.

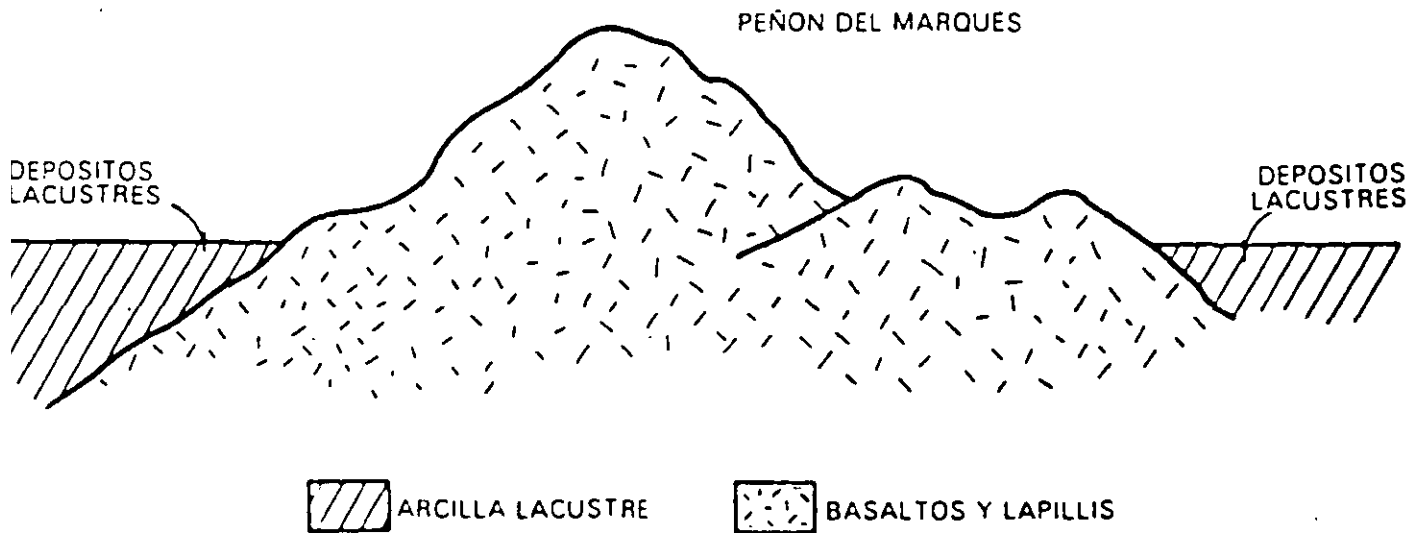


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

D E P O S I T O      D E   L O M A S

4

## Depósitos de lomas

---

### 4.1

#### Características generales

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 fluvio-glaciales más antiguos.

### 4.2

#### Zona poniente

a) 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 fluvio-glaciales.** 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 presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) 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 Zacatón 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. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Ángel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

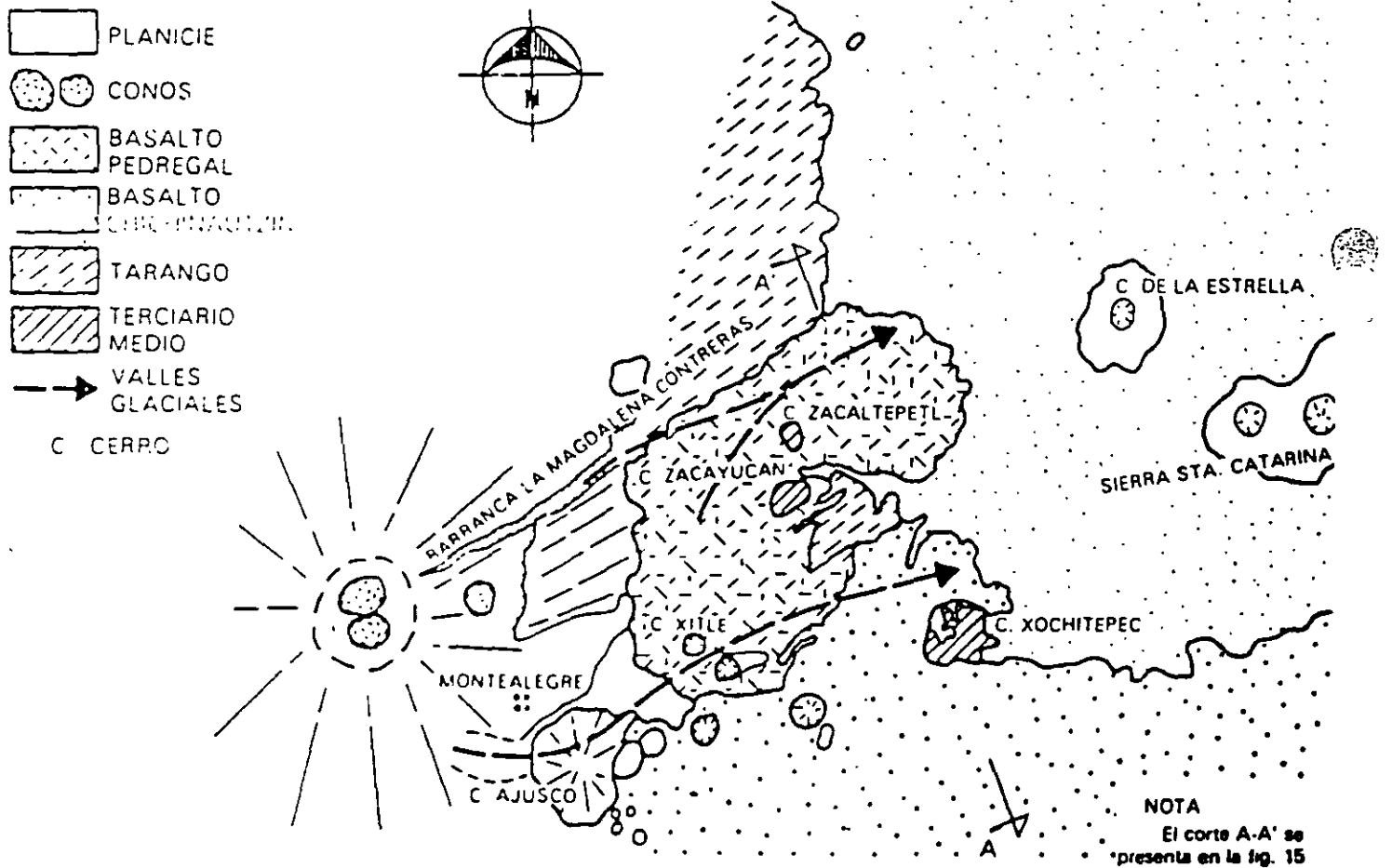


Fig. 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Morite Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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 Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas 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. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita

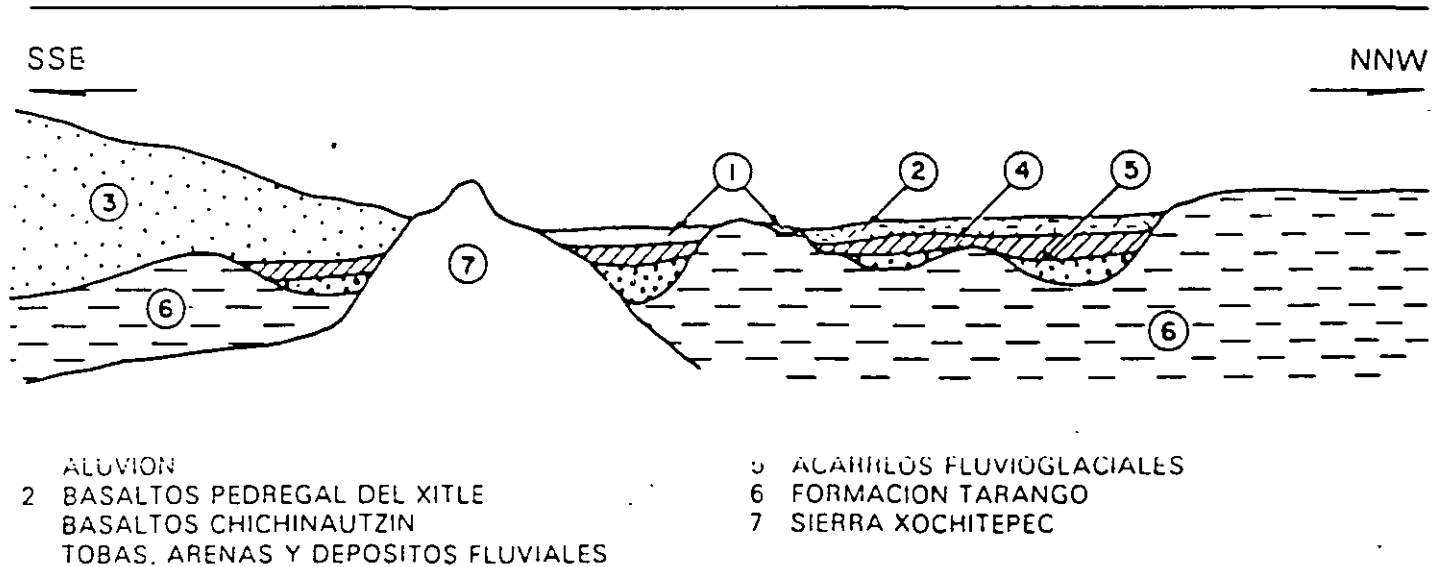


Fig. 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig. 14)

### 4.3

#### Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas basálticas 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, 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 en fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. 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 de 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.

# ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3) Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, 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
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea

## 1. Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de 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.

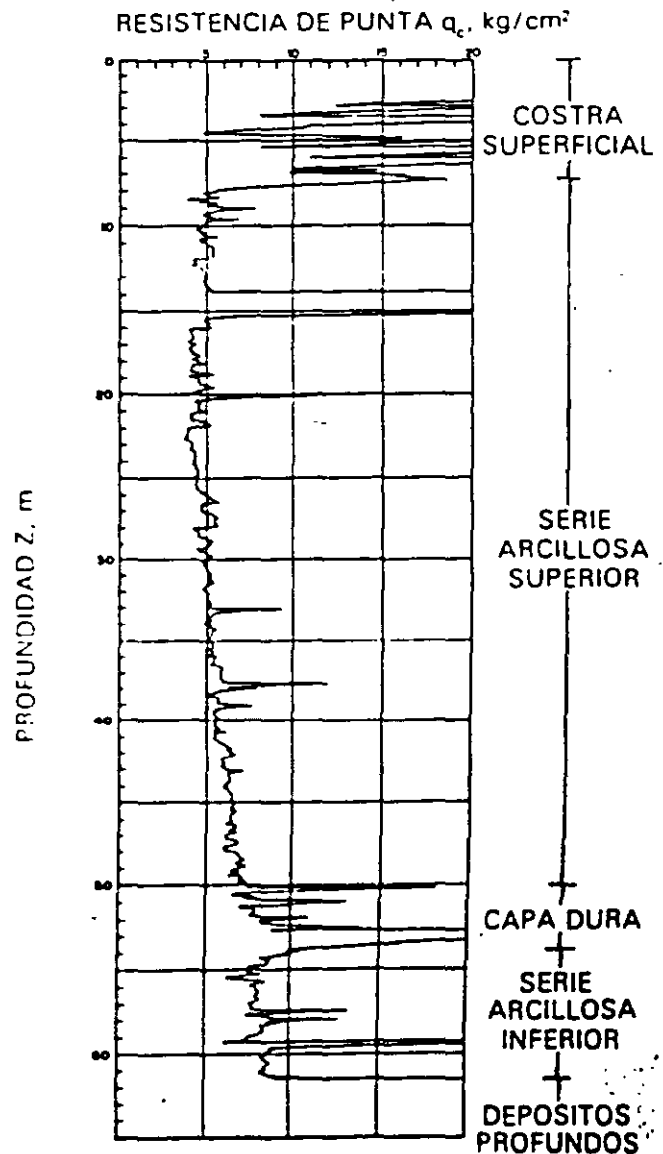


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

## 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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

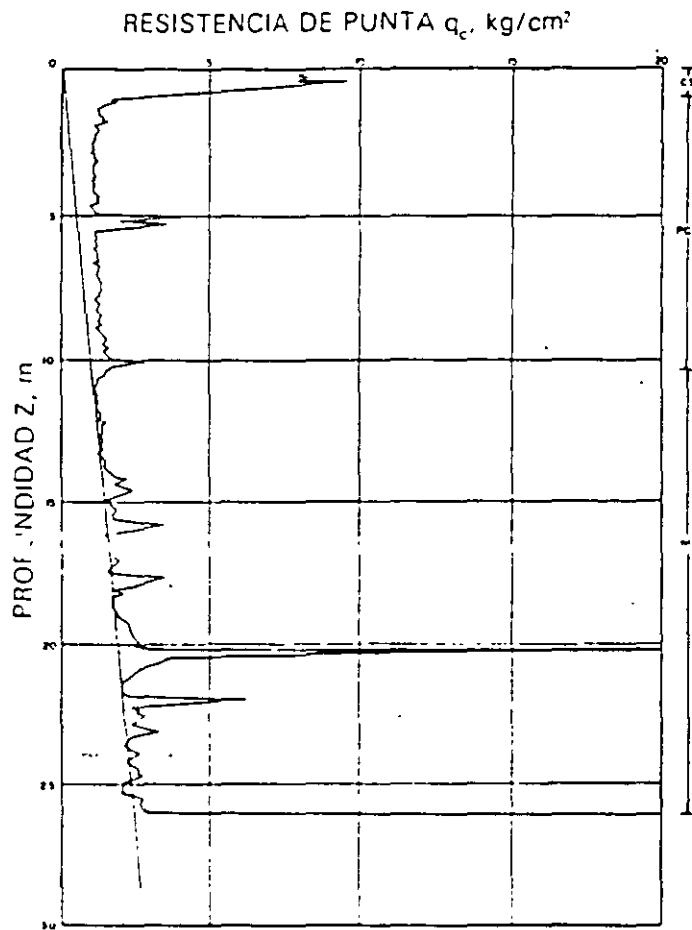


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN.

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
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

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

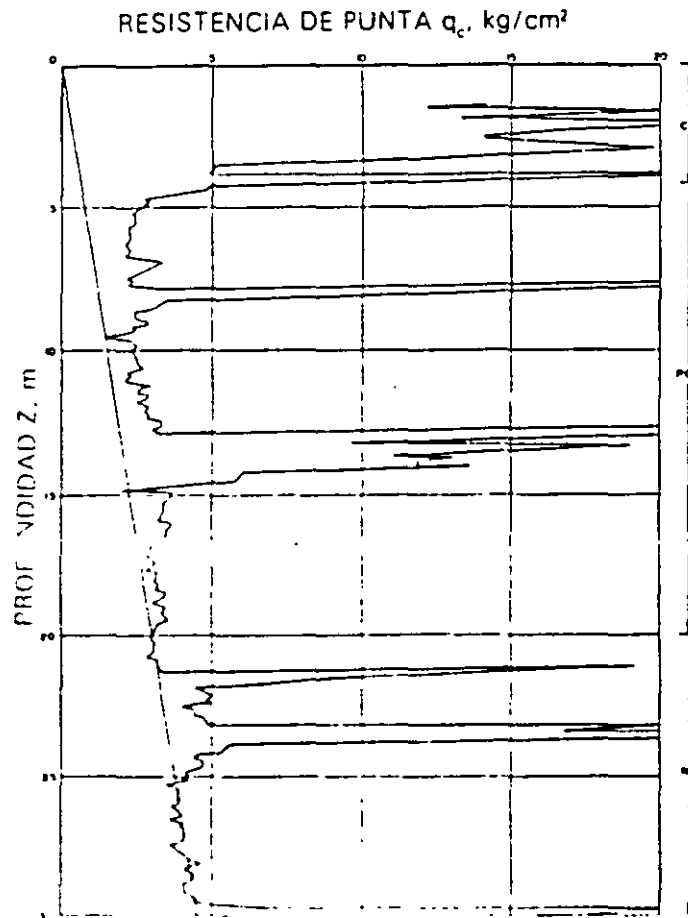


Fig 19 Sonden de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	f, en t/m <sup>2</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	φ, en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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



1.3  
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: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

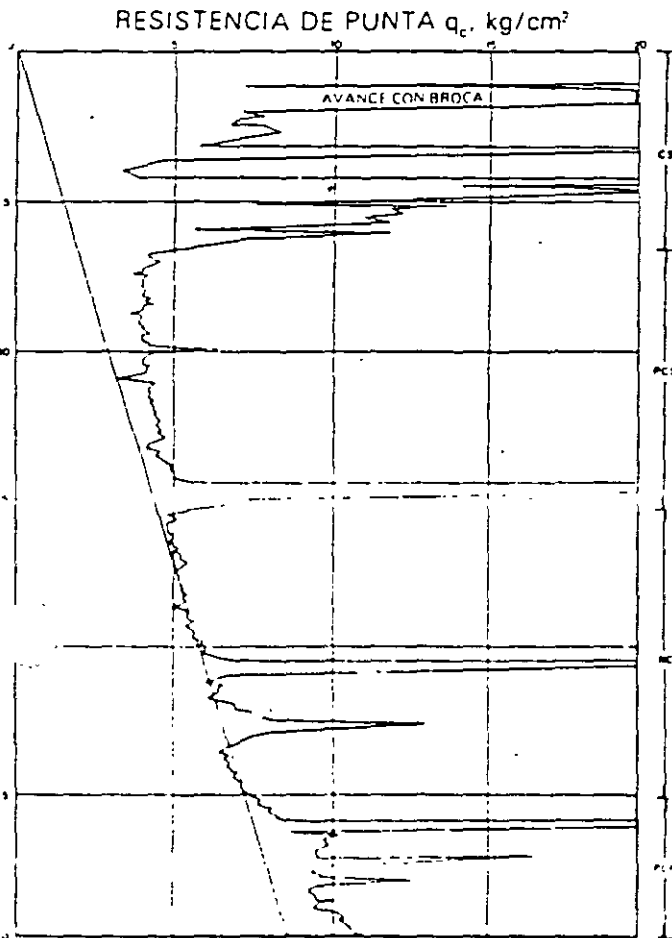


Fig. 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

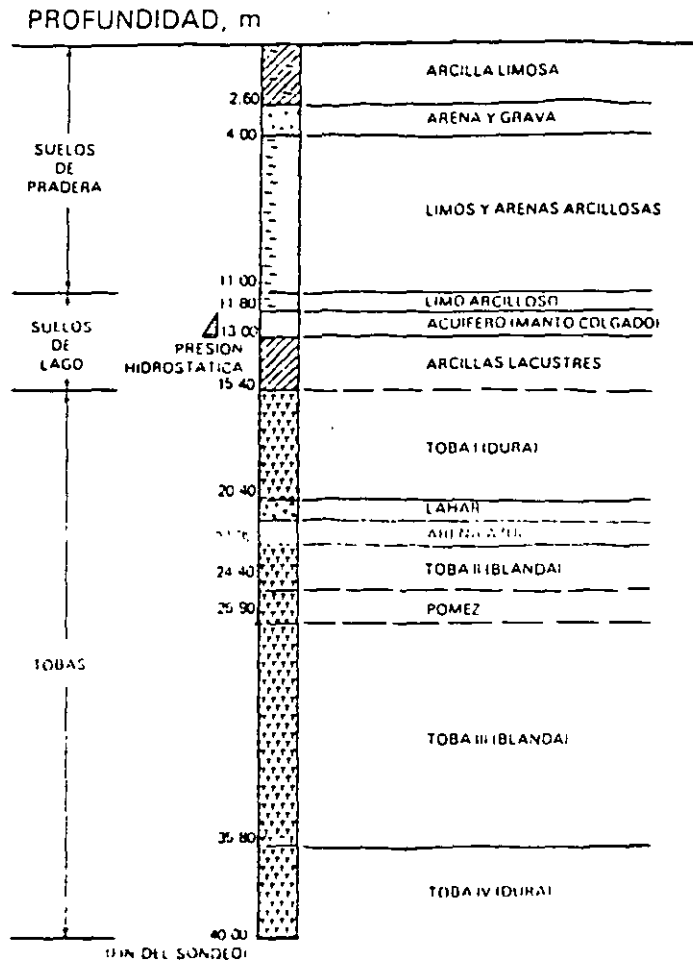


Fig. 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m.	$\rho_s$ en $t/m^3$	c, en $t/m^2$	$\phi$ , en grados
Costa superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa 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	—

\* de aparición a partir de la superficie  
 \*\* información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

2.1

Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en 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 las zonas 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 esta 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

a) 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 antiguos lagos. Bajo estos estratos se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22)

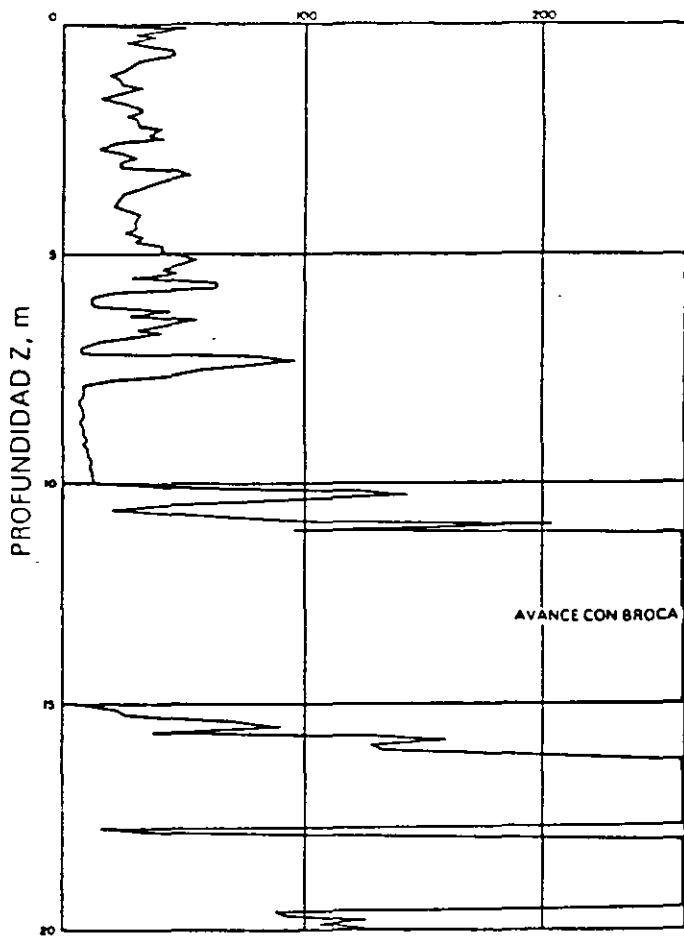


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$f$ , en $l/m^2$	$c$ , en $l/m^2$	$\phi$ , en grados
Costra superficial	8 a 10	16	10	20
Suelos blandos	4 a 6	13	5	0

\* En orden de aparición a partir de la superficie

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

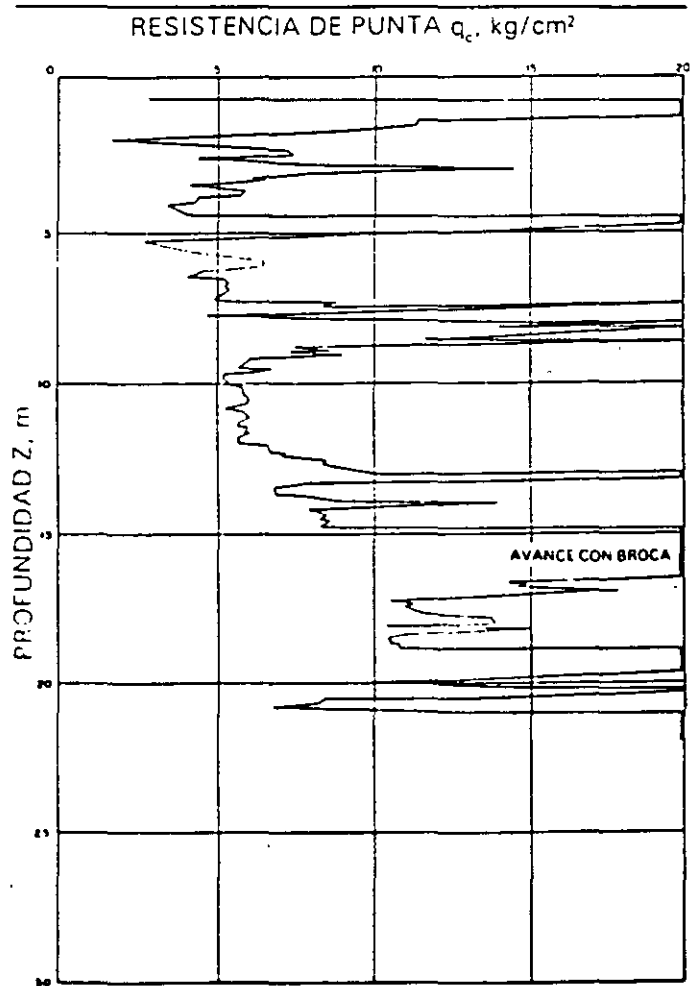


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

### 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 arcillosas
  - Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales
- Suelos

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

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación 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 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.

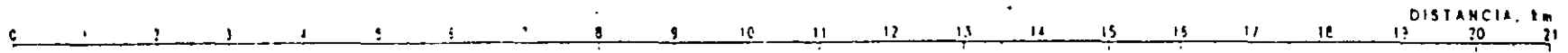
**Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales.** Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción 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 (fig. 16), 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. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barrenos de diamante y máquinas rotatorias.

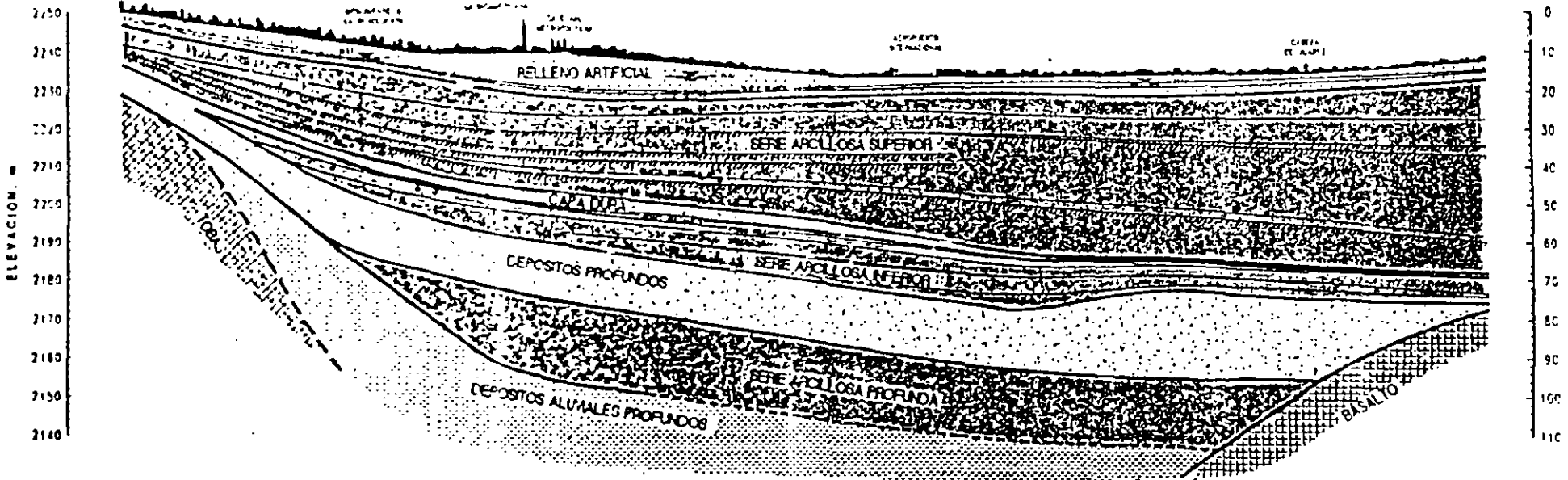
← PONIENTE

ORIENTE →

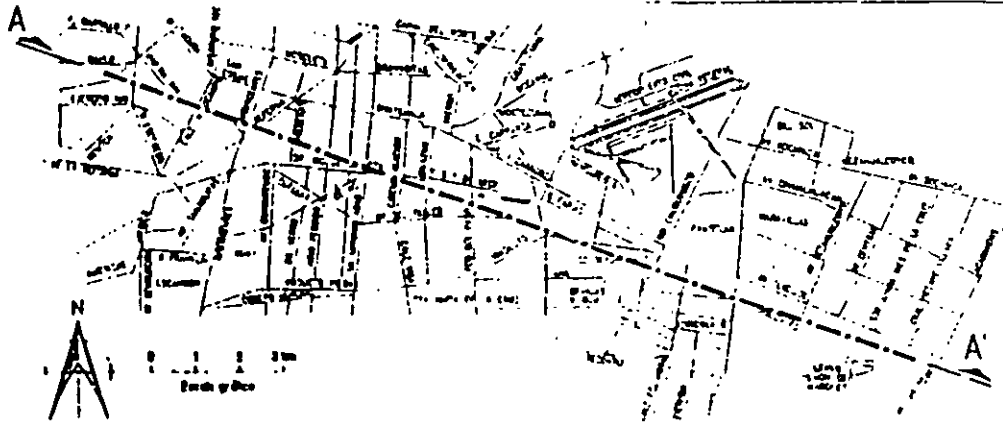


50

ZONA DE TRANSICION    LAICO CENTRO    AMATEJA TRAZA    LAICO CENTRO    ZONA DE LAICO VIRGEN



CORTE A - A'



PLANTA DE LOCALIZACION

PERFIL ESTRATIGRAFICO  
CIUDAD DE MEXICO

## 2

### Depósitos del lago

---

#### 2.1

##### 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.

#### 2.2

##### 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 interior formarían 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 zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en 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 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

#### 2.3

##### Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de

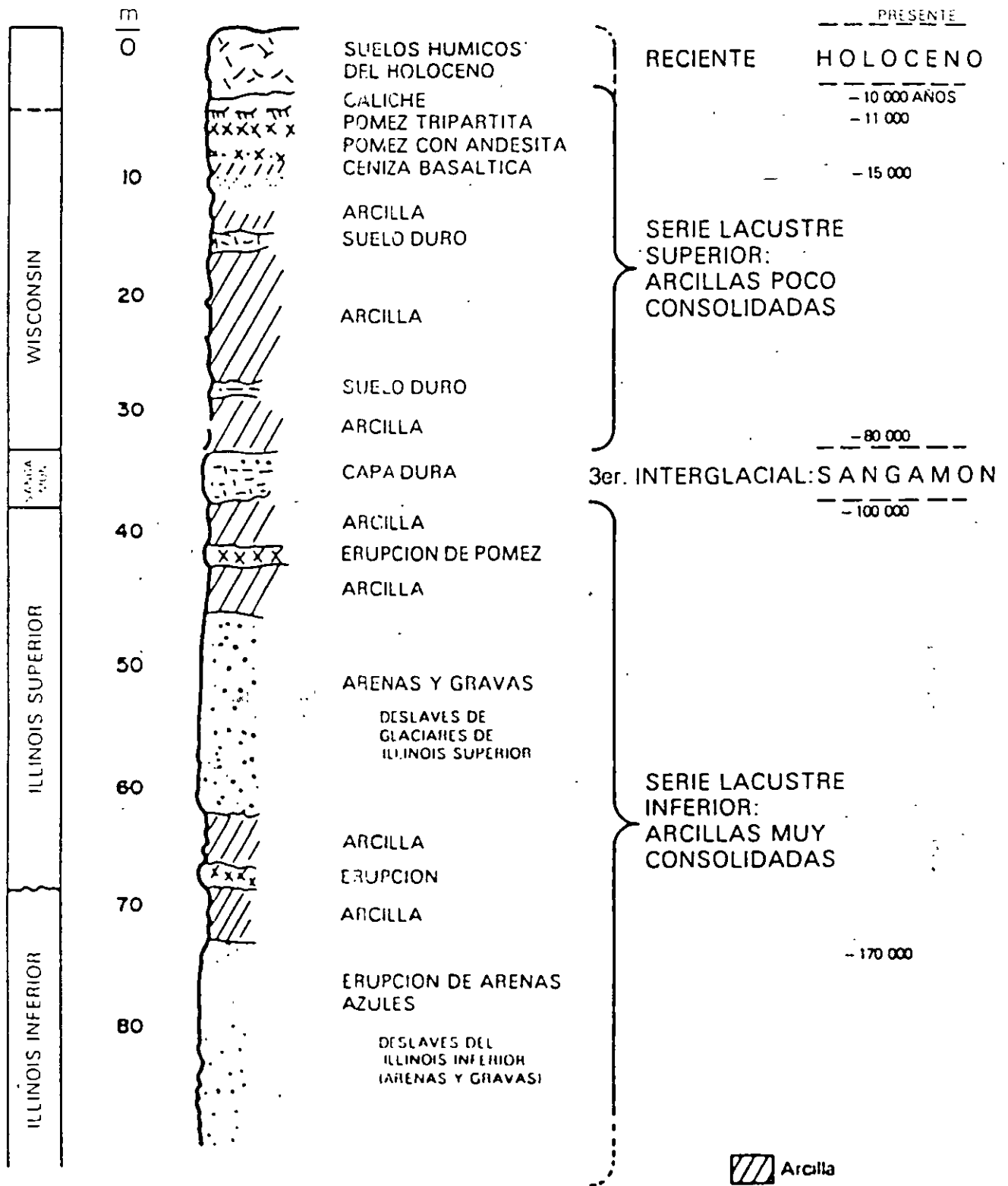


Fig 5 Estratigrafia de la planicie lacustre, Ciudad de México

Consecuencia de lo anterior es lo que llamamos geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la deposición 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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 bolcos. 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 6).

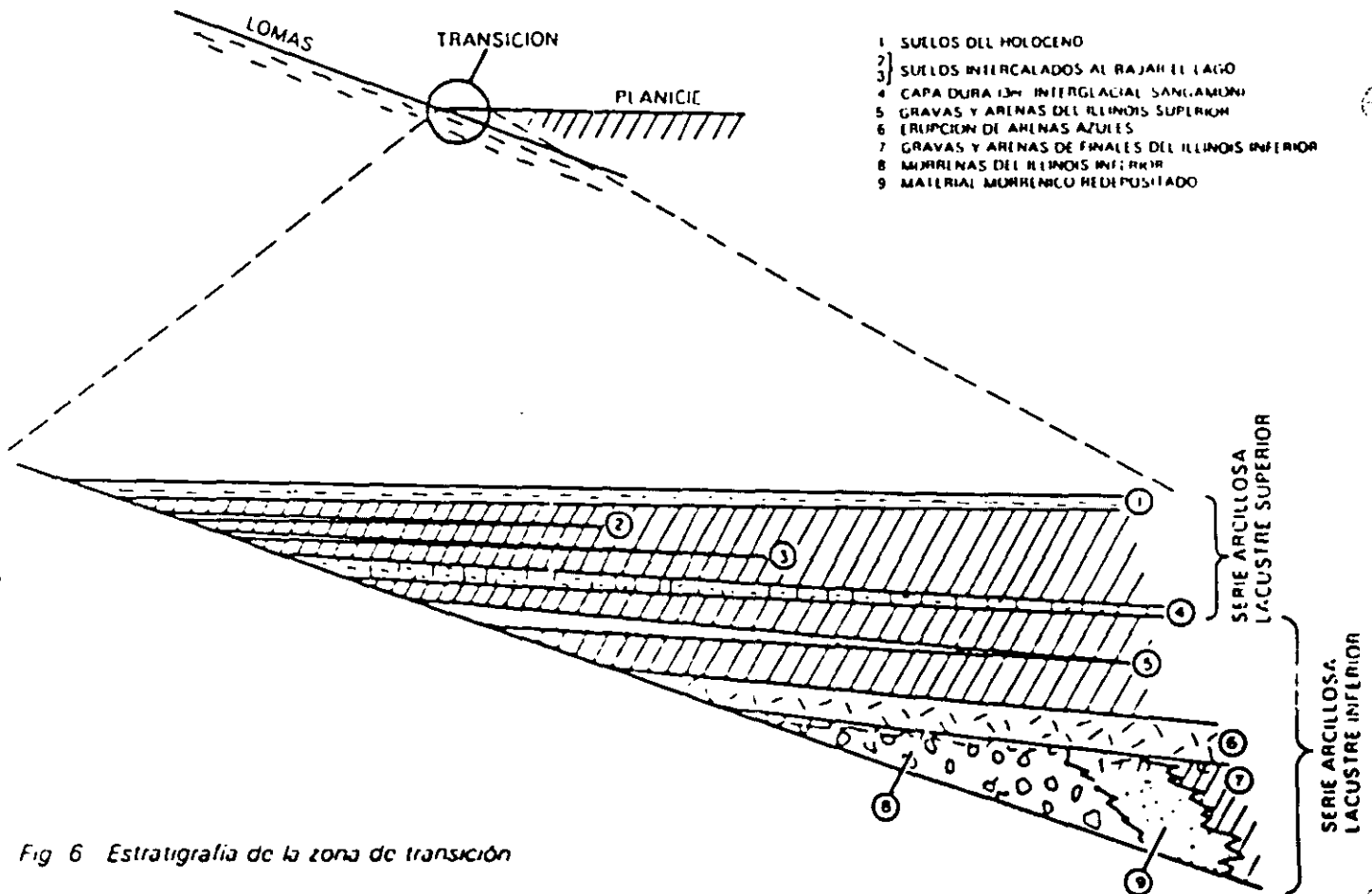


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición



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 interstratificaban 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 Rio Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boicos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición

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 calés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

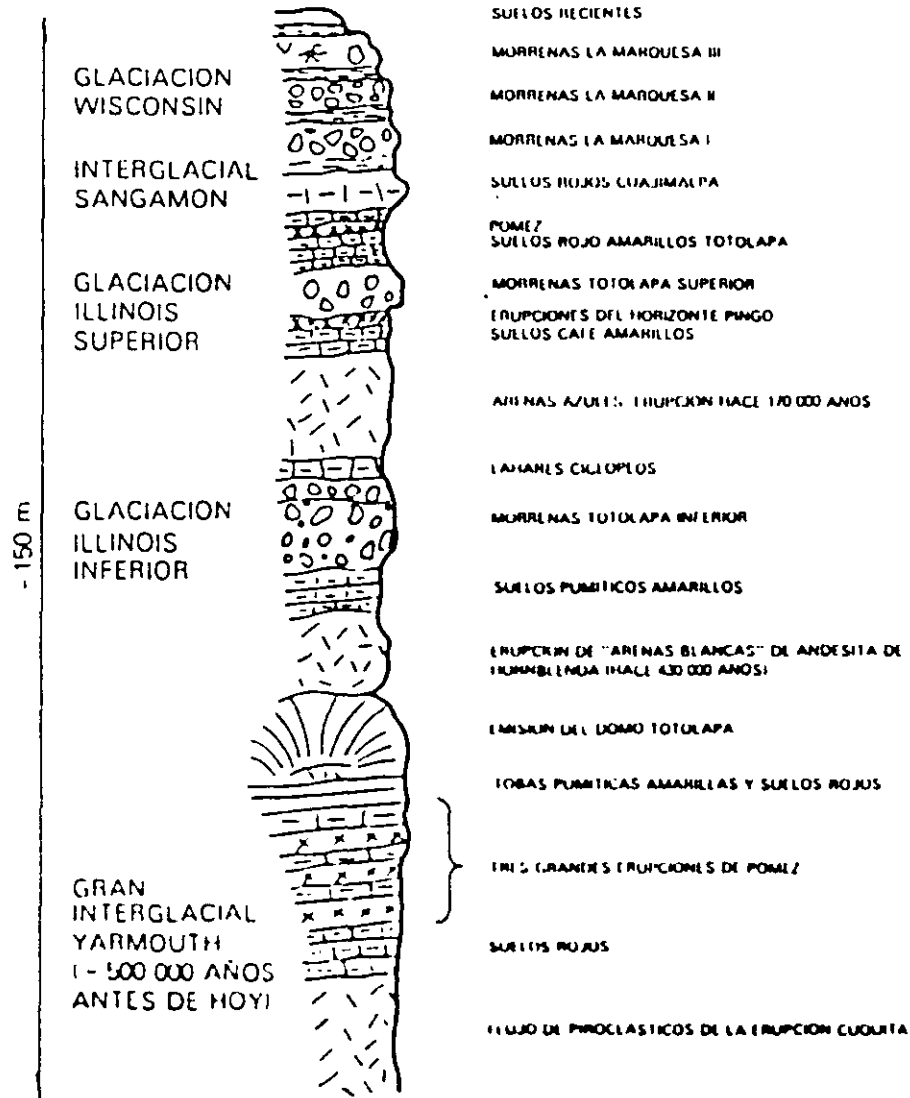


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

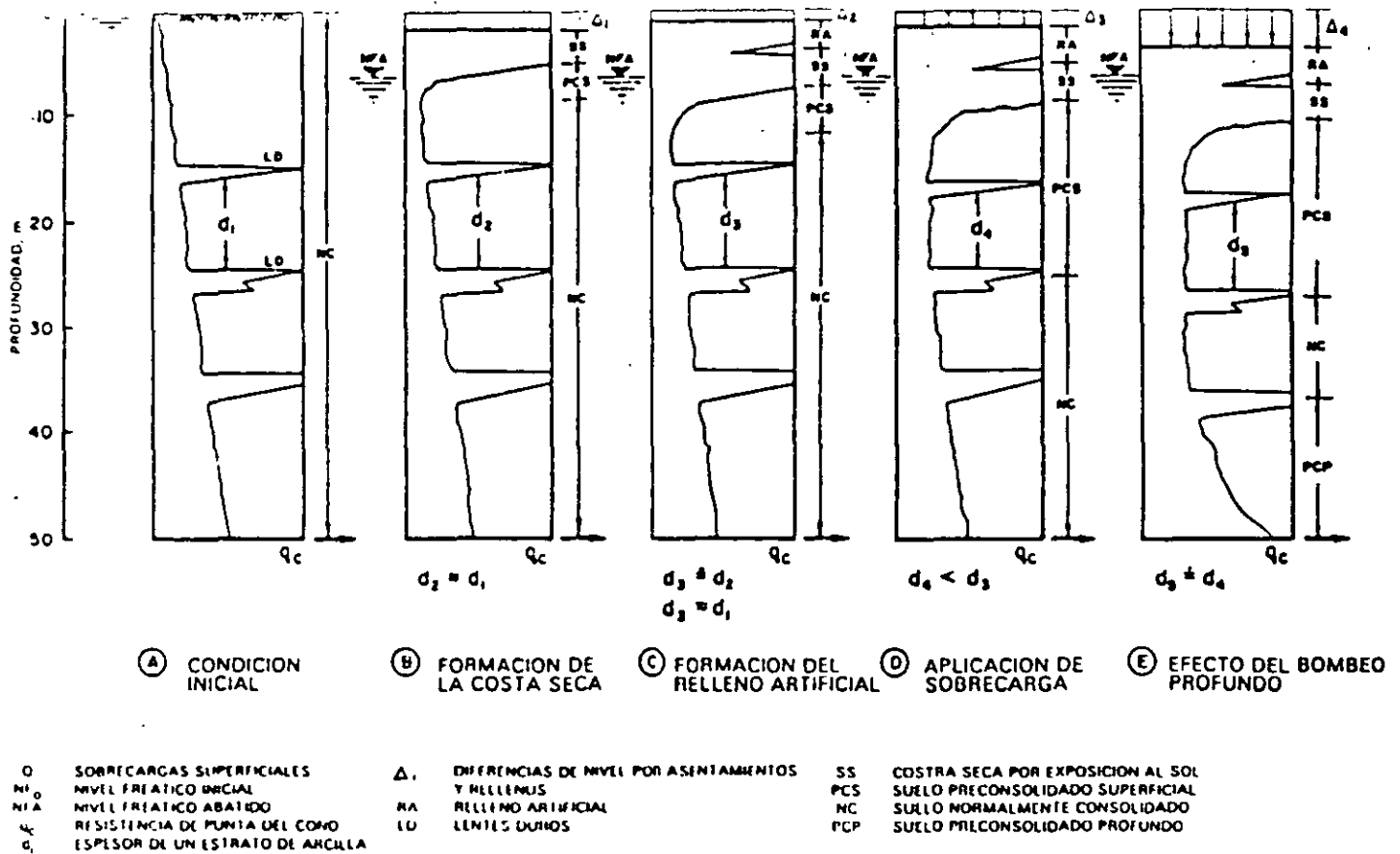


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

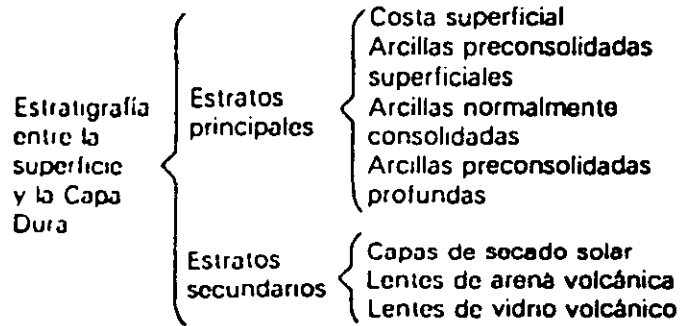
**Relleno artificial (RA).** Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros

**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 arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

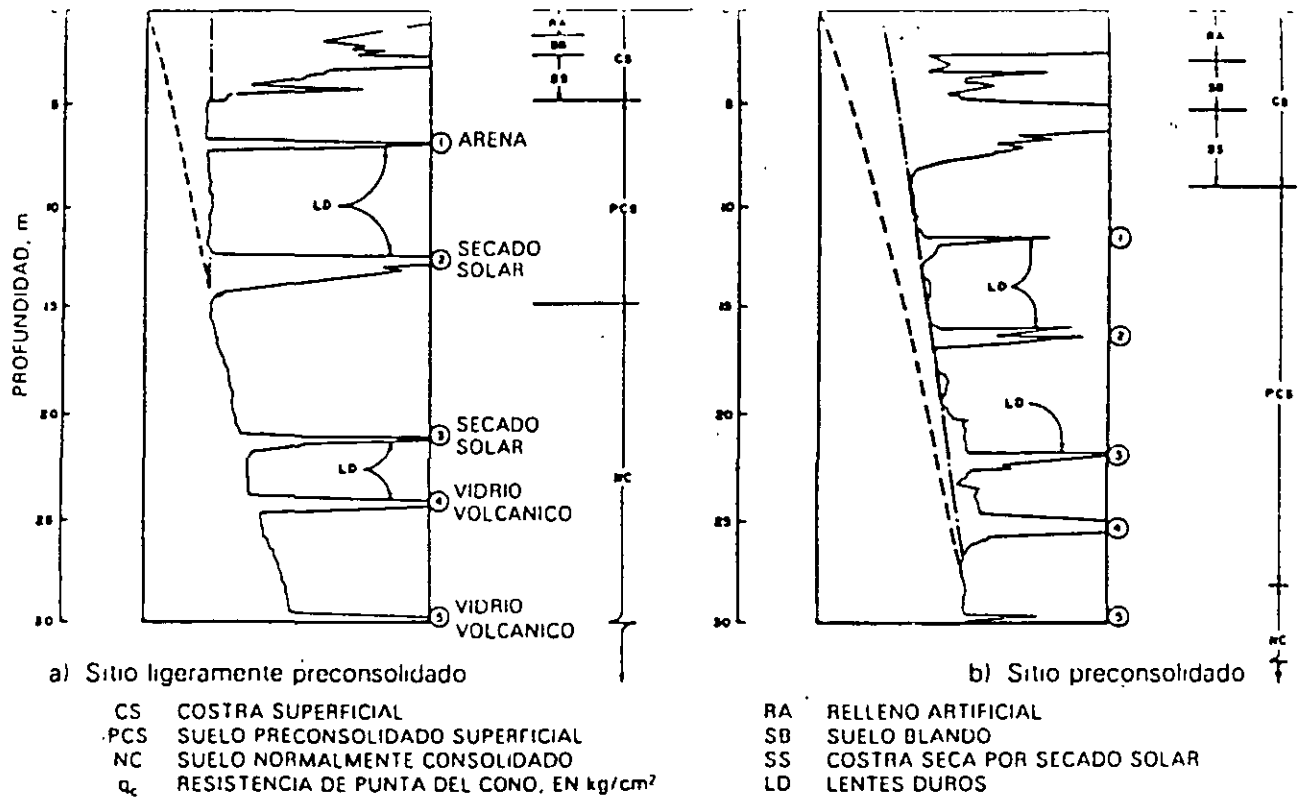


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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 de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

**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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### .3 Depósitos de transición

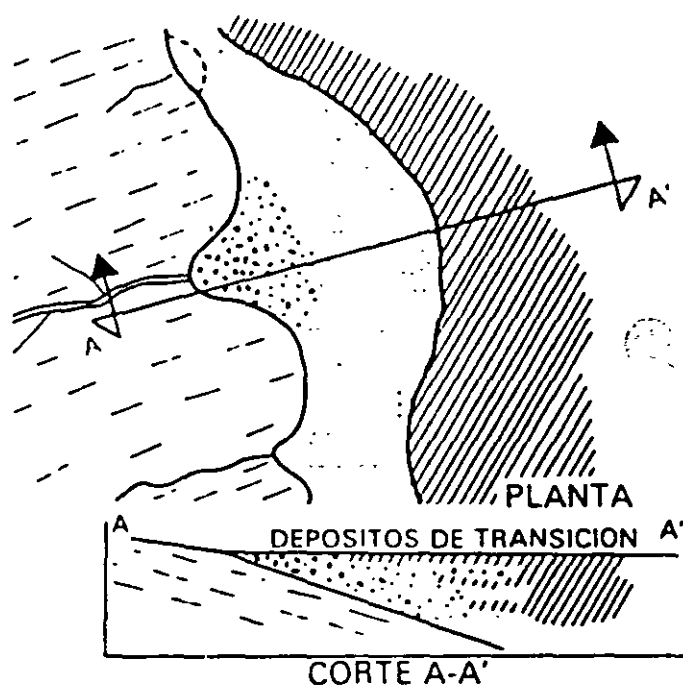
#### .3.1 Características generales

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

#### .3.2 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 de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaeciente 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 fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Rio Hondo (fig 10).



- ARCILLA LACUSTRE
- DEPOSITOS ALUVIALES
- TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

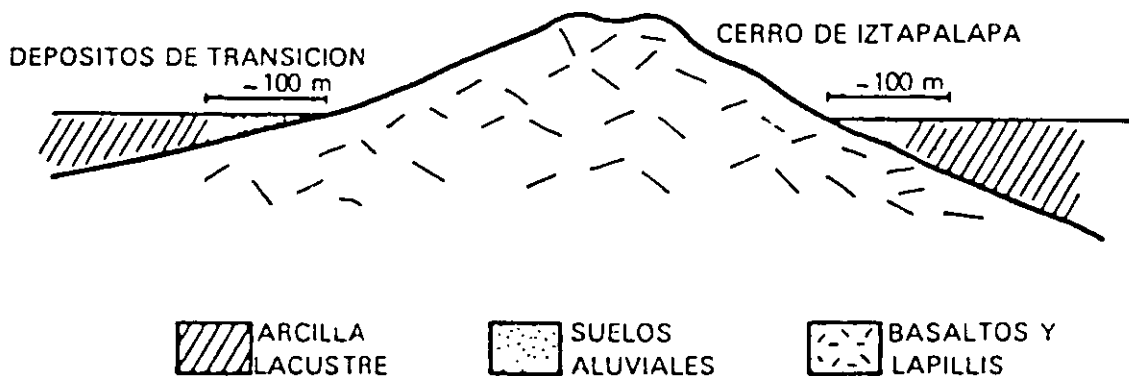


Fig 11 Transición interestratificada angosta

### 3.3 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 12). 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.

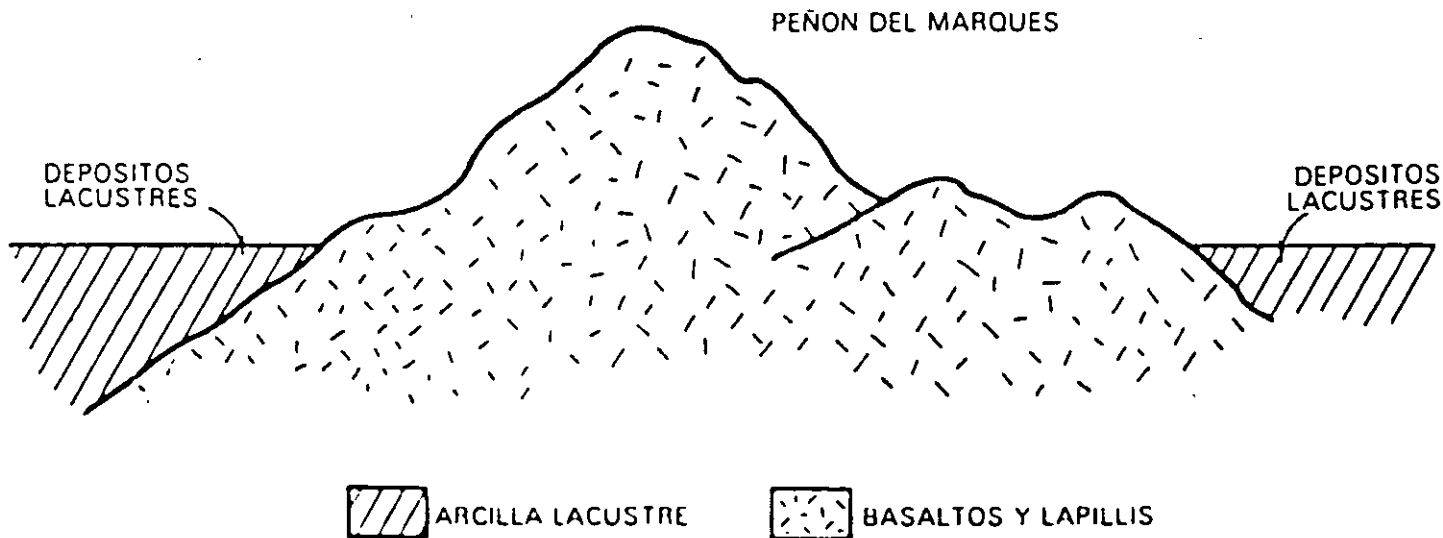


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

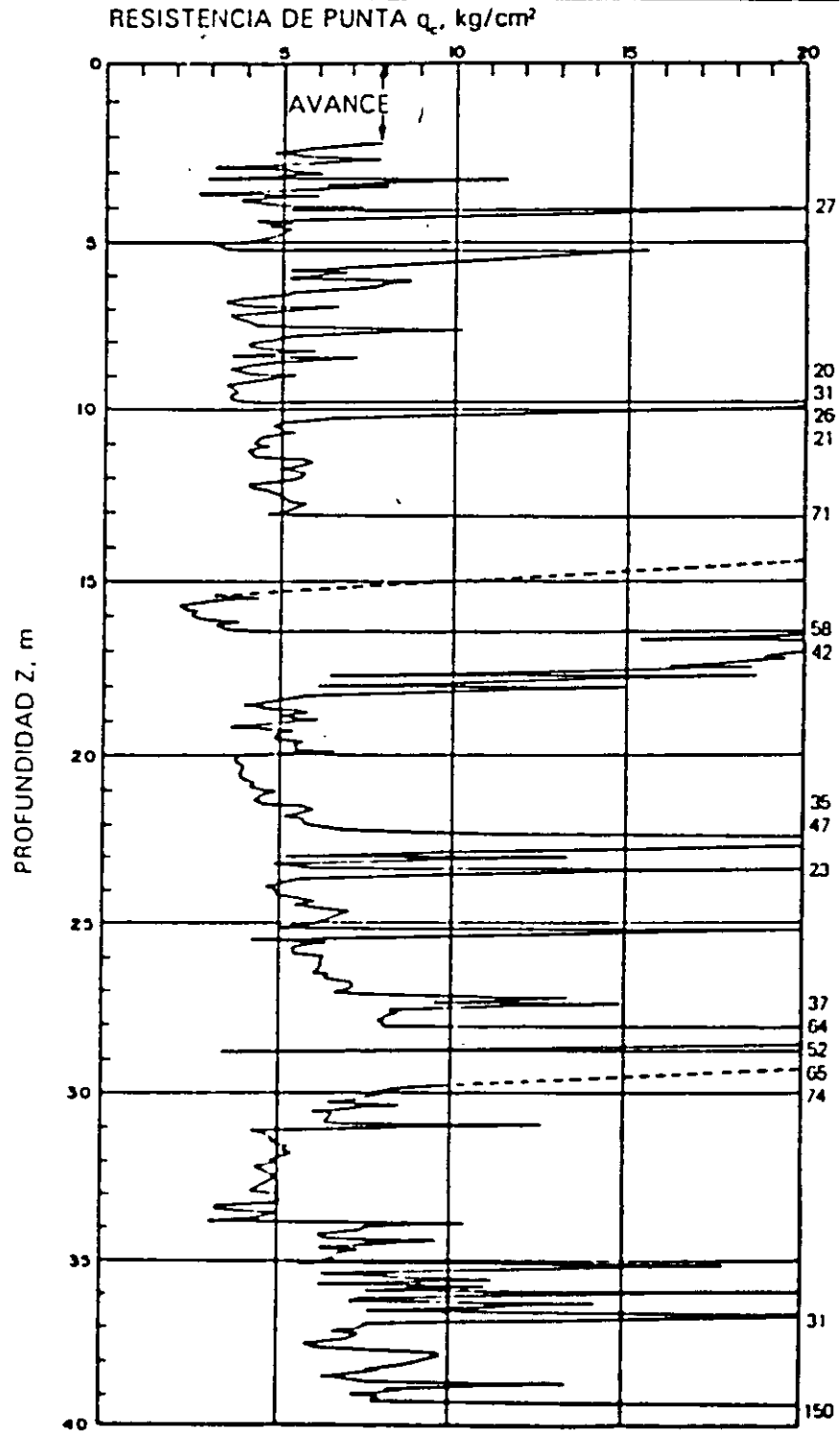


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

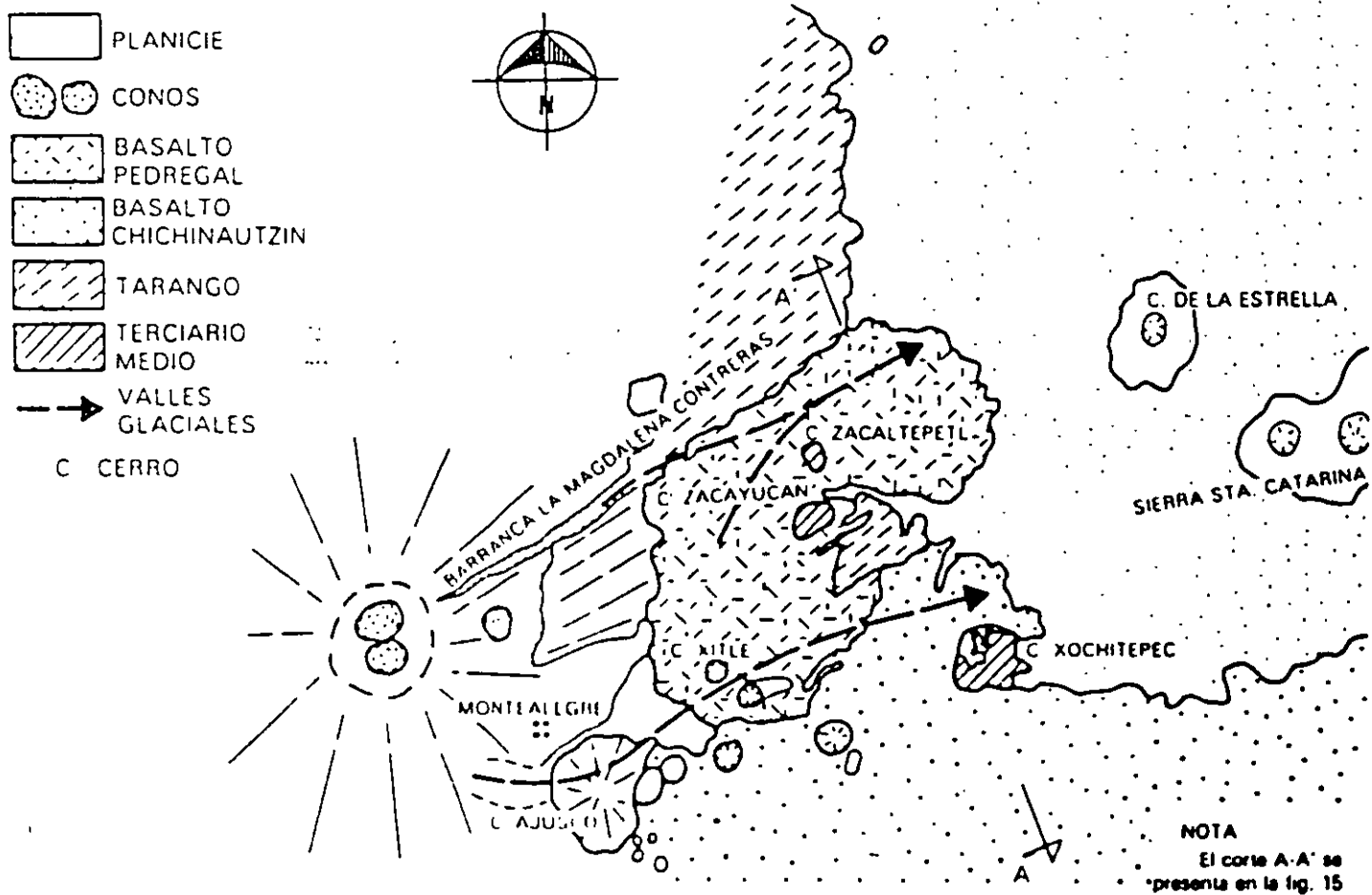


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

## 4 Depósitos de lomas

---

### 4.1 Características generales

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 fluvoglaciales más antiguos.

### 4.2 Zona poniente

a) 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 cáoticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediata 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 cáotica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

**Depósitos fluviglaciales.** 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 presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantiene la mayoría de las barrancas de la zona.

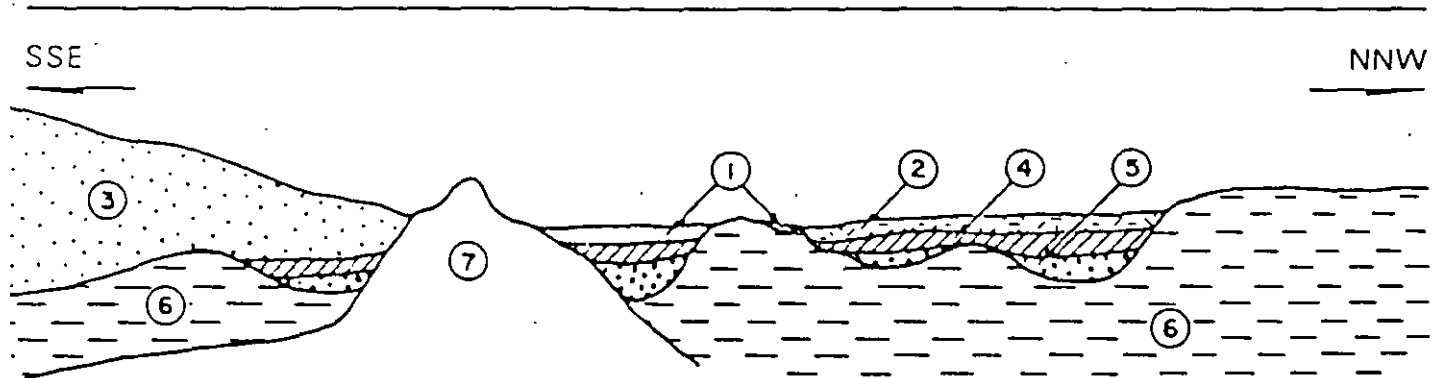
b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos 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 Zacaltópetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cubeceras, una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.



Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su tómbocera en Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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 Angel

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas 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. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.



- 1 ALUVION
- 2 BASALTOS PEDREGAL DEL XITLE
- 3 BASALTOS CHICHINAUTZIN
- 4 TOBAS, ARENAS Y DEPOSITOS FLUVIALES

- 5 ACARREOS FLUVIOGLACIALES
- 6 FORMACION TARANGO
- 7 SIERRA XOCHITEPEC

Fig. 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig. 14)

#### 4.3 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, 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, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y siendo 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 de 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.

### 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.
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos

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

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación 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 fluvio-glaciales.** Estos depósitos presentan una compactación 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 la descripción 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 (fig. 16), 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. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barrenos de diamante y máquinas rotatorias.

# ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, 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
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea

## 1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de 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

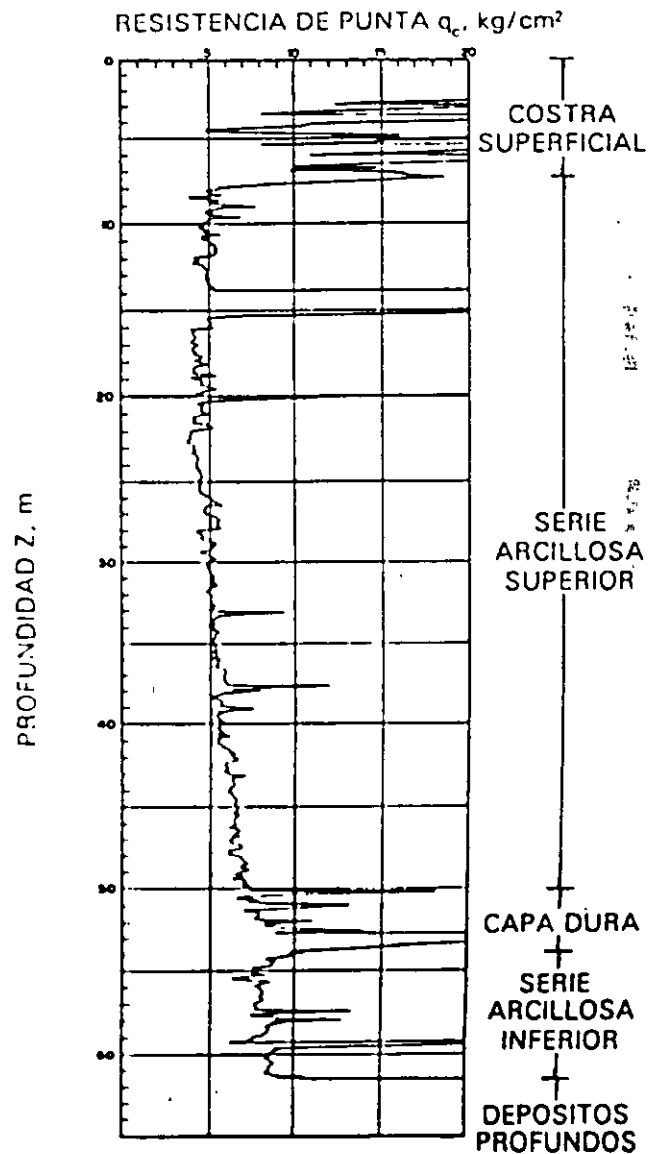


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen iba de la Capa Dura se ilustra en la fig. 18, en la tabla se presentan las propiedades medias de los estratos.

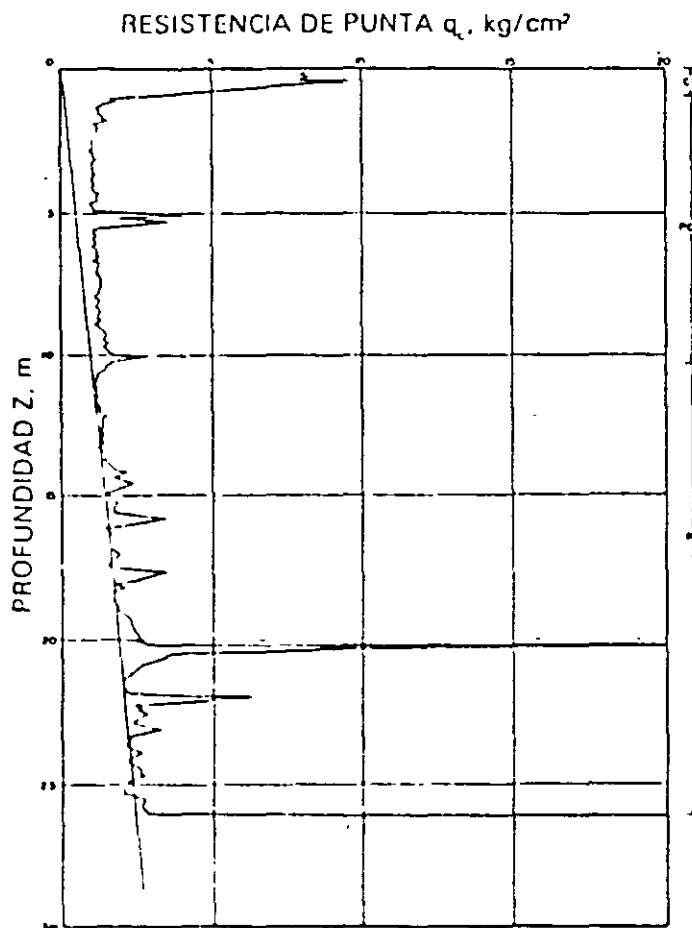


Fig. 18. Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en $1/m^3$	c, en $1/m^2$	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
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

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

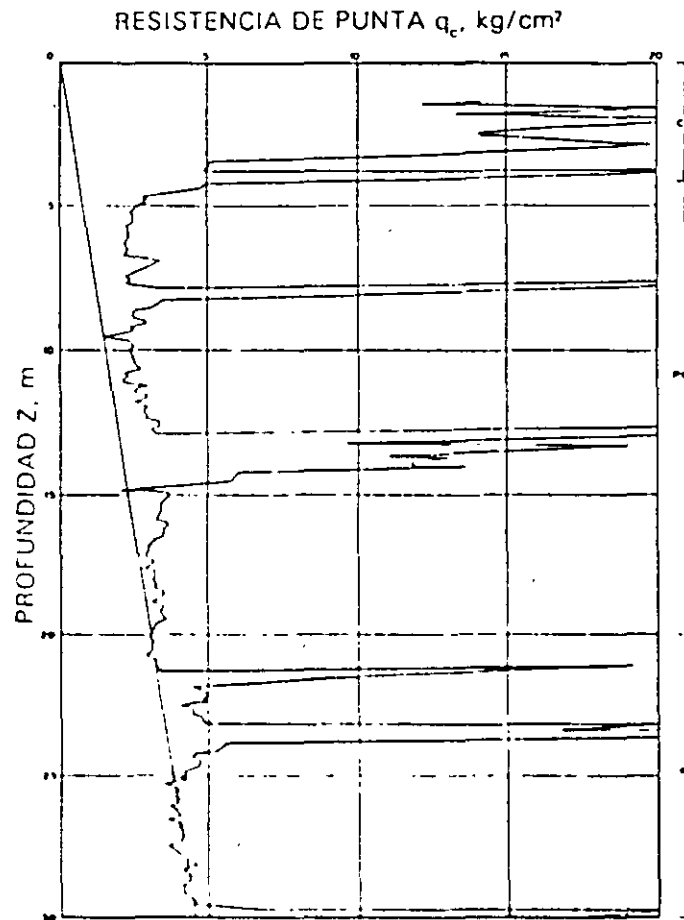


Fig 19 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	f, en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	φ, en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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

1.3

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: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19, en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

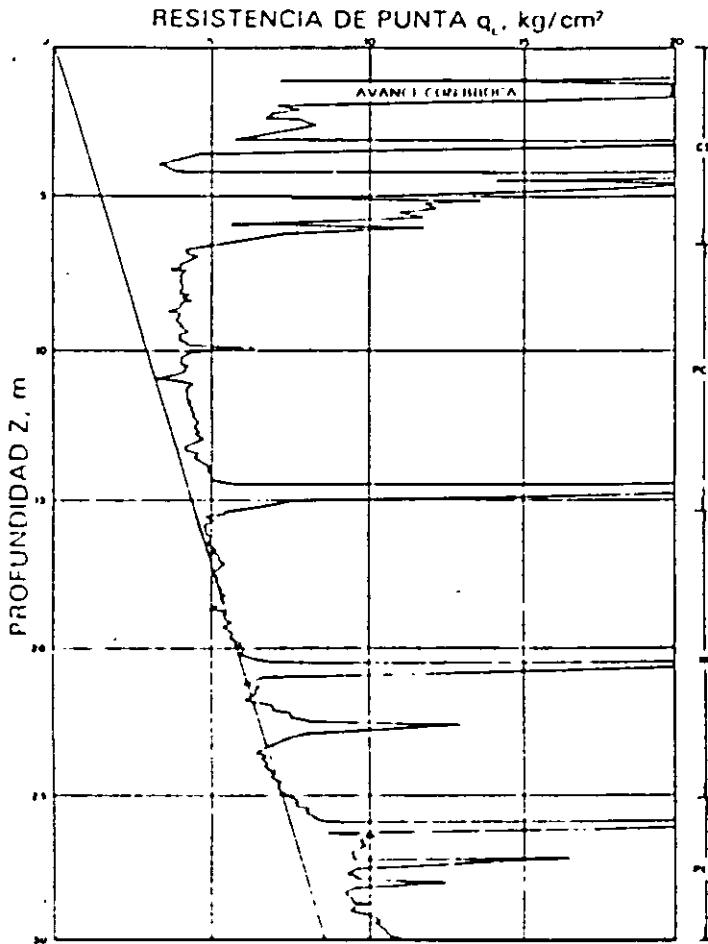


Fig. 20 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

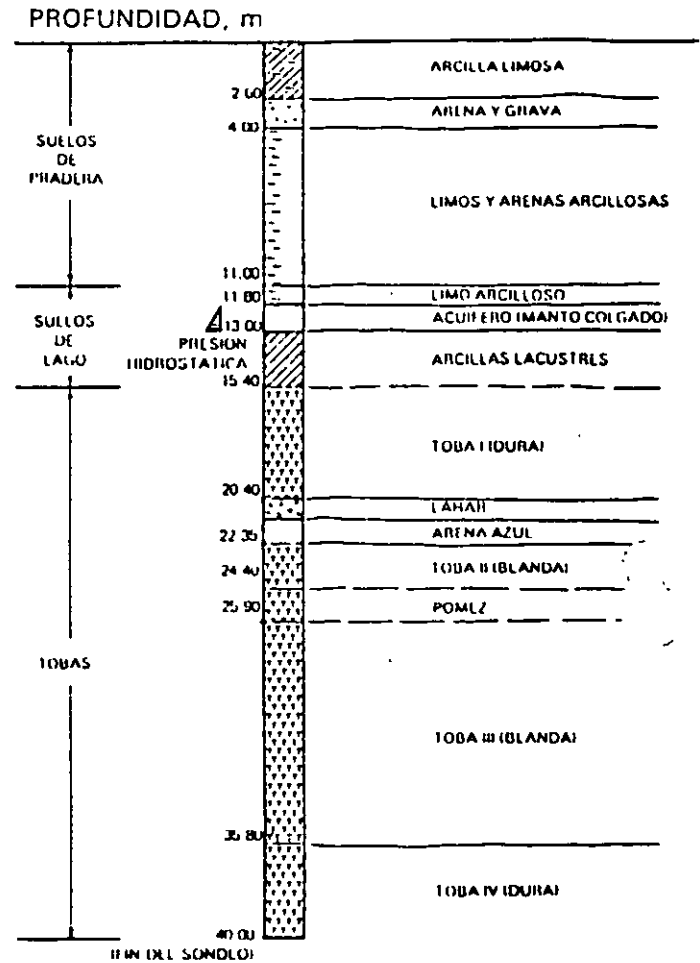


Fig. 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	$\rho$ , en $1/m^3$	c, en $1/m^2$	$\phi$ , en grados
Costra superficial	6 a 10	17	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	13	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.

Zona de Transición

ii estratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en 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 las zonas 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

a) 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 barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que se asemejan a los depósitos propios de Las Lomas

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22)

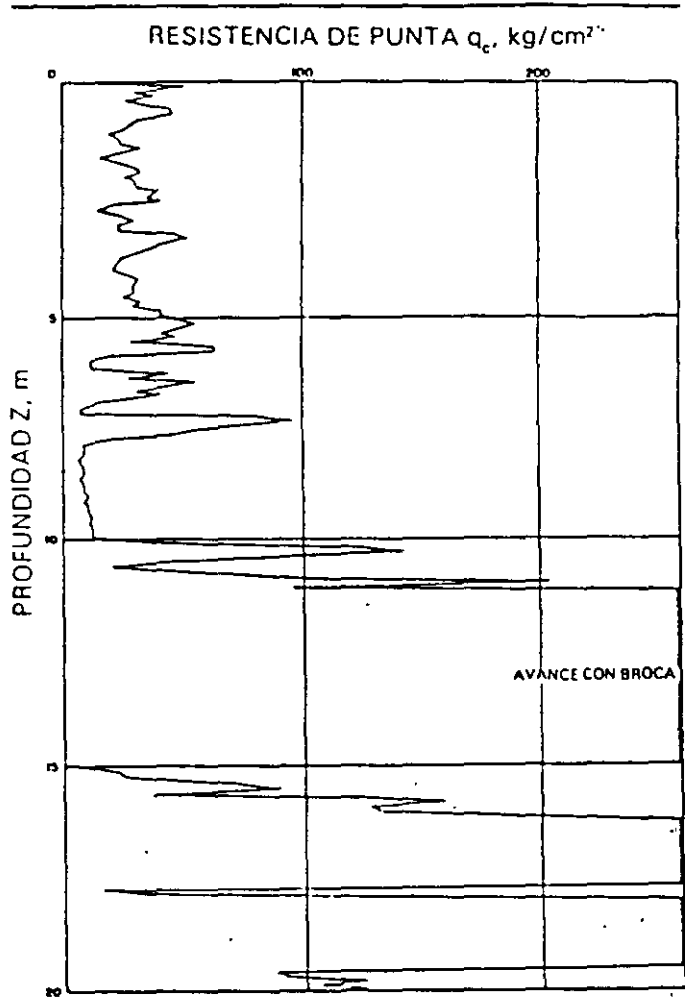


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en $t/m^3$	c, en $t/m^2$	$\phi$ , en grados
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

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 o Centro II, teniendo en cuenta que a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interstratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

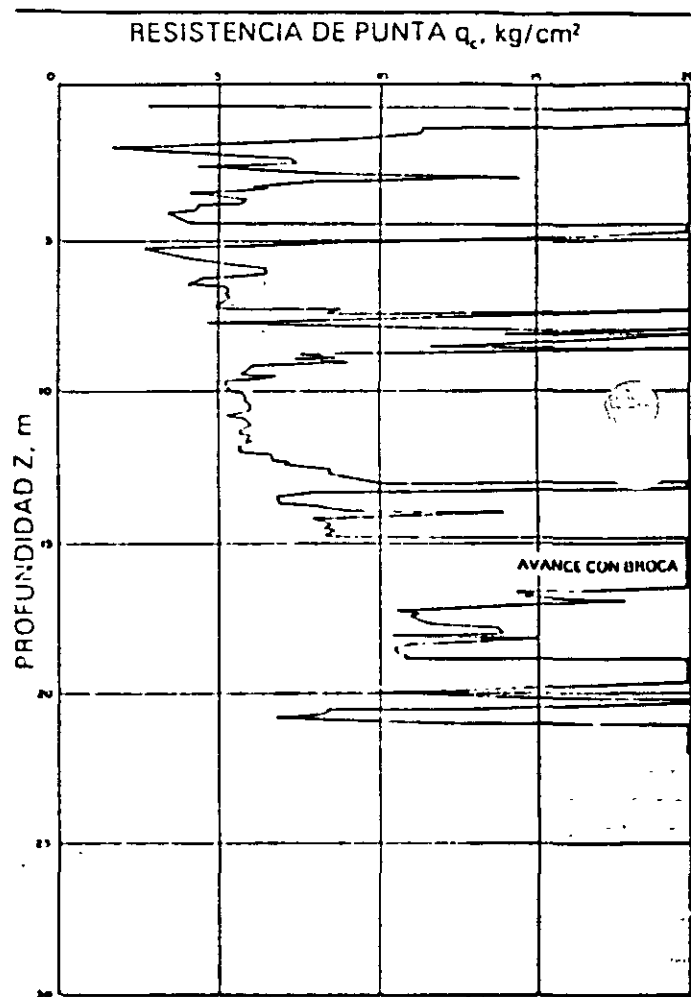


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **DIPOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES**

**MÓDULO II: CA 16 DISEÑO DE CIMENTACIONES  
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.**

**TEMA:  
INTRODUCCIÓN ANEXO 1**

**EXPOSITOR: M. EN I. HUGO S. HAAS MORA  
SEDE. TACUBA No. 5. CENTRO  
ABIRL DEL 2003**

## **ESTUDIOS PREVIOS**

- **INTRODUCCION**
- **RECONOCIMIENTO DEL SITIO**
- **REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION Y ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS**
- **EXPLORACION DEL SUBSUELO**
- **ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL**

## **ANEXOS**

**I.- CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA**

**II.- METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS**

## **BIBLIOGRAFIA**

M.I. HUGO SERGIO HAAS MORA  
PROF. DEPTO DE GEOTECNIA  
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL Y TOPOGRAFICA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

25 Junio 1994

101 101 101 101 101

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- MARSAL, R. J. Notas sobre Diseño y Construcción de Cimentaciones en el D.F. C.F.E. 1986
- 2.- C. F. E. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia B.2.1. 1992
- 3.- D.D.F. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. 1993
- 4.- S.T.C. 100 Km. de Metro.

# **1. INTRODUCCION**

## **1.1 PLANTEAMIENTO DE OBJETIVOS**

# **UNIDAD TEMÁTICA I.- INTRODUCCIÓN**

## CIMENTACIONES

La rama de la Mecánica de Suelos que estudia el comportamiento de las cimentaciones de las estructuras civiles se denomina “Ingeniería de Cimentaciones”. Ciencias afines:

- 1.- Física
- 2.- Matemáticas
- 3.- Geología
- 4.- Geografía
- 5.- Estadística
- 6.- Agronomía
- 7.- Sociología
- 8.- Psicología

La Física, con sus ramas Mecánica y Química, permite el entendimiento de los mecanismos de comportamiento del suelo como son los de falla, que conllevan al concepto de capacidad de carga; los de deformabilidad, que permiten estudiar los hundimientos probables de la estructura y su cimentación, etc. Esto a través del planteamiento de modelos físicos cuyas ecuaciones diferenciales es posible resolver gracias a las Matemáticas.

La Geología auxilia en el estudio del comportamiento de conjunto de grandes masas de suelo a través del examen del origen y formación de los depósitos de suelo: intemperismo, meteorización, viento, agua, tectónica de placas, etc.

La Geografía permite diferenciar cambios en los tipos de suelo debido a agentes climáticos por su ubicación geográfica. Por ejemplo se tienen suelos de tipo arcilloso de características muy distintas en las costas del Pacífico o del Atlántico que en los valles de las cordilleras montañosas.

La Agronomía, a pesar de sus diferencias conceptuales con la mecánica de suelos y el estudio de cimentaciones, auxilia en ocasiones en la clasificación de las distintas capas de suelo.

La Estadística es una rama de las matemáticas no muy utilizada en la mecánica de suelos de cimentaciones y hasta puede decirse que los geotecnistas tradicionales la ven con desprecio pero algunos investigadores han reconocido su importancia y se esperan frutos en el futuro.

## INTRODUCCIÓN

La presente publicación es un compendio de hechos y experiencias recabados de la literatura sobre el subsuelo de la Ciudad de México y el comportamiento de cimentaciones construidas en ella, que se han publicado durante los últimos cuarenta años. El tratamiento de los temas no es exhaustivo ni pormenorizado, sino más bien de tipo conceptual, ya que el objetivo es orientar al lector no especializado o con limitada experiencia en la interpretación de las normas del Reglamento de Construcciones por lo que se refiere al diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal.

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o gran distancia de la Ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y sus correspondientes cimentaciones. Además, son determinantes los procedimientos constructivos aplicables a excavaciones profundas así como el hincado de pilotes en las zonas II y III<sup>1</sup> que contienen estratos de usos blandos, arcillosos y limosos separados por capas de espesor variable.

Se incluyen notas estrechamente vinculadas a tópicos de Reglamento y otras relativas al ambiente geotécnico que prevalece en el Valle de México. Las últimas hubieran podido ser descartadas, refiriéndolas a las publicaciones originales. Ejemplos de ello son: la descripción del hundimiento de la Ciudad, la prueba de carga en una zapata, la extracción de pilotes para medir adherencia y su evolución posterior, los efectos de cargas prehistóricas, etc. Por razones de conectividad se han insertado resúmenes de tales temas informativos.

Esta edición preliminar de notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal es un primer intento que, sin duda, será mejorado y enriquecido paulatinamente con la colaboración y experiencia de los profesionales involucrados en el desarrollo físico de la Ciudad.

---

<sup>1</sup>En el texto se usarán indistintamente como términos equivalentes: Zona I = Zona de las Lomas; Zona II=Zona de Transición, y Zona III=Zona del Lago o Lacustre.

## RECONOCIMIENTO DEL SITIO

Al respecto, el Reglamento de Construcciones establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y las del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. cabe preguntar: ¿Cual es el objetivo de tal requerimiento? Hay que empezar por señalar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta las profundidades de interés para el especialista en geotécnica pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos<sup>2</sup>, donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte , así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, minado, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con el simple examen de las construcciones que rodean el predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso, el comportamiento inesperado del mismo después de terminada la construcción.

### **SOBRECARGAS ARQUEOLÓGICAS.**

Al instalarse los aztecas en el Valle de México, previo acuerdo con los reyes de Texcoco, Coyoacán y Atzacapotzalco, ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; podían además tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosque como fuentes de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, fueron los aztecas creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente constituidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de enramadas entre capas de relleno<sup>3</sup>, con objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo a exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que ahora es el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedó emplazada la hoy denominada Plaza de las Tres Culturas (azteca, hispánica y moderna). Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacuba; este camino fue construido también previo relleno del fondo lacustre, y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida sobre la que el Ing. Roberto Gayol localizo el colector central de la Ciudad.

---

<sup>2</sup>Lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco.

<sup>3</sup>Versión antigua de lo que hoy se conoce como "tierra armada".



## **SOBRECARGAS HISTÓRICAS.**

Como es sabido, el periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así y a través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Traza de la Ciudad. Las edificaciones pesadas de la Colonia (Palacio de Cortés, hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.) cimentaban sus muros de mampostería sobre estacadas y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la figura 1 se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1982; en ella se indica los límites de la antigua Traza. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues; sin embargo, alrededor de la Catedral existía una zona relativamente alta (elev. 2239), mientras que al poniente y en correspondencia con las calles de Tacuba y de 16 de Septiembre penetraba hacia el este la curva de la elev. 2238. Fuera de los límites señalados en la figura 1, la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea que debe considerarse como terreno virgen esta parte del lago de Texcoco.

## **SOBRECARGAS MODERNAS**

En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500 000 a 1.2 millones de habitantes (tasa de crecimiento de 23 000 hab/año); los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. A partir de los años treinta (fig. 2) la población aumenta a razón de 55 000 hab/año; esta tasa de crecimiento se duplica de 1960 a la fecha. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones, como se verá en capítulos posteriores.

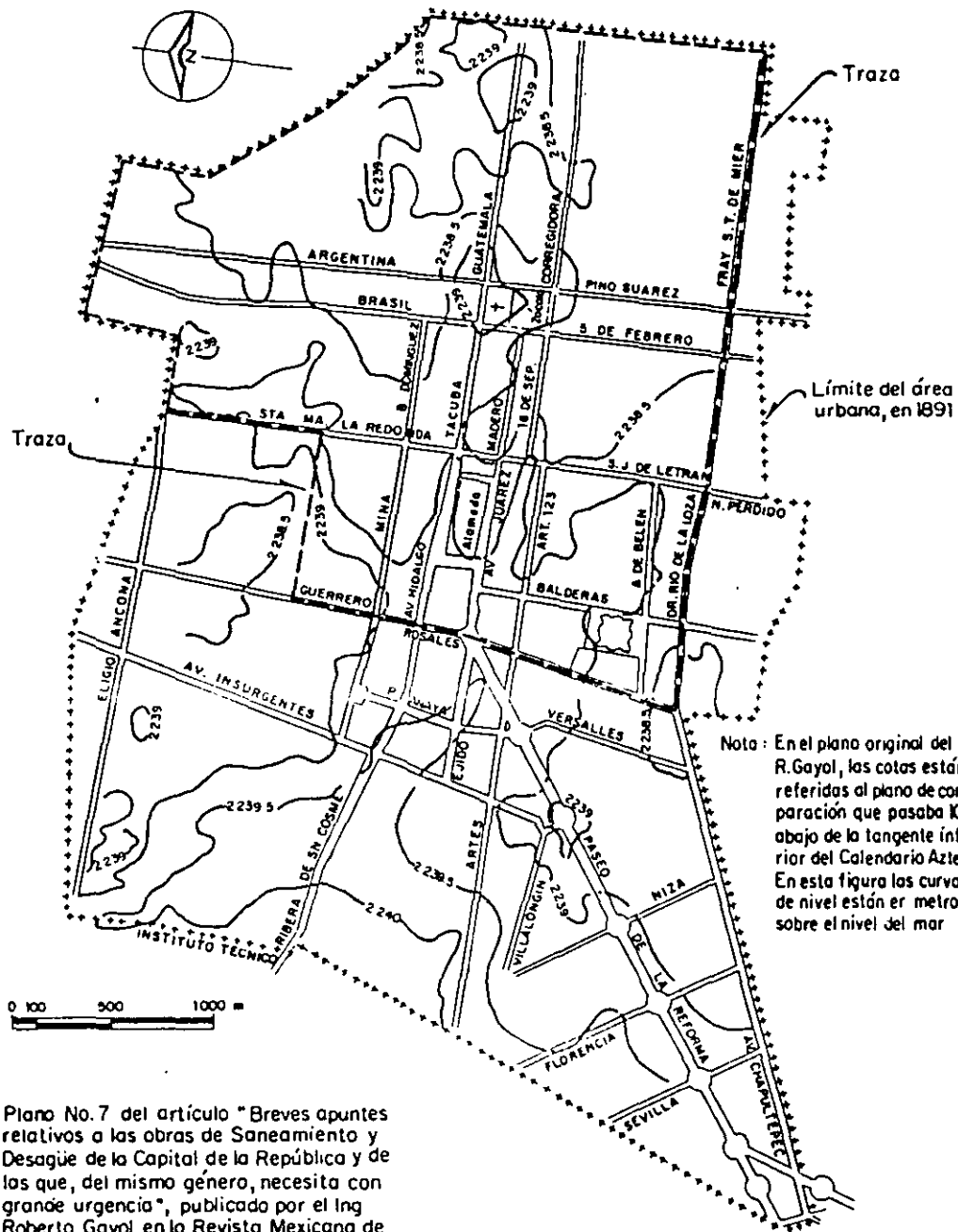
## **IMPLICACIONES DE LA HISTORIA DE CARGAS.**

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de los nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación puede explicarse por las condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos: la Biblioteca Nacional<sup>4</sup> construida sobre uno de los caminos de acceso a Tenochtitlan<sup>5</sup>, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue

---

<sup>4</sup> Antigua Iglesia de San Agustín.

<sup>5</sup> Camino azteca que se prolonga hasta Tlletelolco.



Nota: Plano No.7 del artículo "Breves apuntes relativos a las obras de Saneamiento y Desague de la Capital de la República y de las que, del mismo género, necesita con grande urgencia", publicado por el Ing Roberto Gayol en la Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. VII, 1929

Fig 1 Configuración de la Ciudad de México en 1891

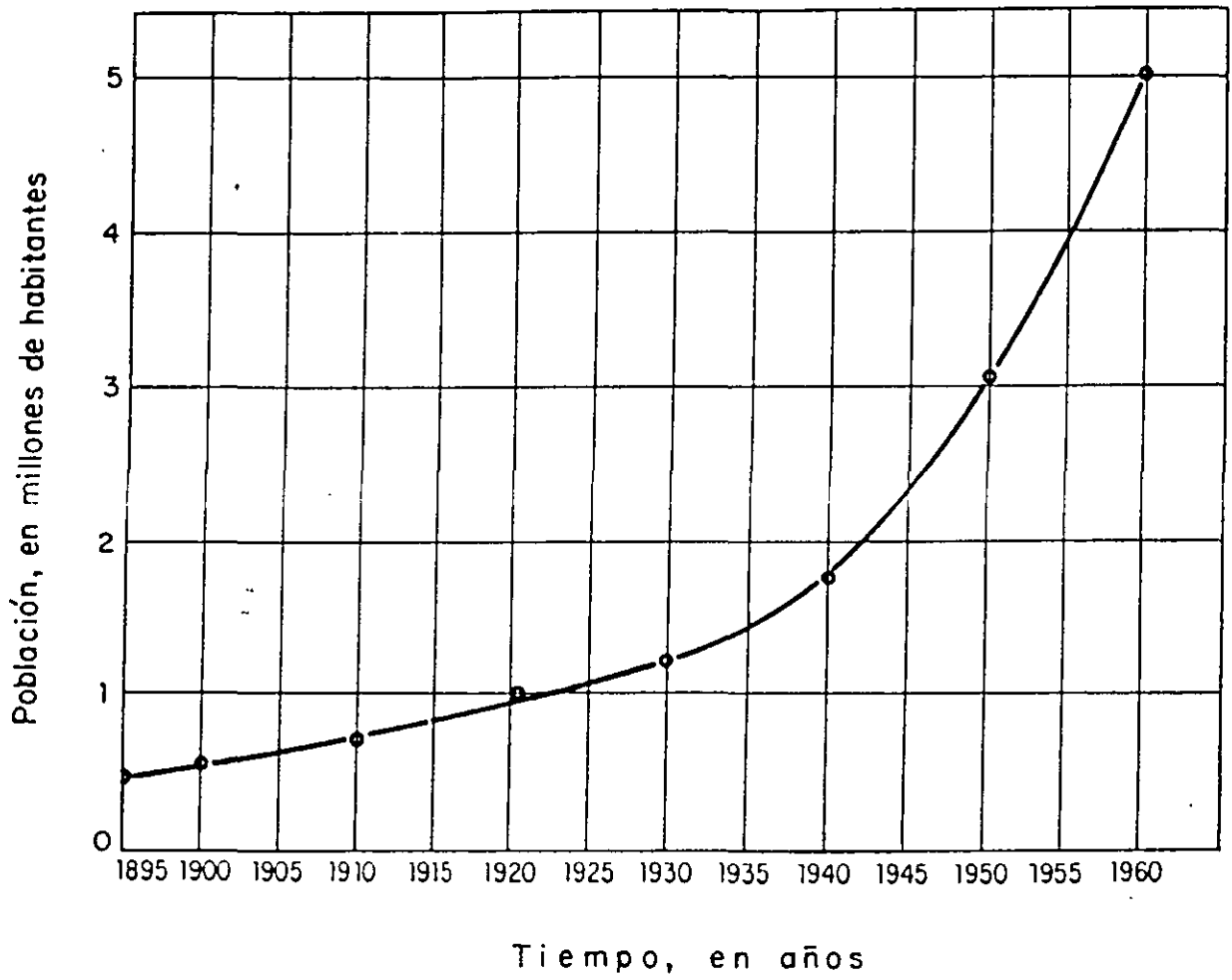


Fig 2 Crecimiento de la población en la Ciudad de México

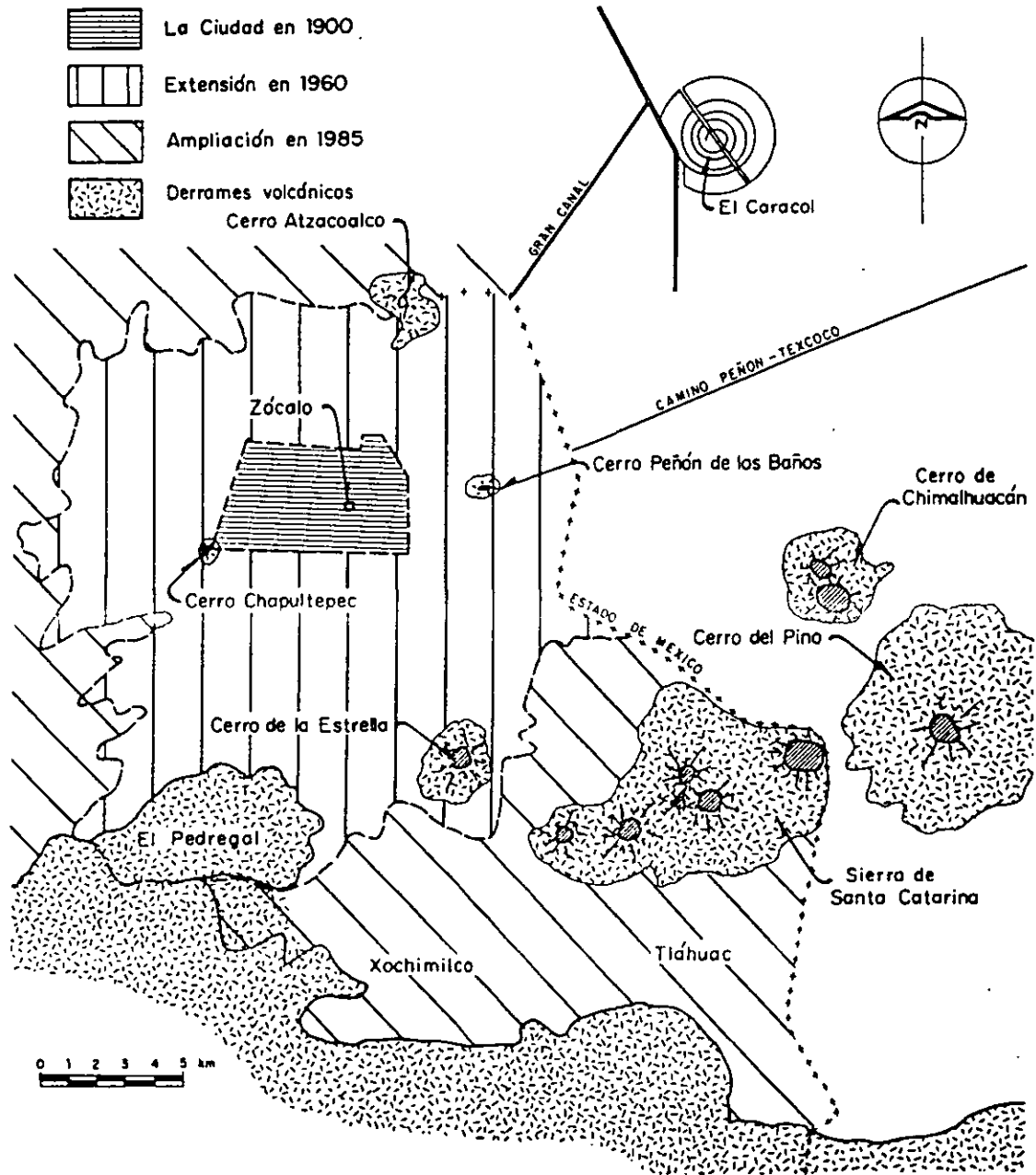
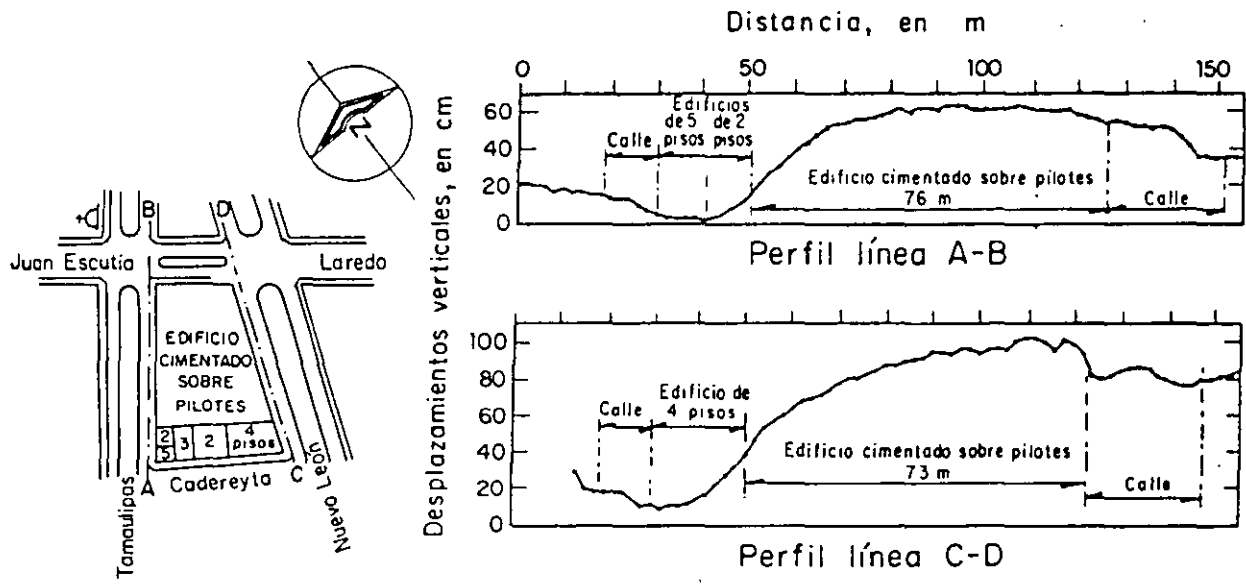


Fig 3 Límites aproximados de la Ciudad de México en diferentes fechas



Daños causados por un edificio cimentado sobre pilotes, en la casa vecina

Fig 4 Efectos de una cimentación piloteada en las colindancias

seriamente afectada por asentimientos diferenciales en la últimas décadas; otro caso es el moderno edificio de la Secretaria de Relaciones Exteriores, ubicado en la vecindad de terrenos de Tlatelolco rellenado por los aztecas, y que desde la etapa constructiva comenzó a desplomarse hacia la esquina sudoeste; finalmente, cabe recordar la situación creada a una de las instalaciones del Centro Medico (1950), que fue necesario localizar en el predio destinado anteriormente al Hospital SOP, donde se había colado la subestructura de concreto e hincado en pilotes de madera hasta la capa dura. Una condición similar a la de este último ejemplo puede presentarse en los lotes ocupados por los edificios que sufrieron colapso o daño grave durante los sismos de septiembre de 1985 y fueron demolidos.

## **TERRENOS MINADOS.**

Al extenderse la mancha urbana hacia los lomerios situados al poniente de la Ciudad, se ocuparon terrenos con edificaciones cada vez más importantes, bajo los que existen minas que desde la época colonial se venían explotando para obtener la arena requerida por la construcción. Estas minas fueron abandonadas en las primeras décadas del presente siglo y sustituida por excavaciones a cielo abierto. Sin mantenimiento de ademes y columnas, tales socavaciones subterráneas se han ido derrumbando y los accesos a las minas obstruyéndose por acumulaciones de escombros; al presente es difícil localizar las entradas a estas minas, y de lograrlo, es casi imposible definir procedimientos topográficos su desarrollo en planta. Esta situación creada por el hombre suele demandar tratamientos especiales del subsuelo (inyecciones, rellenos compactados, cimentaciones profundas, etc.) y en ciertos casos, hasta el abandono del predio por incosteabilidad.

## **EXPLOTACIÓN DE LOS ACUÍFEROS DEL SUBSUELO.**

Como se indico en el inciso anterior, a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación genero hundimientos en los dominios del lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomerios ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre y en la Zona de las Lomas se han propuesto mecanismos teóricos aun sujetos a comprobación mediante observaciones de campo

El problema que enfrenta el especialista en geotécnica cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es la carencia de datos. Estos se empezaron a registrar a partir de 1938, primero por la Dirección de Geografía; después estuvieron a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, y en época reciente, de la Comisión de Aguas del Valle, SARH; son bastante completas las nivelaciones de la Comisión Hidrológica en el periodo 1953-1968, y más espaciadas y erráticas las realizadas por la Comisión de Aguas en la última década, además, en este último lapso ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos

en la misma dirección. La figura 3 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que da una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

### **CONSTRUCCIONES VECINAS.**

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección meticulosa del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. no basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de mal comportamiento, en su caso.

Esta fase de reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no solo para reservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos colindantes en la figura 4 se presenta la nivelación de un edificio cimentado sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura; las deformaciones por emersión de estas estructuras fueron tales que ocasionaron serios daños a varias construcciones vecinas. Cabe preguntarse: ¿Con que tipo de cimentación se debe diseñar los futuros inmuebles adyacentes al apoyado en pilotes de punta? nótese que la emersión de este último es consecuencia del hundimiento provocado por la explotación de los acuíferos del subsuelo

Una de las causas significativas de destrucción durante los sismos de septiembre de 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el reglamento en vigor establece el resquicio de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas impresionantes en columnas, trabes y muros.

### **CONCLUSIÓN.**

De las observaciones descritas se infiere que los estudios preliminares sobre las condiciones geotécnicas imperantes en un predio del Distrito Federal, lejos de ser mero formalismo, constituyen una labor compleja y delicada por sus implicaciones en el diseño y la construcción de la subestructura en que se apoyara el nuevo inmueble.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: M. en I. HECTOR SANGINÉS GARCÍA**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL 2003**



# **FILOSOFÍA DE LAS CIMENTACIONES**

**Leonardo Zeevaert W, Profesor Emerito, DEPTI, UNAM**

La filosofía de las Cimentaciones en Ingeniería Civil implica la necesidad de investigar en forma continua las leyes físicas del comportamiento del subsuelo, para poder en forma gradual eliminar las generalizaciones empíricas o estadísticas, que sin embargo son arma valiosa para investigar la tendencia general de los fenómenos y de ahí establecer teorías e hipótesis de trabajo eliminando las desviaciones que puedan acarrear errores importantes.

La ingeniería de cimentaciones no es una ciencia exacta, sin embargo, se requiere suficiente precisión para asegurar el éxito en el diseño y construcción de una cimentación. Este propósito se logra cuando el comportamiento de las cimentaciones en el campo concuerda aproximadamente con las predicciones y los factores de seguridad usados, obteniéndose una actuación satisfactoria de la cimentación sin sacrificar economía.

Los subsuelos difíciles se encuentran en aquellos sedimentos que se extienden a gran profundidad con media a muy alta compresibilidad y de medio a bajo esfuerzo cortante, y donde las condiciones hidráulicas juegan un papel importante. Además, la masa del suelo puede estar sujeta a fuertes movimientos inducidos por los sismos. Bajo estas condiciones ambientales el ingeniero de cimentación está obligado a emplear todos sus conocimientos y experiencia en el conocimiento de las propiedades del suelo para seleccionar el tipo de cimentación y efectuar su diseño.

Los aspectos de geología aplicada a la ingeniería para el reconocimiento de las características estructurales y estratigráficas del subsuelo usadas en un diseño de cimentación tiene importancia fundamental, ya que se reconoce que el comportamiento de un pequeña muestra de suelo no es necesariamente representativa del depósito o del estrato de donde fue tomada. Debe tenerse presente que el ingeniero de cimentaciones tendrá que trabajar con depósitos del subsuelo que están lejos de ser isótropos y homogéneos, de tal manera que su reconocimiento en el comportamiento del subsuelo

puede ser completo únicamente cuando considera las condiciones reales que pueden esperarse desde un punto de vista de geología aplicada.

Los factores de seguridad deben de tal manera de cubrir las posibles desviaciones de las teorías y las hipótesis de trabajo así como las propiedades mecánicas de los materiales y finalmente las desviaciones que en el diseño teórico pueden causar los procedimientos de construcción. Para lo cual es indispensable conocer las fuerzas involucradas por las condiciones ambientales esto es: fisiográfico-geológicas, sísmicas, hidráulicas, índice y mecánicas de los sedimentos, y funcionales del proyecto para las cuales deberá ser diseñada la cimentación.

El ingeniero de cimentaciones debe adquirir experiencia en el comportamiento del material en el campo y de las desviaciones que pueden ocurrir debido al diseño y cálculos teóricos que se apliquen, ya que deberá de esperarse que durante la construcción el diseño puede ser alterado en cierto grado, por lo tanto, debe procurarse especificar los métodos de construcción que sean compatibles con el diseño teórico y los factores de seguridad que fueron elegidos para realizar dicho diseño. En los problemas de deformación, el suelo debe considerarse como un material de dos fases, esto es: La fase sólida representada por el esqueleto estructural y la fase líquida que queda representada por el agua intersticial. Estos dos factores deberán de estudiarse en forma separada, lo que implica; primero el conocimiento de las propiedades, esfuerzo-deformación-tiempo de los materiales y segundo, la actuación en la masa del suelo de las presiones hidráulicas y del estado hidrodinámico que se impondrá y de sus cambios durante la construcción o condiciones futuras a las que quede sujeta la obra durante su vida.

La práctica enseña por experiencia que la mecánica de suelos y el diseño de la estructura de cimentación no deben divorciarse debido a que debe existir compatibilidad entre estas dos ramas de la ingeniería ya que el propósito final es poder llegar a encontrar la interacción que debe existir entre la estructura de cimentación y la masa del suelo.

En muchos casos y en problemas complicados la única forma práctica de llevar a cabo la solución es elaborar hipótesis de trabajo para reducir las incógnitas a un número que pueda ser manejado por métodos sencillos, obteniéndose soluciones particulares que servirán para establecer una escuela de pensamientos en el diseño integral de cimentaciones, de tal manera que los métodos usados serán función de la habilidad y experiencia del ingeniero de cimentaciones involucrado en un problema en particular.

Existen en la República Mexicana muchos lugares en donde se encuentran condiciones difíciles del subsuelo y que están sujetos a sismos destructivos, por tanto, será necesario investigar el comportamiento probable de la masa del suelo bajo la acción sísmica, generalizando las condiciones del subsuelo para poder utilizar hipótesis de trabajo y métodos prácticos de cálculo. Esta generalización, sin embargo, deberá de efectuarse bajo una base racional utilizando todos los conocimientos de la Mecánica de Suelos que estén a su disposición. Considerando además, que el subsuelo no es homogéneo e isótropo.

Las propiedades del suelo son más complejas que cualquier otro material, por tanto las hipótesis de trabajo y teorías que se establezcan deben ser compatibles con el comportamiento en el campo para establecer las correlaciones más simples basadas en la estática del problema. El desarrollo de teorías es necesario, pues es la base de comparación con el comportamiento real en el campo y correspondientemente poder eliminar la inconsistencia del empirismo en el afán de obtener procedimientos más confiables y técnicos para el análisis de la cimentación.

La filosofía para un diseño mejor y más económico de una cimentación determinada depende altamente de una investigación preliminar cuidadosa del subsuelo por parte del ingeniero de cimentaciones. En este estudio deberán considerarse las fuerzas ambientales y la compatibilidad con las propiedades mecánicas del subsuelo en conjunto con el tipo de estructura de cimentación sobre la cual se van a apoyar las cargas. En el diseño de una cimentación, sin embargo, deberá de tomarse en cuenta que existen dos problemas principales que son: *primero, la capacidad de carga del suelo, y segundo si los hundimientos totales y diferenciales son compatibles con la*

*estructura seleccionada y además con los requisitos que demande el proyecto estructural y arquitectónico.*

El ingeniero experimentado en mecánica de suelos, geología aplicada y la ingeniería y comportamiento de estructuras de cimentaciones en el diseño de edificios, deberá estar capacitado para poder visualizar como primer paso que cimentación seleccionar para su problema. Una vez hecho este análisis podrá investigarse el comportamiento cuantitativo de ésta con lo cual quedará justificado el proyecto.

Con objeto de proporcionar la filosofía en la selección de una cimentación se hará una revisión de los tipos principales de cimentación que se adaptan a las características de los diferentes suelos. En esta selección se supone que el ingeniero de cimentaciones está familiarizado con las propiedades índice y mecánicas generales de los suelos Fig. 1, y también con la forma en que se comportan los diferentes tipos básicos de estructuras de cimentación. Las condiciones hidrodinámicas iniciales pueden ser investigadas por medio del uso de piezómetros, Fig. 2, los cuales podrán instalarse a diferentes profundidades cubriendo la masa del subsuelo por estudiar. Conociendo las elevaciones piezométricas se podrá determinar la presión hidráulica con la profundidad. El esfuerzo intergranular podrá entonces calcularse restando dichas presiones hidráulicas de las presiones totales representativas del peso total del suelo.

Así pues, la selección del tipo de cimentación como anteriormente se ha descrito debe efectuarse después de haber estudiado primeramente las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales del subsuelo para la localidad en cuestión, y segundo estimar el comportamiento mecánico probable que tendrá la estructura de cimentación elegida para las cargas que ésta deba soportar así como de los hundimientos permisibles totales y diferenciales. Es también de suma importancia considerar la disposición geométrica del edificio y las condiciones o requerimientos necesarios desde un punto de vista estructural y arquitectónico. En el caso de áreas o zonas sísmicas deberán estudiarse las fuerzas que los temblores inducen en la masa del suelo, y consecuentemente en la estructura de la cimentación propuesta.

Los sedimentos no consolidados donde generalmente se apoyan cimentaciones se pueden clasificar desde un punto de vista práctico en seis grupos: *residuales, eólicos, aluviales, lacustres, marinos y de piemonte*, los depósitos de origen volcánico y glacial se pueden reclasificar en los grupos anteriores, la diferencia es únicamente de que se trate de materiales de características y ocurrencia *piroclástica o clástica* respectivamente, ya que los agentes de erosión y transporte como es el agua, el vapor de agua, el viento y la gravedad son los mismos.

### **Cimentación en suelos residuales.**

Los suelos son el producto de la desintegración mecánica y alteración química de los componentes litológicas de las rocas debido a los movimientos de la corteza terrestre y la meteorización respectivamente. La granulometría de los suelos residuales es muy variable, desde grandes fragmentos de roca hasta grava, arena, limo, arcilla y coloides. Por tanto, la compacidad relativa y cementación pueden ser muy variables. En muchos casos contienen materia orgánica. La meteorización puede alcanzar gran profundidad como es el caso de las zonas tropicales y subtropicales donde pueden encontrarse compacidades bajas en la parte superior del subsuelo debido a la eluviación. Las propiedades de compresibilidad pueden ser altas y la resistencia al esfuerzo cortante baja. Los perfiles de suelo residual se encuentran con espesores de unos cuantos centímetros hasta varios metros dependiendo del clima y del ambiente fisiográfico de la región en donde fueron formados. En regiones húmedas los perfiles son profundos encontrándose compresibilidades medias y baja resistencia al esfuerzo cortante. La hidratación de los silicatos aluminicos producen minerales de arcilla.

En las regiones áridas el material es más estable y el perfil es menos profundo formándose caliche debido a la eluviación del horizonte superior. El caliche puede considerarse como buen material de cimentación.

El tipo de cimentación que debe usarse en suelos residuales es a veces difícil de predecir. Generalmente los suelos residuales son materiales superficiales que podrán soportar zapatas aisladas o continuas y se encuentran generalmente con compresibilidad media, Figs. 3 y 4. Las zapatas continuas uniendo las cargas de la

estructura por medio de vigas son especialmente útiles para puentear las cargas fuertes y controlar los hundimientos diferenciales a los requeridos por el proyecto. La parte superficial del suelo o sea el horizonte A contiene materia orgánica y no debe usarse puesto que la materia orgánica es sensitiva a cambios de humedad y oxidación y se producirán cambios de volumen fuertes que no pueden predecirse.

Cuando el suelo es del tipo expansivo podrán utilizarse cimentaciones de losas corridas nervuradas para aumentarla rigidez, Fig. 5. En el uso de zapatas aisladas, continuas o losas corridas deberán efectuarse análisis de hundimientos totales y diferenciales buscando la compatibilidad con las condiciones del proyecto en cuestión. La capacidad de carga de estos suelos puede variar de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  a  $4 \text{ kg/cm}^2$ . En las regiones donde el horizonte A es altamente húmico y de espesor considerable, se verá la necesidad de utilizar zapatas profundas desplantadas sobre el horizonte B del perfil del suelo.

#### **Cimentación sobre Sedimentos Eólicos.**

Los materiales transportados por el viento forman depósitos de sedimentos los cuales deben estudiarse con especial cuidado. Estos sedimentos forman depósitos de: *dunas, loes, tipos loesiales, playas eólicas, adobe y polvo volcánico*. Se encuentran en la naturaleza con una compresibilidad de media a alta, su compacidad relativa es baja, se encuentran sin cohesión o ligeramente cohesivos. Los depósitos eólicos son característicos de las regiones áridas. El nivel superficial del agua se encuentra generalmente a grandes profundidades. Los depósitos eólicos, sin embargo, muestran cierta peculiaridad para cambiar sus propiedades mecánicas cuando saturan o sufren fuertes cambios de humedad. Por tanto, si las condiciones de humedad cambian estos tienden a compactarse, toman también el nombre de suelos colapsibles. Después de haber sufrido un cambio en las propiedades mecánicas estos sedimentos se comportan como materiales de compresibilidad de media a baja, y toman el nombre de depósitos eólicos modificados. La compacidad relativa que se encuentra en estos sedimentos es de media a alta. En la mayoría de los casos proporcionan capacidades de carga satisfactorias para condiciones ambientales bien definidas.

Cuando se colocan cimentaciones sobre depósitos eólicos en su estado natural es necesario determinar las propiedades mecánicas al esfuerzo cortante y compresibilidad, así como la posibilidad que en ciertas condiciones de humedad estos pueden cambiar sus propiedades mecánicas. Si este es el caso, las estructuras soportadas sobre ellos podrán sufrir daños. Cuando el material retiene su humedad natural indefinidamente podrían utilizarse zapatas aisladas, y para cargas mayores zapatas continuas o losas corridas, Figs. 3, 4 y 5. Es raro encontrar la necesidad de utilizar cimentaciones profundas a base de pilotes o pilas. Los depósitos eólicos modificados pueden considerarse de mejor calidad de manera que cualquier tipo de cimentación ya sean zapatas aisladas o continuas pueden usarse con seguridad. En general la capacidad de carga permisible en estos sedimentos varía entre  $1 \text{ kg/cm}^2$  y  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Los hundimientos sin embargo, deberán estimarse de acuerdo con las características esfuerzo-deformación del suelo y las condiciones ambientales e hidráulicas a que este sujeto el lugar en cuestión. Generalmente no se presentan problemas especiales de hundimientos excepto cuando los sedimentos se encuentran muy sueltos o cuando sufren cambios importantes de humedad bajo el área de cimentación.

#### **Cimentación sobre Depósitos Aluviales.**

Los sedimentos aluviales son aquellos que son transportados y sedimentados por el agua en movimiento y en los cuales las dimensiones de los granos varía desde grandes fragmentos de roca como los encontrados en el lecho de los ríos, a grava, arena y limo con algo de arcilla. Estos sedimentos están generalmente bien graduados y se encuentran con compresibilidades medias a muy bajas. Los sedimentos finos generalmente tienen una compresibilidad media. Cuando los sedimentos quedan bien confinados, los problemas de cimentación se reducen a un mínimo. En general se pueden usar zapatas aisladas.

En caso de sedimentos aluviales en las llanura de inundación de los ríos o cerca de los lagos constituidos por limos areno-arcillosos podrán usarse zapatas continuas o losas corridas para soportar las cargas de cimentación. Sin embargo, pueden

presentarse casos, en estos lugares, en que tuviese que usarse una cimentación compensada o el uso de pilotes o pilas para el apoyo de cargas grandes.

### **Cimentaciones en Sedimentos Marinos o Lacustres.**

Los sedimentos finos y muy finos como son los limos y las arcillas, se depositan cuando el agua en movimiento pierde su velocidad, como en los lagos, lagunas marginales, estuario y deltas submarinas. Estos sedimentos se encuentran en la naturaleza con compresibilidades desde media, alta y muy alta pueden contener materia caloidal, o pueden estar constituidos totalmente de materia orgánica como es el caso de la turba. Las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación son complicadas si se comparan con otros sedimentos ya que estos materiales exhiben fuerte viscosidad intergranular en su comportamiento mecánico, de tal manera que las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo deben de ser investigadas para poder estimar el hundimiento y el comportamiento de la cimentación. Debido a su muy baja permeabilidad se presenta el fenómeno de consolidación, el cual es muy importante porque retarda la deformación con el tiempo. Este proceso hidrodinámico no puede omitirse en el cálculo o diseño de la cimentación. En este caso deberán usarse cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, esto es, cuando no es posible usar cimentaciones piloteadas apoyadas en depósitos firmes a poca profundidad.

Este tipo de cimentación requiere una cimentación monolítica de tipo cajón con objeto de hacer uso de la supresión del agua en el diseño de la cimentación, Fig. 6, en el análisis de la cimentación debe tomarse en cuenta que el material esta constituido de una fase sólida y otra líquida. La compensación de la cimentación se hace entonces sumando los dos efectos. Esto es, la sustitución de los esfuerzos efectivos o la profundidad de desplante de la caja de cimentación, y el efecto de flotación debido al peso del agua desplantada. Los dos efectos deberán igualar al peso total del edificio. La fase sólida gobernará las deformaciones debido al cambio de esfuerzos efectivos inducidos en el esqueleto estructural del suelo y deberá investigarse desde el punto de vista de esfuerzo cortante y de hundimientos totales y diferenciales. La parte líquida tiene como efecto únicamente reducir el peso del edificio por el conocido principio de Arquímedes. El peso del edificio se compensará excavando a una profundidad tal que



permita obtener suficiente capacidad de carga y reducción de desplazamientos verticales a una magnitud satisfactoria. Los hundimientos diferenciales se controlarán dando rigidez a la cimentación y el comportamiento mecánico será controlado por la fase sólida debido a los cambios de esfuerzos efectivos.

La magnitud de los hundimientos en este tipo de cimentación depende principalmente de la habilidad del ingeniero de cimentaciones de conservar las propiedades de precompresión del subsuelo cuando se hacen las excavaciones y posteriormente cuando el suelo es recomprimido. Para el diseño de estas cimentaciones es indispensable conocer los conceptos básicos relacionados con el flujo hidrodinámico del agua en el subsuelo durante las excavaciones. El comportamiento futuro de la cimentación será función importante del proceso de excavación y de la forma con que se controlen las presiones hidráulicas en él. Así pues, si durante la sustitución de la carga se provocan cambios pequeños en los esfuerzos efectivos y en las presiones hidráulicas entonces no se verificarán hundimientos verticales sensibles en la superficie del suelo. Teóricamente, el concepto elemental de este tipo de cimentaciones es el de lograr un cambio mínimo en los esfuerzos efectivos durante las excavaciones y construcción de la cimentación.

Cuando una cimentación compensada, como ha sido descrita, no es suficiente para soportar la carga con hundimientos totales tolerables a pesar de haberse diseñado la cimentación con suficiente rigidez para evitar hundimientos diferenciales dentro de la cimentación misma, entonces se utilizarán pilotes de fricción en conjunto con este tipo de cimentación, por lo que este tipo de cimentación toma el nombre de cimentación compensada con pilotes de fricción y puede emplearse en depósitos con compresibilidades altas a muy altos que se extienden a gran profundidad, Fig. 7. Los pilotes de fricción refuerzan la parte superior donde se encuentra mayor compresibilidad, sin embargo, su aplicación requiere que la compresibilidad del subsuelo disminuya con la profundidad, con objeto de que los pilotes sean efectivos en la zona donde el suelo presenta alta a muy alta compresibilidad.

El éxito de este tipo de cimentaciones depende altamente de la forma en que son clavados los pilotes, su espaciamiento y su longitud y del procedimiento con que sean

efectuadas las excavaciones y del control de las condiciones hidráulicas del subsuelo. El objetivo es el mismo que el descrito anteriormente, es decir, el reducir los hundimientos totales y diferenciales, lo cual se logra haciendo que durante las excavaciones el cambio en los esfuerzos efectivos resulte mínimo. El mayor beneficio se obtiene cuando los pilotes se clavan en la zona de la cimentación antes de efectuar las excavaciones, haciéndolos trabajar a fuerzas de tensión, impidiendo en parte la expansión del suelo para preservar las condiciones de confinamiento originales y consecuentemente el estado de esfuerzos en la masa del suelo.

En este tipo de depósitos lacustres puede ocurrir que se encuentre algún estrato potente a profundidad razonable en cuyo caso lo indicado sería usar pilotes para apoyar la estructura de cimentación, Fig. 8. Si bajo este estrato existen sedimentos compresibles los pilotes deberán distribuirse uniformemente para repartir la carga y evitar hundimientos diferenciales importantes. Además, deberá tomarse en cuenta que los sedimentos altamente compresibles atravesados por los pilotes sufrirán desplazamiento vertical y por tanto generarán en los pilotes fricción negativa. Esta fuerza deberá tomarse en cuenta en la capacidad de carga de éstos trabajando en su punta apoyada en el estrato firme, Fig. 8. Cuando se encuentra un depósito de potencia indefinida de baja compresibilidad podrán utilizarse pilotes en grupos, si es que estos grupos no producen hundimientos diferenciales indeseables, Fig. 9.

### **Cimentación en Depósitos de Piemonte.**

Los depósitos de piemonte son sedimentos que se acumulan al pie de las montañas debido a avalanchas, deslizamientos o en general por la inestabilidad de la parte superficial de las pendientes. Estos depósitos contienen materiales de todas clases y granulometría variable incluyendo vegetación en grandes fragmentos y hasta materia orgánica fina. La compresibilidad y esfuerzo cortante es muy variable. Para soportar las cargas de las columnas de los edificios, la localización deberá investigarse una por una y generalmente la forma más satisfactoria y segura de cimentar es el uso de pilas a una profundidad a la que se encuentre un depósito firme, Fig. 10.

### **Depósitos Volcánicos Recientes.**

Los sedimentos volcánicos no consolidados pertenecen a un grupo especial. Los materiales piroclásticos pueden encontrarse en forma de detritus, avalanchas, y grandes fragmentos de roca hasta polvo volcánico fino. Desde el punto de vista de sedimentación la compresibilidad y el esfuerzo cortante esta íntimamente ligado con la clasificación proporcionada anteriormente en los depósitos; eólicos, aluviales y lacustres, dependiendo del agente de transporte que ocasionó la sedimentación y del ambiente fisiográfico en el que se encuentre.

Cuando estos depósitos sufren meteorización pueden clasificarse como: residuales y se caracterizan por tener esfuerzo cortante variable. Las propiedades de sus granos son suaves cuando están constituidos por pómez. Los granos son generalmente de forma angular y en condiciones bien confinadas proporcionan altas resistencias al esfuerzo cortante. El detritus volcánico se encuentra con gran variedad de materiales desde lava fundida, bombas, grandes fragmentos de roca, grava, arena (Lapilli) y polvo volcánico. La forma de atacar el problema en este caso es similar a los depósitos de piemonte. Las cimentaciones son de forma y profundidad variable, generalmente de zapatas o pilas de profundidad variable para soportar cada columna o muro del proyecto en cuestión, Fig. 10.

### **Hundimientos Admisibles.**

Finalmente, dentro de la filosofía de cimentaciones deberá incluir el análisis de los hundimientos totales y diferenciales y la forma de fijar éstos. El propósito fundamental de los estudios de la mecánica de suelos y consideraciones geológicas y de la selección del tipo más conveniente de estructura de cimentación desde el punto de vista económico y funcional tendrá que ser compatible con los requerimientos del proyecto. Así pues, la magnitud de los desplazamientos verticales admisibles es de vital importancia para el ingeniero de cimentaciones. La preocupación del ingeniero diseñador de la cimentación es la de conocer cuales serán los hundimientos totales y diferenciales admisibles y quien será responsable de especificar su magnitud ya que es costoso diseñar para hundimientos pequeños. La decisión deberá depender principalmente de

las diferentes partes involucradas en el proyecto, esto es, del ingeniero o arquitecto del proyecto, del ingeniero estructural, del ingeniero mecánico, del inquilino, del propietario, de la autoridad municipal, de la compañía de seguros y de la opinión pública.

A este respecto deberá de efectuarse un análisis de la contribución que cada una de las partes interesadas en el proyecto debe soportar de acuerdo con su responsabilidad para fijar la magnitud máxima de los hundimientos totales y diferenciales que deberán ser usados en el diseño de la cimentación del proyecto en consideración. Después de los cual el ingeniero de cimentación podrá seleccionar o verificar en forma racional el tipo de cimentación más conveniente.

La experiencia indica que al propietario no le interesa propiamente la magnitud de los hundimientos totales o diferenciales siempre y cuando su inversión sea segura y no se demerite por no trabajar en las condiciones que se han fijado. El no quiere incurrir en gastos innecesarios por el daño que pueda provocarse en su propiedad o propiedades adyacentes o públicas.

El inquilino hará reclamaciones cuando los hundimientos diferenciales o totales afecten sus intereses debido a un comportamiento defectuoso del edificio con respecto a los hundimientos totales o diferenciales que requiera un mantenimiento excesivo en cuyo caso el propietario quedaría afectado.

El ingeniero estructural generalmente no se preocupará mecho de los hundimientos totales y diferenciales siempre y cuando las magnitudes de éstos no involucren la estabilidad de la estructura que él ha diseñado. El arquitecto está interesado en preservar: la forma estética de su edificio, los acabados arquitectónicos, las condiciones funcionales de los edificios en sus diferentes elementos, y que las instalaciones mecánicas no sean distorsionadas o dañadas.

La autoridad municipal está interesada en evitar demandas y mal comportamiento de las cimentaciones, vigilar que se reponga el daño en segundas partes y utilidades públicas si el edificio no se comporta correctamente. La autoridad municipal es responsable de vigilar la integridad de las obras que se construyen en la localidad. La

autoridad municipal puede codificar o fijar los hundimientos que juzgue no producirán daños en los edificios adyacentes o en las utilidades públicas o al proyecto mismo. La autoridad municipal hará responsable al diseñador y al propietario si dichas disposiciones no se cumplen.

La compañía de seguros no asegurará el edificio contra cualquier daño del mismo o de los vecinos a servicios públicos si los hundimientos totales o diferenciales que se han asignado, cree que, no cumplen con el cometido de evitar dichos daños ya que la filosofía de la compañía de seguros será la de buscar la probabilidad de hacer un buen trato.

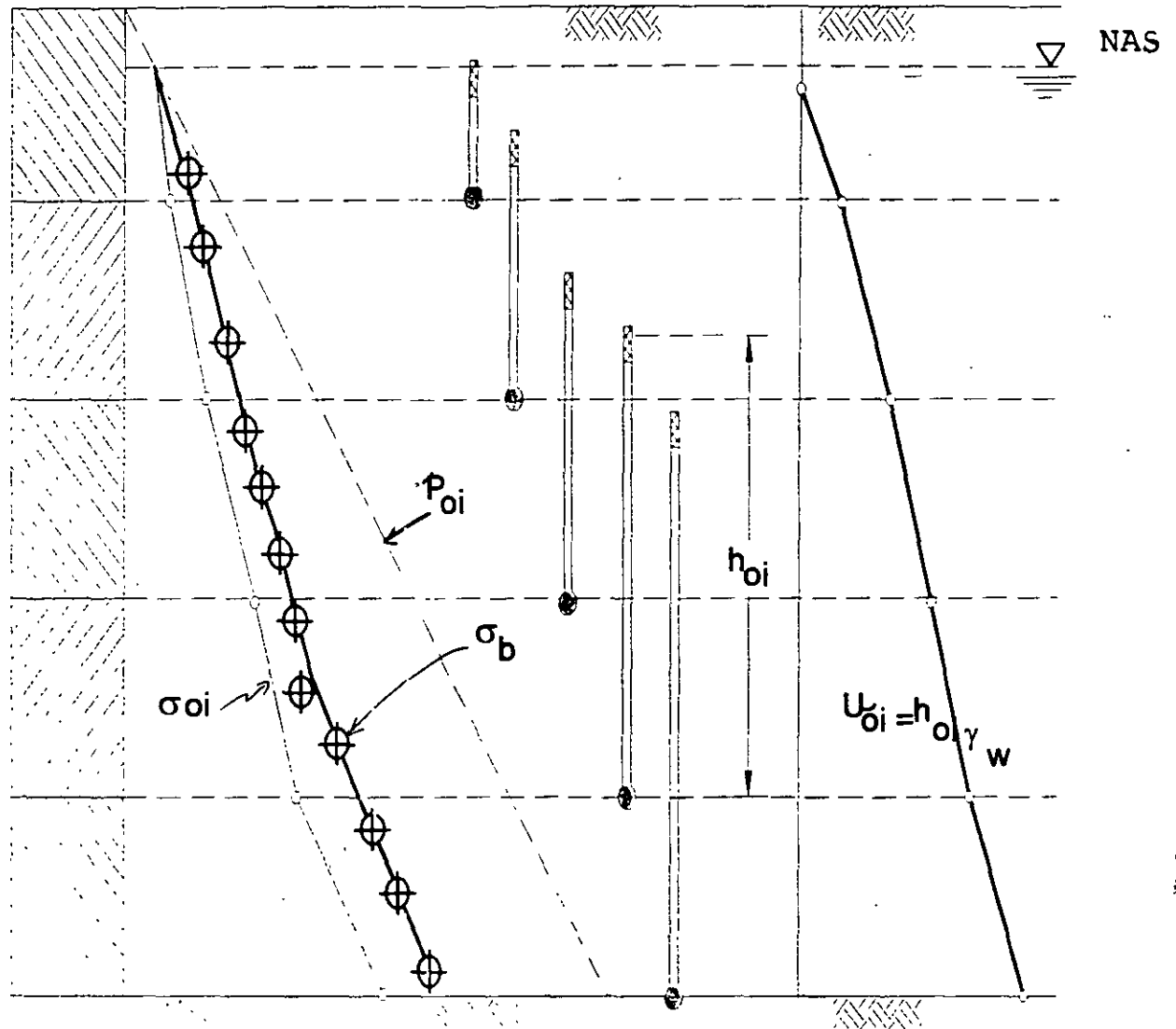
La opinión pública es sumamente importante en el comportamiento del edificio, desde del punto de vista de hundimientos totales o diferenciales que se detectan a simple vista y su crítica puede provocar una devaluación pública del edificio en cuyo caso el propietario puede salir seriamente perjudicado.

Una vez que se han reunido todas las partes interesadas para fijar el máximo de los hundimientos totales y diferenciales éstos deberán lograrse para que la funcionalidad del proyecto sea aceptada. El ingeniero de cimentaciones en este caso seleccionará la cimentación que de acuerdo con su juicio y experiencia cumpla con los requisitos establecidos.

**PROPIEDADES INDICE Y MECANICAS DE LOS SEDIMENTOS PARA EL  
DISEÑO DE CIMENTACIONES**

1	$N$	ESTRATO
2	$Z_a$	PROFUNDIDAD MEDIA
3		CLASIFICACIÓN
4	$w$	CONTENIDO DE AGUA
5	$S_s$	GRAVEDAD ESPECIFICA
6	$S\%$	GRADO DE SATURACIÓN
7	$\gamma_m$	PESO VOLUMÉTRICO
8	$D_r$	COMPACIDAD RELATIVA
9	$L_w, P_w$	LIMITES DE ATTERBERG
10	$N$	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTANDAR
11	$q_u$	CONSISTENCIA NATURAL
12	$c$	COHESIÓN
13	$\phi$	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA
14	$\mathcal{R}$	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
15	$M_e$	MÓDULO DE RESPUESTA ELÁSTICA
16	$M_{ep}$	MOD. DE DEFORMACIÓN UNITARIA ELASTO-PLÁSTICA.
17	$\mathcal{R}_v$	COEFICIENTE VISCO-PLASTICO
18	$\sigma_b$	ESFUERZO CRITICO DE PRUEBA DE COMPRESIBILIDAD
19	$m_{ep}$	COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICA UNITARIA ELASTO- PLASTICO
20	$M_t$	COEFICIENTE UNITARIO DE VISCOSIDAD INTEGRANULAR VOLUMÉTRICO
21	$c_v$	COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA
22	$c_{vp}$	COEFICIENTE APARENTE DE CONSOLIDACIÓN VISCOSA INTERGRANULAR
23	$\mu$	MODULO DINÁMICO AL ESFUERZO CORTANTE
24	$\nu$	RELACIÓN DE POISSON

**Fig. 1**




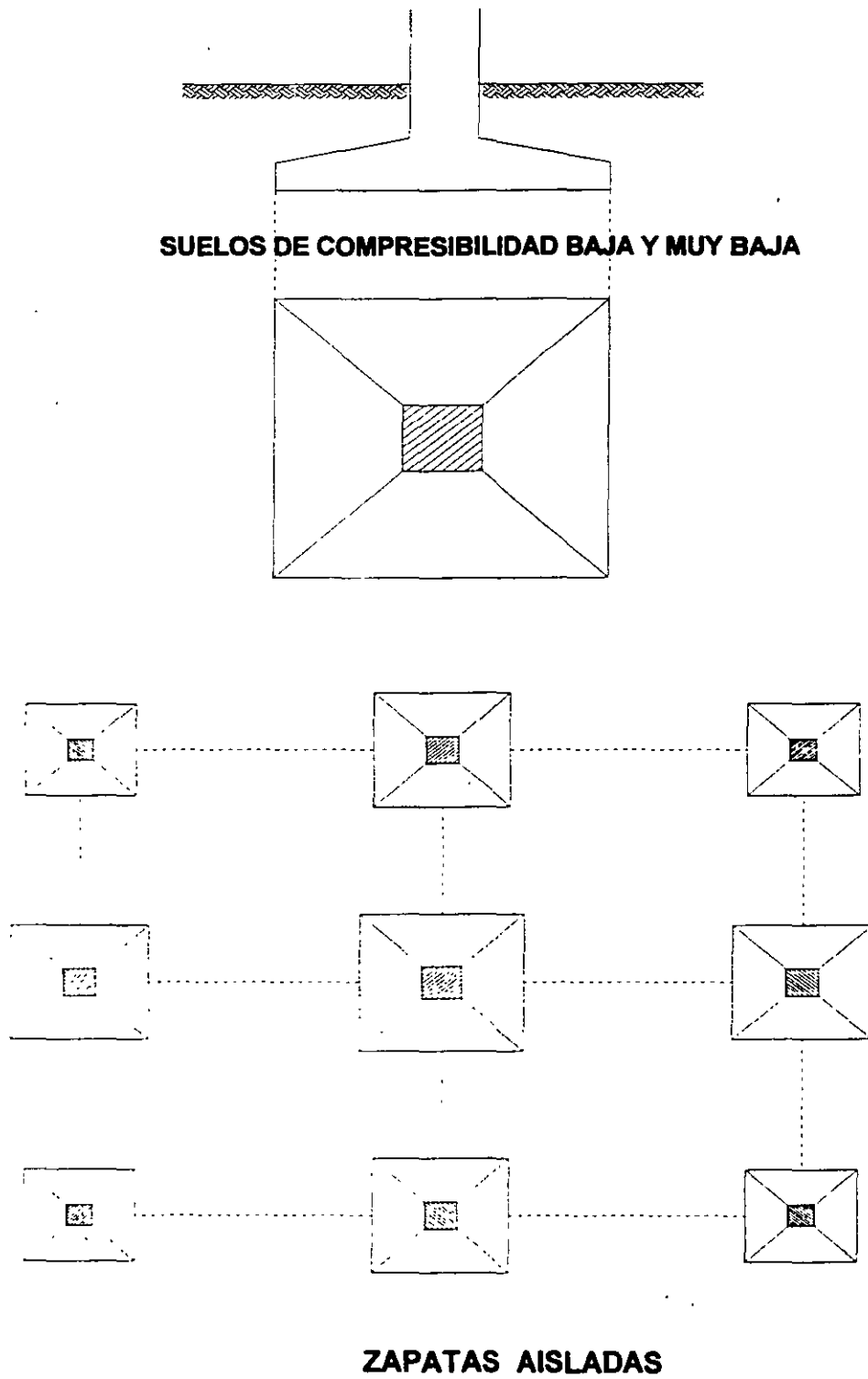
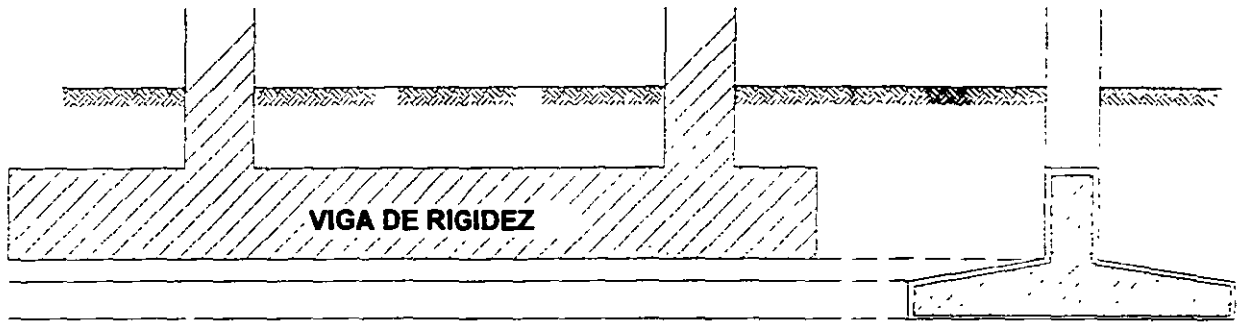
- $p_o$  PRESION TOTAL
- $u_{oi}$  PRESION HIDRAULICA
- $\sigma_{oi}$  ESFUERZO EFECTIVO
- $\sigma_b$  ESFUERZO CRITICO
-  PIEZOMETRO

FIG. 2 PIEZOMETROS

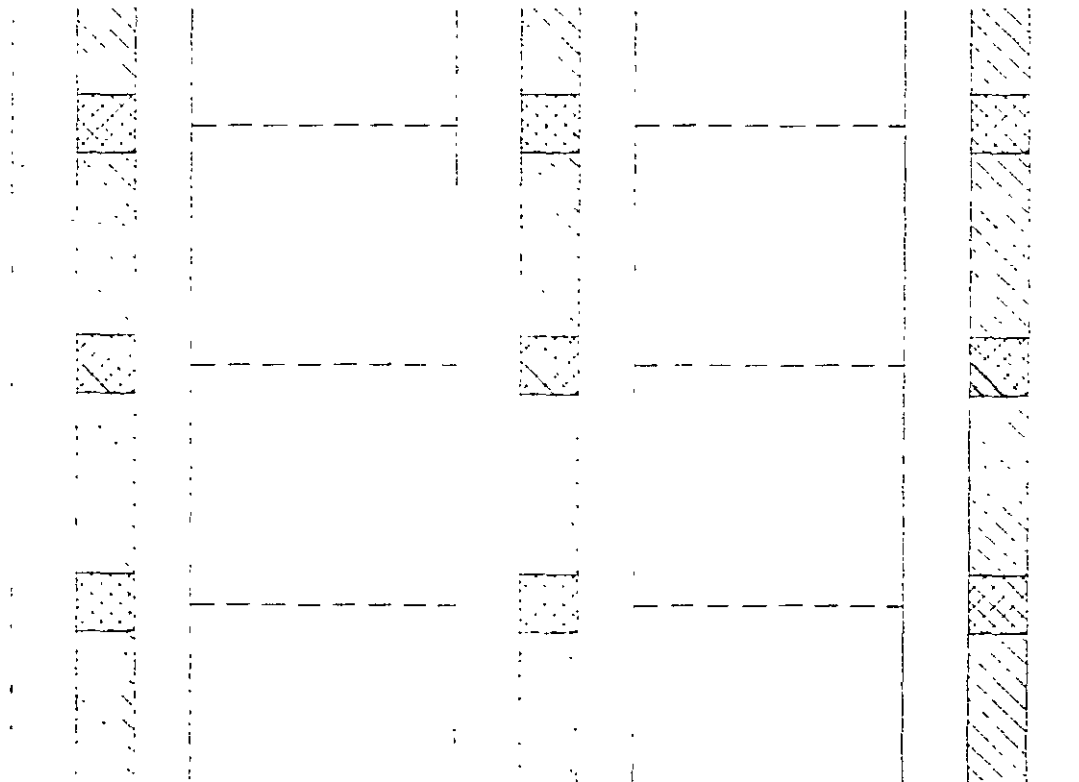


**Fig. 3**



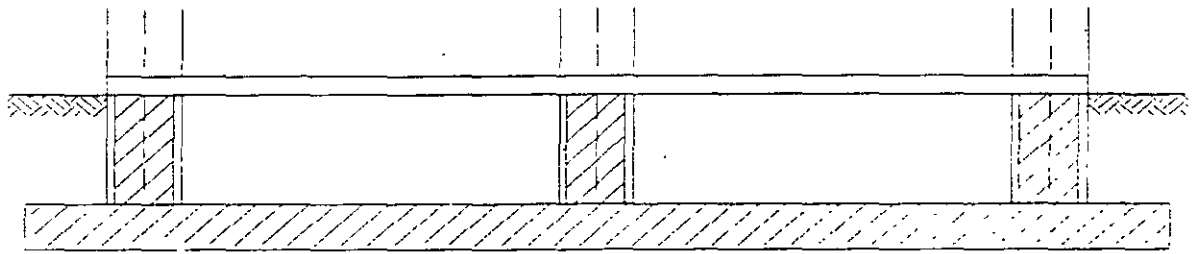


**SUELO DE COMPRESIBILIDAD BAJA**

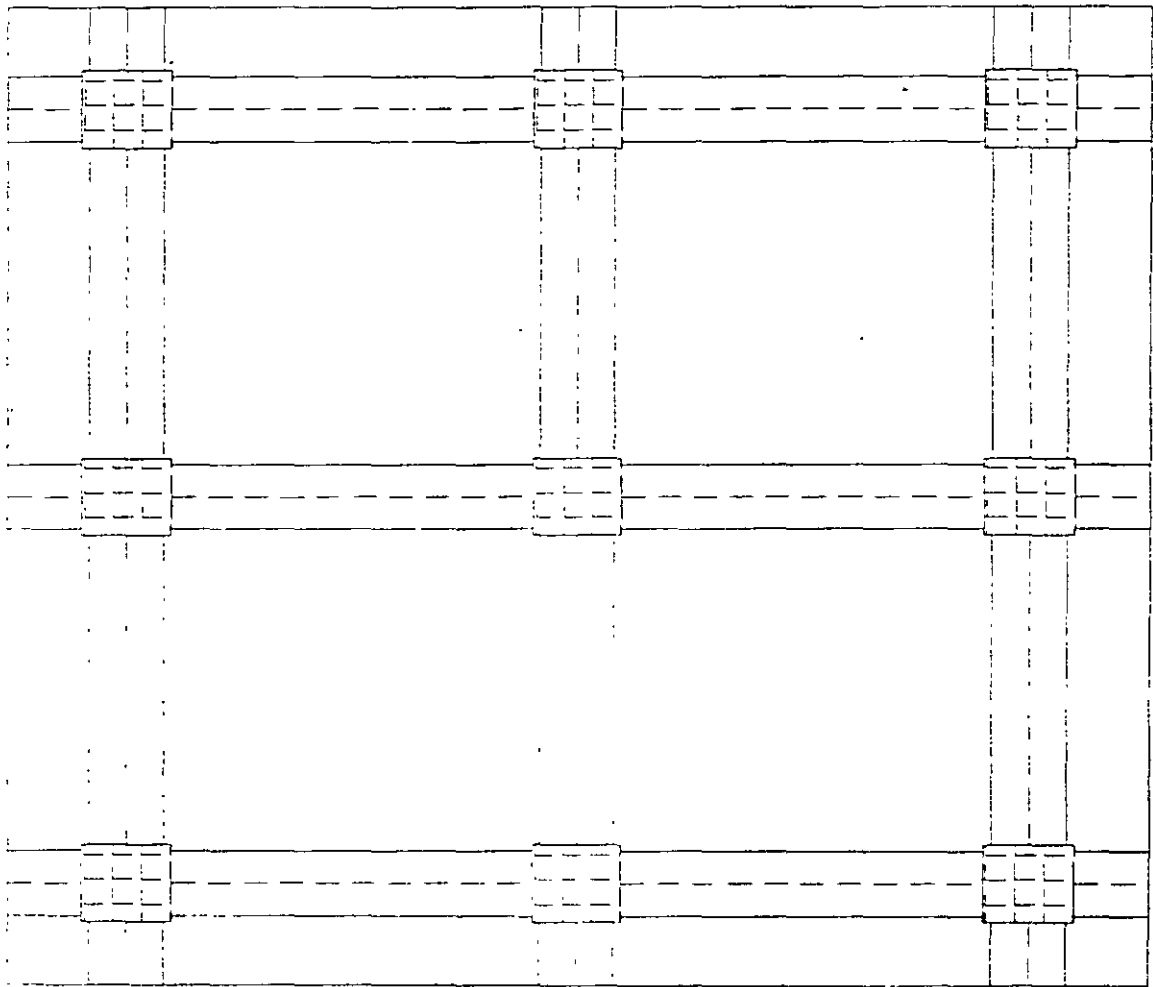


**ZAPATAS CONTINUAS**

**FIG. 4**

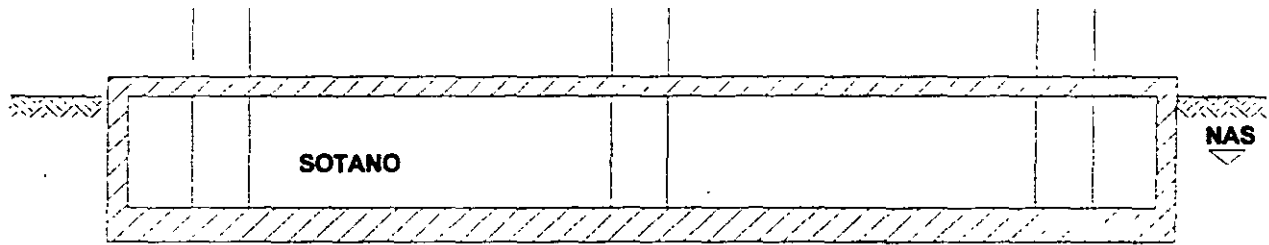


**SUELO DE COMPRESIBILIDAD MEDIA**

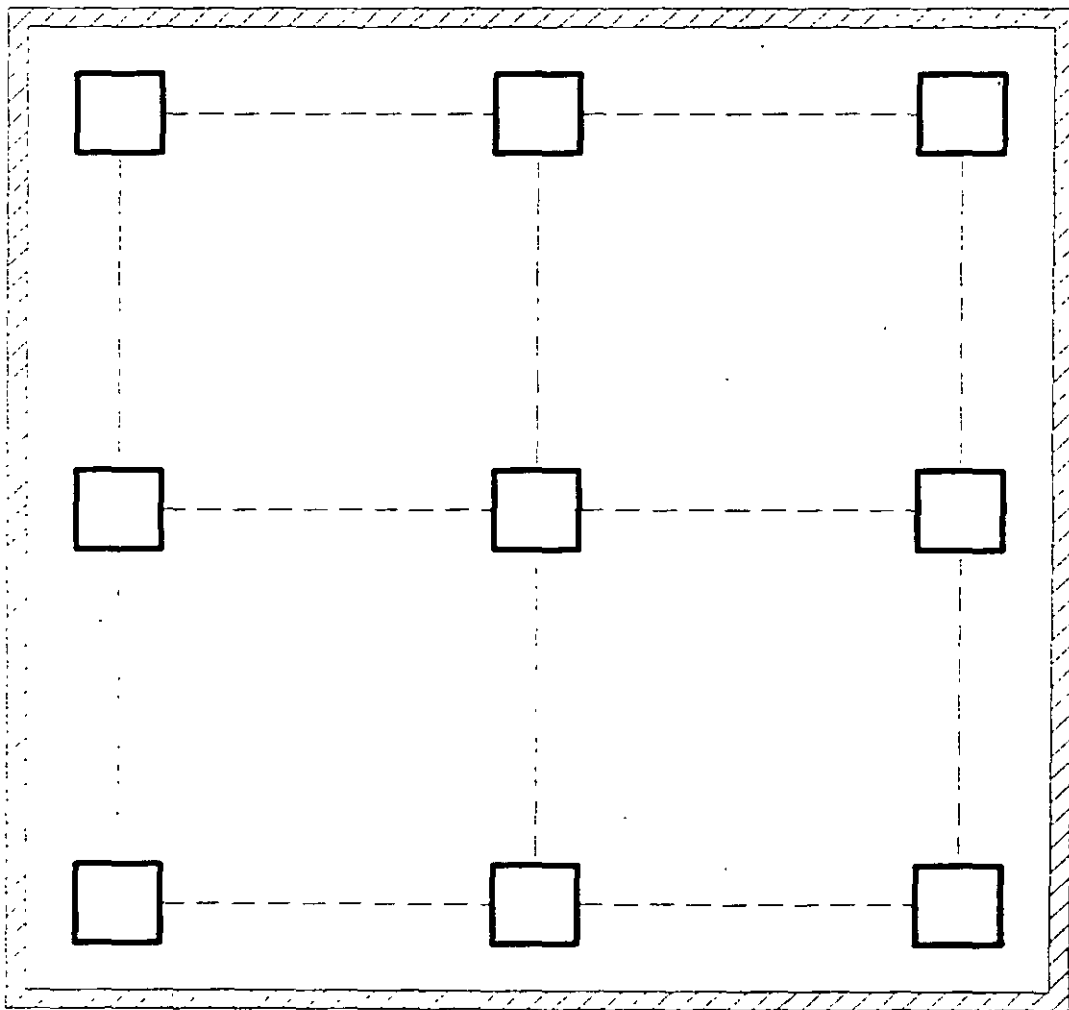


**LOSA CONTINUA**

**Fig. 5**

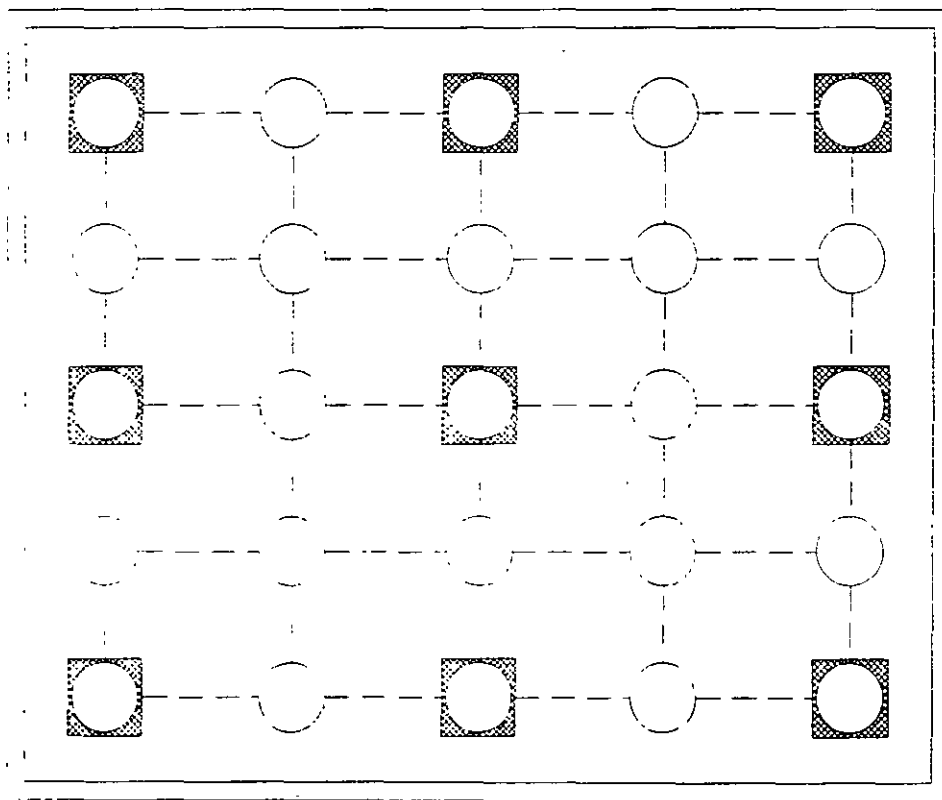
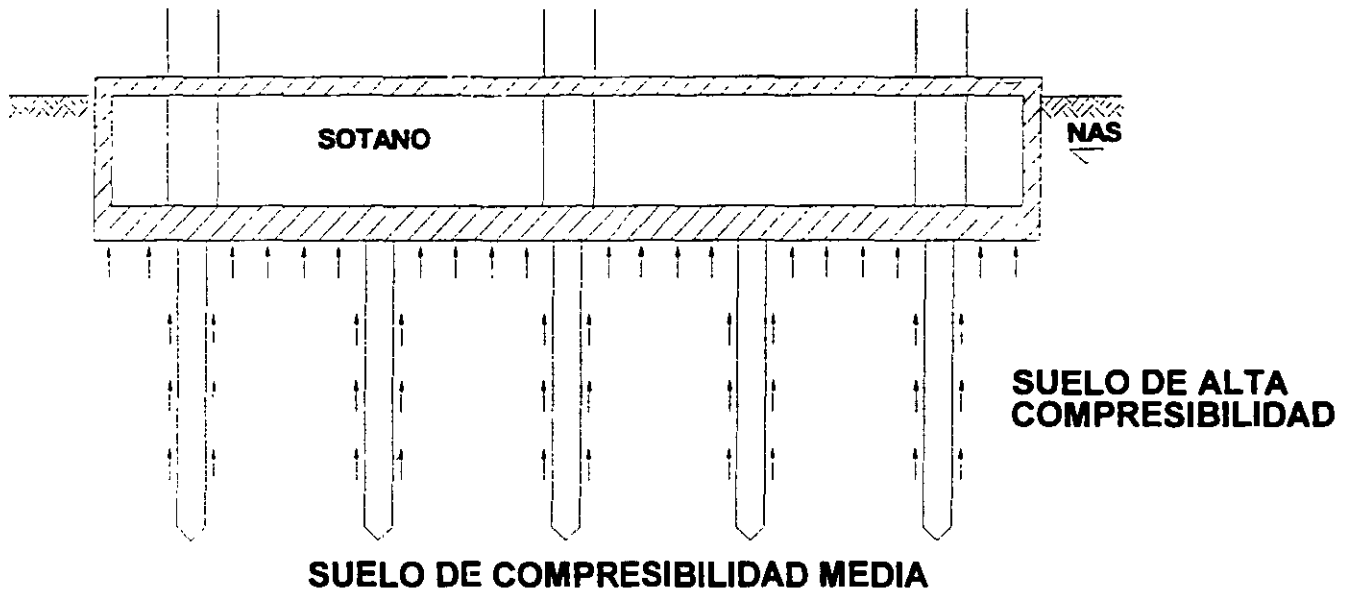


**SUELO DE ALTA COMPRESIBILIDAD**



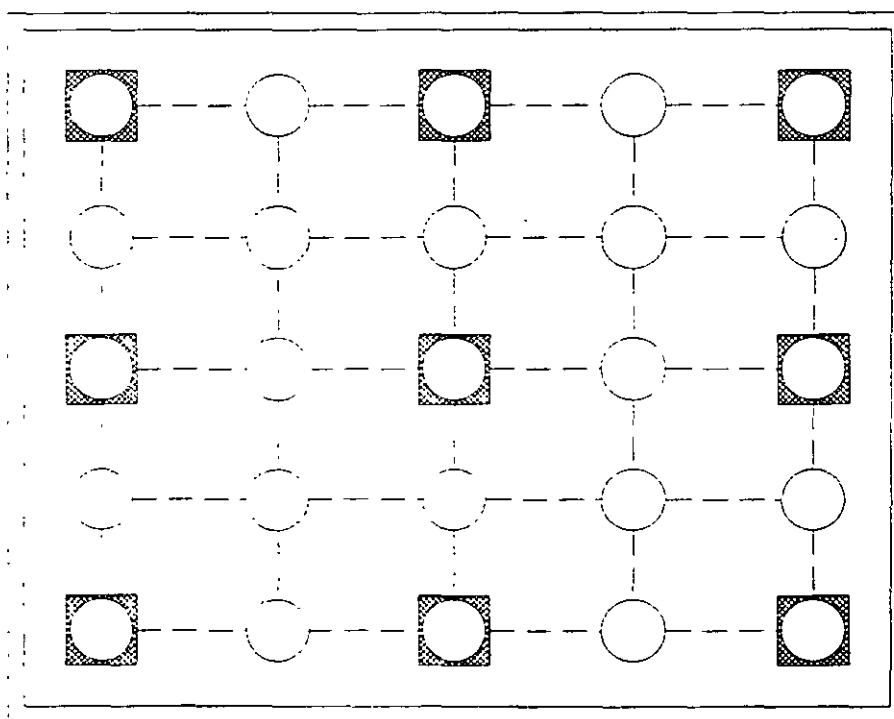
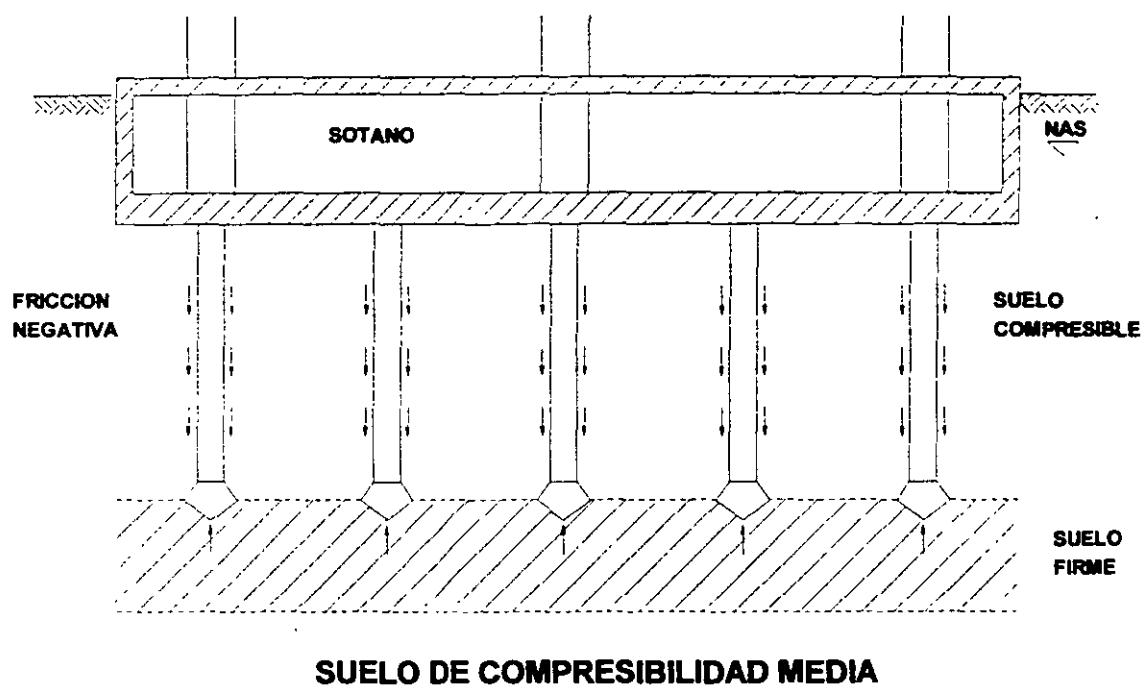
**CIMENTACION COMPENSADA**

**Fig. 6**



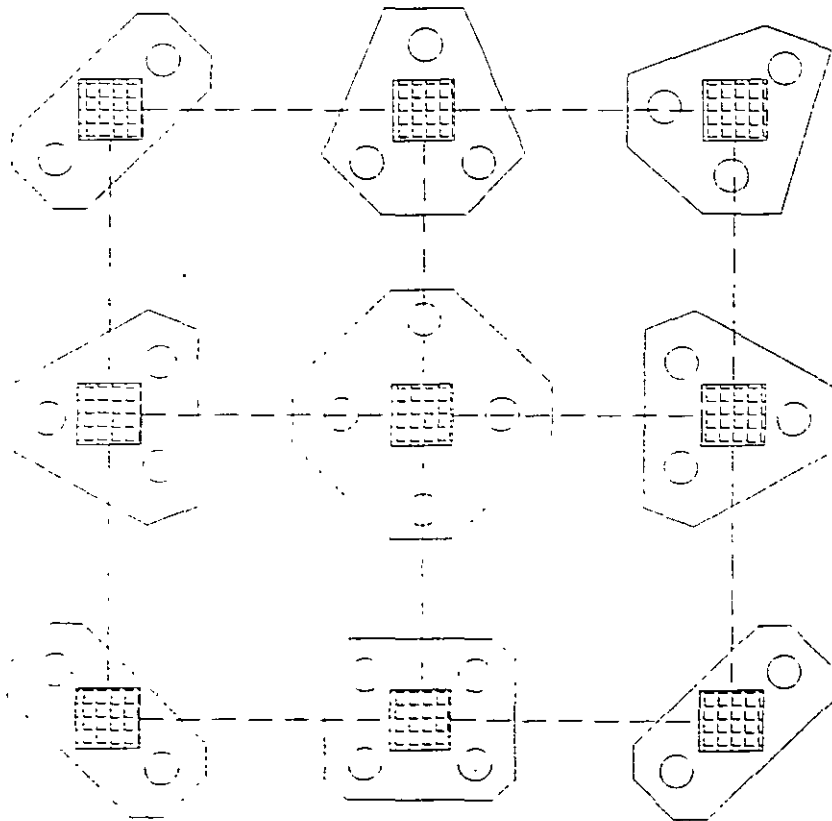
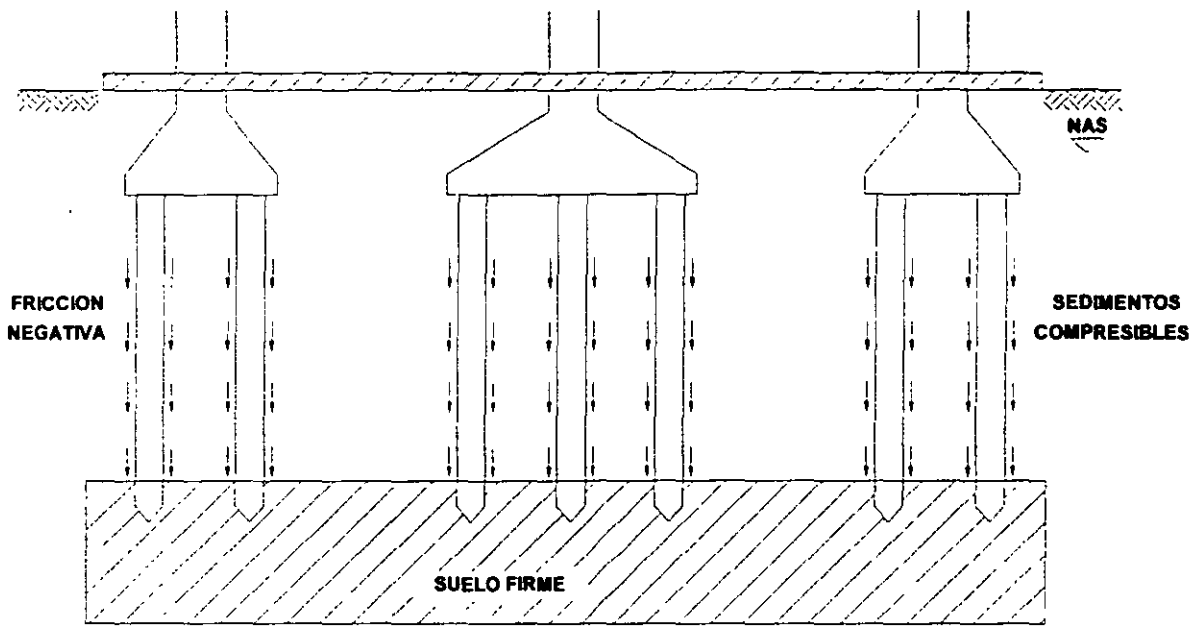
**CIMENTACION COMPENSADA CON  
PILOTES DE FRICCION**

**FIG. 7**



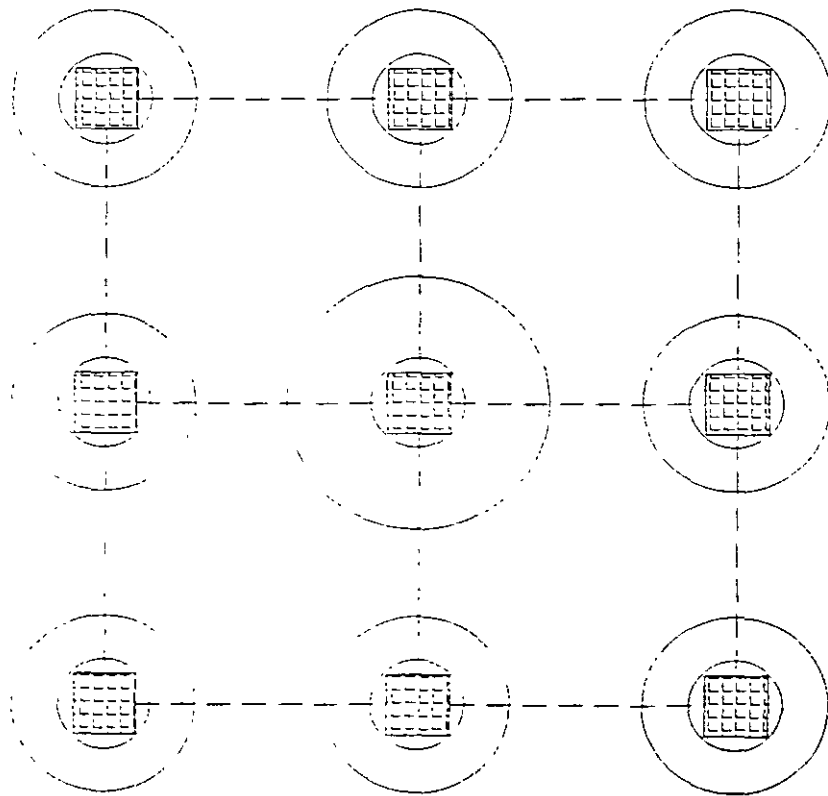
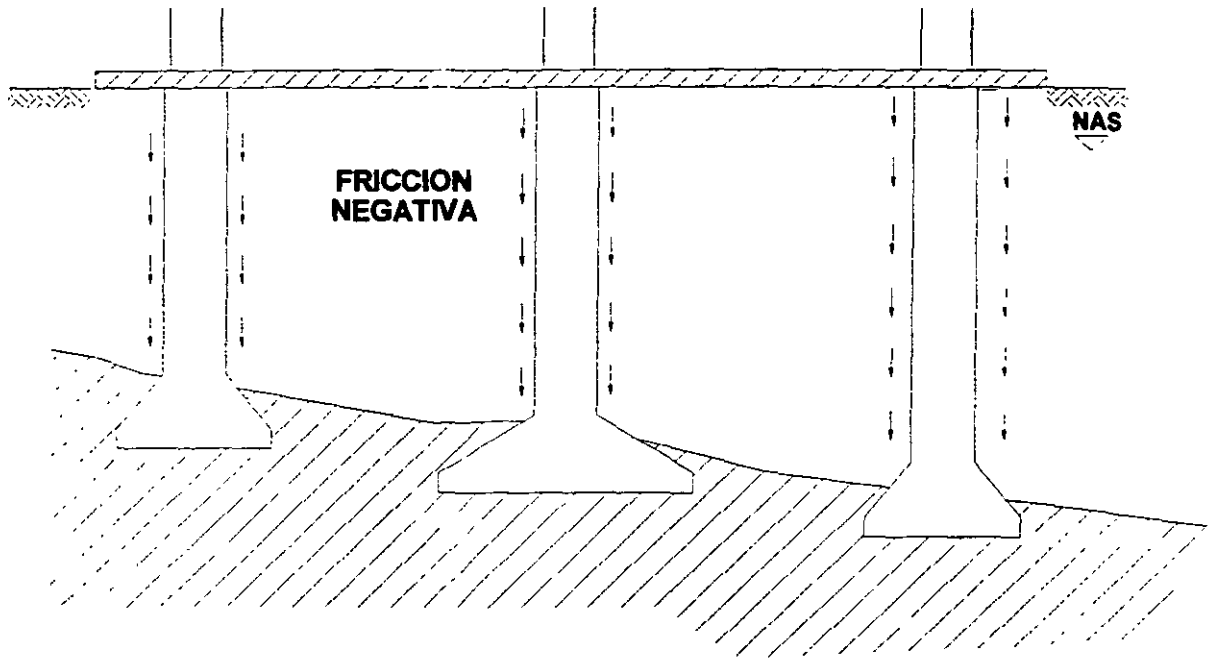
**PILOTES APOYADOS DE PUNTA**

**FIG. 8**



**PILOTES APOYADOS DE PUNTA EN GRUPOS**

**FIG. 9**



**CIMENTACION CON PILAS**

**FIG. 10**



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO  
Y DEFORMACIÓN

**AUTOR: M. en I. RICARDO PADILLA VELÁZQUEZ**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL2003**



## 7.1 ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

### 7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial ( en el caso de análisis tridimensional ), o por medio de un cuadrado diferencial ( en el caso de análisis plano ). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo ( en sus componentes normal y cortante(s) ), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como :

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\vec{\Delta F}}{\Delta \Delta A} = \frac{\vec{dF}}{dA}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es :

para el plano en dirección X:

$$\vec{S}_x = \sigma_x i + \tau_{xy} j + \tau_{xz} k$$

para el plano en dirección Y:

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} i + \sigma_y j + \tau_{yz} k$$

para el plano en dirección Z:

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} i + \tau_{zy} j + \sigma_z k$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para la ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

## CONVENCIÓN DE SIGNOS DE ESFUERZOS.

Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

**DEFINICIÓN:** Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo , a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.2 .

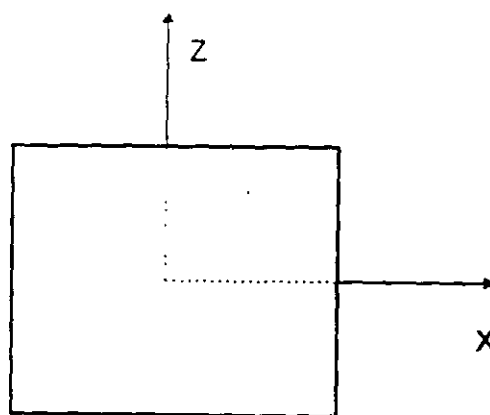
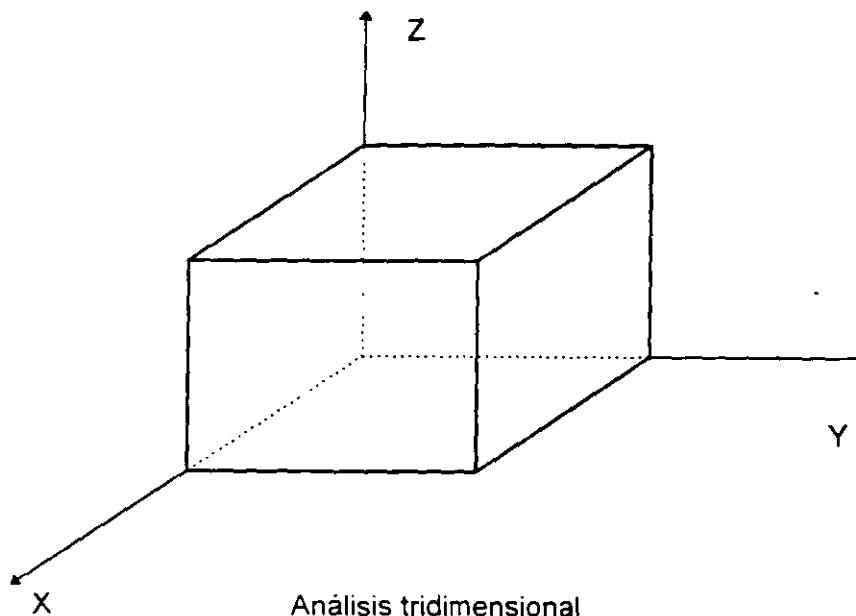


Fig. 7.1.1 Caras Positivas

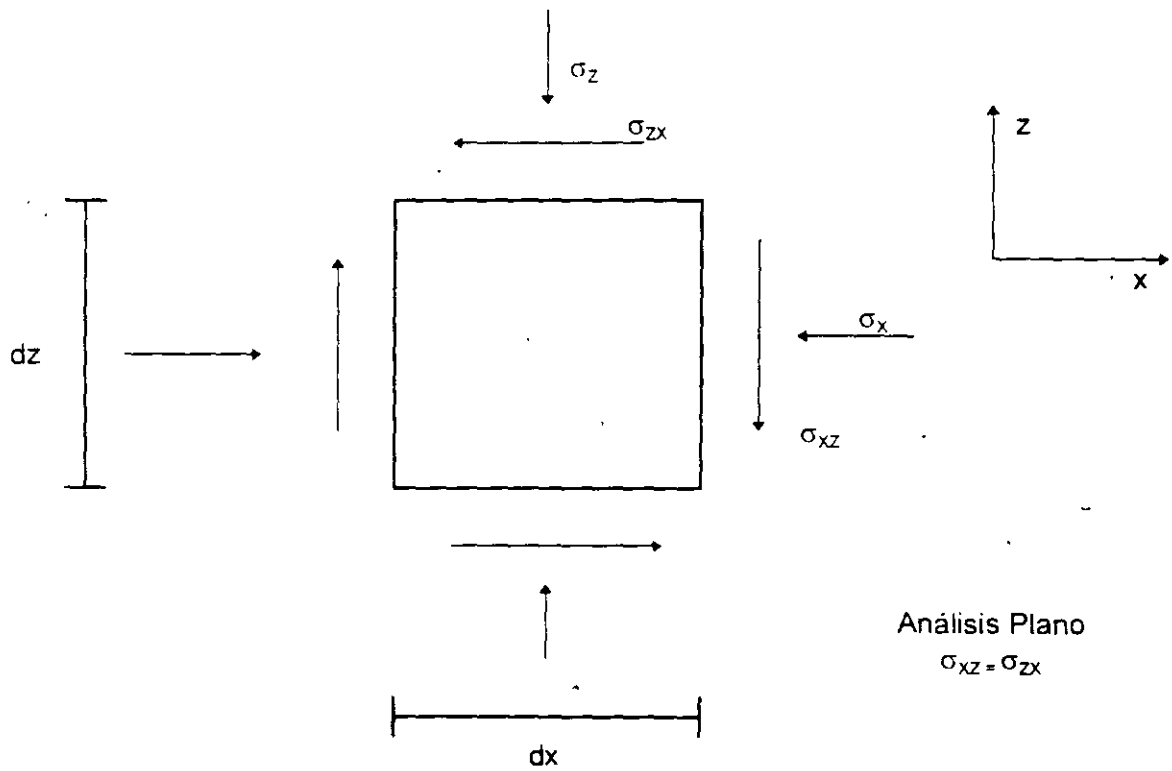
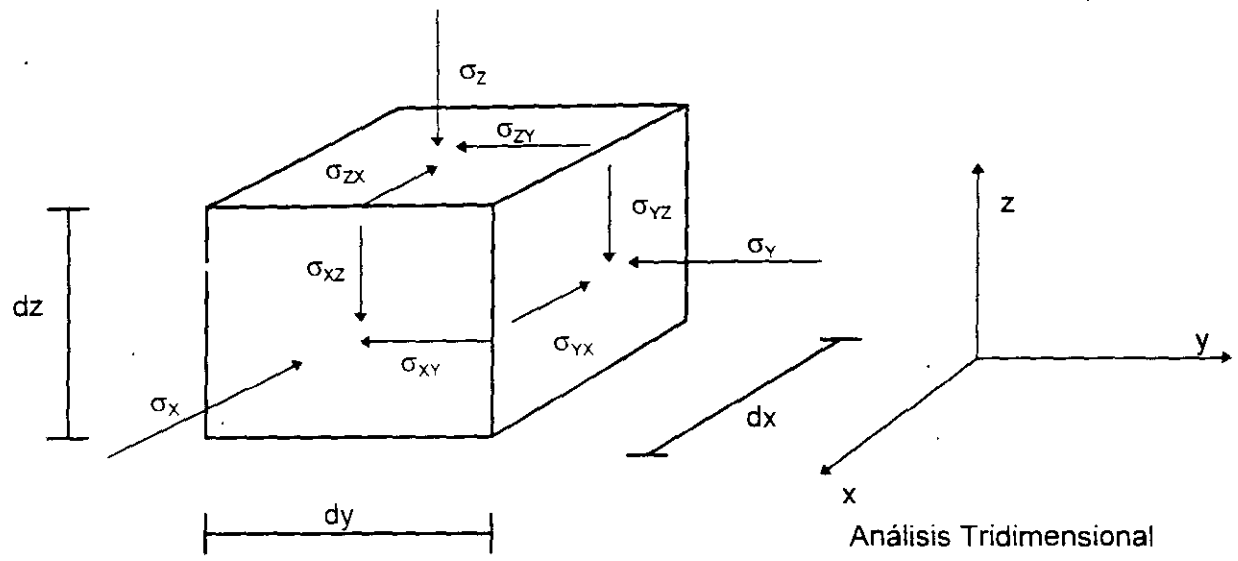


Fig. 7.1.2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

## TENSOR ESFUERZO.

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades ( que por falta de tiempo no las veremos ), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una  $T$ .

En análisis tridimensional:  $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_y & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

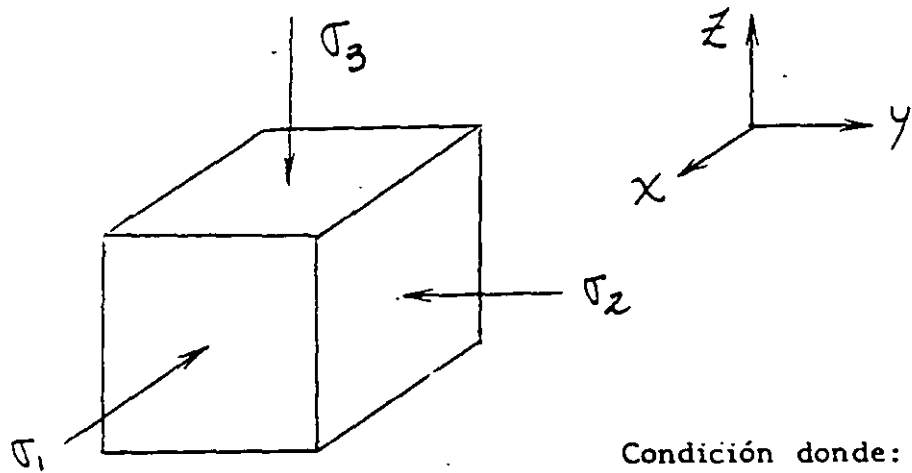
En análisis plano de esfuerzos:  $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumple que todos los esfuerzos sean de compresión ( en Mecánica de Suelos se acepta que los suelos no resisten tensión ), y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$



Condición donde:  
 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$

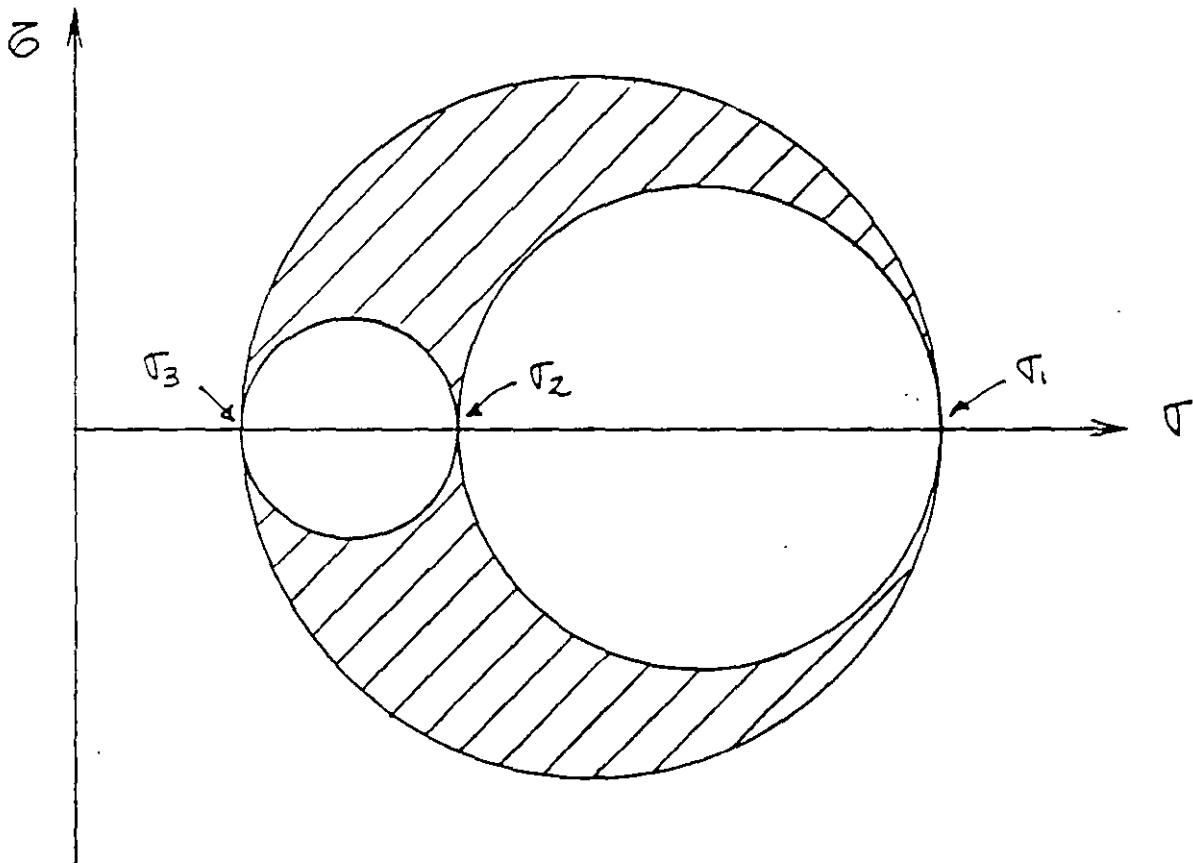


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

## REPRESENTACIÓN DE MOHR EN ANÁLISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para el análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si cumple que:

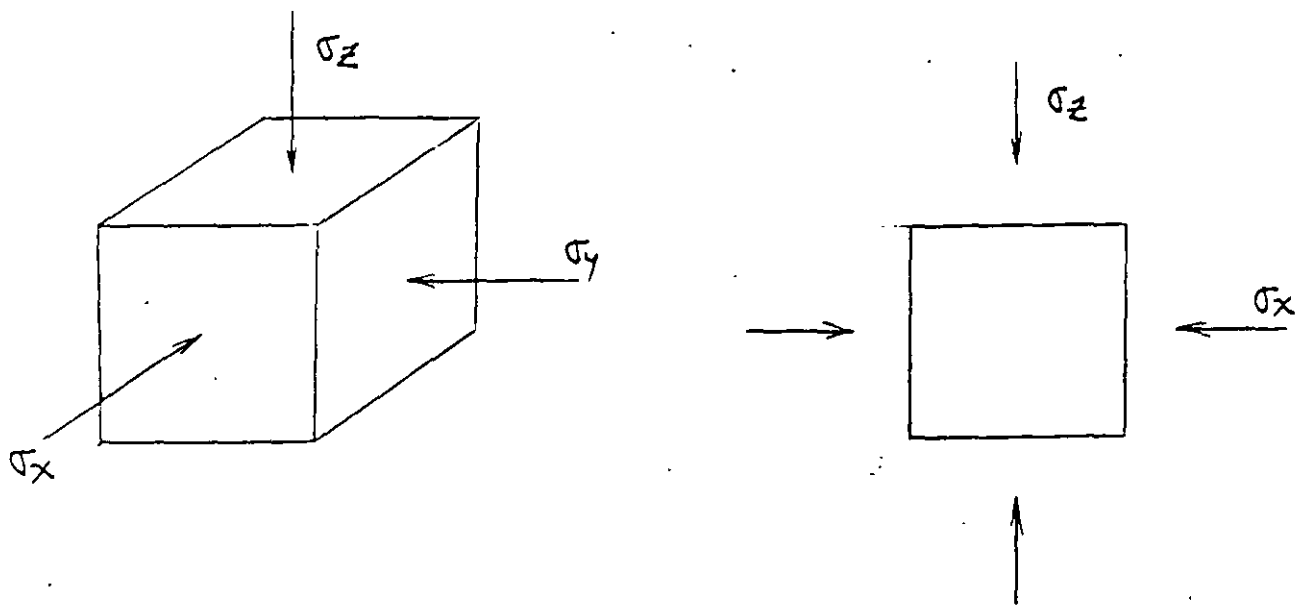
$$\begin{aligned} & \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{o} & \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 \end{aligned}$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo plano, que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del "polo fijo", y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

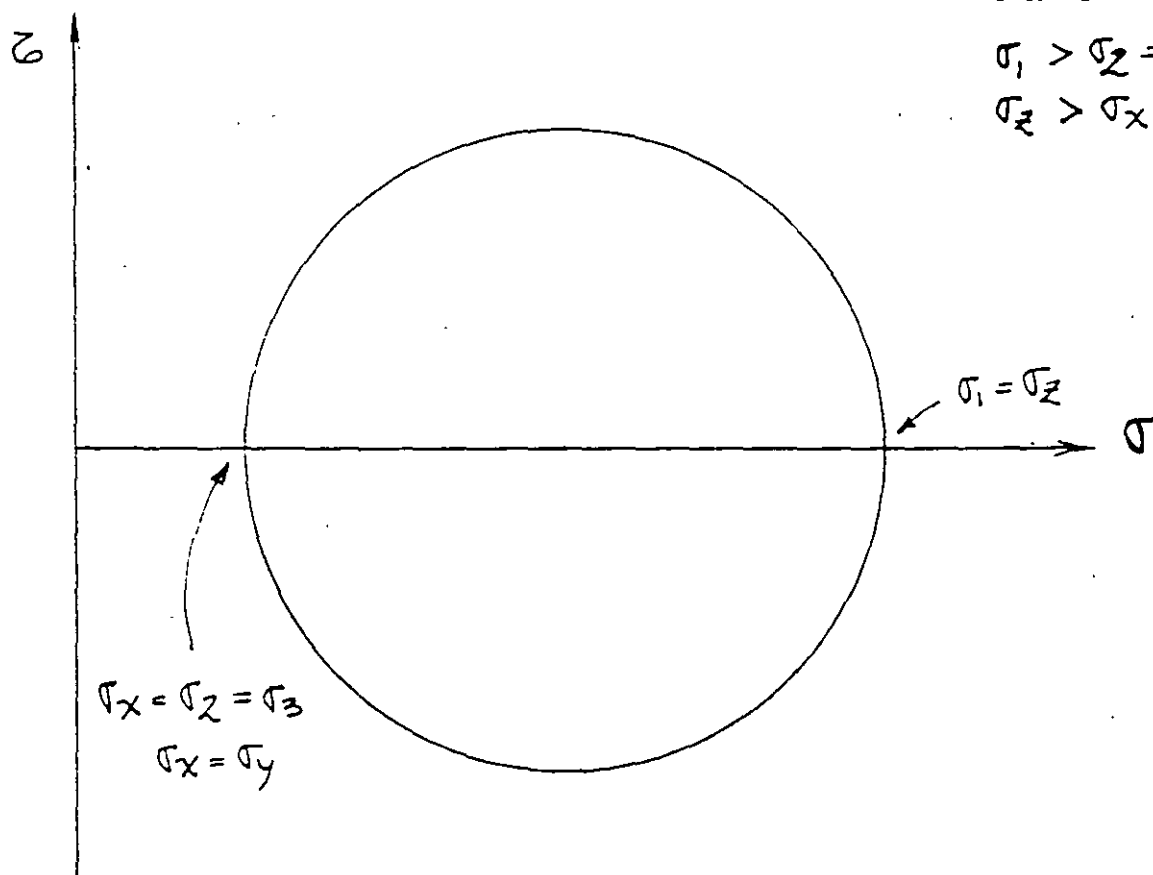


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

## MÉTODO GRÁFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de "versor".

**DEFINICIÓN** : se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés, (plano  $\delta$ ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} + n_z \mathbf{k}$$

$$\text{donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

donde  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que:  $n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$

En análisis plano de esfuerzos:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_z \mathbf{k}$$

$$\text{donde : } n_x = \cos \alpha$$

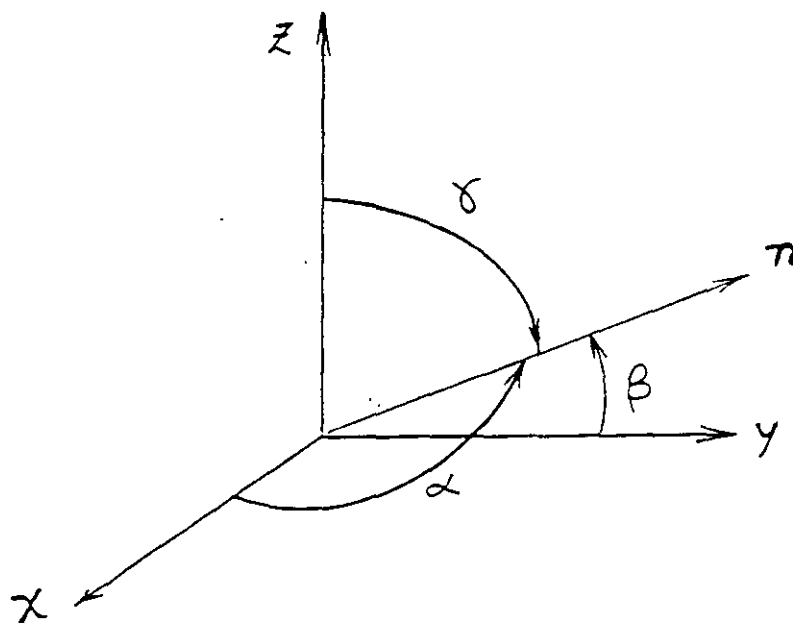
$$\text{y } n_z = \cos \gamma$$

y donde  $\alpha$  y  $\gamma$  son los ángulos directores del versor.

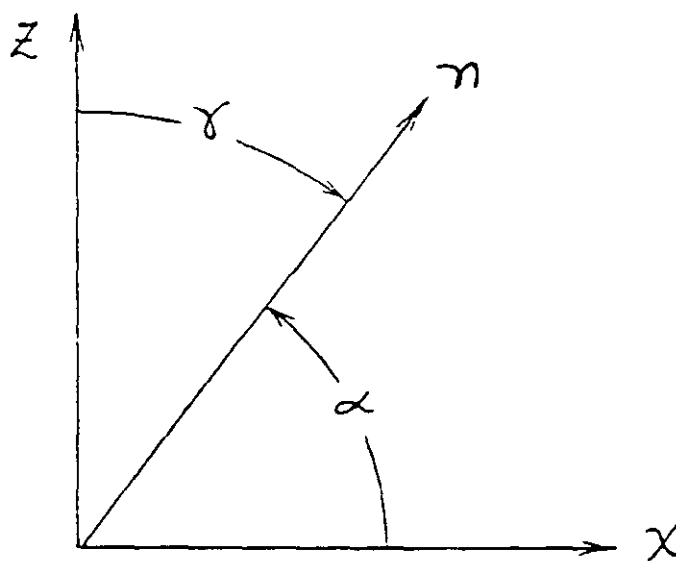
Aquí siempre se debe de cumplir que :  $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.





Versor en el espacio



Versor en el plano

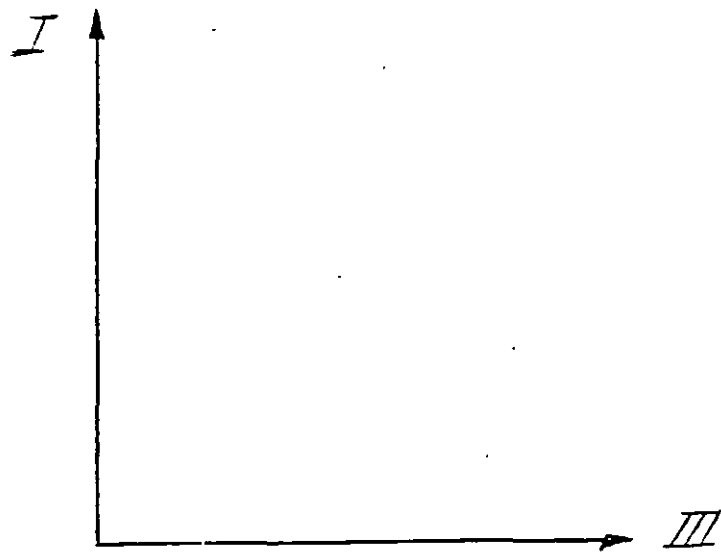
## MÉTODO GRÁFICO DE MOHR ( POLO FIJO ) ( MÉTODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA )

Secuencia para obtener  $\sigma$  y  $\tau$  en cualquier plano que se desee:

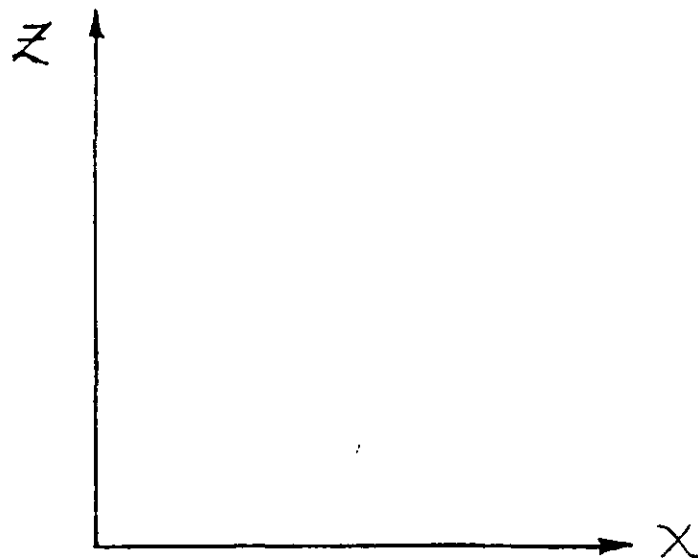
- 1 - Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
- 2.- Se ubican los puntos correspondientes a los valores de  $\sigma_x$  y  $\sigma_z$  , sobre el eje de los esfuerzos normales.
- 3.- Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de  $\sigma_x$  y  $\sigma_z$  , de acuerdo a las siguientes reglas:
  - a) Asociado a  $\sigma_x$  , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor
  - b) Asociado a  $\sigma_z$  , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tienen en el tensor.
- 4.- Definidos los puntos [  $\sigma_x$  , - (  $\tau_{xz}$  ) ] y (  $\sigma_z$  ,  $\tau_{xz}$  ) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.
- 5.- En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a  $\sigma_3$  ( esfuerzo principal menor ) Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia
- 6.- Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (  $\sigma_1$  ), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano  

---

( I )
- 7.- Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen el polo, se ubica la dirección de esfuerzo principal menor (  $\sigma_3$  ) , y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominara con un tres romano ( III ). Vea la figura 7.1.6.
- 8.- Se une con una línea recta al polo y al punto [  $\sigma_x$  , - (  $\tau_{xz}$  ) ]. Esta línea nos marca la dirección del eje x , aunque todavía no definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (  $\sigma_z$  ,  $\tau_{xz}$  ). Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los sistemas de referencia. Ver la figura 7.1.6.



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

9.- Para obtener los valores correctos de  $\sigma$  y  $\tau$ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a  $n$ , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso  $XZ$ , y con la única condición de que apunte hacia el círculo ( recordemos que todo plano por  $\delta$ , tiene dos versores ).

10.- El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicara gráficamente los valores ( módulo y signo ) correctos de los esfuerzos  $\sigma$  y  $\tau$  en el plano  $\delta$  propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

### 7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACIÓN

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en Mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final ( en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación ). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical.

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

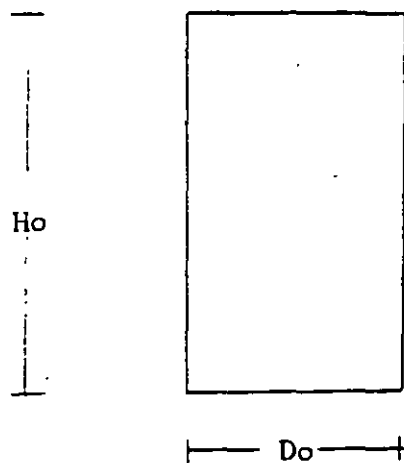
Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega "  $\varepsilon$  ".

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.



Dimensiones iniciales

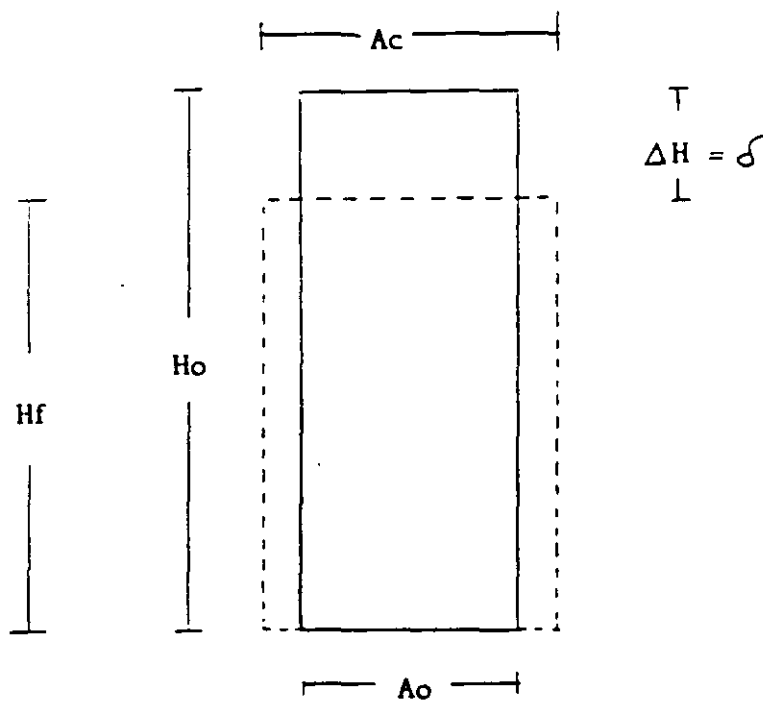


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

### 7.1.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reves en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro ( sin esfuerzo normal actuante ). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión ( la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo ), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante ( siempre combinado con un esfuerzo normal ).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

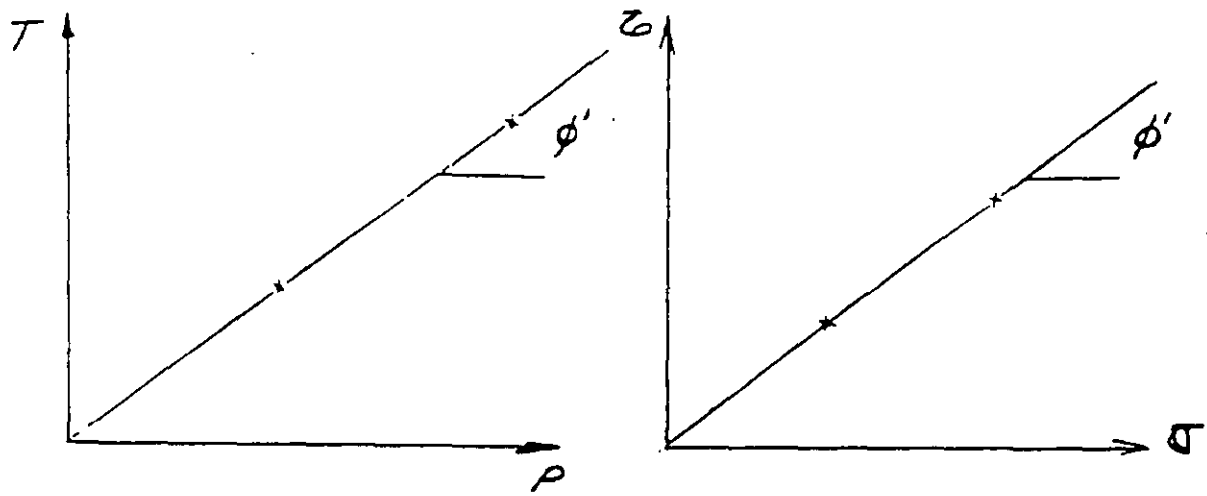
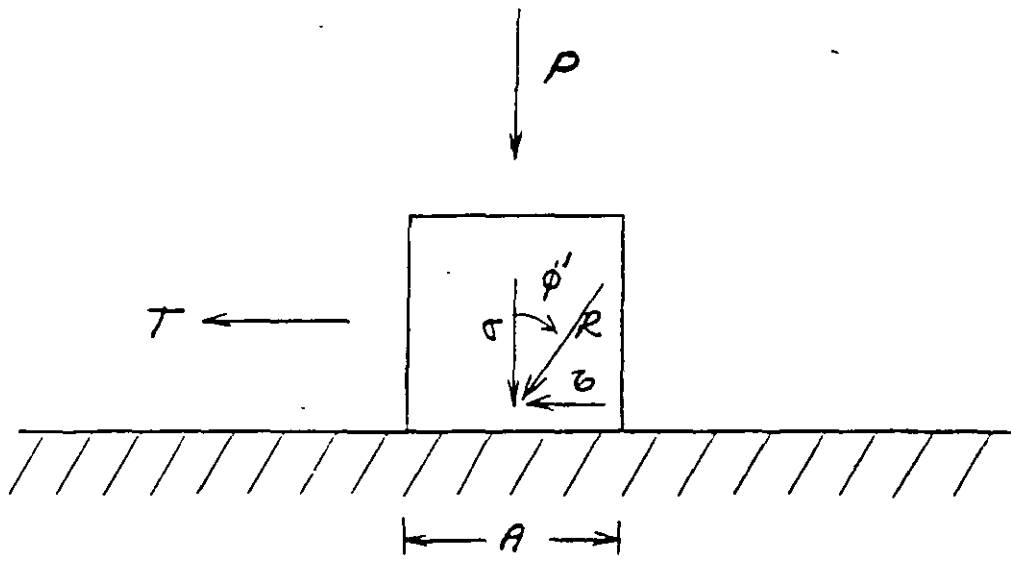
El ángulo  $\phi'$  es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física Clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre  $\tau$  y  $\sigma$ , y se define como  $\mu$ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esta que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular ( a esfuerzos efectivos ) se expresa como:

$$s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi'$$

Mas adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.



Fuerzas

Esfuerzos

Fig. 7.1.8 Análisis de fricción



## 7.2 PRUEBAS DE CAMPO

### PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos de pretender correlacionar datos obtenidos con las pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

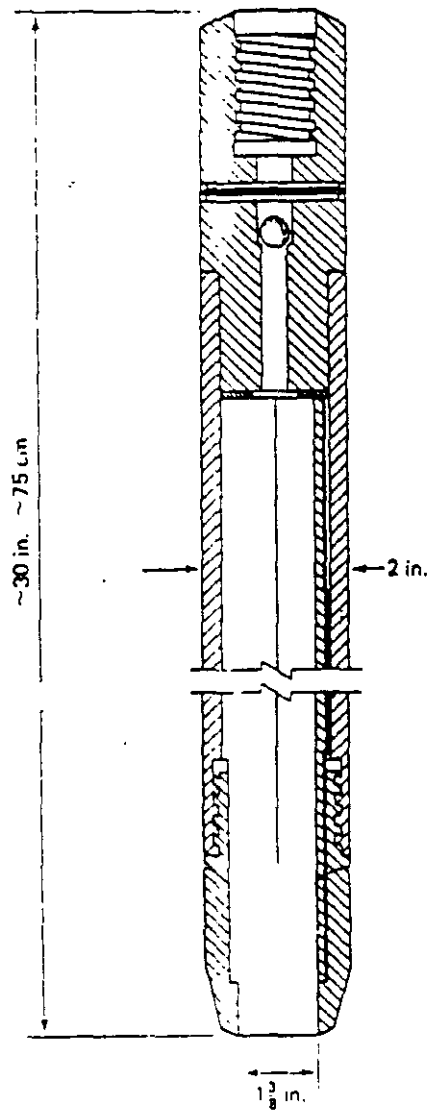
#### 7.2.1 PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm., en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm., de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (  $N$  ).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1 se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (  $q_u$  ).

En la figura 7.2.2 se muestra el caso para las arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede dar una idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de ésta figura.

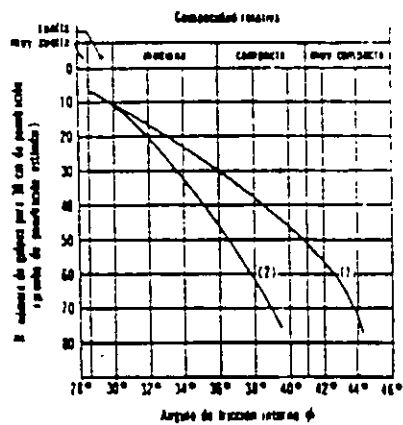
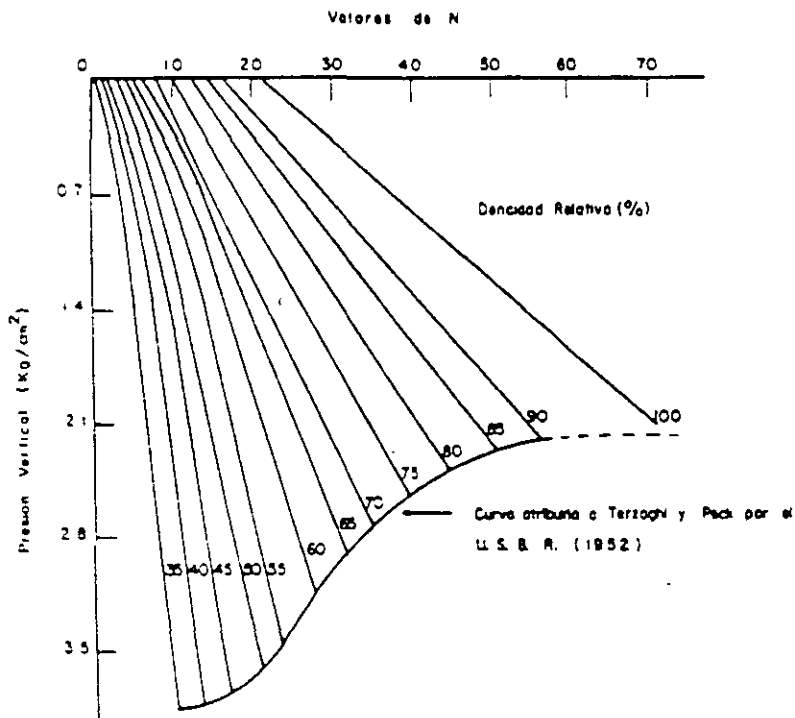
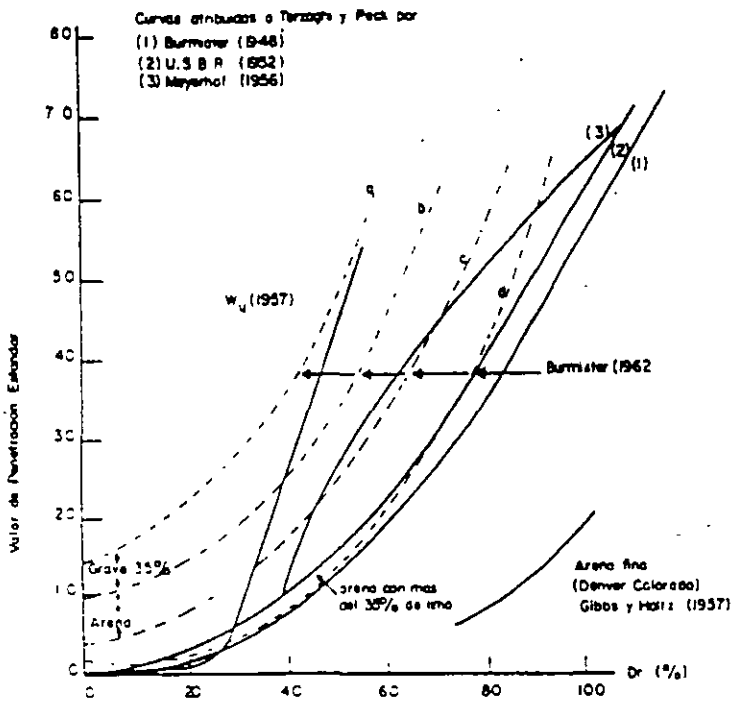


Penetrómetro estándar

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, $q_u$
		kg/cm <sup>2</sup>
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración

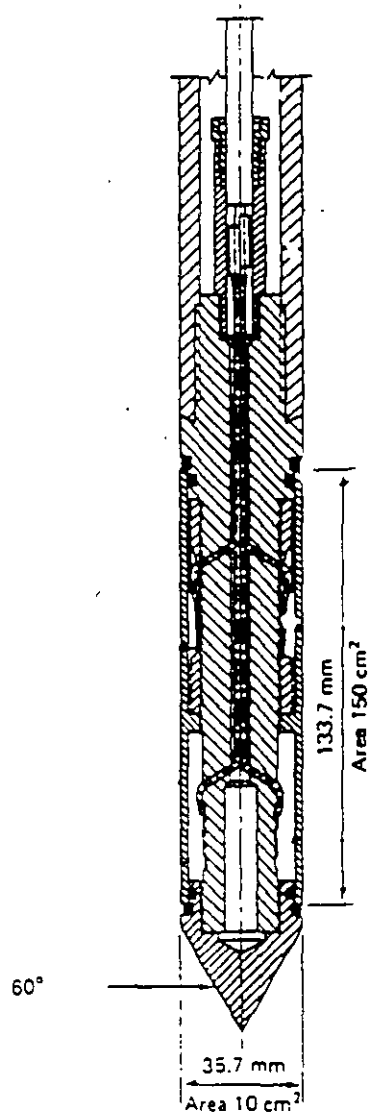


(1) Relación para arenas de grano anguloso  
 cuando se miden a granel

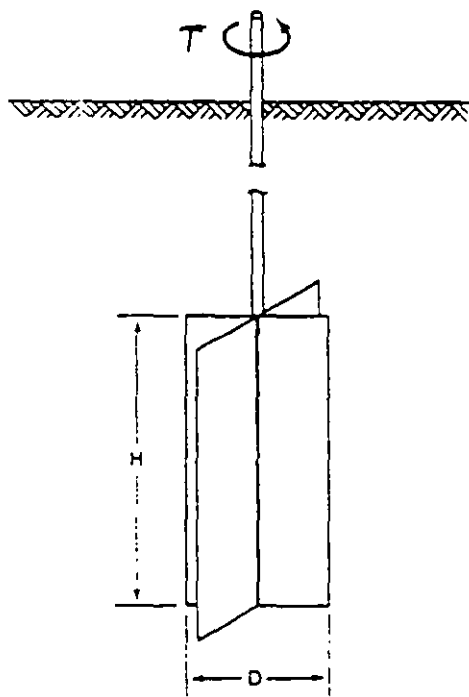
Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

## 7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANÉS.

Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3 se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía, sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

### 7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto.

## 7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

### 7.3.1 TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se debe aplicar a muestras inalteradas confinadas ( preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby ). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (  $C$  ) o mas modernamente resistencia no drenada (  $S_u$  ).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con una carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, viene equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo mas alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (  $C$  o  $S_u$  ). En este curso se mostrara el torcómetro y se hará una experiencia practica.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a los suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos. lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal ( anillo de carga, marco de carga, etc. ).

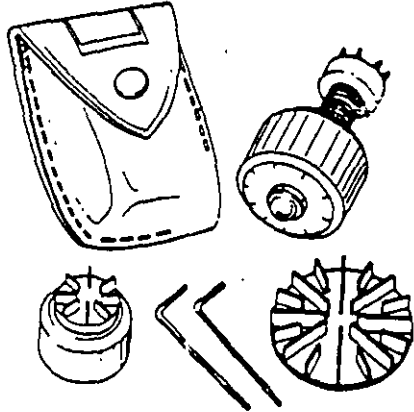
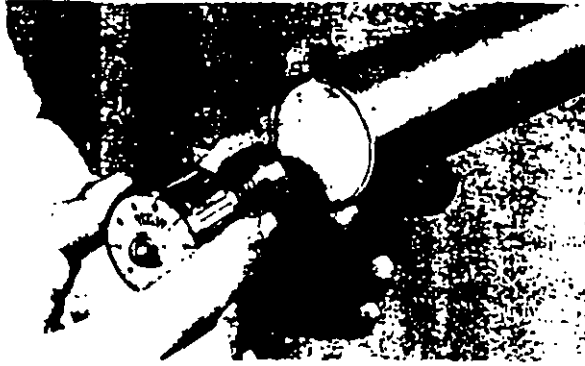


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo



Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo



### 7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo ( que se comentara mas adelante ). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M.I.T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que se presentaba la prueba de corte directo.

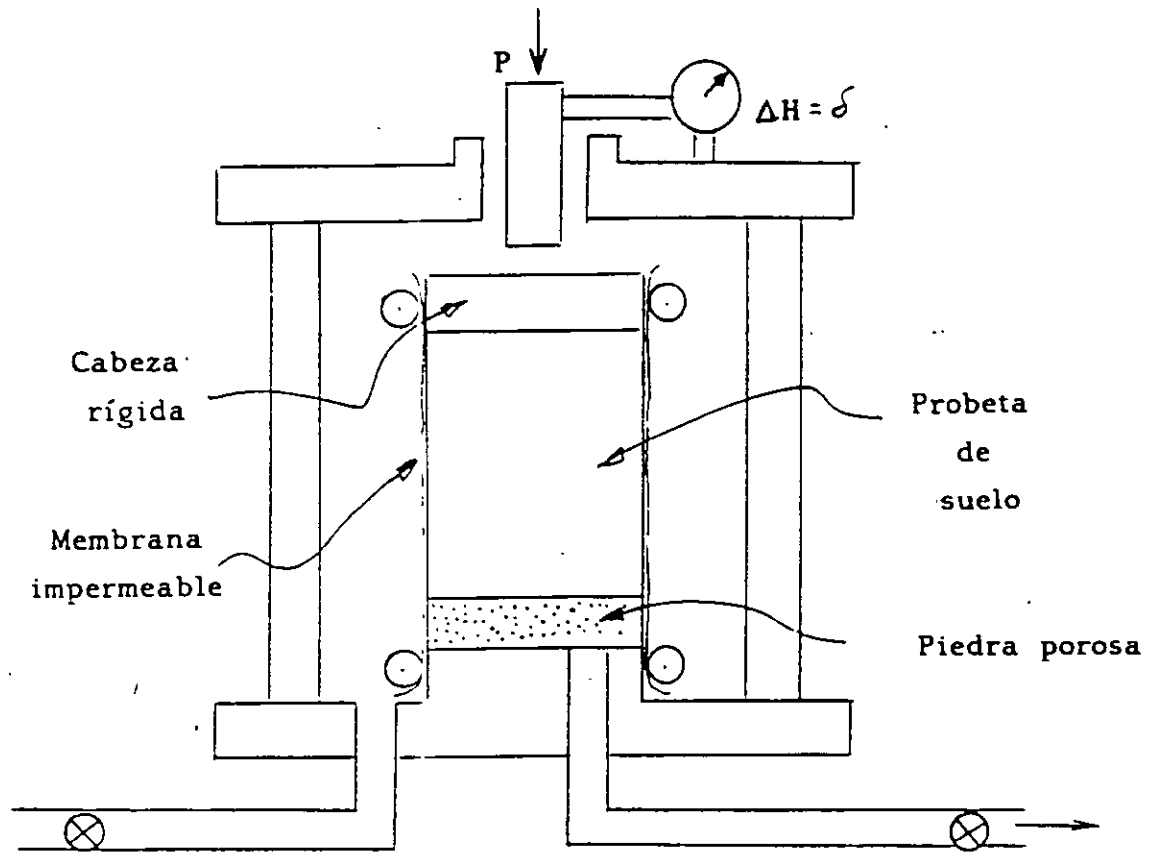
Actualmente la prueba triaxial es mas popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba mas complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante ( comúnmente agua ), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial ( prueba UU sin medición de presión de poro ), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomara como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por  $\Delta\sigma_a$ . De modo que  $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$ . Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptara que  $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$ .

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. Es este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:



Presión del líquido confinante

Medición de cambio de volumen o presión de poro

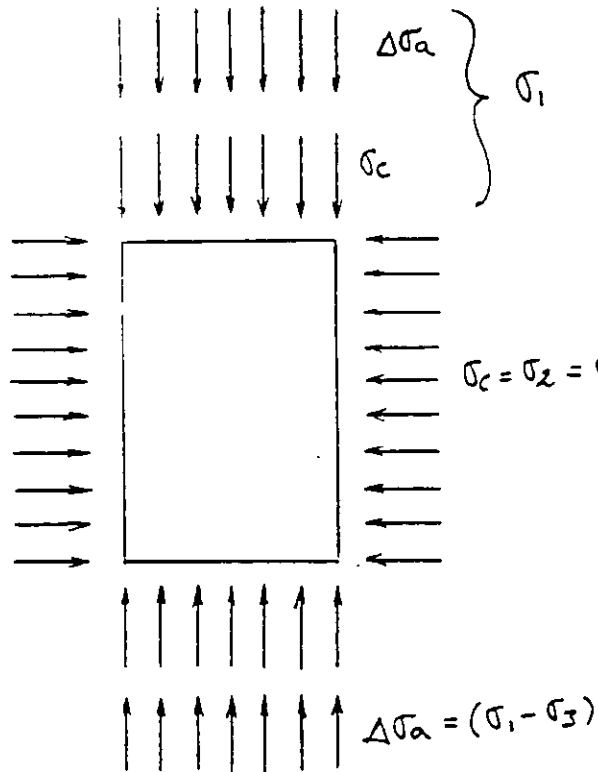


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

## CONDICIONES DE DRENAJE

PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	SÍMBOLO
Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de **Consolidated** o **Unconsolidated**, para la primera etapa, y de **Drained** o **Undrained**, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la presentación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a éstas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos  $\phi'$ .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor  $u_r$ . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por  $\phi$  y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se obtendría en una prueba CD, definido por  $\phi'$ .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por  $\phi'$ .

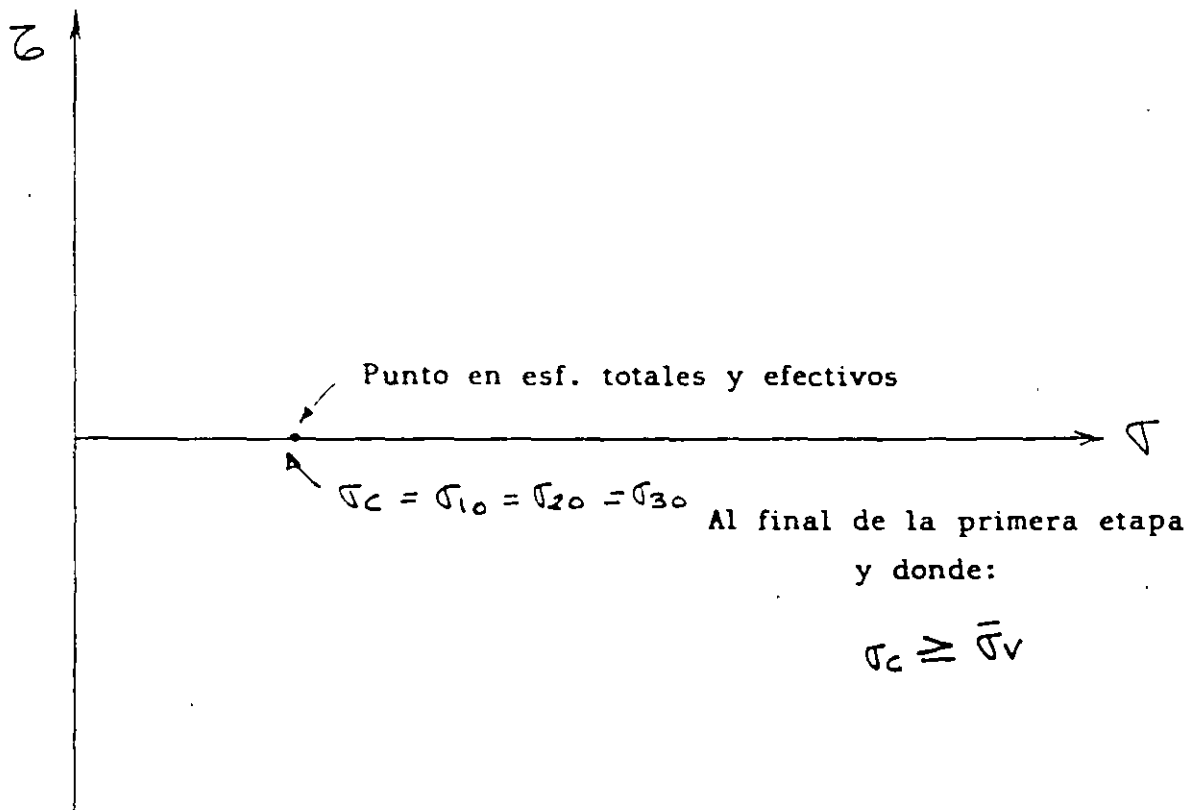
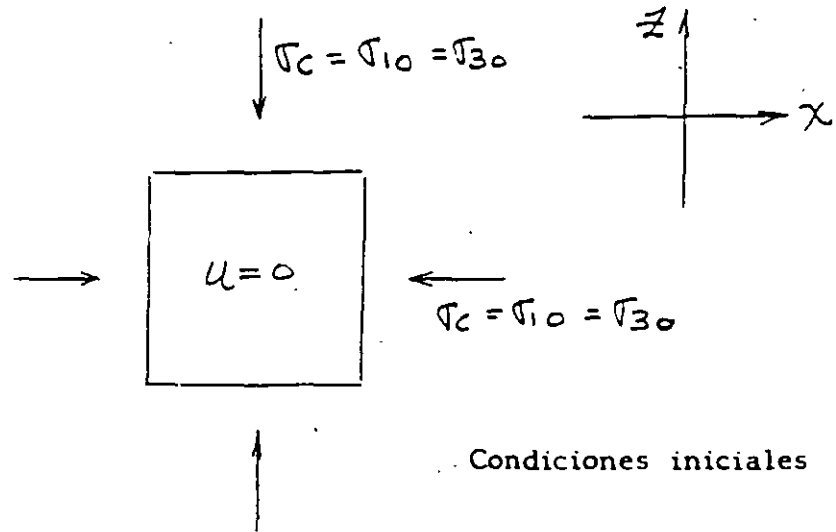


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)  
7.3.4

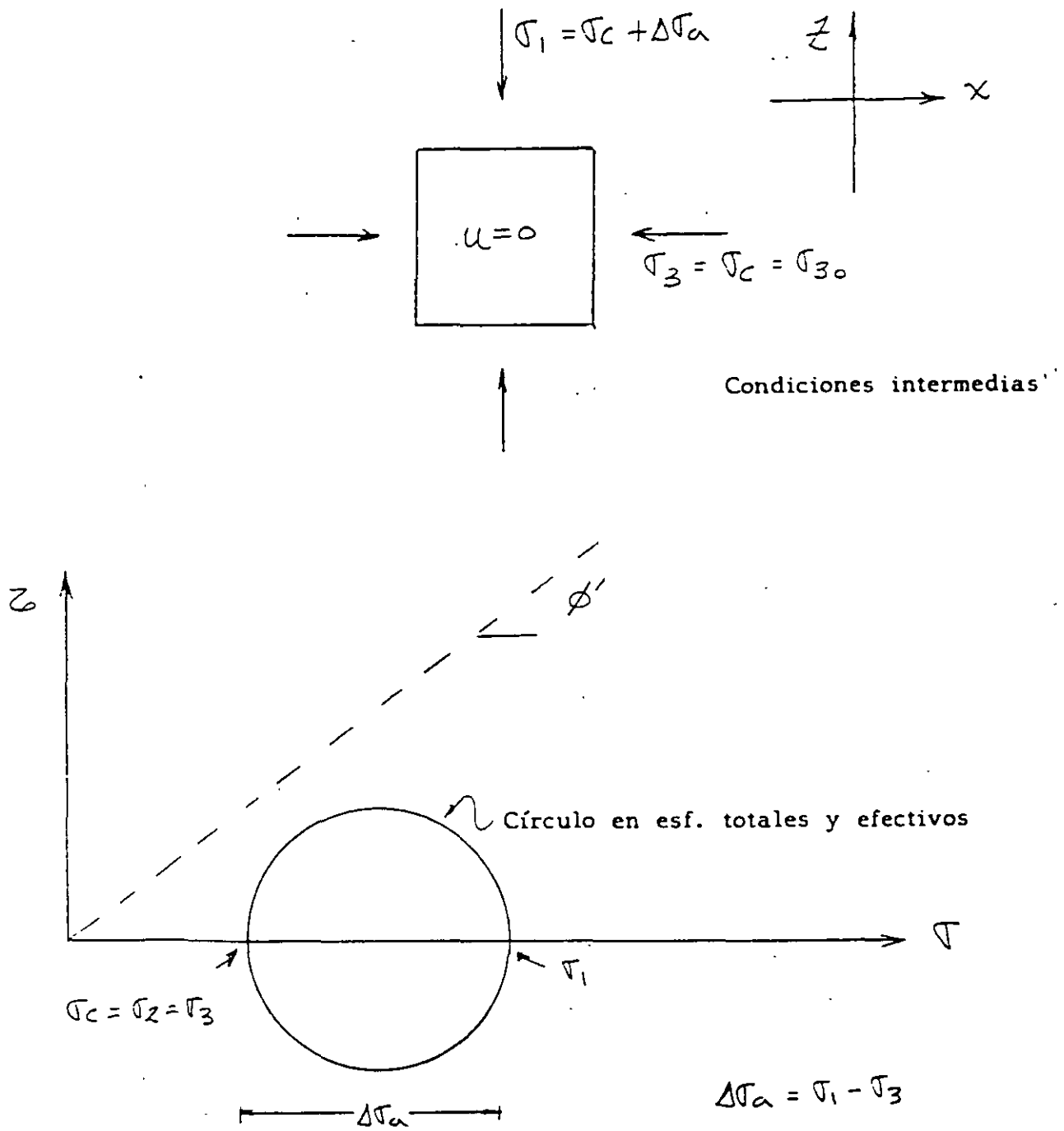


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

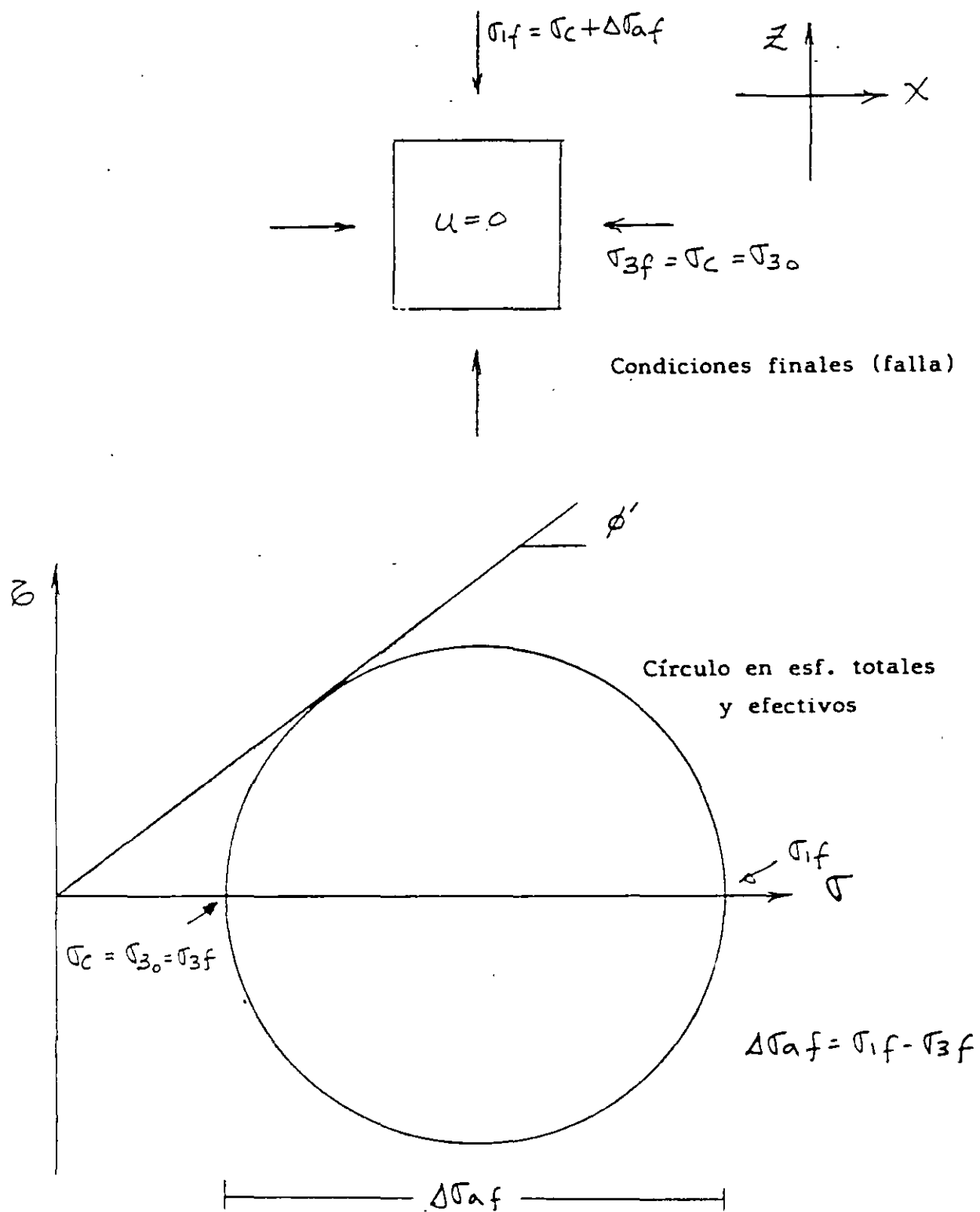


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

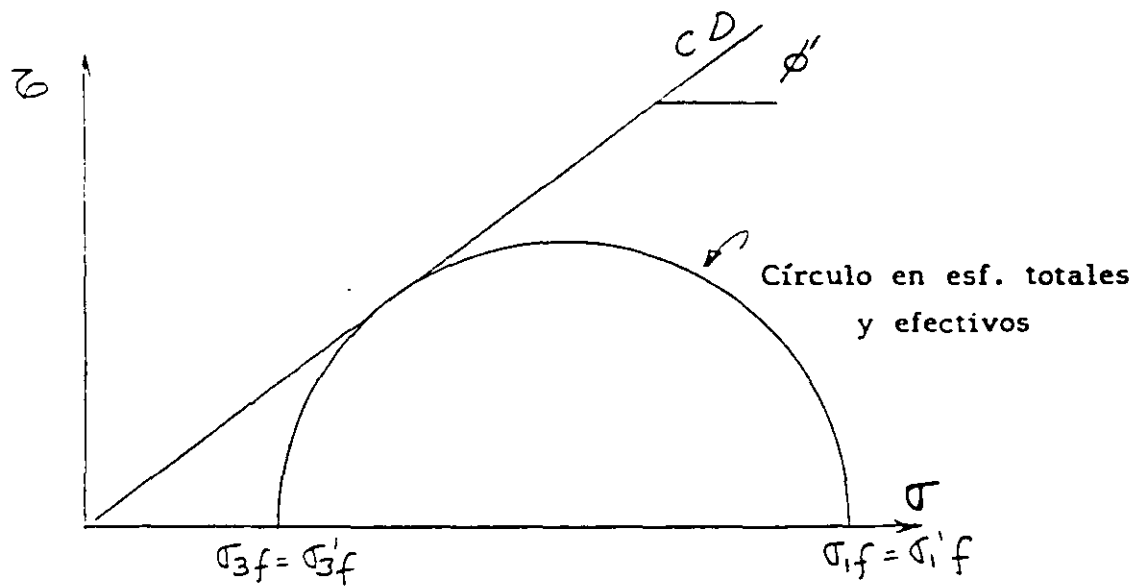
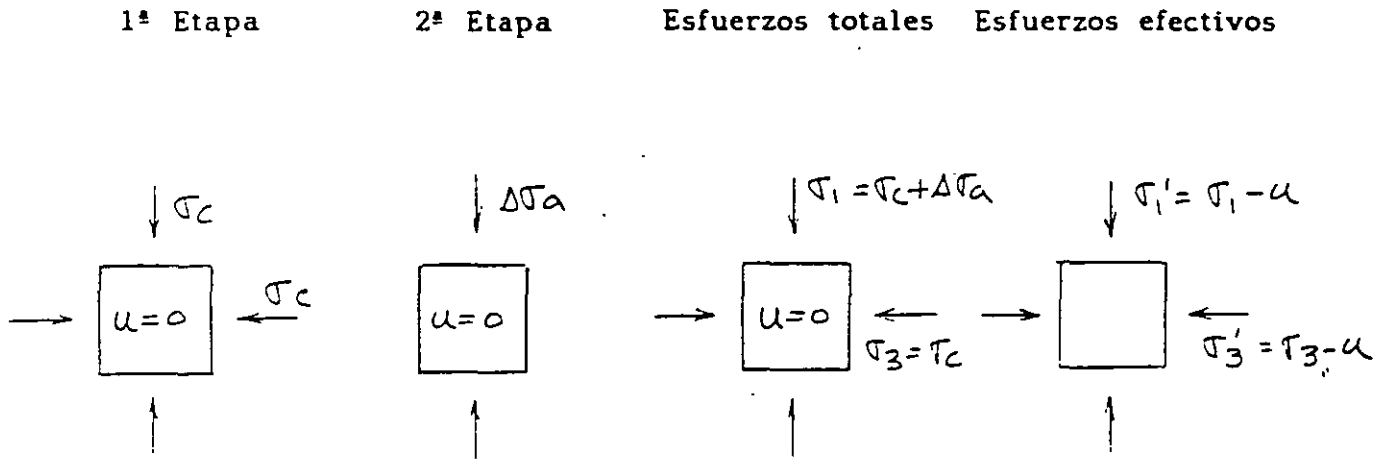


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

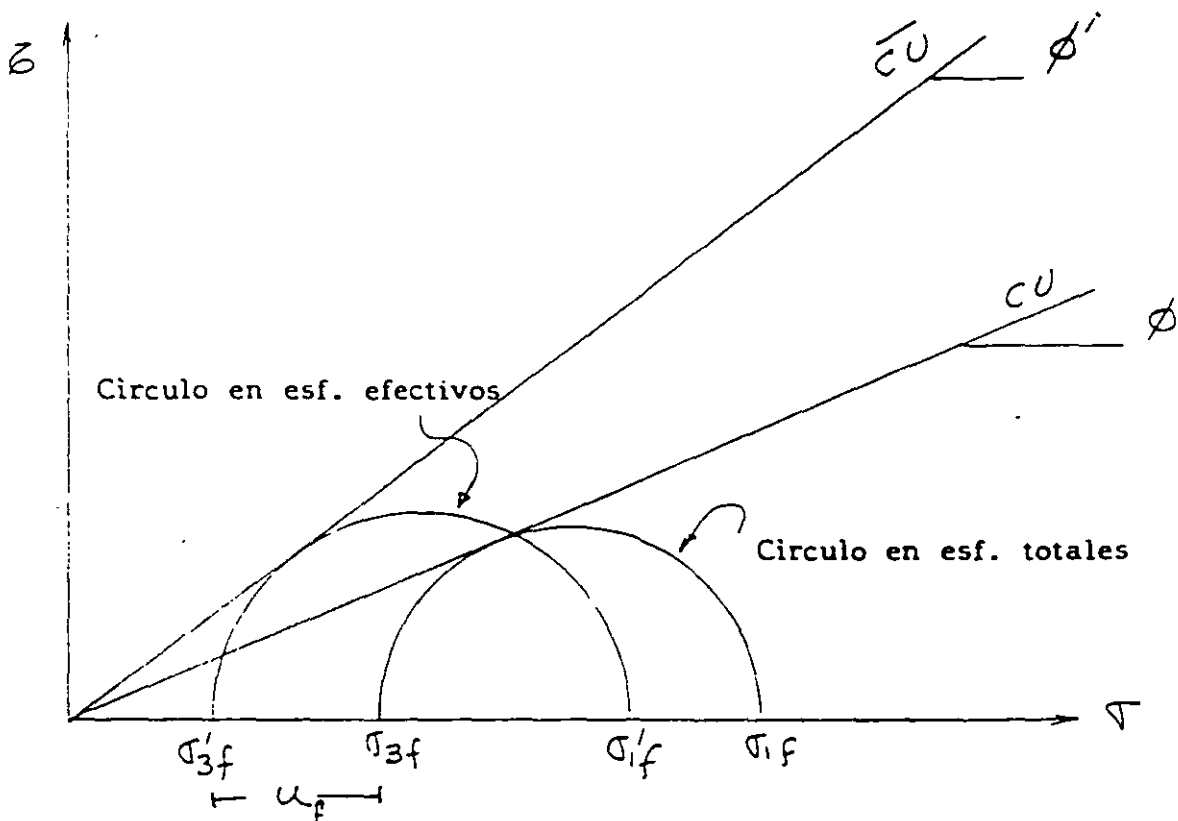
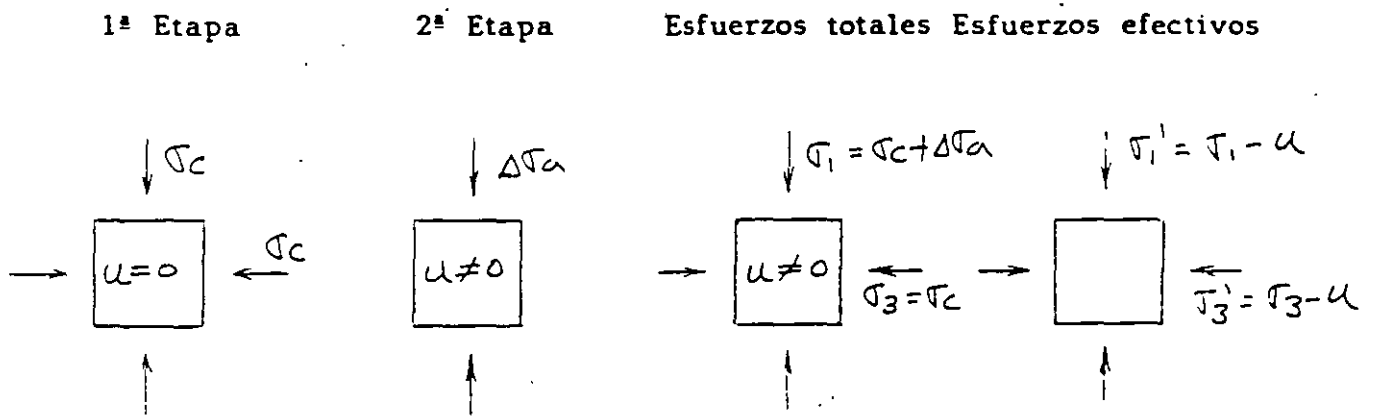


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU



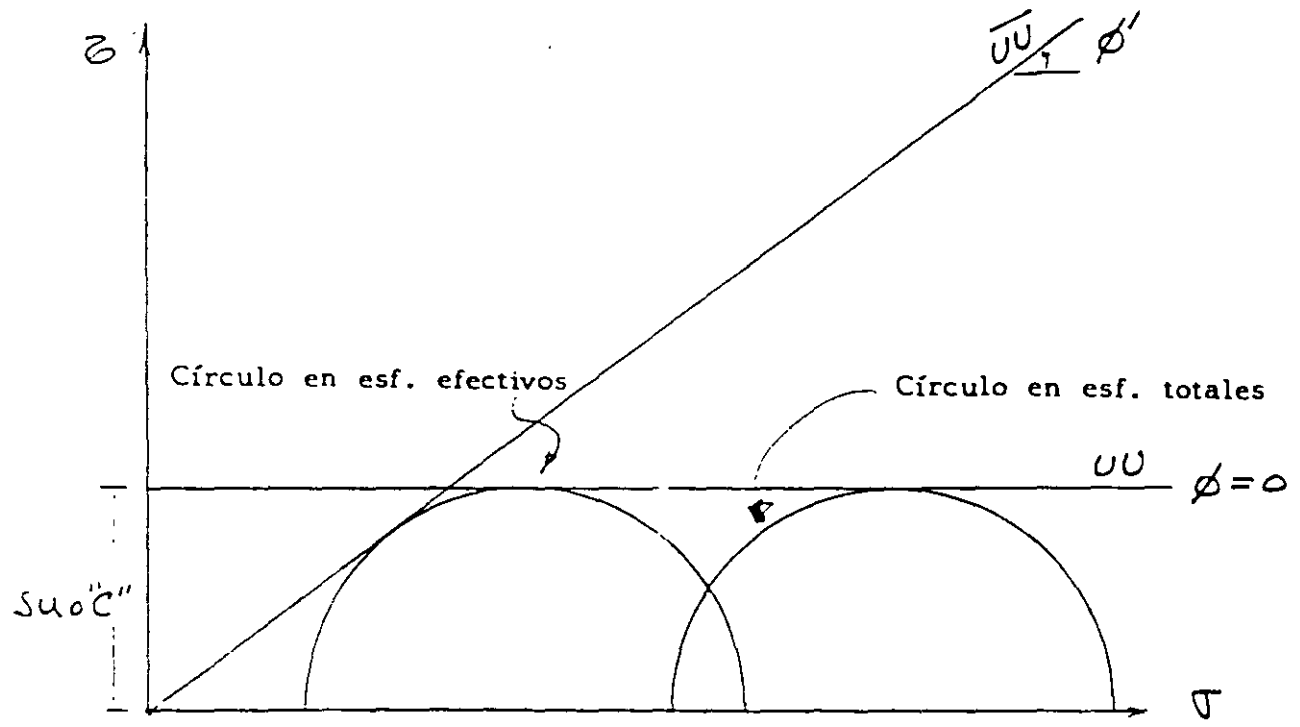
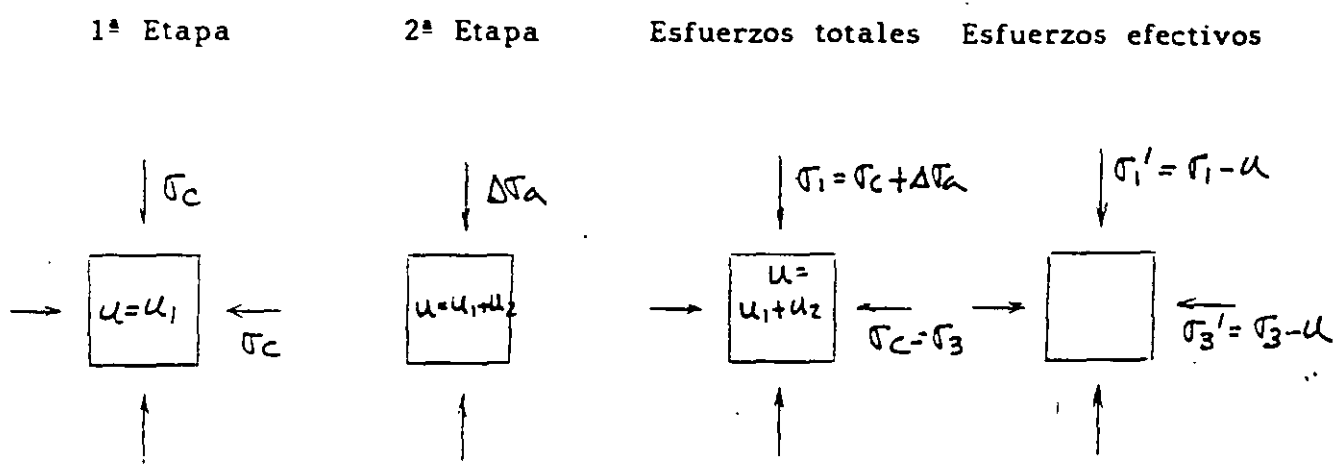


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

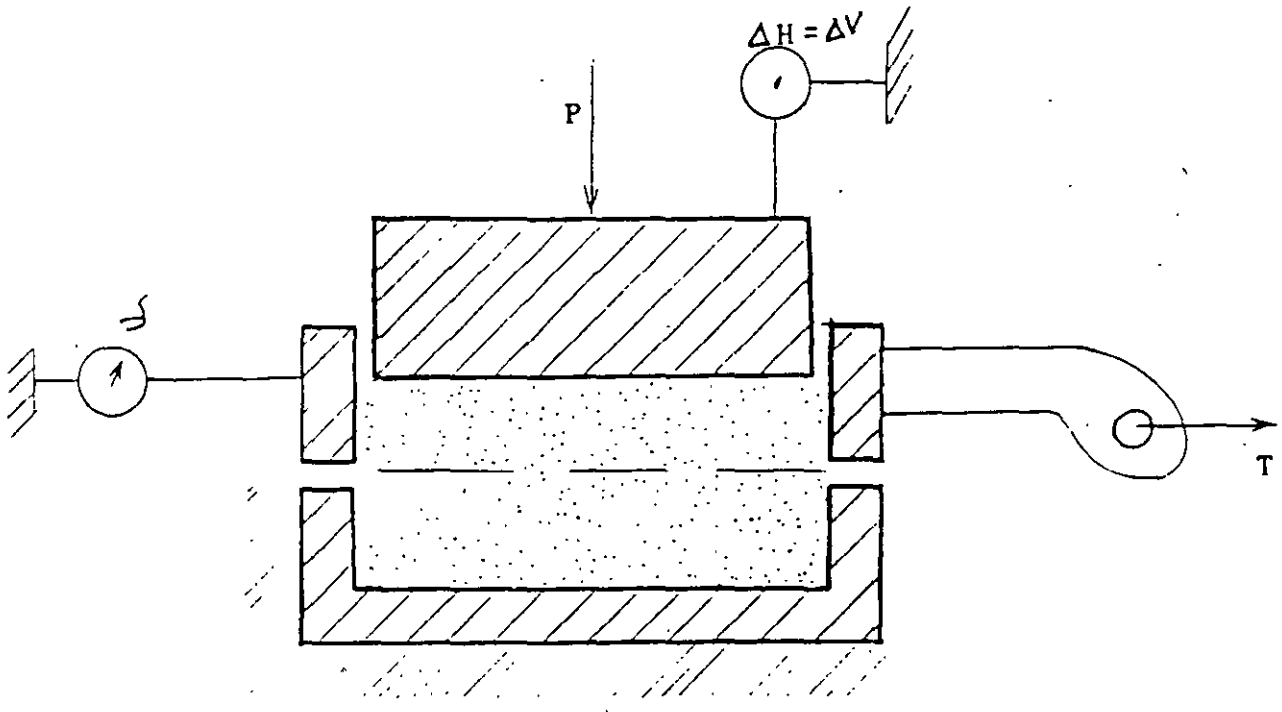
### 7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO.

Esta es una pruebas muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "caja de corte", la cual esta separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal  $P$ , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtiene el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestra también el tipo de resultado que arroja esta prueba obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial ( CD, CU y UU ).

En un análisis a esfuerzos efectivos ( arena seca ), se puede analizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama " rotación de esfuerzos principales ". En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que  $\sigma_n = \sigma_{n1}$ . Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición  $\sigma_n$  se tiene que  $\sigma_n > \sigma_{n1}$ . Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14 . En esta se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

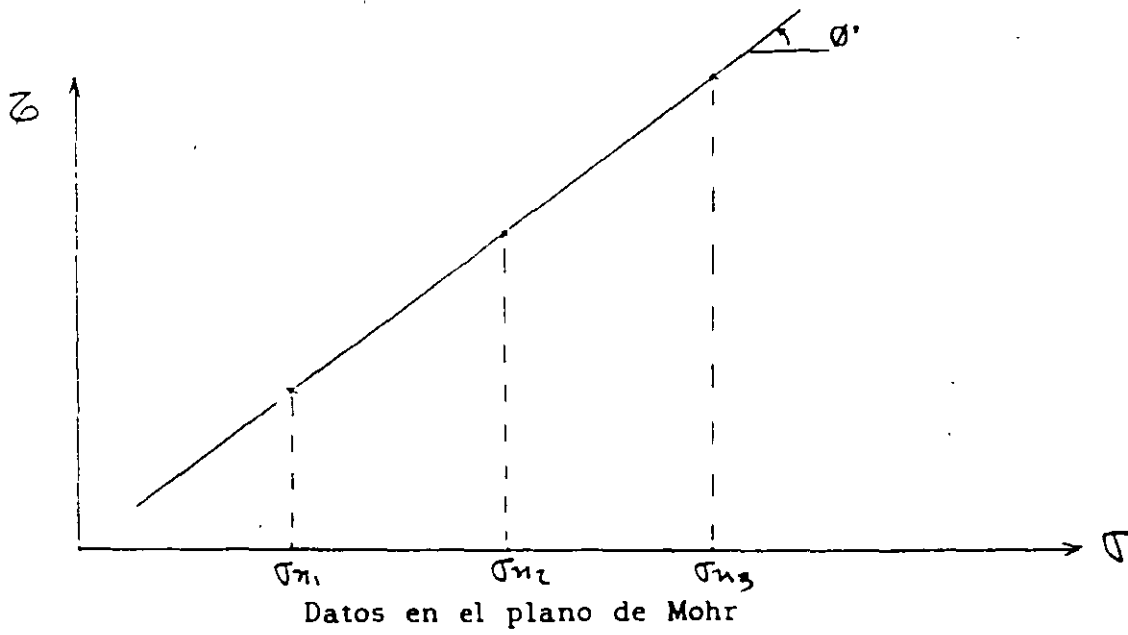


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

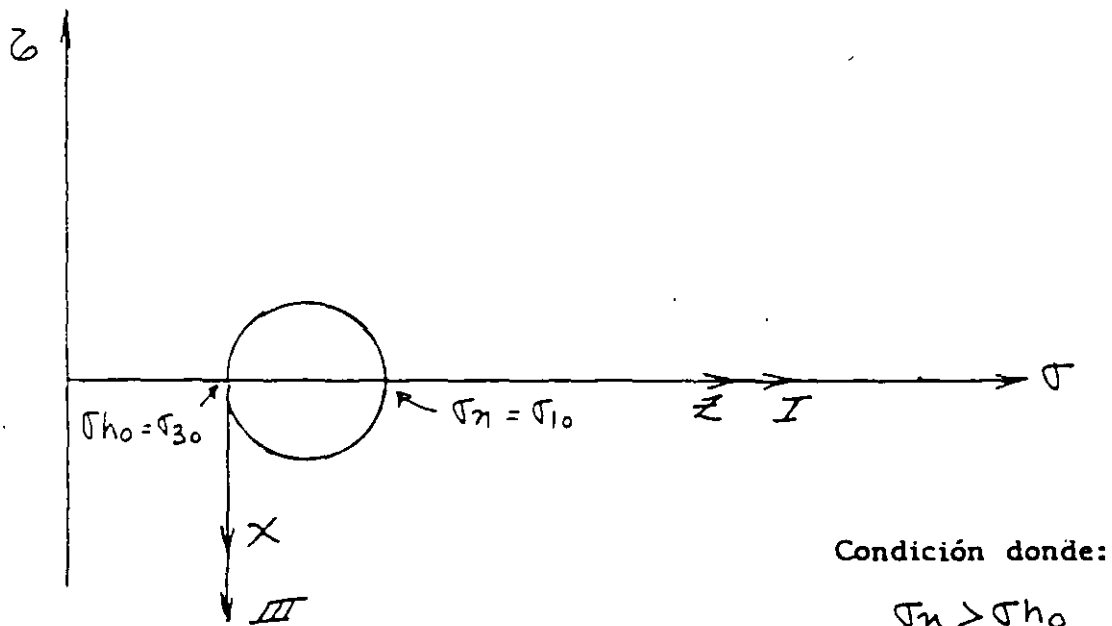
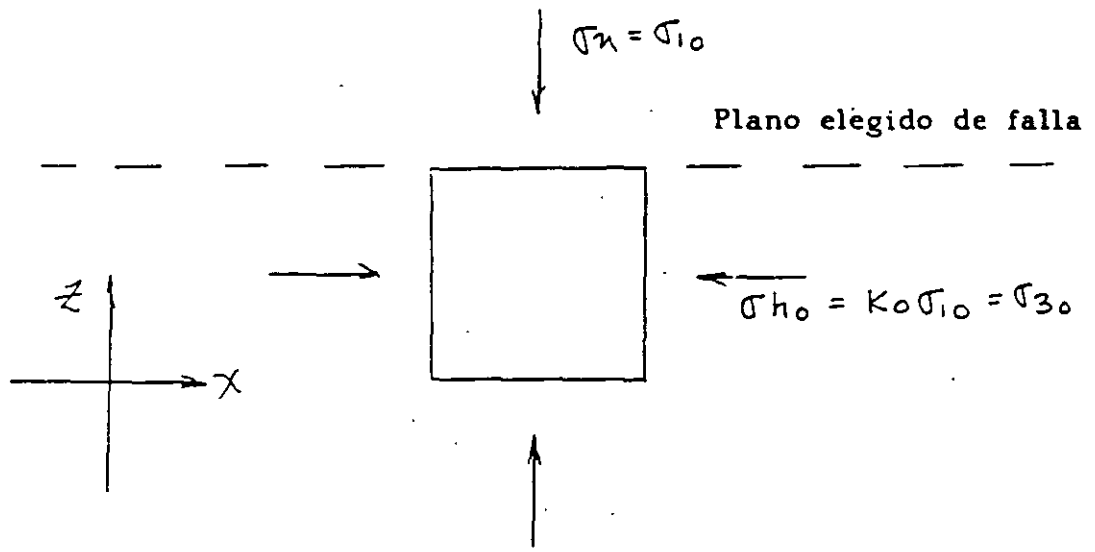


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)  
7.3.11

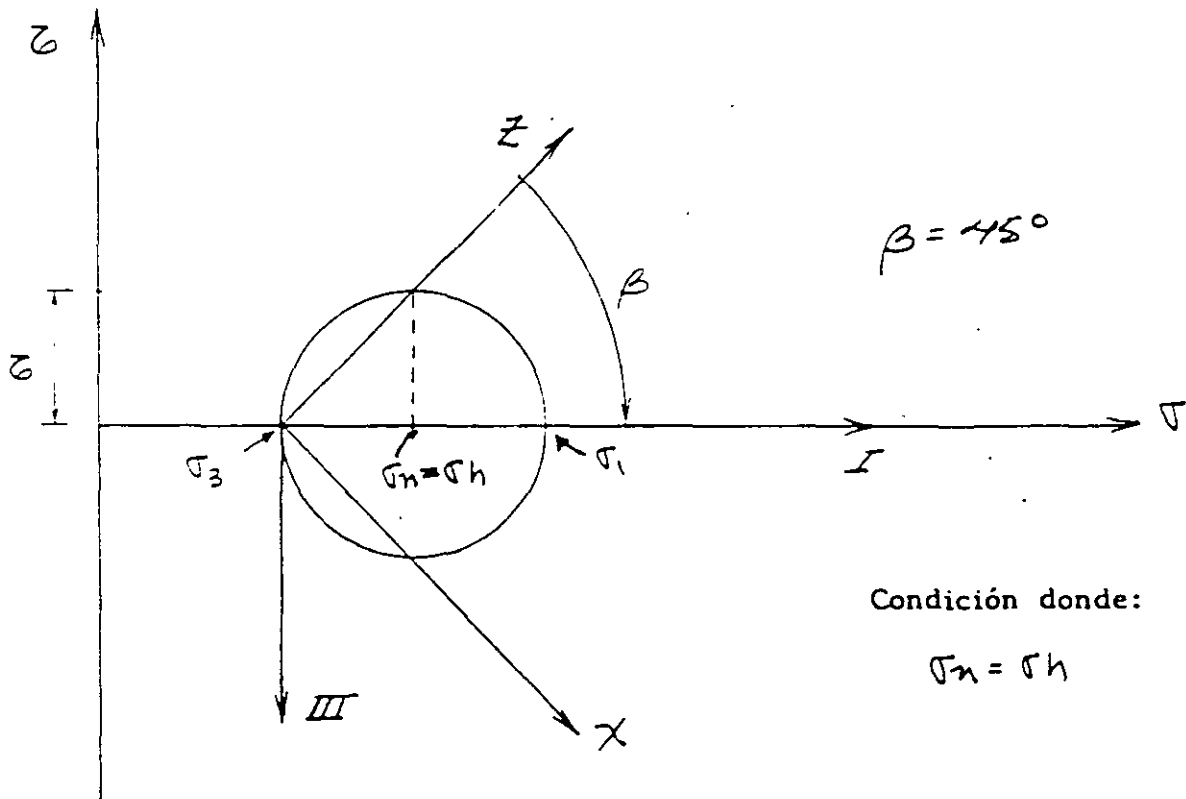
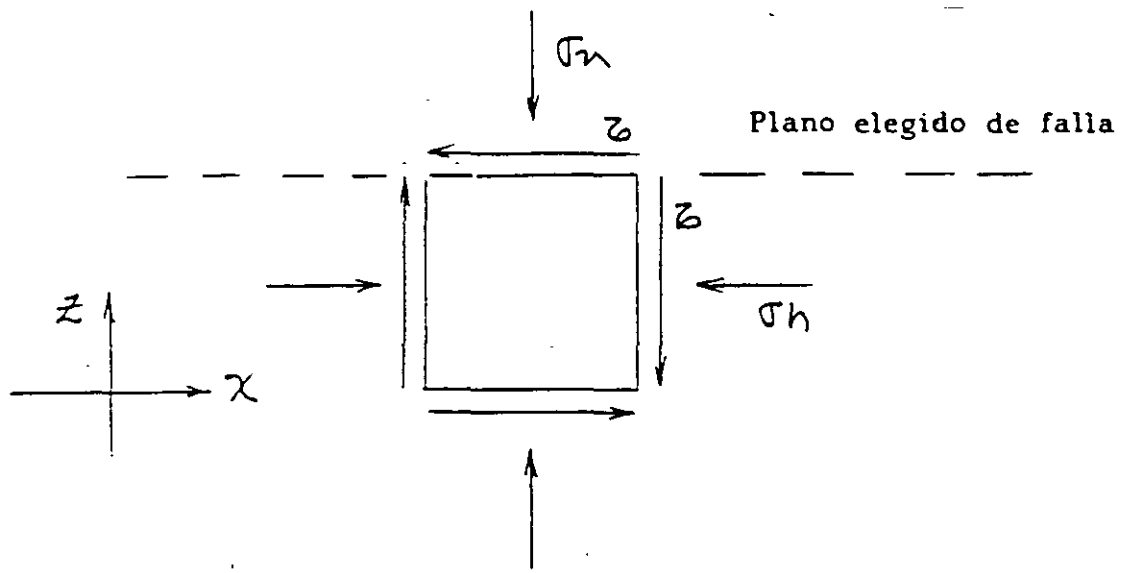


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

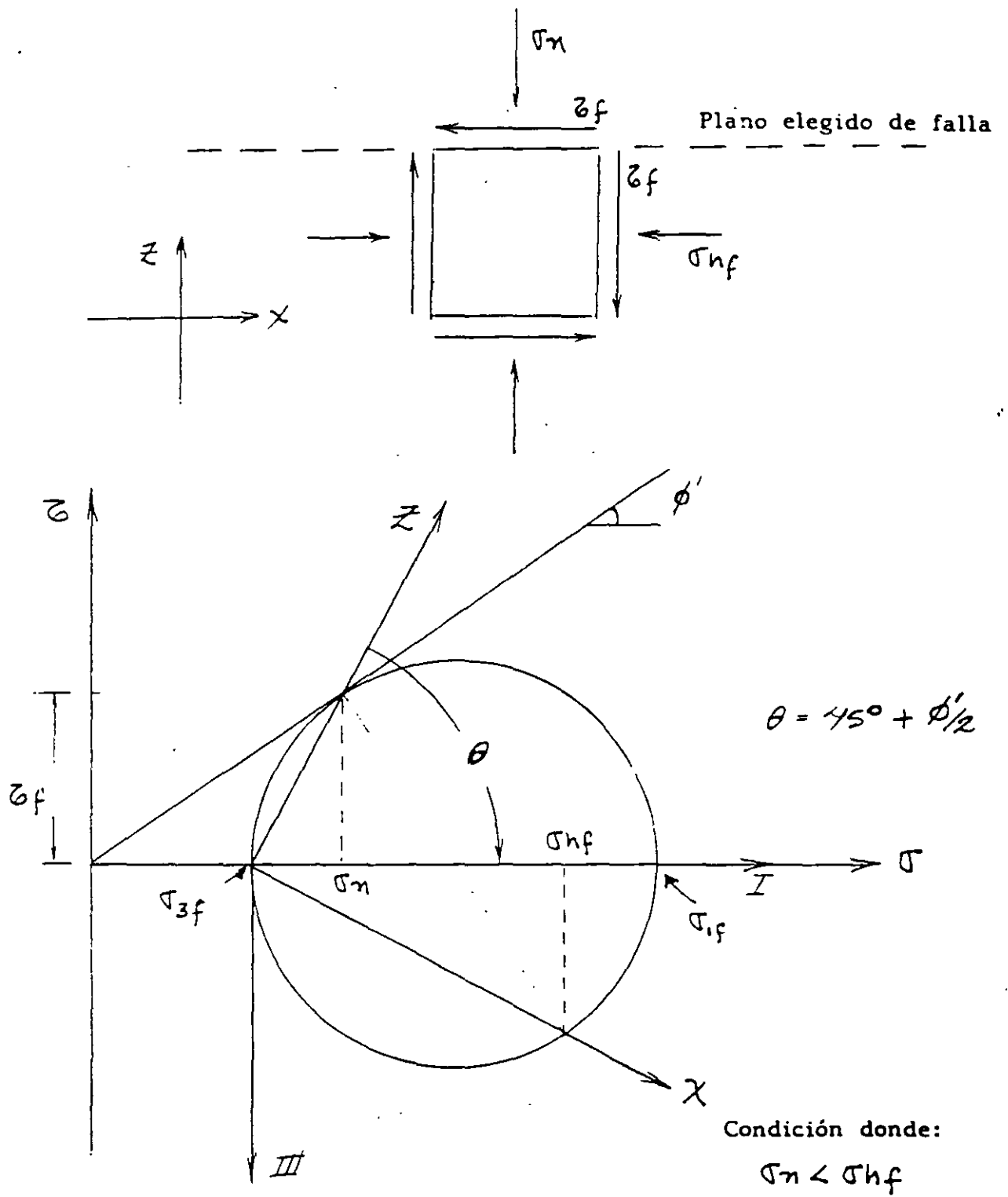


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

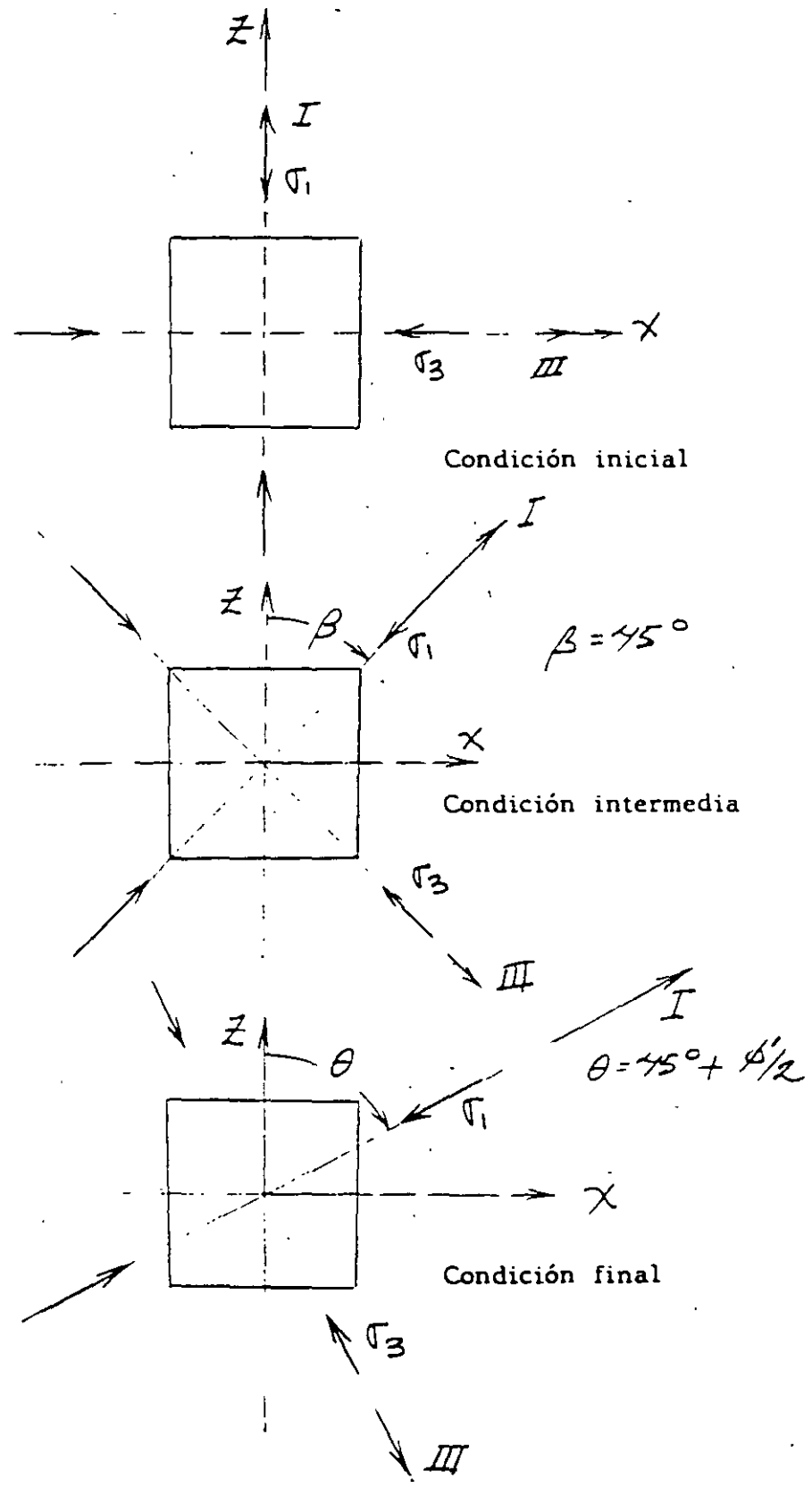


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

## **INSTRUCTIVO PARA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL CD.**

### **EQUIPO**

1. Marco de carga.
2. Cámara triaxial.
3. Molde para formar la muestra.
4. Membranas impermeables.
5. Piedra porosa.
6. Bandas de hule (o rings o ligas).
7. Bomba de vacío.
8. Vernier.
9. Pipetas.
10. Cronómetro.

### **PROCEDIMIENTO**

- 1.- Colocar una membrana impermeable en la base de carga de la cámara triaxial, fijándola con bandas de hule. Coloque una piedra porosa en la placa de base, saturándola previamente.
- 2.- Haber secado previamente arena y tener definido el peso y el volumen a lograr, para obtener la compacidad relativa deseada. Colocar el molde alrededor de la membrana y doblar esta, de modo que quede forrado la parte interior del molde. No debe haber bolsas ni dobleces. Conectar vacío al molde, tomando las precauciones para no romper la membrana. Conectar a la válvula de salida de la piedra porosa inferior, la manguera de la pipeta que abastecerá de agua a la probeta.
- 3.- Usar algún procedimiento conocido, para vaciar la arena en estado suelto. Compactar hasta lograr la compacidad deseada.
- 4 - Colocar la cabeza superior a la probeta y sellar la membrana contra ésta, por medio de banda de hule. Cuidar que la cabeza quede lo más horizontal posible.
- 5.- Bajar la pipeta, abriendo la válvula de la piedra inferior, para que la probeta experimente un vacío reducido.



6.- Quitar el molde y revisar el movimiento del agua en la pipeta, para cerciorarse de que la membrana está en buenas condiciones.

7.- Tomar las medidas de altura de probeta y diámetro de la misma, con sumo cuidado. Se debe decidir que valor se usa de  $H_0$  y diámetro promedio para calcular  $A_0$ .

8 - Colocar la parte superior de la cámara, cuidando que el vástago no tire la probeta recién formada. Apretar los tornillos, de modo que se tenga un sello adecuado en la cámara. Baje cuidadosamente el vástago, hasta que fije la cabeza de la probeta, para poder transportar la cámara.

9.- Coloque la cámara en el marco de carga, manteniendo la pipeta baja, para generar la tensión en la probeta. Centre la cámara y asegúrese que el vástago queda centrado con el anillo de carga ( esto es necesario para que el anillo detenga el vástago, en caso de aplicar un confinamiento alto a la cámara, de otro modo, se saldría el vástago y parte del liquido confinante ).

10.- Llene la cámara con el líquido confinante y aplique la presión deseada. Acerque el anillo de carga lentamente hasta tener un ligero movimiento en el extensómetro de éste. Lo anterior indica el contacto del anillo con el vástago.

11.- Coloque el extensómetro que medirá la deformación de la probeta. Tome la lectura inicial de éste.

12.- Aplique el primer incremento de carga y arranque el cronómetro. Espere un minuto para aplicar el siguiente incremento ( este tiempo se da para que se libere la presión de poro en la arena y garantizar que en verdad es una prueba CD ).

13.- Continúe aplicando incrementos hasta la falla de la probeta.

14.- Dibuje el plano de la falla si lo hay.

15.- Elimine la presión de la cámara y baje el líquido confinante. Recupere la probeta y métala al horno

## **INSTRUCTIVO PARA LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.**

### **EQUIPO**

1. Aparato de corte directo.
2. Balanza con exactitud de 0.01 gr.
3. Horno para secar el suelo.
4. Vernier.
5. Cronómetro.

### **PROCEDIMIENTO.**

1.- Secar en el horno una cantidad suficiente de arena, para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más sueltas y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta.

2.- Armar la caja de corte y con el Vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar.

3.- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena a aproximadamente 5 mm. del borde. Se colocará después el émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que ésta placa quede lo más horizontal posible.

4.- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Coloque el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical.

5.- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande en la probeta de suelo.

6.- Ajuste el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte.

7.- Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos.

8.- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes del anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

DEFORMACIONES INMEDIATAS Y DIFERIDAS

**EXPOSITOR: M. en I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL 2003**

## Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils

---

**REFERENCE:** Zeevaert, L., "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils," *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986, pp. 257-281.

**ABSTRACT:** The author has been interested for several decades in finding better correlations, from the practical engineering point of view, between theory and the phenomenological behavior of highly compressible soils as observed in oedometer tests and in the field.

The author has developed a theory on secondary compression or intergranular viscosity in the consolidation process as he has gotten more experience in the field. The theory is based on two rheological models: the Terzaghi model and the Z-unit developed by the author. The theory has been revised, and currently offers good correlations in the interpretation of the phenomena observed in practice.

The theory calls for the ability to develop fitting methods to obtain the parameters necessary for the formulae. Two fitting methods are used to cover the consolidation curves observed in the tests performed in the oedometer with undisturbed specimens and in the range of the recompression close to the critical stress. The method proposed also may be used after the critical stress zone has been passed and the soil structure is stabilized at a new stress level. Several examples of fitting calculations are given in the paper to acquaint the reader with the method for practical use.

The author discusses problems with the oedometer conventional test, and ends with recommendations and an analysis of the material presented.

**KEY WORDS:** consolidation of soils, secondary compression of soils, oedometer test, consolidation parameters of soils

In foundation engineering one encounters many cases where foundations may have to be built on soil sediments of high and very high compressibility. These sediments may be encountered in marginal lagoons, silty peat deposits, lacustrine areas, and marine environments. The mechanical behavior of these soils show high *intergranular viscosity*, commonly known as secondary compression. The subsoil in these areas shows usually highly stratified conditions. Compressible sediments are interbedded with fine sand strata, permitting a fast primary compression. The so-called secondary compression, therefore, becomes a primary phenomenon that the foundation engineer cannot overlook [1,2]. These conditions

<sup>1</sup> Professor, Graduate School at the Faculty of Engineering, Universidad Nacional Autonoma de México, México, D.F., México.

are encountered in Mexico City clay, where the author has worked for several decades trying to better understand the soil deformation behavior observed in the field and laboratory. This paper contains the latest findings of the author in his attempt to forecast settlements more accurately from the results of the oedometer test [3-8].

The phenomenological behavior of very fine and highly compressible soils obtained in oedometer tests needs to be understood by the engineers who find practical application for the data collected from these tests. The author has established a simple theory based on Terzaghi's rheological model for primary compression and a rheological model devised by the author representing the intergranular viscosity [3]. The purpose of these two models is to correlate the oedometer soils tests with field conditions when the horizontal displacements are restricted.

The application of the theory here proposed is explained using tests on typical Mexico City undisturbed silty clay specimens taken with 12.7 cm (5 in.) diameter Shelby tubes. The specimens used in the oedometer were taken 7.62 cm (3 in.) from the core of the 12.7 cm (5 in.) diameter Shelby tube specimens. The results of oedometer tests on this type of soil give the consolidation curves shown in Figs. 2 to 5.

A typical compressibility curve is shown in Fig. 1 and plotted in arithmetic scales. The flat portion of the curve represents the recompression of the soil up to the break taking place at a stress level  $\sigma_b$ , which the author refers to as the *critical confining stress* or simply the *critical stress*. At this stress level, the soil structure suffers a collapse followed by a new structural behavior [9]. The critical stress  $\sigma_b$  is usually located to the right of the overburden effective stress  $\sigma_o$ , thus giving the soil the characteristics of a pre-consolidated type soil. The author has

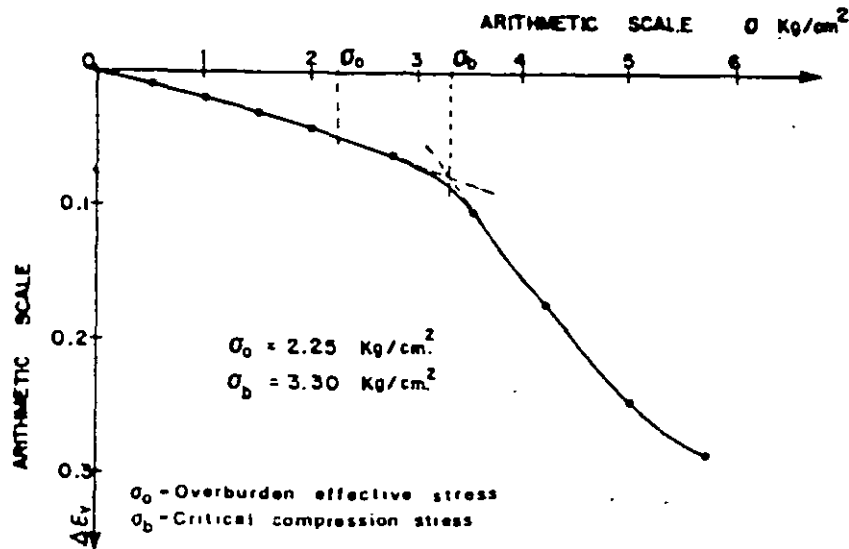


FIG. 1—Compressibility curve.

found that, in places where the reduction of the piezometric water levels have increased the overburden effective stress, a corresponding increase of the critical stress is observed, remaining always  $\sigma_c$  over the overburden effective stress. This interesting phenomenon takes place because of the development of higher bonds in the clay structure given by the active clay mineral grains as they are forced to become closer together at a very slow rate.

In sensitive soils the compressibility behavior after the critical stress is not used to avoid strong compressions. Therefore, for practical engineering purposes only the compressional behavior of the clay during recompression, corresponding to the flat portion of the compressibility curve and up to the overburden effective stress (Fig. 1), need be investigated. In deep excavations large elastic heave is observed, and settlement takes place upon load reapplication. The vertical displacements should be forecasted [9,10].

The typical configuration of the consolidation curves obtained in oedometer tests show the following characteristics: For low stress levels of recompression the consolidation curves take the configuration shown in Fig. 2 and referred to as Type I. For higher stress levels on the recompression branch of the compressibility curve and close to the critical stress  $\sigma_c$  (Fig. 1), the configuration of the consolidation curves is as shown in Fig. 3. The secondary or intergranular viscosity compression becomes more evident and assumes a convex configuration after the primary compression is completed. This configuration we call curve Type II (Fig. 3).

For a stress level very close to the critical stress, the configuration of the consolidation curve shows no break merging into a straight logarithmic line, as shown in Fig. 4; this is Type III. After the critical stress, a new clay structure is forced to form under the confined conditions giving a typical configuration curve, Type IV (Fig. 5).

The most common consolidation curves in the field in highly compressible soils for stress levels before the critical stress correspond to configurations of

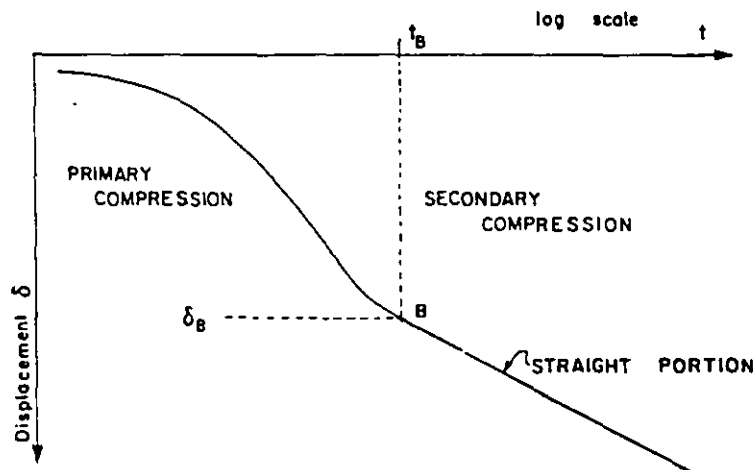


FIG. 2—Type I consolidation curve at low stress level.

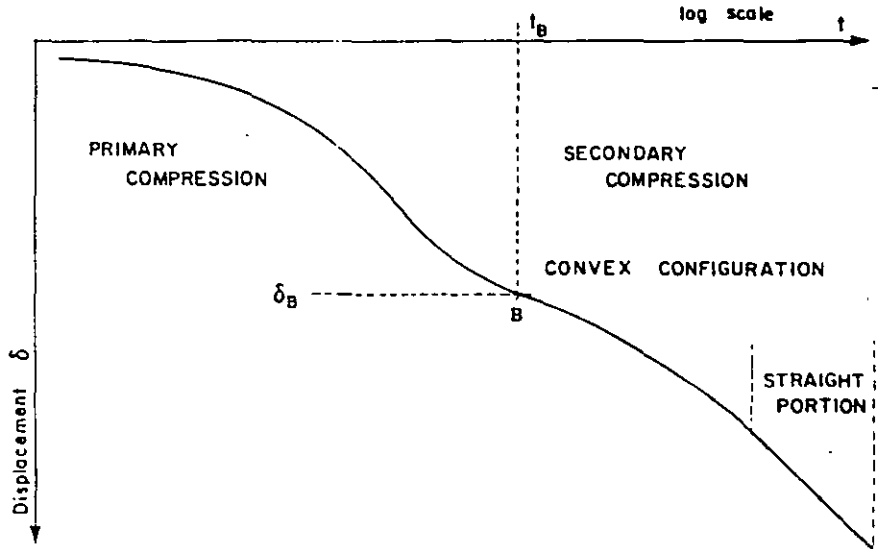


FIG. 3—Type II consolidation curve before critical stress level.

Type II, as may be seen in Figs. 6, 7, and 8 for three highly stratified subsoil sites where settlements were recorded. The cases in Figs. 6 and 7 correspond to compensated foundations (see Ref 8, Chapter 7), and those in Fig. 8 to earth fill. The critical stress in these cases was higher than the overburden effective stress at any depth.

Thus may be seen the importance of developing a theory from the practical engineering point of view to correlate the phenomenological behavior observed in the oedometer with that observed in the field. The parameters should be determined in oedometer tests, and adjusted for application under field state of stress conditions to forecast time settlements [10].

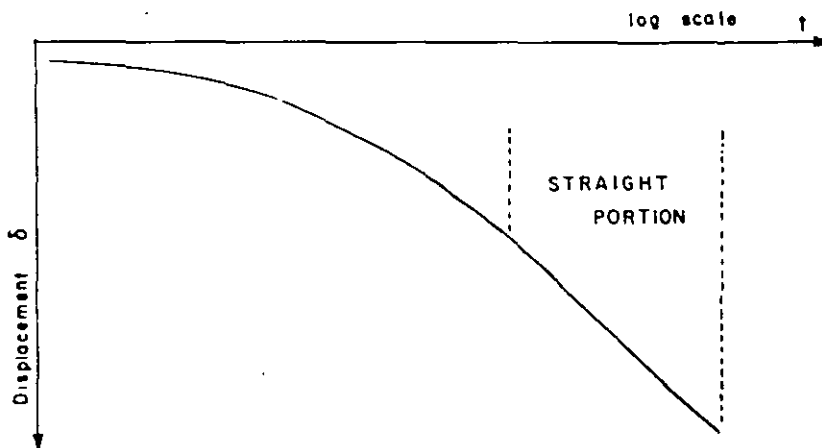


FIG. 4—Type III consolidation curve on the critical stress zone.

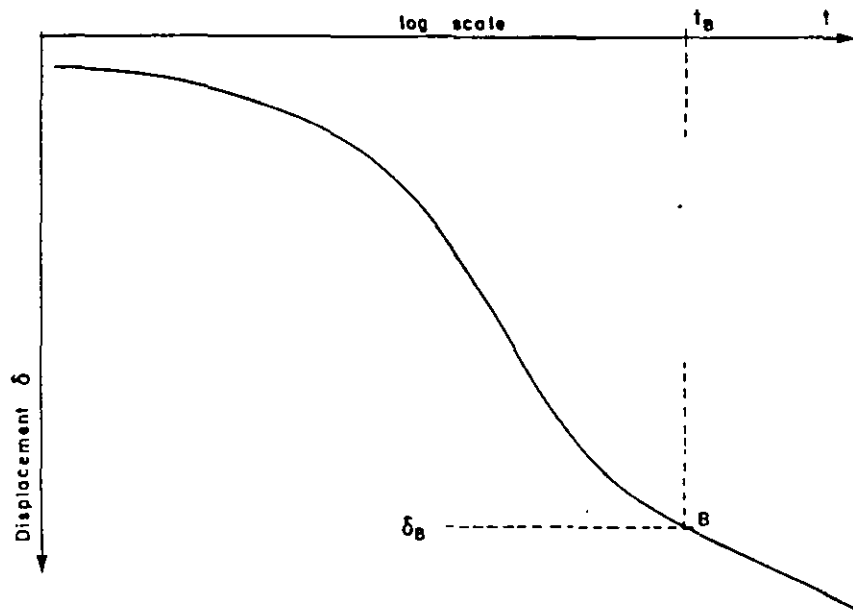


FIG. 5—Type IV consolidation curve after critical stress.

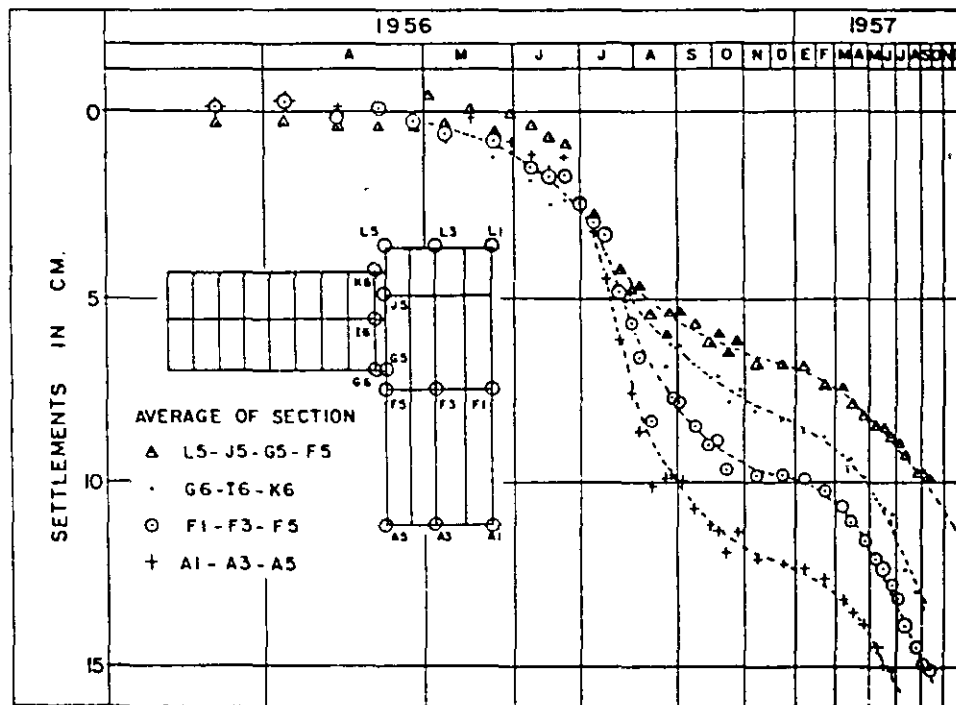


FIG. 6—Settlement of a compensated foundation on highly stratified silty clay deposit in Mexico City.



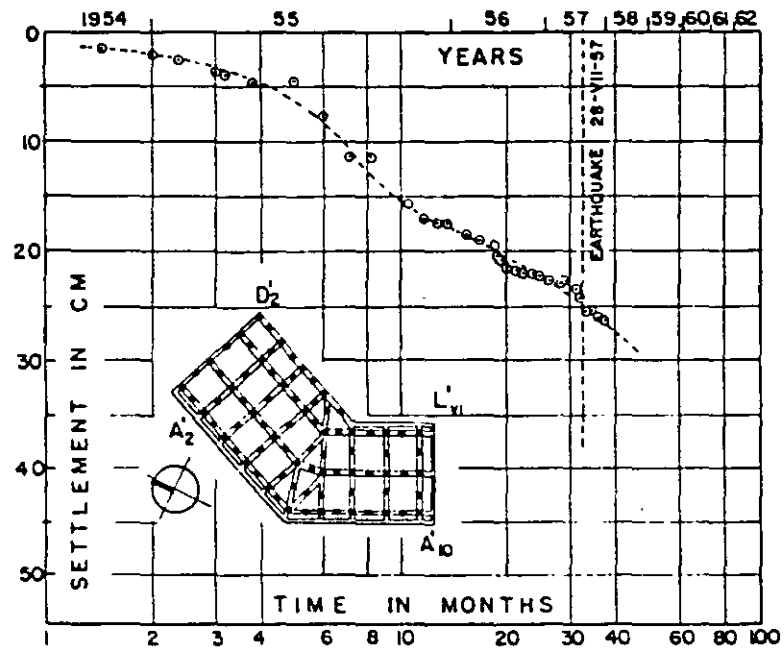


FIG. 7—Average settlement of compensated friction pile foundation.

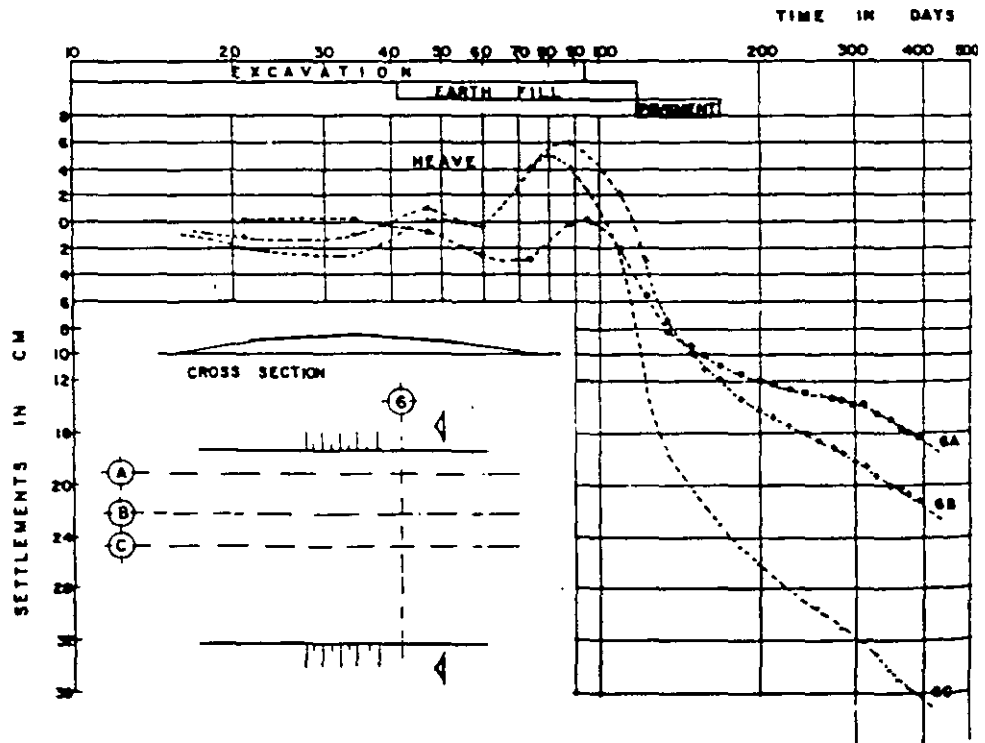


FIG. 8—Settlement of an embankment.

## Theoretical Considerations

The theory presented is based on two rheological models: the Terzaghi model, and a model developed by the author called the Z-Unit [10], both of which attempt to represent soil behavior under confined conditions. The working hypotheses are:

1. The soil is formed of two structures with different rheological properties, one representing the primary structure and the other the secondary structure (Fig. 9).
2. The primary structure is built of coarser grains forming a continuous skeleton structure capable of taking effective stresses. The volumetric strain of the structure so conceived has the tendency to end upon dissipation of the pore water pressure. Terzaghi's model is assumed to apply. The large pores of the primary structure are saturated with air-free gravitational water [11], and volumetric strain behavior is only of elasto-plastic nature for an applied stress increment.
3. The secondary structure is formed by very fine and ultra-fine soil, forming clusters between the large grains and furring them continuously throughout the primary structure (Fig. 9). The secondary structure so visualized has pores filled with water of different viscosity, like the one assumed for the primary structure. This water has to be drained away from the pores because of the applied pressure during the process of consolidation. Since the secondary structure is built mainly of clay mineral grains, the relative displacement between them is considered to be a phenomenon of high viscous characteristics due to the adsorbed water films surrounding the clay mineral grains [12].

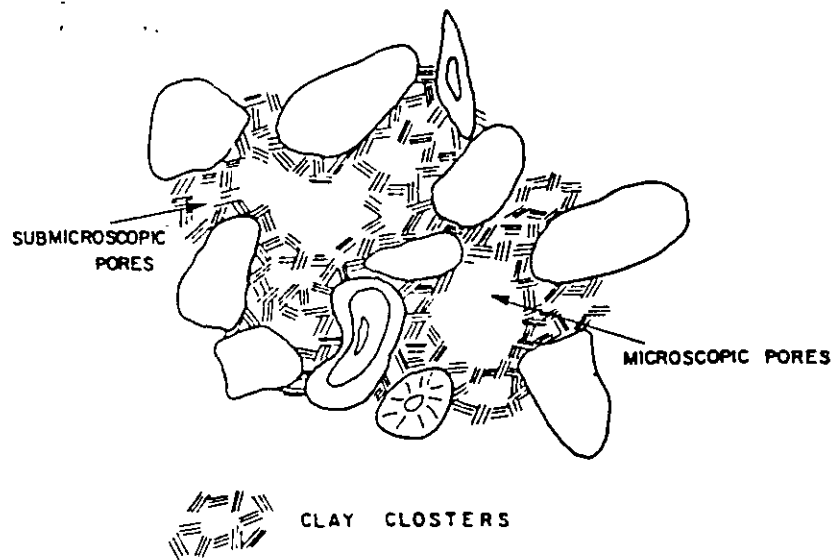


FIG. 9—Artistic concept of clay structure.

From these assumptions we can conclude that the total volumetric strain of the soil is the addition of the primary  $\Delta\epsilon_{v1}$  and the secondary  $\Delta\epsilon_{v2}$  volumetric strains

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_{v1} + \Delta\epsilon_{v2} \quad (1)$$

In the theory we will analyze the Kelvin unit and the Z-unit in series (Fig. 10). The Kelvin unit contains a resisting element in parallel with a dashpot of linear fluidity  $\phi_1$ , representing the pore water fluidity in the primary structure.

The Z-unit is formed of a highly viscous element increasing its viscosity with time in parallel with a dashpot of linear fluidity  $\phi_2$ . The highly viscous element represents the compression of the clay mineral grain clusters upon shear stresses applied to them. The dashpot represents the hydrodynamic retardation of the volumetric strain  $\Delta\epsilon_{v2}$  due to the linear fluidity  $\phi_2$  of the water in the secondary structure pore space.

The action of these two units requires that the pressure in the dashpot of the Z-unit always be larger or equal to the pressure in the dashpot of the Kelvin unit, in order that the water of the clay clusters in the secondary structure may flow to the drainage surfaces during the primary compression. The two models are analyzed separately, based on the working hypotheses just described.

#### The Kelvin Unit

In this unit we establish the following relations under an applied sustained increment of unit load  $\Delta p$  at a certain stress level (Fig. 10):

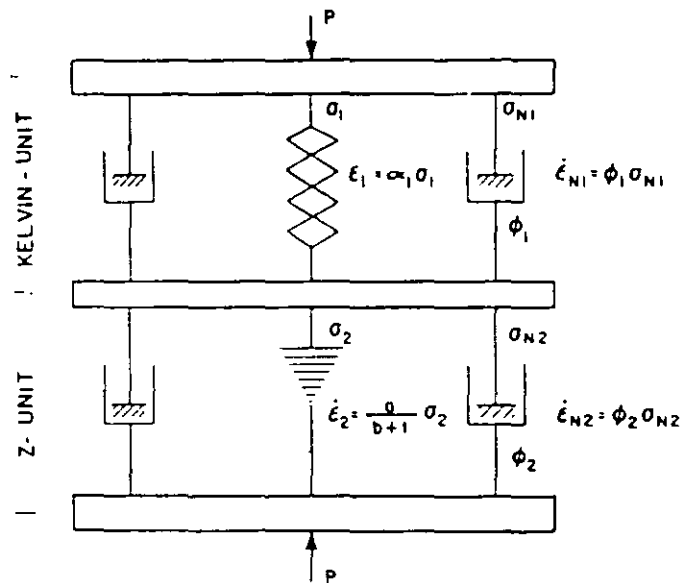


FIG. 10—Rheological model.

in which  $F(T_v)$  is the Terzaghi's time function retarding the deformation by the hydrodynamic process of consolidation.

### The Z-Unit

In this unit we establish the following conditions (Fig. 10). For the equilibrium of the elements

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (11)$$

The volumetric strains

$$\Delta \epsilon_{v2} = \Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_{N2} \quad (12)$$

and the stress-strain conditions [3] of the Newtonian liquids with nonlinear and linear fluidities respectively are

$$\Delta \dot{\epsilon}_2 = \frac{a}{b + t} \Delta \sigma_2 \quad (13)$$

$$\Delta \dot{\epsilon}_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2}$$

In the equations in 13,  $a$ ,  $b$ , and  $\phi_2$  are constant parameters and  $t$  is the time element. Combining above mentioned equations we obtain the differential equation for the Z-unit

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \cdot \Delta p \quad (14)$$

Under a sustained increment of unit load  $\Delta p$  and after integration of Eq 14 we obtain

$$\Delta \epsilon_{v2} = a \Delta p \cdot \ln \frac{b + a/\phi_2 + t}{b + a/\phi_2} \quad (15)$$

Furthermore, the pressure taken by the fluid in the dashpot

$$\Delta \sigma_{N2} = \frac{1}{\phi_2} \Delta \dot{\epsilon}_{v2}$$

Therefore

$$\Delta \sigma_{N2} = \frac{a/\phi_2}{b + a/\phi_2 + t} \cdot \Delta p \quad (16)$$

and for  $t = 0$ ,  $\Delta \sigma_{N2} = \Delta p$ , obtaining  $b = 0$  and

$$\text{for static equilibrium: } \Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (2)$$

$$\text{for volumetric strains: } \Delta \epsilon_{v1} = \Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{N1} \quad (3)$$

$$\text{stress-strain condition of the resisting element: } \Delta \epsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (4)$$

where  $\alpha_1$  represents a secant parameter for the stress-strain behavior. For the dashpot we consider the Newtonian liquid with constant fluidity  $\phi_1$ :

$$\Delta \dot{\epsilon}_{N1} = \phi_1 \sigma_{N1} \quad (5)$$

From these equations we obtain the following differential equation:

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \epsilon_{v1} = \phi_1 \Delta p$$

Upon integration we obtain

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta p \cdot \alpha_1 (1 - e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (6)$$

When a large number of units are considered we write

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha \cdot \Delta p (1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (7)$$

in which  $\sum \alpha_1 = \alpha$  represents the compressibility of the soil.

On the other hand, the average degree of consolidation from Terzaghi's theory reads

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \Delta p (1 - \sum \frac{2}{M} e^{-MT_v}) \quad (8)$$

in which  $T_v = c_v t / H^2$  is the primary time factor, and  $M = (2m - 1)^2 \pi^2 / 4$ .

When comparing Eqs 7 and 8 we obtain

$$\alpha = m_v \cdot \frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M}, \text{ and } \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{c_v}{H^2} \quad (9)$$

Equations 7 and 8 represent the same phenomenon and they correlate with Eq 9. Hence, we can write for the primary structure volumetric strain,

$$\Delta \epsilon_{v1} = (m_v \Delta p) \cdot F(T_v) \quad (10)$$

$$\Delta\epsilon_{v2} = 2.31a\Delta p \log \left( 1 + \frac{\bar{\phi}_2}{a} \cdot t \right) \quad (17)$$

Considering the sum of all the Z-units we may write Eq 17 in the following convenient form:

$$\epsilon_{v2} = 2.3\bar{a}\Delta p \log \left\{ 1 + \frac{\bar{\phi}_2}{\bar{a}} \frac{\alpha}{\phi_1} \left( \frac{\phi_1}{\alpha} \cdot t \right) \right\} \quad (18)$$

From Terzaghi-Kelvin's correlations we find

$$\alpha = m_v \text{ and } \frac{\phi_1}{\alpha} = 2c_v/H^2$$

and calling  $2.3\bar{a} = m_t$ , by substitution in Eq 18 we obtain

$$\Delta\epsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left\{ 1 + 4.61 \frac{m_t}{m_t} \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} (c_v t / H^2) \right\}$$

in which  $c_v t / H^2 = T_v$  is the Terzaghi's primary time factor, and calling  $m_t / m_v = \beta$ , then

$$\Delta\epsilon_{v2} = m_t \cdot \Delta p \log \left\{ 1 + \frac{4.61}{\beta} \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} T_v \right\} \quad (19)$$

Equation 19 represents the volumetric strain due to the intergranular viscosity phenomenon. We consider  $\beta$ ,  $\bar{\phi}_2$  and  $\phi_1$  constant average values for a specific stress level ( $p + \Delta p/\gamma$ ), and call

$$\frac{4.61}{\beta} \cdot \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} = \xi \quad (20)$$

The value of  $\xi$  is a dimensionless parameter, and may be determined from the consolidation curves obtained from the oedometer test. According to Eq 1 we write in dimensionless form:

$$\frac{\Delta\epsilon_v}{m_v \cdot \Delta p} = \Omega \text{ and } \Omega = F(T_v) + \beta \log (1 + \xi T_v) \quad (21)$$

Equation 21 represents the volumetric strain-time behavior in the case of the oedometer test and approximately similar conditions of lateral restraint in the field. Nevertheless, when this condition is not met in the triaxial test or in the

field for small loaded areas in comparison with the thickness of the clay stratum, then one should add to Eq 21 a time term representing a *steady creep* [10].

The configuration  $\Omega$  of the theoretical consolidation curves expressed by the dimensionless Eq 21 for different values of  $\xi$  may be found plotted for a value of  $\beta = 0.6$  in Fig. 11. Similar curves may be obtained for other values of  $\beta$ . We may notice from them a limiting value of  $\xi$  for which the curves show a straight logarithmic behavior after the break in the consolidation curve obtaining a Type I curve (Fig. 2). The limiting theoretical value of  $\xi$  is found to be 5. The Type I curves will conform to the theoretical equation

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log (1 + 5T_v) \quad (22)$$

Notice in Fig. 11 that the intergranular viscosity phenomenon becomes less important during the primary compression for values of  $\xi < 5$ . However, after the primary compression has taken place, this phenomenon becomes more evident on a long time basis as the value of  $\xi$  becomes smaller. To further visualize the configuration of the consolidation curves, we find curves plotted with  $\xi = 0.5$  for different values of  $\beta$  in Fig. 12, where the phenomenon of intergranular viscosity can be readily recognized after the effect of the primary compression has taken place.

## Fitting Methods

### *Type I Curves*

In terms of  $\delta$  versus  $t$  the theoretical equation for the oedometer consolidation curves may be written according to Eq 22 as follows:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log (1 + 5T_v) \quad (23)$$

in which  $\delta_v$ ,  $C_t$ , and the coefficient of consolidation  $c_v$  are determined at every stress level and increment of pressure  $\Delta p$ .

To explain the fitting method, we use a typical Type I laboratory consolidation curve. We first determine the value of  $C_t$ , selecting two points for large values of  $t$  on the logarithmic straight line portion of the curve (Fig. 13); hence

$$\delta_2 - \delta_1 = C_t \log T_{v2}/T_{v1}$$

Taking one cycle in the logarithmic scale  $\log T_{v2}/T_{v1} = 1$ , we obtain  $C_t = (\delta_2 - \delta_1)$ . The value of  $\delta_v$  is determined by selecting on the consolidation curve a Point *B* immediately after the break with coordinates  $\delta_B$ ,  $t_B$ , at which we may assume  $F(T_v) \cong 1$  and  $T_v \cong 2$  (Fig. 12). Therefore

$$\delta_B = \delta_v + C_t \log (1 + 5 \cdot 2)$$

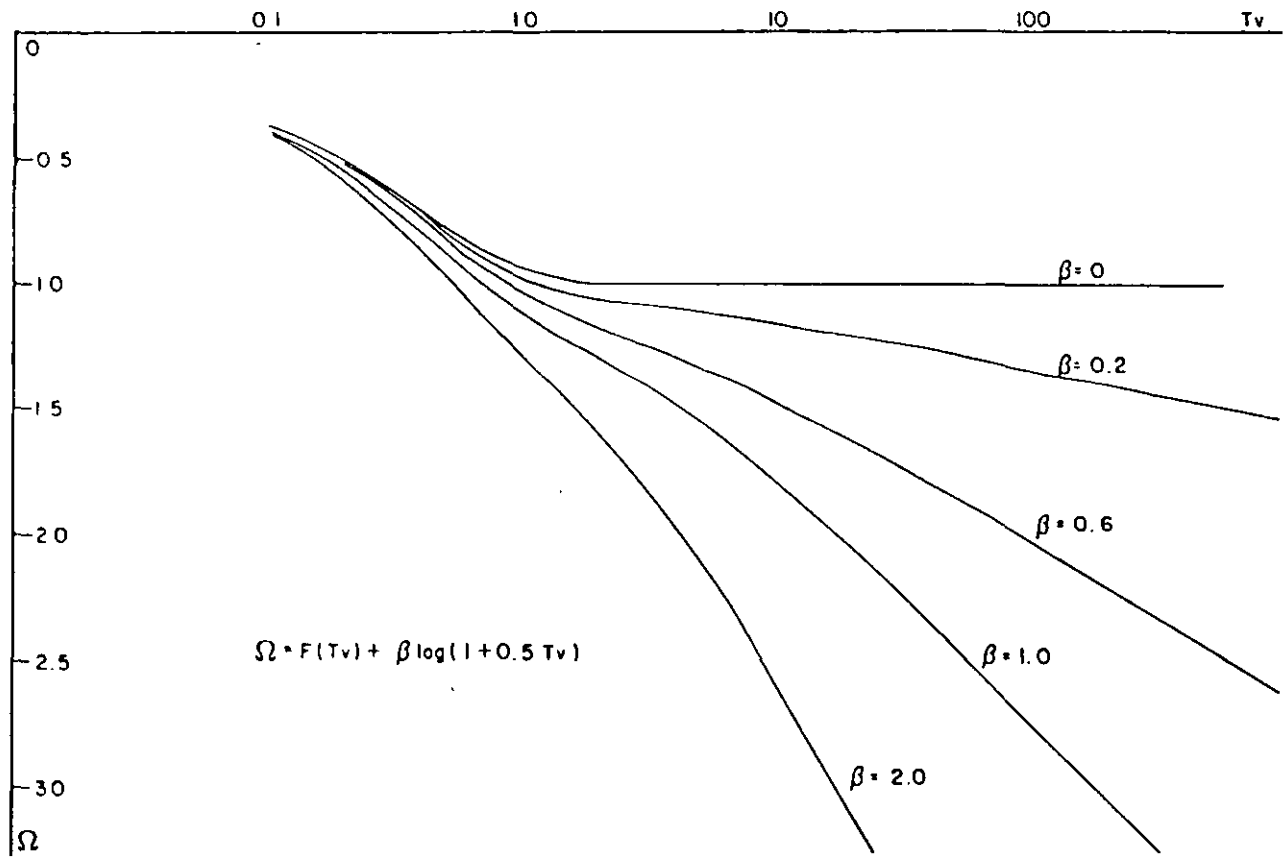


FIG. 12—Theoretical consolidation curves for  $\xi = 0.50$ .



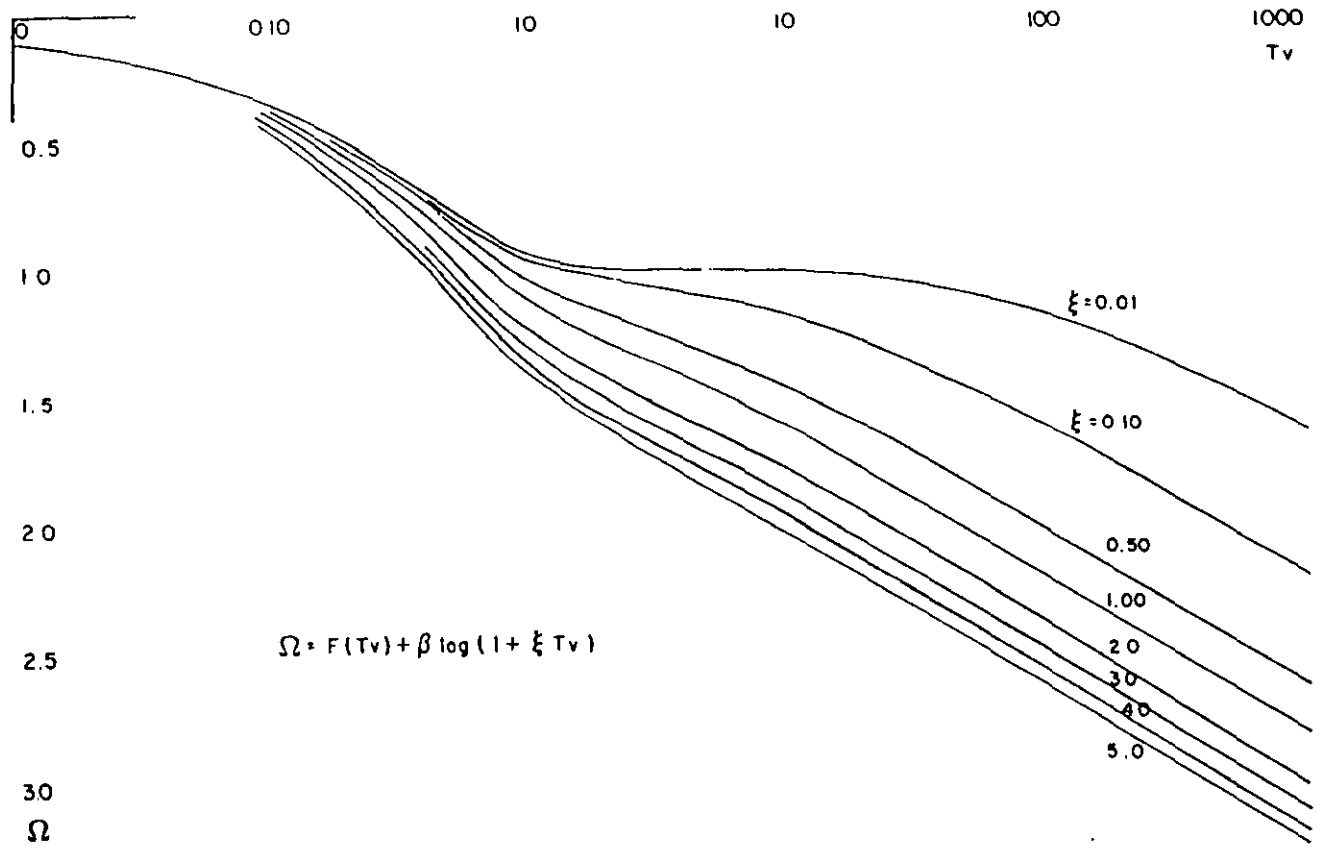


FIG. 11—Theoretical consolidation curves for  $\beta = 0.6$ .

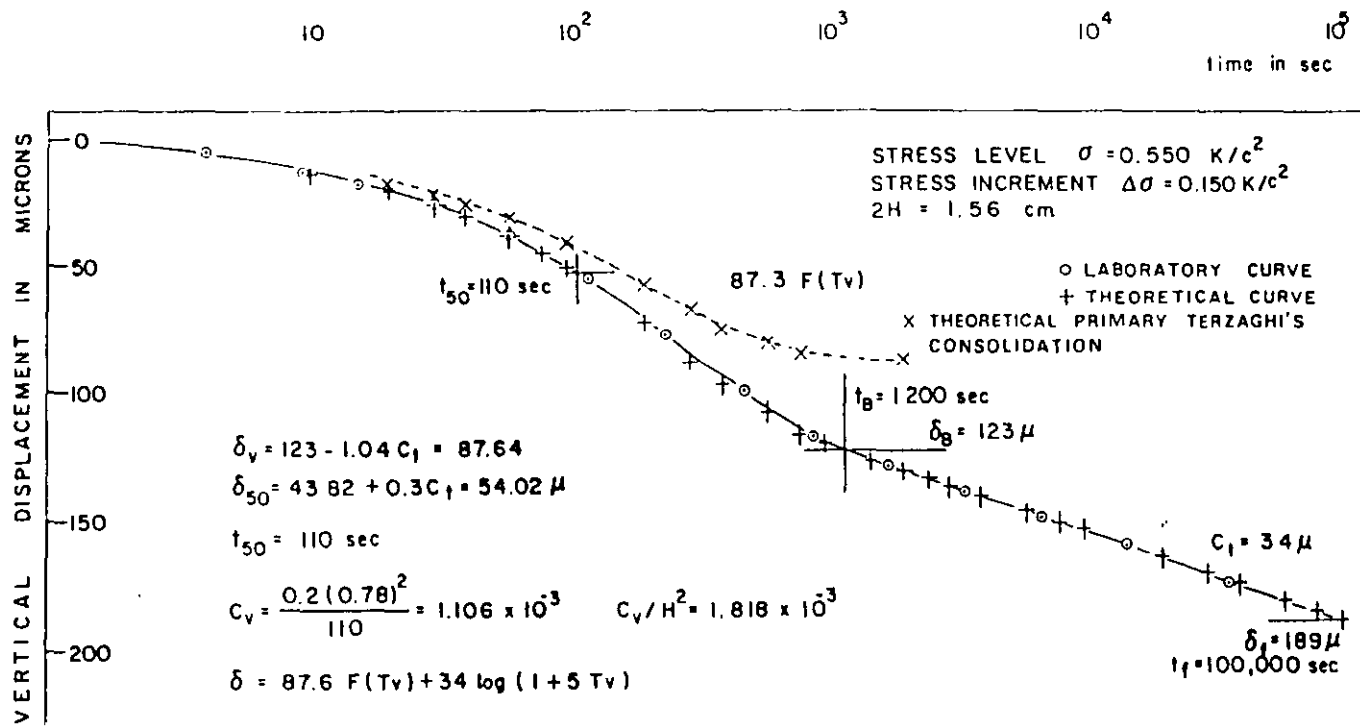


FIG. 13—Type I consolidation curve.

Hence 
$$\delta_v \cong \delta_B - 1.04C, \quad (24)$$

The coefficient of consolidation  $c_v$  is found from the intercept with the primary compression curve at  $\delta_v/2$  for  $T_v \cong 0.2$ , from Eq 23,

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + 0.3C, \quad (25)$$

We read the time  $t_{50}$  on the curve for  $\delta_{50}$  and compute the coefficient of consolidation:

$$c_v = \frac{0.2H^2}{t_{50}}$$

in which  $(2H)$  is the thickness of the specimen at the unit load increment applied  $\Delta p$ .

From the consolidation curve for a silty clay of high compressibility given in Fig. 13, we obtain the following values:

Initial stress level:	$\sigma = 0.550 \text{ kg/cm}^2$
Increment of stress:	$\Delta\sigma = 0.150 \text{ kg/cm}^2$
Thickness of specimen:	$2H = 1.56 \text{ cm}$
Primary compression:	$\delta_v = 87.6 \mu$
Final slope of log behavior:	$C_t = 34.0 \mu$
Coefficient of consolidation:	$c_v = 1.106 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$
$\mu = 1 \text{ micrometre} = 10^{-4} \text{ centimetres}$	

The theoretical equation reads in micrometres:

$$\delta = 87.6 F(T_v) + 34 \log(1 + 5T_v) \quad (26)$$

To verify the fitting method the values of  $\delta$  have been calculated with  $T_v = (1.818 \cdot 10^{-3})t$  and plotted in Fig. 13, where one may recognize the close agreement with the observed oedometer consolidation curve. The parameters of Eq 22 for average stress level  $\sigma + \Delta\sigma/2 = 0.625 \text{ kg/cm}^2$  are

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \cdot \Delta\sigma} = 0.0373 \text{ cm}^2/\text{kg}, \quad m_t = \frac{C_t}{2H \Delta\sigma} = 0.0145 \text{ cm}^2/\text{kg},$$

$$\beta = m_t/m_v = 0.39, \quad c_v/H^2 = 1.818 \cdot 10^{-3}/\text{s}$$

### Type II Curves

A typical oedometer Type II consolidation curve for stress level  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  and stress increment of  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  is shown in Fig. 14. The theoretical curve reads (from Eq 23)

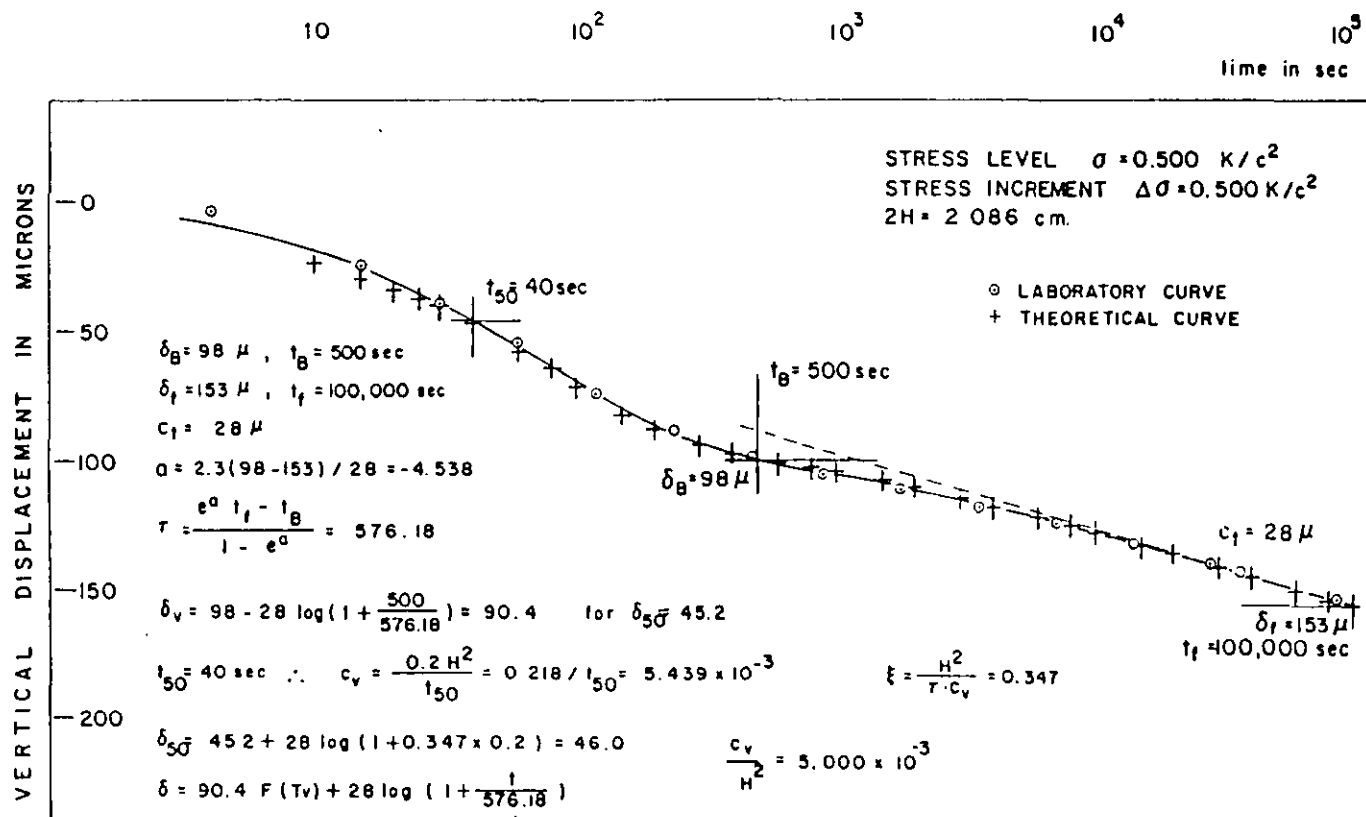


FIG. 14—Type II consolidation curve.

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + \xi T_v) \quad (27)$$

The value of  $C_t$  is determined as previously described for curves of Type 1, where the logarithmic law becomes a straight line. The value of  $\xi$  is determined selecting a Point  $B$  just after the break of the consolidation curve where  $F(T_v) \cong 1$  (Fig. 12). The coordinates at this point we call  $\delta_B, t_B$  (Fig. 14). Another point on the logarithmic portion of the curve is selected for the maximum observed time, with coordinates  $\delta_F, t_F$ . Notice that the value  $\xi \cdot c_v/H^2$  represents the inverse of a time  $\tau$ ; therefore

$$\frac{1}{\tau} = \xi \frac{c_v}{H^2} \text{ and } \xi = \frac{H^2}{\tau c_v} \quad (28)$$

The problem is to find the value of  $\tau$  for Eq 28. We write for Points  $B$  and  $F$ , respectively,

$$\delta_B - \delta_F = C_t \log \frac{\tau + t_B}{\tau + t_F}$$

and solving for  $\tau$  we obtain

$$\tau = \frac{e^{a(t_F - t_B)} - t_F}{1 - e^a} \quad (29)$$

in which  $a = 2.303 (\delta_B - \delta_F)/C_t$ .

After the value of  $\tau$  is determined we calculate

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log(1 + t_B/\tau) \quad (30)$$

With  $\delta_v/2$  we find on the consolidation curve the time  $t_{50}$  as a first approximation for 50% of primary compression, and compute  $c_v$ . For an improved value of the coefficient of consolidation we use the following equation:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + 0.2 H^2/\tau c_v) \quad (31)$$

With this value we determine in the curve a new value for  $t_{50}$  and consequently  $c_v$  and  $\xi$ . Substituting this value in Eq 31 we compute a new  $\delta_{50}$  and find in the laboratory curve a better approximation of  $t_{50}$ . We repeat the procedure until  $c_v$  and  $\xi$  do not change substantially, therefore obtaining a final value for  $\xi$  satisfying theoretical Eq 27.

The fitting method just described applied in the laboratory consolidation curve of Fig. 14 yields the following values:

Initial stress level = 0.5 kg/cm <sup>2</sup>	Stress increment = 0.5 kg/cm <sup>2</sup>
$\delta_B = 98 \mu$ , $t_B = 500$ s	$\delta_F = 153 \mu$ , $t_F = 100\,000$ s
$C_t = 28 \mu$ , $a = -4.538$	$\tau = 576.18$ s

from which

$$\delta_v = 98 - 28 \log (1 + 500/576.18) = 90.4 \mu$$

From  $\delta_{s0} = 45.2 \mu$ , we obtain on the curve  $t_{s0} = 38$  s. The sample height at initial stress level of 0.5 kg/cm<sup>2</sup> is  $2H = 2.086$  cm; therefore, the coefficient of consolidation has the value

$$c_v = \frac{0.2(1.043)^2}{38} = 5.73 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}, \quad \xi = \frac{H^2}{c_v \tau} = 0.330$$

To obtain an improved value of  $c_v$  and  $\xi$  we enter Eq 31 and find

$$\delta_{s0} = 45.2 + 28 \log (1 + 0.2 \cdot 0.330) = 46 \mu$$

From the laboratory curve we read  $t_{s0} = 40$  s and compute  $c_v = 5.439 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  and  $\xi = 0.347$ .

Entering  $\delta_{s0} = 45.2 + 28 \log (1 + 0.2 \cdot 0.347)$ , we find  $\delta_{s0} = 46 \mu$ . Hence, we consider the values given above final. Therefore, the theoretical oedometer consolidation equation including the intergranular viscosity phenomenon is in micrometres:

$$\delta = 90.4 F(T_v) + 28 \log (1 + t/576.18) \quad (32)$$

in which  $T_v = (5.0 \cdot 10^{-3})t$ .

The curve is calculated with Eq 32 and the plot in Fig. 14 to compare the fitting method with the laboratory soil configuration.

The parameters for dimensionless Eq 21 will be

$$m_v = \frac{90.4 \cdot 10^{-4}}{2.086 \cdot 0.50} = 0.00867 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_t = \frac{28 \cdot 10^{-4}}{2.086 \cdot 0.50} = 0.00268 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} = 0.309, \quad \xi = \frac{H^2}{c_v \tau} = 0.347$$

Hence the dimensionless configuration (Eq.21) reads

$$\Omega = F(T_v) + 0.309 \log (1 + 0.347T_v) \quad (33)$$

The results of the method just described have been applied to a set of laboratory consolidation curves. The theoretical curves are shown plotted in Figs. 15 and 16. The fitting may be found satisfactory.

The variation of the parameters against the average stress level for which they were determined may be found plotted in Fig. 17.

### **Problems with Conventional Oedometer Test [13]**

The soil specimen in the field is subjected to a specific state of stress, hydraulic pressure, and degree of saturation. The last-mentioned index property in organic soils may be less than 100%. When the soil is recovered from the ground and placed in the oedometer under water, the original stresses and hydraulic pressures are reduced to zero. Two effects should be considered, namely: the expansion of the gas in the pore space reducing the degree of saturation, taking place according to Mariotte's law; and the release of gas dissolved in the water when relieved from the field hydraulic water pressure, taking place according to Henry's law. The last action develops microscopic bubbles in the water, modifying the permeability of the soil as compared with the permeability for water absent of microscopic gas bubbles, also giving the water some compressibility [11].

The influence of the entrapped gas in the pore space may be recognized in the oedometer consolidation curves in the first phase of the compression (see Figs. 15 and 16). The absorption of the entrapped gas appears not to take place instantaneously in the test, and not until enough compression of the soil has taken place to reduce the void space. By the same token, the degree of saturation in the field should be known [11].

On the other hand, the content of gas in the soil implies an immediate compression upon load application [11]. Hence the basic assumptions made in the theory for primary consolidation do not apply fully in the oedometer test under the conditions stated before, and corrections should be applied.

An important error in the first phase of the primary consolidation also affecting the compressibility determined in the test is the remolded soil membrane enclosing the specimen when trimmed in the consolidation ring. This effect should be carefully investigated. Finally, one should also evaluate the friction against the ring to correct for the applied stress. The friction increases as the pore pressure reduces and becomes more important at the end of the primary phase of consolidation and thereafter.

In spite of all these problems in the conventional oedometer test, one finds in well-conducted tests approximate parameters which are useful to the engineering profession. Nevertheless, the author feels that the oedometer test technique may

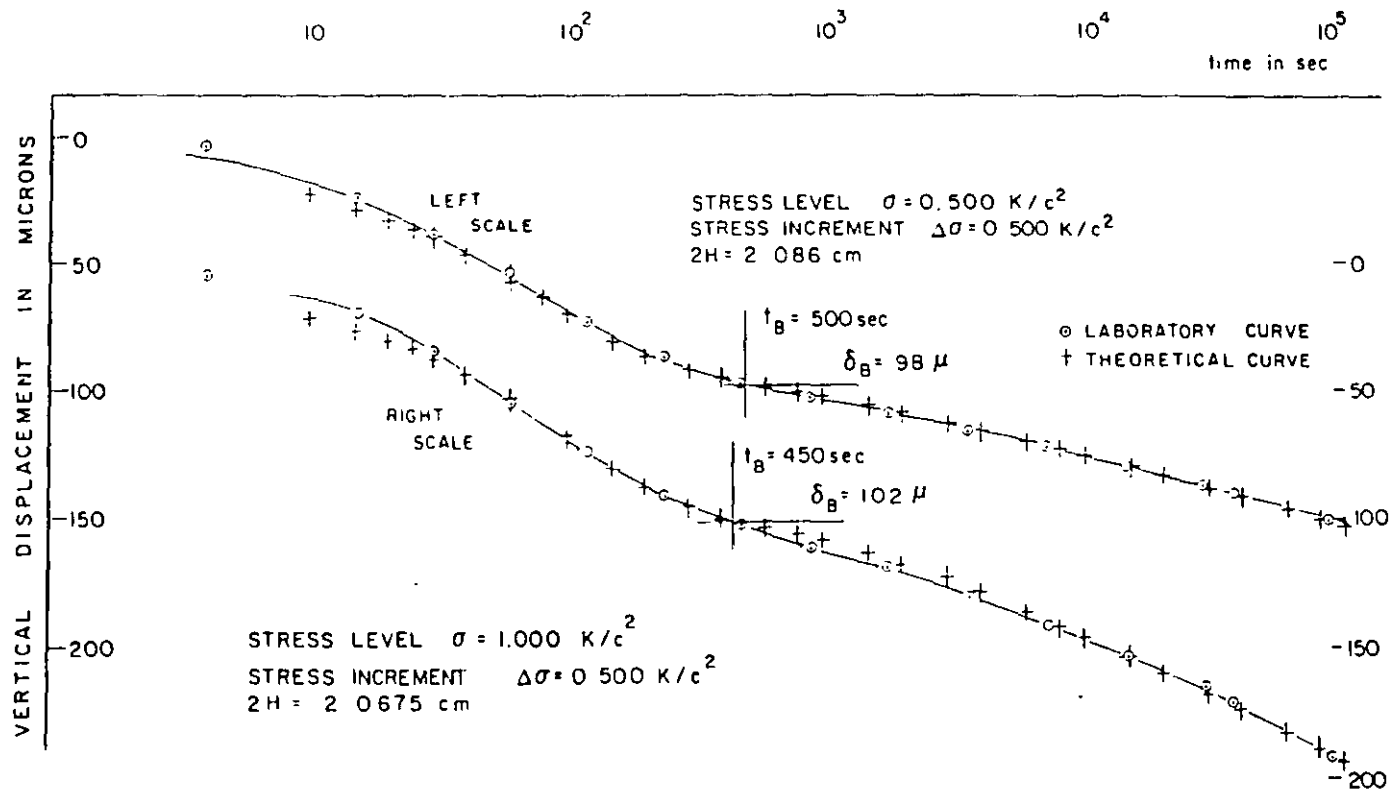


FIG. 15—Oedometer consolidation curves



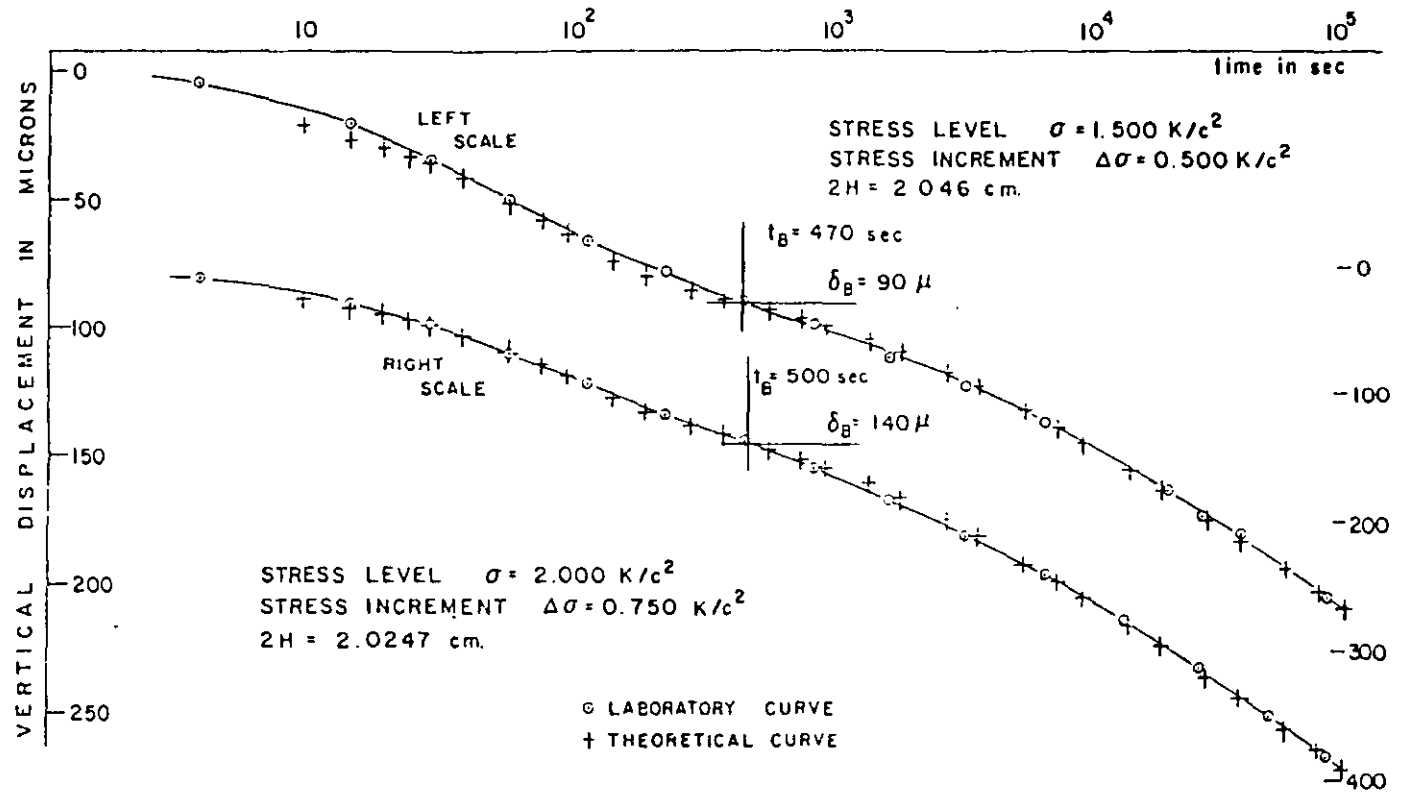


FIG. 16—Oedometer consolidation curves

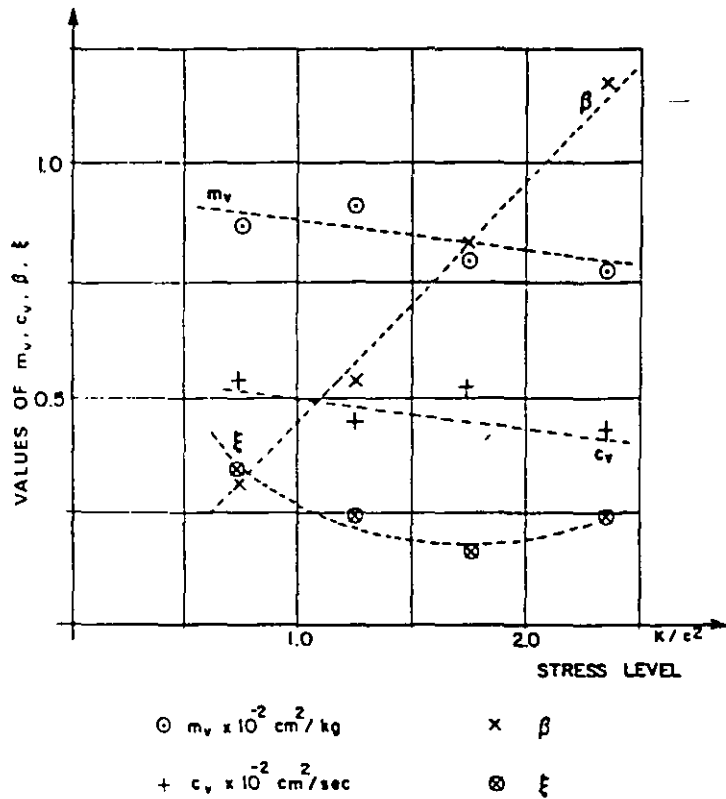


FIG. 17—Consolidation parameters.

be improved to obtain better results. The following recommendations may improve the oedometer tests and their interpretation:

1. Plot the consolidation curves, allowing sufficient time during the test to obtain the straight portion of the secondary compression.
2. The effect of friction against the consolidation ring may be important to consider in the final stages of the intergranular viscosity compression. It can be minimized using floating and larger diameter rings and soil repellent agents at the soil-ring interface or if possible by measuring the friction during the test.
3. The consolidation test should be done under an hydraulic pressure equal to what the soil was subjected to in the field. One should allow sufficient time under this pressure to permit the microscopic gas bubbles to dissolve in the pore water. Before applying water pressure to the oedometer, the soil should be loaded with about 20% of the overburden effective stress at which the soil was subjected in the field. This practice will avoid swelling of the clay minerals. Full consolidation should be allowed under the above-mentioned stress.
4. The increment of stresses in the oedometer test should be of equal magnitude and on the order of  $\frac{1}{4}$  or less of the effective overburden stress, in order not to damage the clay structure and to obtain average values compatible with the

assumptions in theory, where it is considered that the parameters are average values during each consolidation process and for each stress level.

5. The correction on the compressibility obtained from the oedometer test is performed considering the probable volume of the non-saturated remolded soil enclosing the specimen when this is placed in the consolidation ring.

6. All parameters used under field conditions should be adjusted to changes of effective stress and hydraulic pressure [10].

## Conclusions

A theory has been presented to take into account "intergranular viscosity", commonly known as secondary consolidation. The application of this theory to laboratory consolidation curves obtained in oedometer gives satisfactory agreement. With the fitting methods proposed, the parameters ruling the theory may be obtained in a practical way.

The author has satisfactorily predicted settlements and similar compression problems in highly compressible soils using the proposed theory of consolidation. The soils engineer is recommended to apply the proposed methodology to his own soils environment.

The fitting methods proposed in this paper may give better than usual agreements on long-time compressions for sediments and stratigraphical conditions similar to those considered here. However, the oedometer tests on undisturbed specimens must be carefully conducted and the corrections mentioned performed.

## References

- [1] Tan, T.-K., *Secondary Time Effects and Consolidation of Clays*, Academia Sinica, Harbin, China, 1951
- [2] Wahls, H. E., (1962), "Analysis of Primary and Secondary Consolidation," *Journal of Soil Mechanics*, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, No. SM6, 1962, pp. 207-231.
- [3] Zeevaert, L., "Ecuacion Completa de Consolidación para Depósitos de Arcilla que Exhiben Fuerte Compresión Secundaria," *Revista de Ingeniería*, Nos. 6-8, México, April-Aug. 1951, pp. 57-72.
- [4] Zeevaert, L., "Discussion on Secondary Consolidation," in *Proceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland, Vol. 3, Aug. 1953, pp. 130-132.
- [5] Zeevaert, L., "Consolidation of Mexico City Volcanic Clay," in *Proceedings*, Joint Meeting of ASTM and SMMS, Dec. 1957, p. 28 (Spanish and English).
- [6] Zeevaert, L., "Consolidation Theory for Materials Showing Intergranular Viscosity," in *Proceedings*, 3rd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Caracas, Venezuela, 1967, p. 89.
- [7] Zeevaert, L., *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, 1st ed., Van Nostrand Reinhold, New York, Chapter 2, 1972
- [8] Zeevaert, L., *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York, Chapter 2, 1982, pp. 85-113.
- [9] Zeevaert, L., "The Outline of a Mat Foundation Design on Mexico City Clay," in *Proceedings*, 7th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Jan. 1947, reprinted 1982.
- [10] Reference 8, Chapter VII-5, pp. 300-310 and Chapter II-3, 13, pp. 85-96.

- [11] Zeevaert, L., "Descompresión en Depósitos de Suelos Impermeables," División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1982 (English and Spanish).
- [12] Zeevaert, L., "Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados," División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1984.
- [13] Van Zelst, T. W., "An Investigation of the Factors Affecting Laboratory Consolidation of Clay," in *Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 7, 1981, pp. 52-61.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

**EXPOSITOR: M. en I. HECTOR SANGINÉS GARCÍA**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL 2003**

### 3. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Agustín Deméneghi Colina\*  
Héctor Sanginés García

#### 3.1 Determinación de deformaciones en los suelos

##### 3.1.1 Deformación de un suelo en el campo

Para ilustrar la forma de determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig 3.1a. 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 tres esfuerzos normales

$$p_c = (1/3) (p_z + p_x + p_y) \quad (3.1)$$

Supongamos que las presiones horizontales  $p_x$  y  $p_y$  son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical  $p_z$

$$p_x = p_y = K_o p_z$$

donde  $K_o$  es el coeficiente de presión en reposo del suelo. Sustituyendo en la ec 3.1

$$p_c = (1 + 2 K_o) p_z / 3 \quad (3.2)$$

La fig 3.1b muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente  $p_c$ .

Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  en el elemento (fig 3.2). Estos incrementos de esfuerzo producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. En cimentaciones es usual que la deformación que interesa al ingeniero sea la deformación vertical  $\delta_z$  del elemento. Existen varios métodos para determinar esta deformación; uno de ellos trata del empleo de la ley de Hooke, que consiste en lo siguiente

$$e_z = [ \sigma_z - \nu ( \sigma_x + \sigma_y ) ] / E \quad (3.3)$$

$$\delta_z = e_z H \quad (3.4)$$

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

donde  $\epsilon_z$  = deformación unitaria del elemento  
 $E$  = módulo de elasticidad del material  
 $\nu$  = relación de Poisson  
 $H$  = espesor del elemento

Los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  se pueden obtener con la teoría de Boussinesq, empleando las ecuaciones que se presentan en el inciso 3.4 de este capítulo.

### 3.1.2 Propiedades de deformación de los suelos

En los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc, por lo que el valor de  $E$  se tiene que tomar de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se esté estudiando. Cabe aclarar que, dado que las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos son no lineales, conviene con frecuencia trabajar con el módulo secante de deformación para determinar el valor de  $E$  correspondiente, utilizando niveles de esfuerzo lo más cercanos a la realidad.

A continuación veremos la forma de determinar los diferentes valores de  $E$ .

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando un elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos que se muestra en la fig 3.3; consideremos adicionalmente que se trata de una arcilla saturada. Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento  $p_c$  y un esfuerzo desviador  $\sigma_r$  iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo  $\sigma_r$  a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico  $E_c$  del suelo (fig 3.4). A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento  $p_c$ , se vuelve a aplicar el esfuerzo  $\sigma_r$ , con lo que se determina el módulo de recompresión  $E_{rc}$  (fig 3.4). Aplicando un esfuerzo de compresión  $\sigma_z$  se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga  $\sigma_n = \sigma_z - \sigma_r$ , donde  $\sigma_z$  es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura; a esta deformación se le puede denominar asentamiento por compresión; el módulo de deformación correspondiente será  $E_c$  (fig 3.4). Tenemos entonces tres módulos de deformación, a saber

$$E_c = \sigma_r / \epsilon_c \qquad E_{rc} = \sigma_r / \epsilon_{rc} \qquad E_c = \sigma_n / \epsilon_c$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos  $E_c$ ,  $E_{rc}$  o  $E_c$  en la ley de Hooke de la ec 3.3.

opinión de las siguientes personas involucradas en el diseño de la cimentación (Zeevaert 1991)

- a) Propietario del inmueble
- b) Inquilino
- c) Ingeniero estructurista
- d) Arquitecto
- e) Autoridad municipal
- f) Compañía de seguros
- g) Opinión pública

Por lo tanto, con el concurso de opinión de las personas mencionadas, se llegan a definir los movimientos permisibles de una cimentación.

Sin embargo, para que el lector se dé una idea de los asentamientos permisibles, y únicamente para fines de anteproyecto se presentan los valores de la tabla 3.1 (Sowers 1962).

### 3.3 Estados límite de servicio

Los reglamentos de construcción especifican los diferentes movimientos que se deben revisar en una cimentación, los cuales dependen de cada caso particular. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones del Distrito Federal establecen que para una cimentación compensada se deben revisar los estados límite de servicio que se indican a continuación. Cabe aclarar que este criterio se puede aplicar en general a cimentaciones superficiales, profundas, etc, con las modalidades propias de cada cimentación.

#### a) Desplazamientos instantáneos del suelo de cimentación

Los desplazamientos instantáneos en suelos finos saturados se pueden calcular utilizando la ley de Hooke (ec 3.3), considerando que la deformación del suelo ocurre a volumen aproximadamente constante. Véase el ejemplo 6.1, donde se trata el cálculo de expansiones y asentamientos por recompresión, considerándolos como movimientos instantáneos.

Los suelos granulares, debido a su permeabilidad relativamente alta, experimentan movimientos instantáneos de magnitud alta comparados con los desplazamientos diferidos. La determinación de deformaciones en suelos granulares se puede ver en los ejemplos 3.1, 5.4 y 5.5.

#### b) Deformaciones transitorias y permanentes del terreno de cimentación

Las propiedades de deformación para la determinación de deformaciones transitorias de la cimentación debidas a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al, 1987), etc.

En la obtención de las deformaciones permanentes de un suelo ocasionadas por un sismo, el fenómeno de la repetición de carga es



Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo  $\sigma_z$  constante se presentará una deformación a largo plazo  $c_v$  (fig 3.4).

Vemos entonces que 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 fundamentalmente a que la deformación diferida  $c_v$  toma mucho tiempo en esta prueba; por esta razón, las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se ha observado que los módulos  $E_e$  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 hace la consideración de 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 neto de carga. --

En resumen, la expansión por descarga y el asentamiento por recompresión se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos en 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.

Las propiedades de deformación para la determinación de movimientos de la cimentación debidos a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico, como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al 1987), etc.

En suelos friccionantes se sigue un procedimiento similar al de las arcillas, con la diferencia de que el efecto de la presión confinamiento es mayor y que el efecto del tiempo es mucho menor en estos materiales. Para suelos granulares existen procedimientos que toman en cuenta en forma explícita el efecto del confinamiento y que la relación esfuerzo-deformación en ellos es de tipo no lineal; una de estas técnicas se presenta en el inciso 3.7 de este capítulo (Deméneghi 1989).

### 3.2 Deformaciones permisibles

Las deformaciones calculadas deben compararse con las deformaciones permisibles de una cimentación, las cuales deben determinarse para cada estructura en particular. Por ejemplo, el asentamiento total y los asentamientos diferenciales de una cimentación dependen de la

importante; por lo tanto deben determinarse, en muestras en el laboratorio, las deformaciones permanentes acumuladas por la repetición de cargas. En forma aproximada y únicamente para fines de anteproyecto, se pueden emplear las siguientes expresiones

$$\delta_{pN} = \delta_p (1 + a \log N) \quad (3.5)$$

donde  $\delta_{pN}$  = deformación permanente debida a N repeticiones de carga  
 $\delta_p$  = deformación permanente correspondiente a la primera aplicación de carga  
 N = número de repeticiones de carga  
 a = coeficiente que depende del tipo de suelo. Para suelos granulares  $a \approx 0.25$   
 log = logaritmo decimal (base 10)

### c) Asentamiento diferido debido al incremento neto de carga

Considerando que la presión efectiva en una arcilla saturada no cambia en forma importante por una excavación, el asentamiento a largo plazo se calcula entonces empleando el incremento neto de carga, el cual es el resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por una subestructura o un elemento de ella, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante (RCDF 1976). Además, si el terreno de cimentación consiste en arcilla, el asentamiento debido a cedencia lateral de suelo es usualmente pequeño en comparación con el asentamiento total; por esta razón, aun el asentamiento de cimentaciones en estratos de gran espesor de arcilla puede ser evaluado por métodos basados en deformación unidimensional (Terzaghi y Peck 1967, art 41); es decir, para calcular los asentamientos diferidos únicamente hay que utilizar el esfuerzo normal vertical  $\sigma_v$ .

En el ejemplo 6.1 se presenta la valuación del asentamiento a largo plazo en una cimentación compensada. Cabe aclarar que si se desea obtener adicionalmente la evolución del hundimiento, se puede emplear la teoría de consolidación de Terzaghi-Zeevaert que considera adicionalmente la componente de deformación por viscosidad intergranular (consolidación secundaria); véase para esto Zeevaert (1985).

## 3.4 Incrementos de esfuerzo en la masa de suelo ocasionados por una carga repartida aplicada en la superficie

### 3.4.1 Carga uniforme

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme  $q$  aplicada en la superficie (fig 3.5).

Para  $\sigma_z$  (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{A} + \text{ang tan } \frac{x y}{z A} \right] \quad (3.6)$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{y A}{x z} \right) \right] \quad (3.7)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{x A}{y z} \right) \right] \quad (3.8)$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (3.9)$$

Los esfuerzos normales bajo el centro de un círculo cargado están dados por (Yoder 1967)

$$\sigma_z = q \left[ 1 - z^3 / (R^2 + z^2)^{3/2} \right] \quad (3.6')$$

$$\sigma_r = (q/2) \left[ 1 + 2\nu - 2(1+\nu) z / (R^2 + z^2)^{1/2} + z^3 / (R^2 + z^2)^{3/2} \right] \quad (3.7')$$

donde R es del radio del círculo.

### 3.4.2 Carga triangular

Cuando la carga que se aplica en la superficie es de tipo triangular (fig 3.6), se pueden utilizar las fórmulas de Hamilton Gray (Juárez Badillo y Rico 1980)

Bajo el punto A

$$\sigma_{zA} = \left[ p L / (2 \pi B) \right] \left( \frac{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}}{L^2 + z^2} - \frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} + \right. \\ \left. + (B/L) \text{ang sen } \frac{B L}{\sqrt{B^2 L^2 + B^2 z^2 + L^2 z^2 + z^4}} \right) \quad (3.10)$$

Bajo el punto B

$$\sigma_{zB} = \left[ p L / (2 \pi B) \right] \left( \frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{z^3}{(B^2 + z^2) \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right) \quad (3.11)$$

donde  $L$  es la longitud de la carga triangular.

### 3.5 Cimientos sujetos a carga vertical y momento

#### 3.5.1 Reacción del terreno trapecial

En numerosas ocasiones en la práctica un cimiento se ve sometido a carga vertical y momento. Por ejemplo, una columna le trasmite usualmente a una zapata aislada carga vertical y momento. El efecto de un sismo se traduce en fuerzas cortantes y momentos al nivel de cimentación; así, un edificio alto desplantado sobre una losa de apoyo o un cajón de cimentación, en una región sísmica trasmite al terreno de cimentación un fuerte momento de volteo, el cual ocasiona deformaciones en dicho terreno que pueden llegar a ser muy importantes. Por lo tanto, se hace necesario determinar las deformaciones del suelo ocasionadas por una fuerza vertical y un momento de volteo, tema que trataremos en este inciso.

Consideremos un cimiento sometido al sistema de cargas de la fig 3.7, y supongamos que la reacción del terreno es la suma de una reacción uniforme debida a la carga  $Q$ , y a una reacción debida al momento  $M$ . La reacción uniforme se obtiene del cociente  $Q/A$ , siendo  $A$  el área del cimiento, mientras que la reacción provocada por el momento se obtiene en forma aproximada utilizando la fórmula de la escuadría:  $\Delta\sigma = (M/I) y$ . Observamos que la reacción del suelo se calcula entonces con la siguiente expresión

$$\sigma = Q/A \pm (M/I) y$$

donde  $I$  = momento de inercia de la planta de la cimentación  
 $y$  = distancia del centroide del área de la cimentación a la fibra donde se este calculando el esfuerzo

En los puntos extremos A y B del cimiento los esfuerzos se calculan

$$\sigma_a = Q/A + (M/I) B/2 \quad (3.12)$$

$$\sigma_b = Q/A - (M/I) B/2 \quad (3.13)$$

Si el cimiento es rectangular de ancho  $B$  y longitud  $L$

$$\sigma_a = Q / B L + 6 M / L B^2 \quad (3.14)$$

$$\sigma_b = Q / B L - 6 M / L B^2 \quad (3.15)$$

Por la tercera ley de Newton, la carga sobre el terreno es la de la fig 3.7, pero con sentido de arriba hacia abajo (fig 3.8).

Por lo tanto, para determinar las deformaciones del suelo provocadas por un cimiento con carga vertical y momento, es necesario determinar el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo ocasionado por la

carga de tipo trapecial de la fig 3.8.

Cuando solo se desea determinar el esfuerzo normal vertical en la masa de suelo, el problema se puede dividir en el de una carga rectangular  $\sigma_b$  y de una carga triangular  $\sigma_a'$  (fig 3.8). El esfuerzo normal ocasionado por la primera se calcula con la fórmula de Dany (ec 3.6), mientras que para la carga triangular se pueden emplear las fórmulas de Hamilton Gray (fig 3.7, ecs 3.10 y 3.11).

Cuando se requiere conocer además del esfuerzo normal vertical  $\sigma_z$ , los esfuerzos normales horizontales  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$ , el problema se puede resolver dividiendo la carga trapecial en un número n de cargas uniformes como se ilustra en la fig 3.9. Los esfuerzos buscados se obtienen aplicando las ecs 3.6 a 3.9, para cada una de las cargas uniformes en las que se dividió la carga trapecial.

### 3.5.2 Reacción triangular

Cuando el momento de volteo es alto, puede ocurrir que se presenten en un extremo esfuerzos teóricos de tensión entre cimiento y terreno (fig 3.10). En la realidad la resistencia a la tensión entre estos dos materiales es prácticamente nula, por lo que no existe dicha zona de tensión. Por lo anterior, se requiere determinar la reacción del terreno ignorando esta zona de tensión.

Supongamos una reacción triangular como la indicada en la fig 3.11. Por equilibrio de fuerzas verticales

$$\sigma_a C / 2 = Q = \text{área del triángulo} \quad (3.16)$$

Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A

$$\Sigma M_A = - Q C / 3 + Q B / 2 - M = 0$$

$$C = 1.5 B - 3 M / Q \quad (3.17)$$

De la ec 3.16  $\sigma_a = 2 Q / C \quad (3.18)$

En consecuencia, dado un cimiento en el que las cargas Q y M ocasionan esfuerzos teóricos de tensión en el contacto entre terreno y suelo, la reacción de este, suponiéndola triangular (fig 3.11), se obtiene utilizando la ec 3.17 para determinar la distancia C, y la ec 3.18 para obtener el esfuerzo  $\sigma_a$ .

Los esfuerzos en el interior del medio elástico, ocasionados por la carga triangular se hallan empleando las ecs 3.10 y 3.11 del inciso 3.4.2 anterior.

### 3.6 Fórmulas para deformaciones elásticas

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

#### 3.6.1 Deformación vertical de un rectángulo cargado

El asentamiento de la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo e isotrópico, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida  $q$ , está dado por la fórmula de Schleicher (Terzaghi 1943)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{E^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde  $B$  = ancho del rectángulo  
 $L$  = longitud del rectángulo  
 $E$  = módulo de elasticidad del medio  
 $\nu$  = relación de Poisson del medio

Si el cimiento es cuadrado, la ec 3.19 se convierte en

$$\delta = \frac{2 q B (1 - \nu^2) \ln (1 + \sqrt{2})}{\pi E} \quad (3.19')$$

$$\delta = \frac{1.763 q B (1 - \nu^2)}{\pi E} \quad (3.19'')$$

La rigidez lineal vertical se define como el cociente de la carga vertical concentrada  $Q_v$  entre el asentamiento vertical que produce dicha carga. En un cimiento de planta cuadrada de ancho  $B$ , la rigidez lineal vertical está dada por

$$K_v = \frac{0.891 E B}{1 - \nu^2} \quad (3.19''')$$

(En la ec 3.19''' el asentamiento se calcula bajo el centro del cuadrado.)

Cuando 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)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/\pi E] \left[ L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + H^2}}{L (B + A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + H^2}}{B (L + A)} \right. \\ \left. + (q/2\pi E) (1-\nu-2\nu^2) H \operatorname{ang} \tan \frac{L B}{H A} \right] \quad (3.20)$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2} \quad (3.21)$$

Cuando existe un medio estratificado como el de la fig 3.12, formado por n estratos de propiedades elásticas E y  $\nu$ , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\epsilon_z = (1/E) [ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) ] \quad (3.22)$$

donde  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  son los esfuerzos normales vertical y horizontales ocasionados por la carga aplicada en la superficie del medio, y  $\epsilon_z$  es la deformación unitaria del estrato. La deformación, en unidades de longitud, del estrato está dada por

$$\delta = \epsilon_z H \quad (3.23)$$

donde H es el espesor del estrato.

La deformación de la superficie será la suma de las deformaciones de cada estrato.

### 3.6.2 Circulo cargado

En un circulo de radio R sometido a carga uniforme q en su superficie, el asentamiento bajo el centro está dado por (Zeevaert 1973)

$$\delta_v = \frac{\pi (1 - \nu^2) R q}{2 E} \quad (3.24)$$

El desplazamiento horizontal de un circulo sometido a una carga horizontal  $Q_h$  esta dado por (Richart et al 1970)

$$\delta_h = \frac{(7 - 8 \nu) Q_h}{32 (1 - \nu) G R} \quad (3.25)$$

El giro del circulo ocasionado por un momento M vale (Richart et al 1970)

$$\theta = [ 3 (1 - \nu) M ] / 8 G R^3 \quad (3.26)$$

en que  $G = E / 2 (1 + \nu)$  (3.26)

Con las expresiones anteriores se pueden obtener las rigideces lineal y angular de un cimiento de planta circular. La rigidez line

vertical se define como la carga vertical entre el asentamiento que produce:

$$K_v = Q_v / \delta_v = 2 E R / (1 - \nu^2) \quad (3.27)$$

La rigidez lineal horizontal se define como la carga horizontal entre el desplazamiento horizontal que produce:

$$K_h = \frac{Q_h}{\delta} = \frac{32 (1 - \nu) G R}{7 - 8 \nu} \quad (3.28)$$

La rigidez angular o rigidez a la rotación se define como el cociente del momento entre el giro que produce:

$$K_r = M / \theta = 8 G R^3 / 3 (1 - \nu) \quad (3.29)$$

### 3.6.3 Giro de un rectángulo sometido a momento

El giro de un rectángulo sujeto a un momento  $M$  (fig 3.13) se puede calcular determinando la carga de tipo trapecial (ecs 3.14 y 3.15) o triangular (ecs 3.17 y 3.18) que actúa sobre el terreno. A continuación se divide la carga en un número  $n$  de cargas uniformes (fig 3.9) y se determinan los esfuerzos normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  con las ecs 3.6 a 3.9, a la mitad de cada uno de los estratos del subsuelo. La deformación unitaria de cada estrato se obtiene aplicando la ley de Hooke (ec 3.22) y la deformación en unidades de longitud utilizando la ec 3.23. Esta operación se realiza bajo los puntos A y B de la fig 3.9, con lo que se determina, mediante la suma de las deformaciones de cada estrato, la deformación en la superficie. Con estos resultados se puede calcular el giro del rectángulo sometido a momento. En el ejemplo 6.1 se presenta una aplicación de este procedimiento.

En forma simplificada, se puede usar el siguiente artificio: se obtiene el momento de inercia del rectángulo  $I$  en el sentido que se está analizando, y se determina el radio equivalente a un círculo que tenga el mismo momento de inercia del rectángulo (Normas de Sismo 1987):

$$R = (4 I / \pi)^{1/4} \quad (3.29)$$

Con el radio equivalente  $R$  se emplea la ec 3.25 para determinar el giro de la cimentación de planta rectangular.

El criterio anterior es válido cuando la longitud del cimiento es similar al ancho del mismo. Para valores de la longitud mayores que



tres veces el ancho del cimiento, es conveniente usar la fórmula de Fröhlich para un cimiento continuo (de longitud infinita) de ancho B (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan} [16 (1 - \nu^2) \bar{M} / \pi E B^2] \quad (3.30)$$

donde  $\bar{M}$  es el momento por unidad de longitud del cimiento (t.m/m).

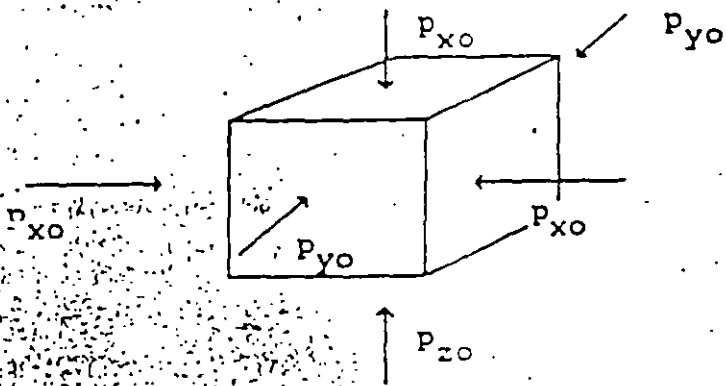
TABLA 3.1  
ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

Asentamiento total permisible de la cimentación de una estructura, de tal forma que no se presente daño funcional en las siguientes instalaciones o elementos:

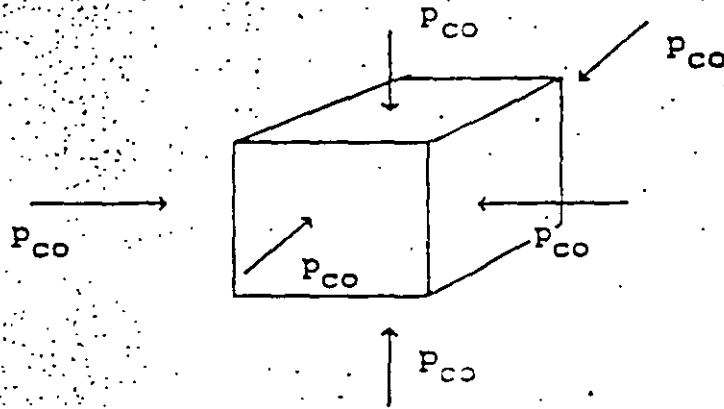
Obras de drenaje	15 a 30 cm
Accesos a la estructura	30 a 60 cm
Muros de mampostería	2.5 a 5 cm
Marcos estructurales de concreto o acero	5 a 10 cm
Losas o cajones de cimentación	7.5 a 30 cm

Los valores mayores son para asentamientos en terrenos de cimentación homogéneos y estructuras de buena calidad de construcción. Los valores menores son para asentamientos en terrenos de cimentación con estratigrafía errática y estructuras de regular calidad de construcción.

Tomado de Sowers (1962)



a) Estado de presión inicial



b) Presión de confinamiento equivalente

$$p_{co} = (1 + 2 K_o) p_{zo} / 3$$

FIG 3.1 PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE

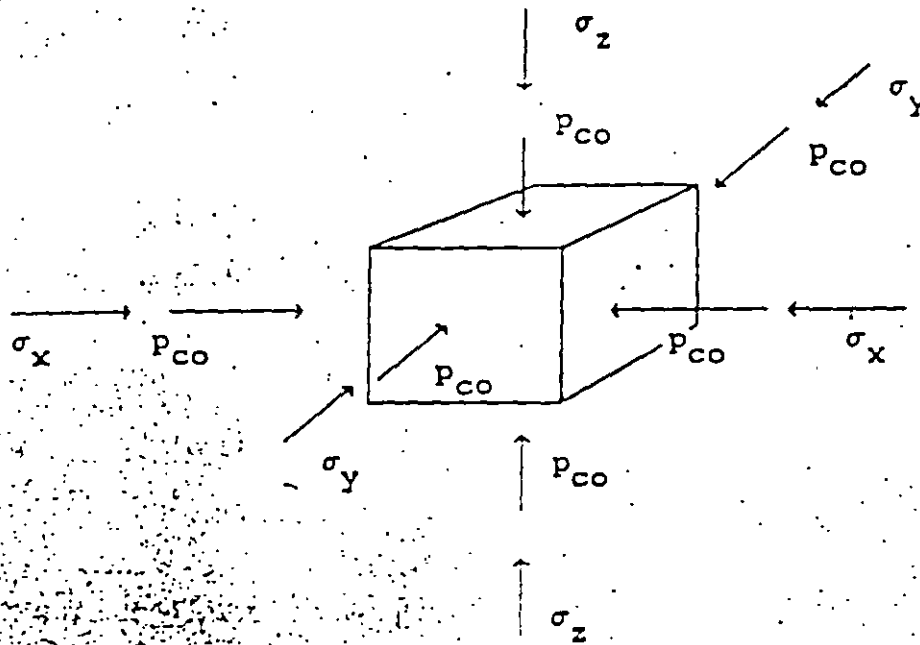


FIG 3.2 INCREMENTOS DE ESFUERZO  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  Y  $\sigma_y$  SOBRE EL ELEMENTO

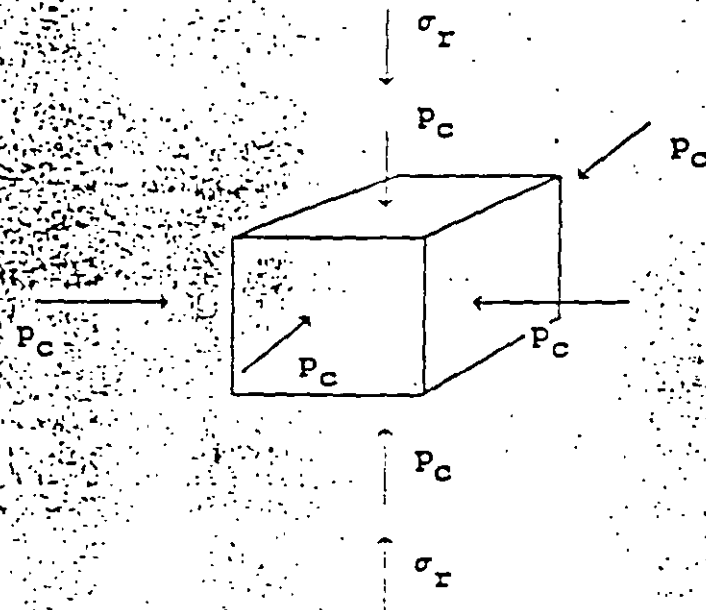


FIG 3.3 ELEMENTO DE SUELO EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

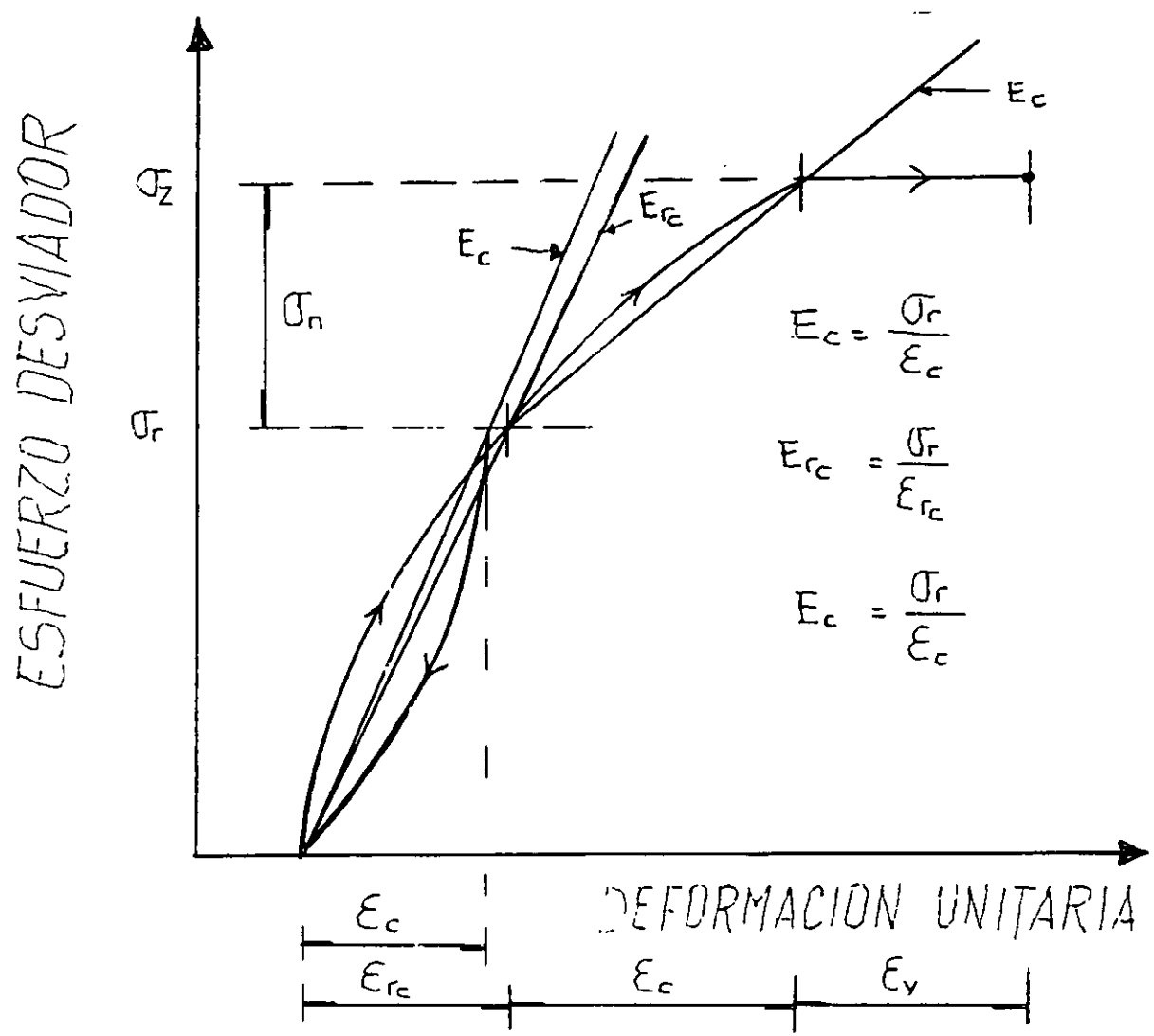


FIG. 3.4 DETERMINACION DE MODULOS DE DEFORMACION.

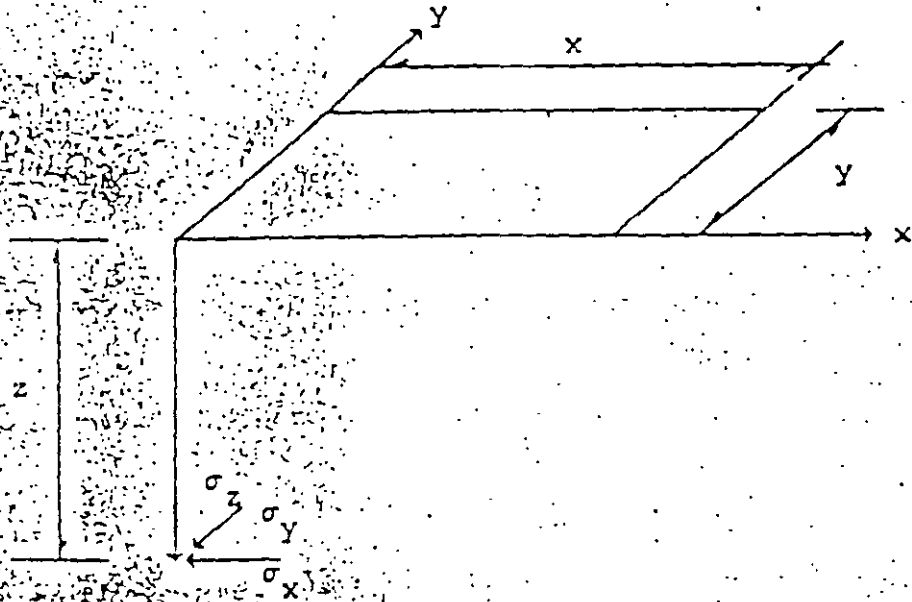


FIG 3.5 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

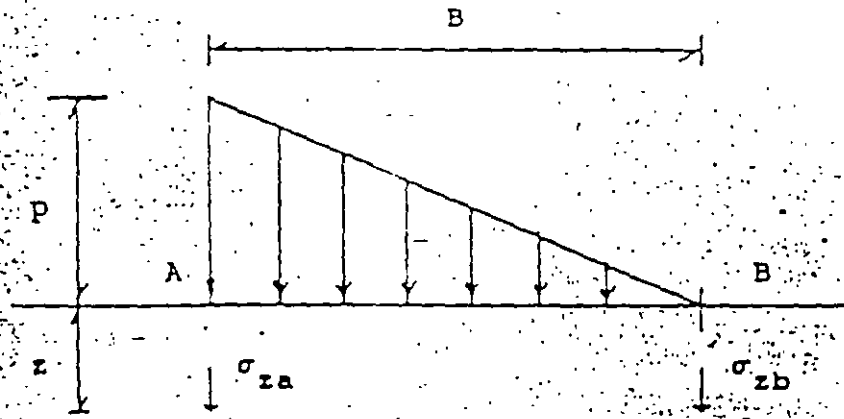


FIG 3.6 ESFUERZOS NORMALES OCACIONADOS POR UNA CARGA TRIANGULAR

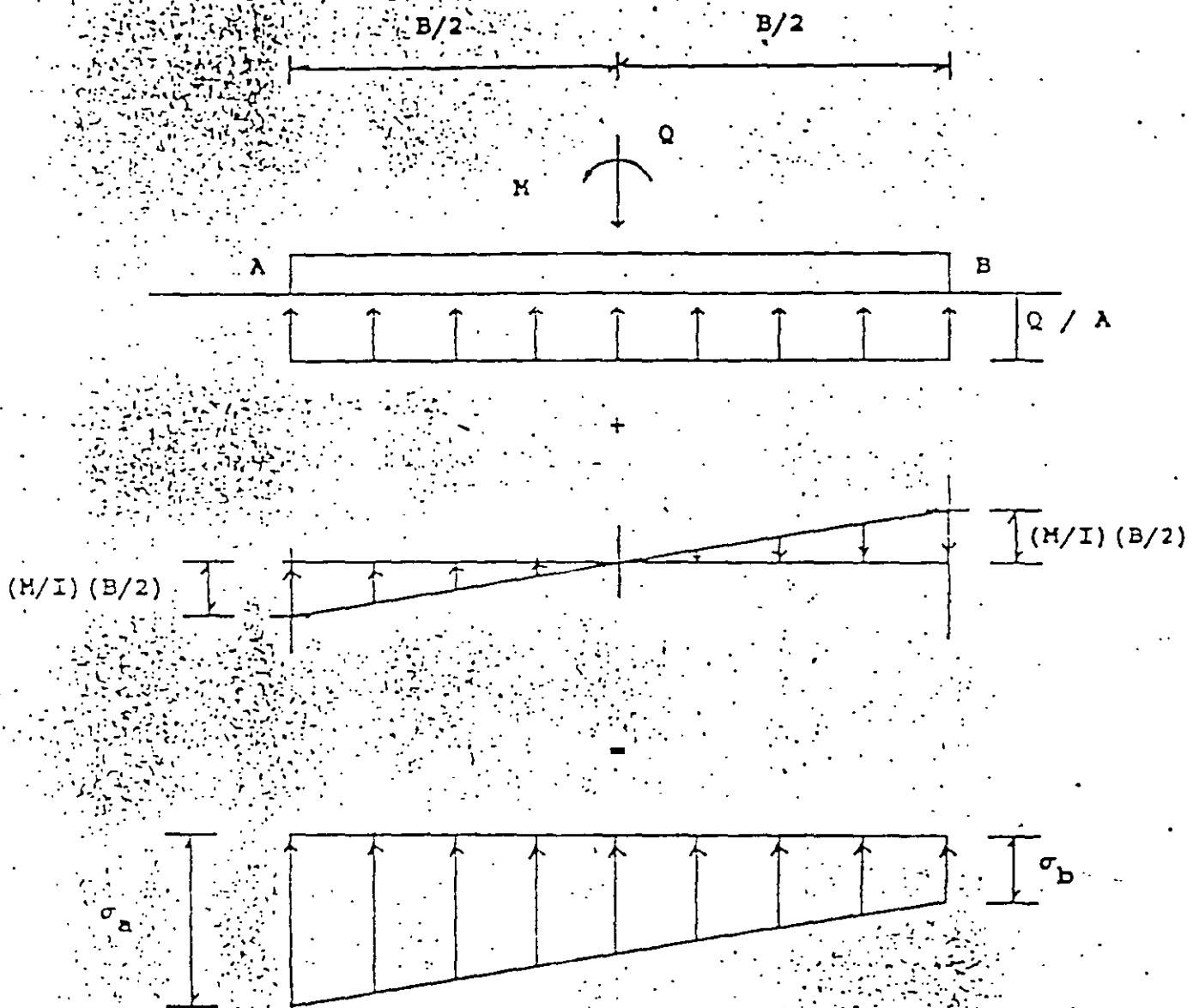


FIG 3.7 REACCIÓN DEL TERRENO. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

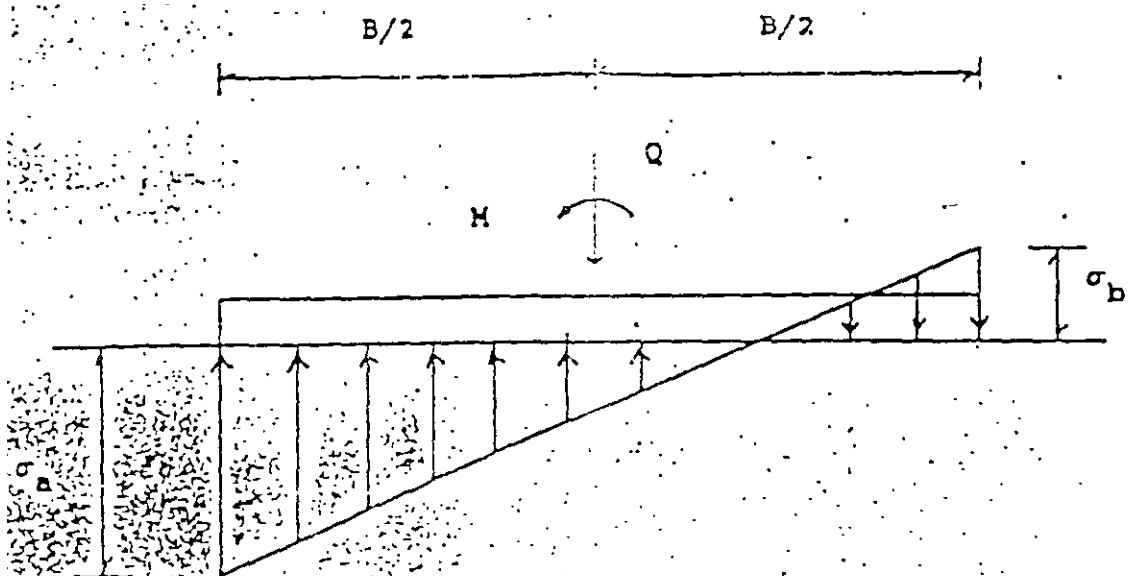


FIG 3.10 ESFUEROS TEÓRICOS DE TENSION EN EL CONTACTO CIMENTO-SUELO

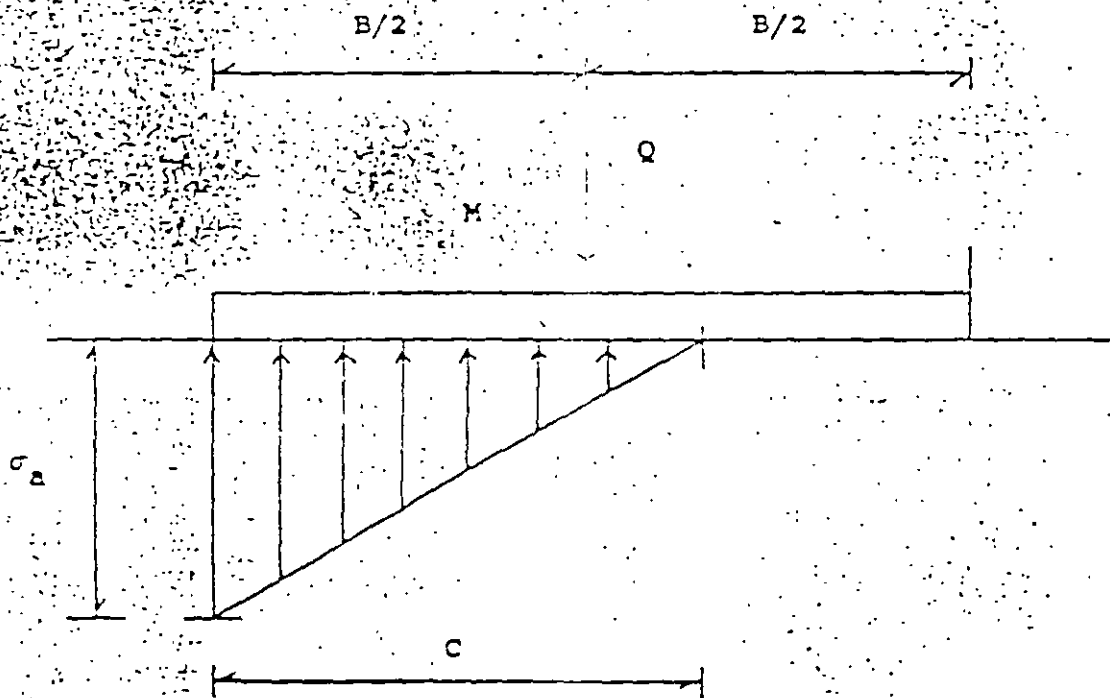


FIG 3.11 REACCIÓN DEL TERRENO TRIANGULAR



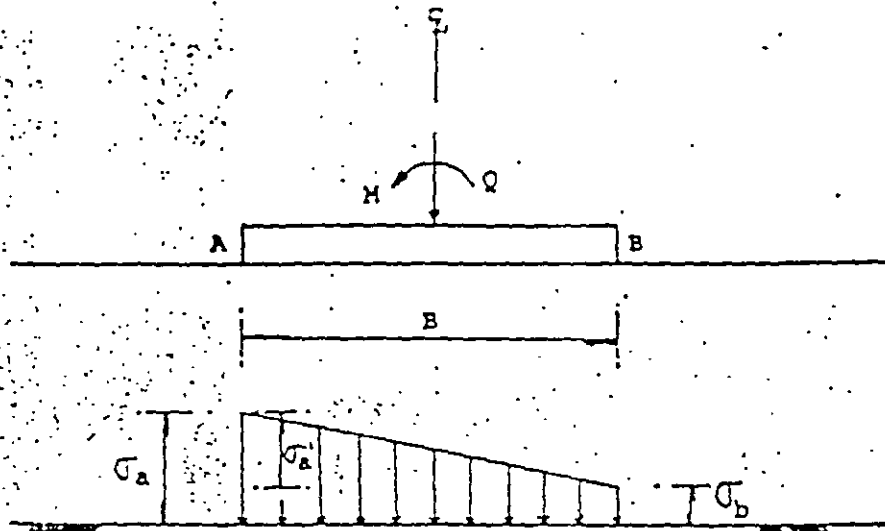


FIG. 3.8 CARGA TRAPEZIAL SOBRE EL TERRENO

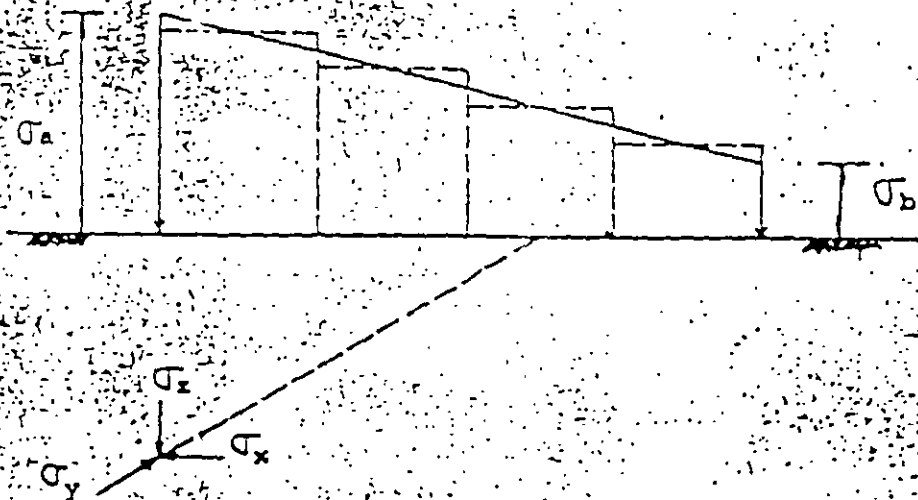


FIG. 3.9 CARGA TRAPEZIAL DIVIDIDA EN UN NUMERO n DE CARGAS UNIFORMES

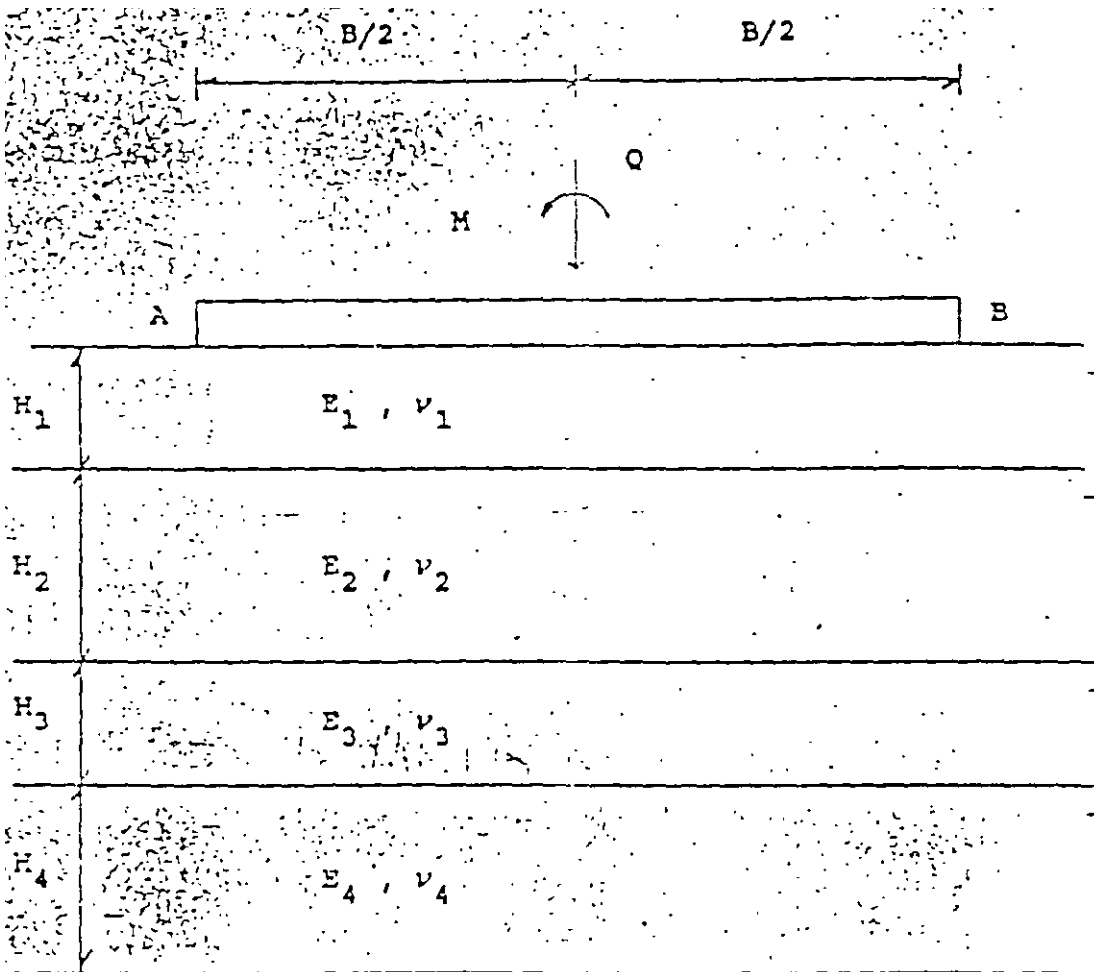


FIG 3.12 MEDIO ESTRATIFICADO

TABLA DE MEYERHOF (1956)

<u>Estado</u>	<u>Compacidad relativa, <math>D_r</math></u>	<u>N</u>	<u><math>q_c</math> kg/cm<sup>2</sup></u>	<u>Ángulo de fricción interna, grados</u>
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Semicompacto	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Compacto	0.6 - 0.8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

$q_c$  = resistencia de punta en el cono



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

APUNTES DE CIMENTACIONES: CAPACIDAD DE  
CARGA

**EXPOSITOR: M. en I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL 2003**

## APUNTES DE CIMENTACIONES CAPACIDAD DE CARGA

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*  
Héctor Sanginés García\*

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF 1993)

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación:
- b) Flotación:
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

### *1 Capacidad de carga última de un suelo*

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi y Peck 1967).

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el suelo falla como se indica en la fig 1, a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I

permanece en estado elástico; actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal.

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta zona plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata.

La capacidad de carga última está dada por

$$q_d = c N_c + p_v N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (4)$$

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la fig 1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de  $90^\circ - \phi$ . En las zonas II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine.

\*Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM

La ecuación de una espiral logarítmica es (fig 2)

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (5)$$

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale  $\phi$  (fig 2). En cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical (fig 3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale  $\phi$ .

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga  $q_d$  (ec 1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de la soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck 1967)

## 2 Efecto de la forma de la cimentación

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ec 1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos en forma experimental. Así, la capacidad de carga última está dada por

$$q_d = c N_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (6)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 (B/L) \quad (7)$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) \quad (9)$$

En un cimiento de planta circular se toma  $B = L = D$ , siendo  $D$  el diámetro del cimiento.

En todos los casos  $B/L \leq 1$ .

## 3. Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (10)$$

donde  $F_{Ri}$  son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general  $F_{Ri} \leq 1$ .

## 4. Presión última sobre el terreno Factores de carga

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \Sigma Q / A \quad (11)$$

donde

$\Sigma Q$  = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

Además

$$q = (1/A) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = (1/A) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (12)$$

donde  $F_{ci}$  son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general  $F_{ci} \geq 1$ , au

cuando en algunos casos particulares  $F_{ca}$  puede ser menor que uno.

La ec 12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (13)$$

### 5 Cimiento sometido a carga vertical y momento

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (fig 4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma. considérese un cimiento sometido a las acciones  $\Sigma Q$  y  $M$  (fig 4a). desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la fig 4.1b. donde se ha colocado la fuerza  $\Sigma Q$  de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad  $e$  vale

$$e = M / \Sigma Q \quad (14)$$

Se observa en la fig 4 1 que se puede considerar un cimiento de ancho  $B'$  sometido únicamente a la carga vertical  $\Sigma Q$  De la fig 4.1b

$$B'/2 = B/2 - e \quad \therefore \quad B' = B - 2 e \quad (15)$$

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical  $\Sigma Q$  y momento  $M$  se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual  $B'$ , dado por la ec 15, en que la excentricidad  $e$  está dada por la ec 14

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual  $B'$  determinado con la ec 15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual

equivalente se halla considerando el ancho reducido  $B'$ .

### 6. Revisión de la seguridad de una cimentación

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \leq q_R \quad (16)$$

Sustituyendo las ecs 7 y 10 en la expresión 16

$$\Sigma Q F_c / A \leq c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (17)$$

La desigualdad 17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

### 7. Suelos friccionantes

En un suelo puramente friccionante

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la ec 10:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (18)$$

Usualmente  $F_{R2} = F_{R3} = F_R$ , por lo tanto

$$q_R = [p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (19)$$

#### 7.1 Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la ec 1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple sólo en suelos de compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión en suelos en estado suelto

$$\tan \phi = (2/3) \tan \phi^* \quad (20)$$

donde  $\phi^*$  es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte. Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con  $D_r$  mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general, y que para  $D_r$  menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de  $D_r$  se debe interpolar. En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la ec 20 de la siguiente manera

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad (21)$$

$$\phi = \text{ang tan } (\alpha \tan \phi^*) \quad (22)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.67 && \text{para } D_r \leq 0.5 \\ \alpha &= 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) && \text{para } 0.5 < D_r < 0.7 \\ \alpha &= 1.0 && \text{para } D_r \geq 0.7 \end{aligned} \quad (23)$$

### 7.2 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ec 12 con  $p_v = p_v'$  y  $\gamma = \gamma'$ , es decir

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (24)$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua  $u$  al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

Pero

$$p_v = p_v' + u, \quad u = p_v - p_v', \quad u_R = p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} \quad (25)$$

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones:  $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ , y  $F_{R4} = 1$ , por lo que la ec 25 queda

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (26)$$

### 7.3 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que en general el factor  $F_R \leq 0.45$ . Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan  $F_R = 0.35$  para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale

$$h = \frac{B \cos \phi \exp [(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} \quad (27)$$

(Por ejemplo, para  $\phi = 36^\circ$ ,  $h = 1.98 B$ )

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$



Se distinguen las siguientes condiciones:

a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de  $h$  dado por la ec 27, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma_m$ .

b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma'$ .

c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia  $z$  (fig 5), se emplea la ec 28 con

$$\gamma = \gamma' + (z/h) (\gamma_m - \gamma') \quad (29)$$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R \quad (30)$$

donde

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (31)$$

[Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que en caso de que el ancho  $B$  sea mayor que la profundidad  $z$  del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + (z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (\text{ec 4 de las NC})$$

donde

$\gamma'$  = peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $z$  y  $(B/2) \tan(45^\circ - \phi/2)$

$\gamma_m$  = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático ]

### 8 Suelos cohesivos totalmente saturados

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU,

pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (fig 6).

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercano posible a la presión de confinamiento de campo

En una prueba rápida  $c = c_u$  y  $\phi = \phi_u = 0$  (fig 6). Sustituyendo en las ecs 2, 3 y 8

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la ec 10

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (32)$$

$$\text{Hagamos } F_{R1} = F_R \quad F_{R2} = 1$$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (Normas de Cimentaciones 1976)

### 9. Suelos cohesivos parcialmente saturados

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (35)$$

En la tabla 1 se muestran valores de  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\phi^b$  para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo 1993)

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento  $\sigma_3$ , se incrementan tanto la presión en el aire  $u_a$  como la presión en el agua  $u_w$ ; si en los poros del suelo se presenta un estado *abierto* (vacíos del aire interconectados entre sí), la presión  $u_a$  se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos de  $\sigma_3$ , los poros pasan del estado *abierto* al estado *ocluido* (vacíos del aire no conectados entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua  $u_a \cong u_w$ . Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%.

Para  $G_w = 100\%$ ,  $u_a = u_w$ . La ec 35 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (36)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la ec 35. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale

$$c = c' - (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (37)$$

y la ec 35 queda

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (38)$$

Podemos observar en la ec 38 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccionante, por lo que

podemos aplicar la ec 10 para determinar su capacidad de carga:

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (39)$$

O bien, si hacemos  $F_{R1} = F_R$

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (40)$$

#### Ejemplo

Determinar la capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo-friccionante que tiene las siguientes propiedades:

$$c' = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi' = 22.5^\circ, \phi^b = 16.1^\circ, \gamma = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

Zapata corrida  $B = 1.5 \text{ m}$ ,  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D_f = 0.8 \text{ m}$ .

Considerar una succión en el campo  $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2$ , con  $F_R = 0.45$ .

#### Solución

Aplicando la ec 37, con  $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$ , se obtiene  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$ , y la resistencia al corte vale (ec 38)

$$s = 5.386 + (\sigma - u_a) \tan 22.5^\circ$$

Podemos considerar el material como cohesivo-friccionante con  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$  y  $\phi = \phi' = 22.5^\circ$ .

Sustituyendo en las ecs 2 a 9:

$$N_q = 8.228, N_\gamma = 7.644, N_c = 17.451, f_c = 1.094, f_q = 1.155, f_\gamma = 0.85$$

Aplicando la ec 40:

$$q_R = [5.386(17.451)(1.094) + (1.5)(0.8)(8.228)(1.155) + (1/2)(1.5)(1.5)(7.644)(0.85)](0.45) = 54.693 \text{ t/m}^2$$

### 10. Suelos con cohesión y fricción

Los incisos 7, 8 y 9 cubren una amplia gama de suelos en la práctica, pero se pueden encontrar suelos con características intermedias entre ellos. Por ejemplo, una mezcla de arena con arcilla o una arena cementada pueden presentar bajo ciertas condiciones un comportamiento cohesivo-friccionante. En estos casos, se deben determinar las propiedades de resistencia para las condiciones más desfavorables durante la vida útil de la cimentación, y aplicar la expresión

correspondiente a suelos cohesivo-friccionantes (ec 10):

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (41)$$

O bien

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (42)$$

### Referencias

Fredlund, D G y Rahardjo, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Departamento del Distrito Federal, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, 1987-

Sowers, G F. "Shallow foundations". cap 6 de *Foundation Engineering*, ed por G A Leonards. McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K y Peck, R B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da ed, Wiley, 1967

## TABLA 1

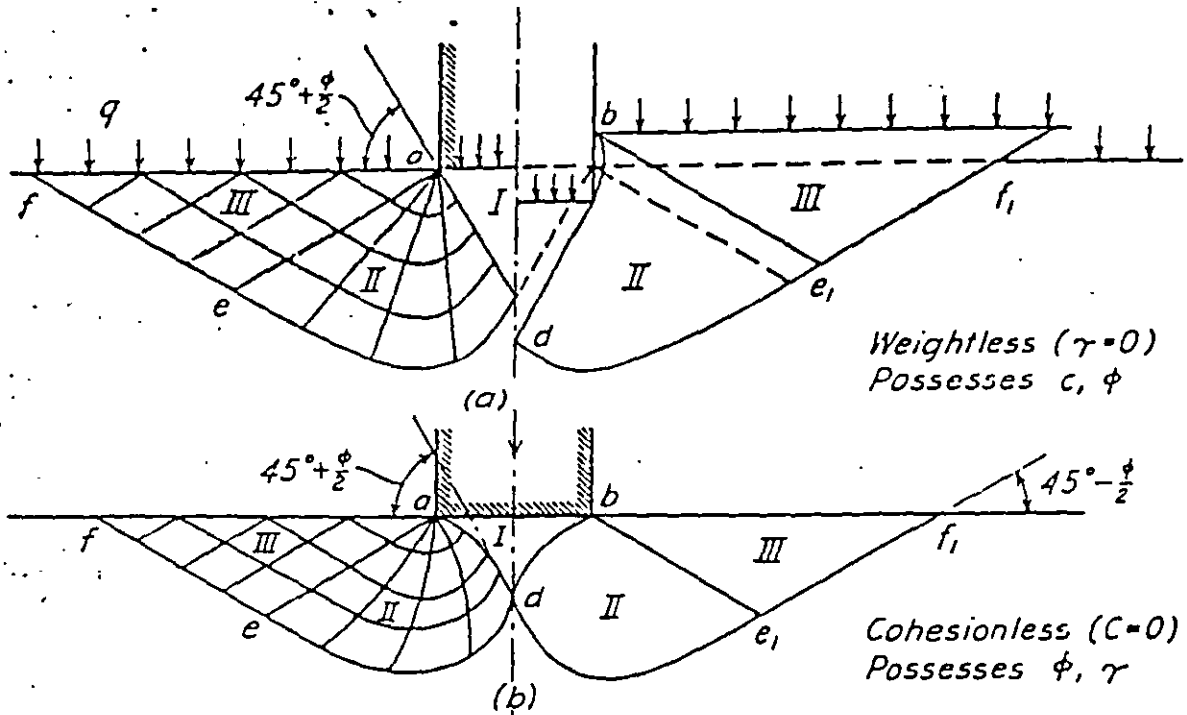
(Fredlund y Rahardjo 1993)

9.2 FAILURE ENVELOPE FOR UNSATURATED SOILS

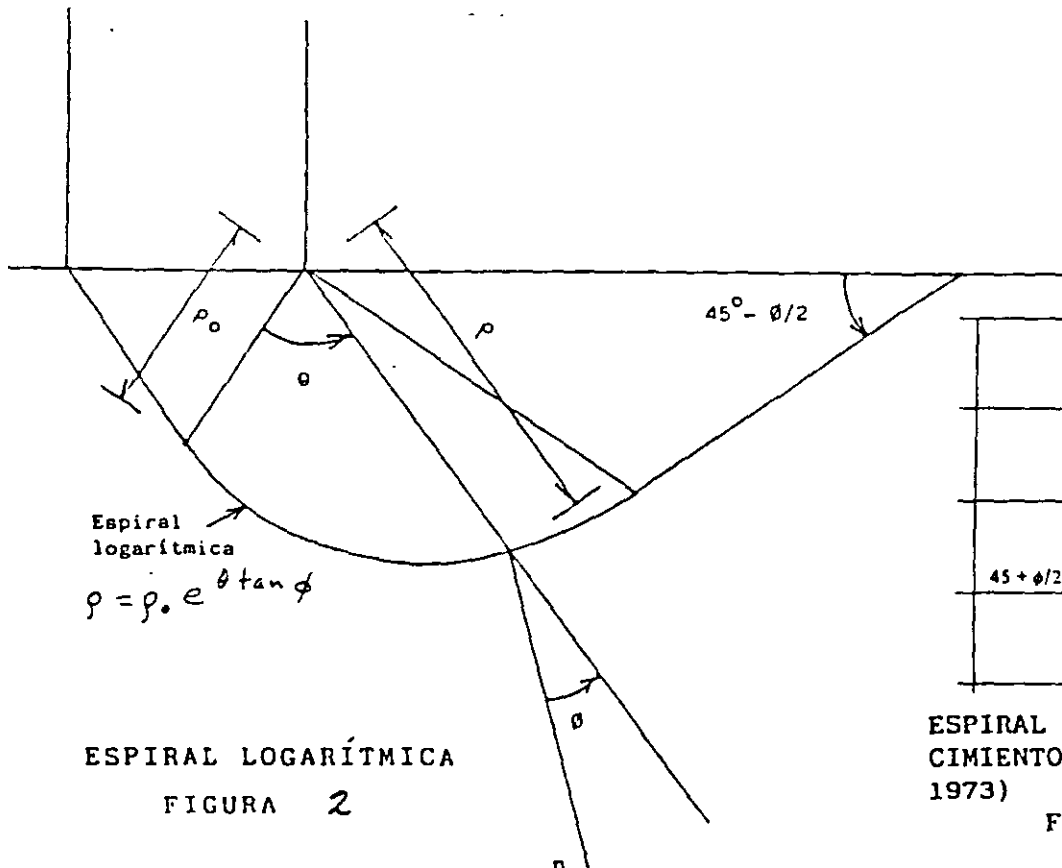
Table 9.1 Experimental Values of  $\phi^b$

Soil Type	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (degrees)	$\phi^b$ (degrees)	Test Procedure	Reference
Compacted shale; $w = 18.6\%$	15.8	24.8	18.1	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Boulder clay, $w = 11.6\%$	9.6	27.3	21.7	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	37.3	28.5	16.2	Consolidated drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	20.3	29.0	12.6	Constant drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	15.5	28.5	22.6	Consolidated water content triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	11.3	29.0	16.5	Constant water content triaxial	Satija, (1978)
Madrid grey clay; $w = 29\%$	23.7	22.5*	16.1	Consolidated drained direct shear	Escario (1980)
Undisturbed decomposed granite; Hong Kong	28.9	33.4	15.3	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Undisturbed decomposed rhyolite; Hong Kong	7.4	35.3	13.8	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Tappen-Notch Hill silt; $w = 21.5\%$ , $\rho_d = 1590 \text{ kg/m}^3$	0.0	35.0	16.0	Consolidated drained multistage triaxial	Krahn <i>et al.</i> (1989)
Compacted glacial till; $w = 12.2\%$ , $\rho_d = 1810 \text{ kg/m}^3$	10	25.3	7-25.5	Consolidated drained multistage direct shear	Gan <i>et al.</i> (1988)

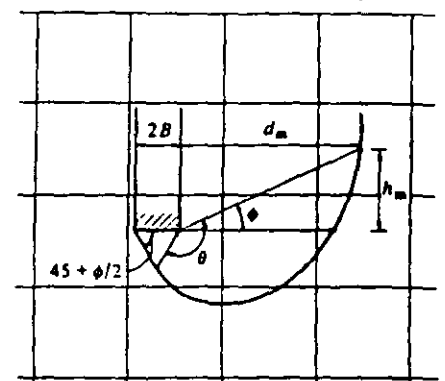
\*Average value.



ZONAS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO DESPUÉS DE LA FALLA (TERZAGHI Y PECK 1967)  
FIGURA 1

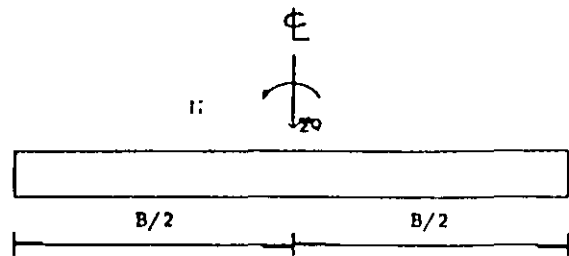


ESPIRAL LOGARÍTMICA  
FIGURA 2

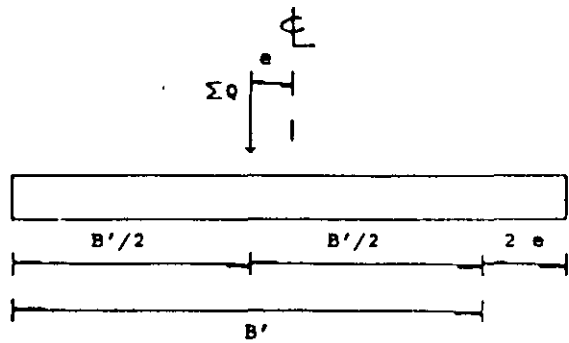


ESPIRAL LOGARÍTMICA EN UN CIMIENTO PROFUNDO (ZEEVAE 1973)

FIGURA 3



a) Cimiento sometido a carga vertical y momento



b) Cimiento con un sistema de cargas externas equivalente

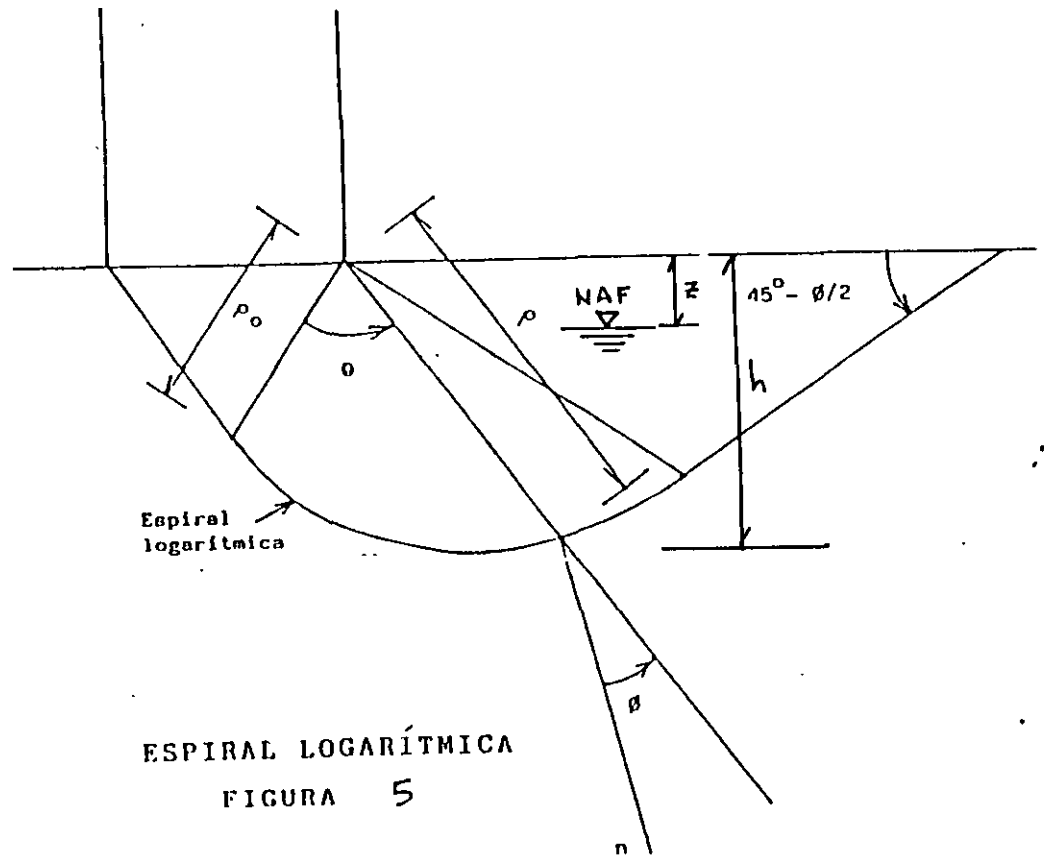


FIG. 6 LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA  
(JUÁREZ BADILLO Y RICO 1976)

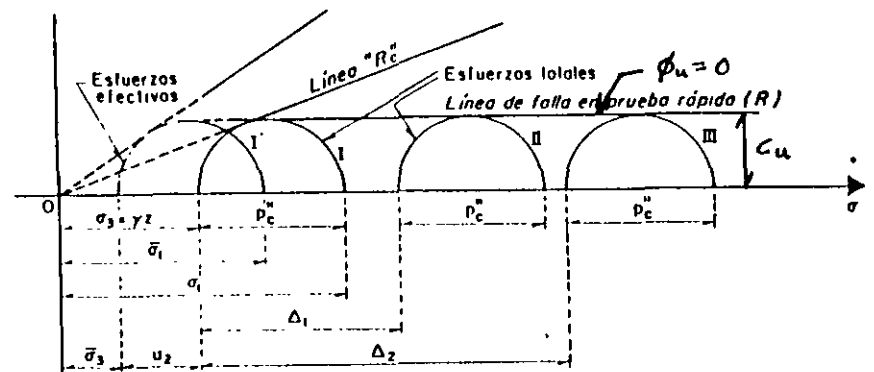


FIG 4 CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

## EJEMPLOS

### Ejemplo 1

(Suelo friccionante)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-1.

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, M_y = 4.2 \text{ t}\cdot\text{m}, M_x = 6.8 \text{ t}\cdot\text{m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación:  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi^* = 37^\circ$ ,

$$D_r = 58\%, s_u = 2.6, F_c = 1.1, F_R = 0.45$$

*Solución*

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4)$$

$$+ ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6)$$

$$= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4)$$

$$+ 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}, L' = L - 2e_y = 1.5482 \text{ m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A' = \Sigma Q F_c / B' L'$$

$$= 41.658 / 1.421(1.5482) = 18.936 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28:

$$q_R = [p_v (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5)$$

$$= 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_q = e^{\alpha \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$$

$$= 1 + (1.421/1.5482) \tan(31.15^\circ) = 1.5547$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B'/L') = 1 - 0.4(1.421/1.5482)$$

$$= 0.6329$$

Sustituyendo en la ec 28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.5547) - 1)$$

$$+ (1/2)(1.6)(1.421)(26.571)(0.6329)](0.45)$$

$$+ 1.6(0.6) = 23.224 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 18.936 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 23.224 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

### Ejemplo 2

(Suelo cohesivo totalmente saturado)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig E-2.

Espesor muro de concreto reforzado 20 cm. Zapata de 1.3 m de ancho; espesor losa zapata = 20 cm. Profundidad de desplante = 50 cm

$$\Sigma Q' = 6 \text{ t/m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: arcilla limosa totalmente saturada,  $\gamma_{sat} = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $c_u = 2.5 \text{ t/m}^2$ ,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.7$

*Solución*

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 6 + 1.3(0.2)(2.4) + 0.2(0.3)(2.4)$$

$$+ (1.3 - 0.2)(0.3)(1.5) = 6 + 0.624 + 0.144 + 0.495$$

$$= 7.263 \text{ t/m}$$

$$\Sigma Q F_c = 6(1.4) + 0.624(1.4) + 0.144(1.4) + 0.495(1.1)$$

$$= 10.020 \text{ t/m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 10.020 / 1.3(1) = 7.707 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 33:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores,

dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. Sustituyendo valores

$$f_c = 1 + 0.25(0.2/1.3) + 0.25(1.3/6) = 1.0926$$

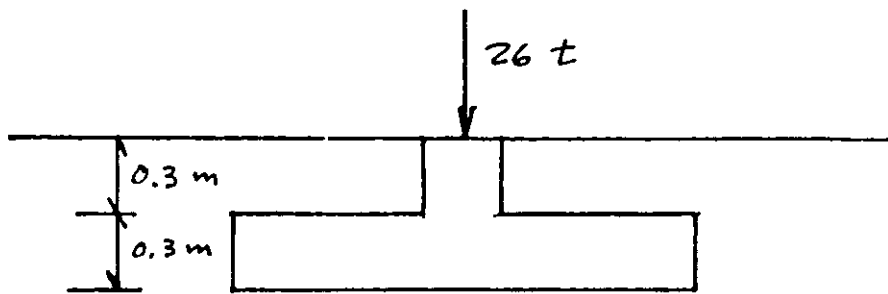
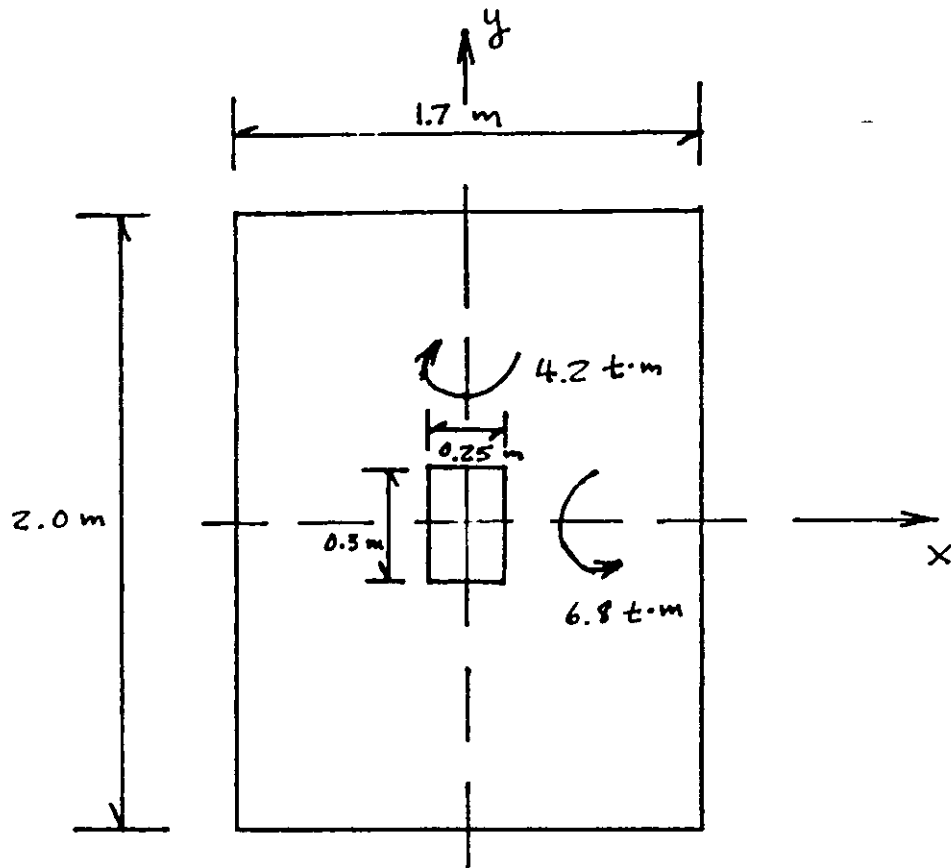
$$q_R = 5.14(2)(1.0926)(0.7) + (1.5)(0.3) + (1.6)(0.2)$$

$$= 8.632 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 7.707 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 8.632 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

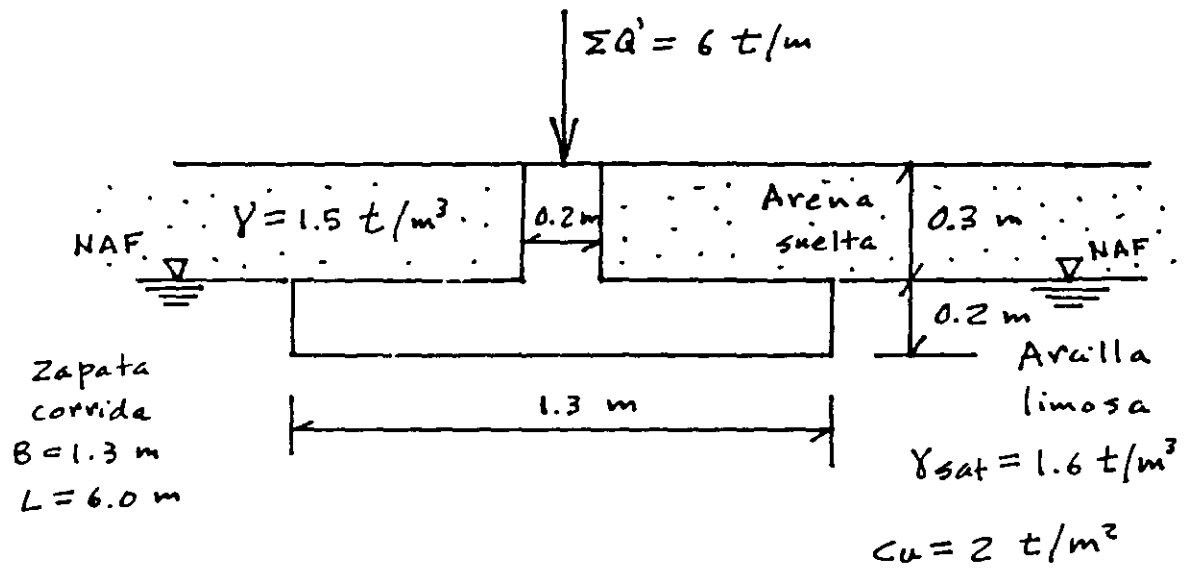
(ACCAPCAR)



$D_r = 58\%$  ,  $\phi^* = 37^\circ$  ,  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$   
 Arena  $\epsilon_s = 2.6$

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA E-1



SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

EJEMPLO 2

FIGURA E-2





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS

**NOTAS PREPARADAS POR EL ING. HÉCTOR LEGORRETA CUEVAS**  
**EXPOSITOR: M. en I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**ABRIL DEL 2003**

## Capacidad de Carga

### Introducción

Para visualizar el problema de la Capacidad de Carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khristianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe  $P$  y se requiere conocer  $Q$ , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos). Este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un  $Q < P$  y la otra, por el contrario, a un  $Q > P$ .

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho,  $B$ , está desplazado a una profundidad  $D$ , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga "q", máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión "q" que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo,  $p = \gamma D$ , puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando en favor del "q".

Ahora "q" es nulo, pero conforme se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2., con la consecuencia del aumento de la presión  $p$ . Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como el platillo de la balanza lo haría. Este es el fenómeno de falla de fondo.

Una cimentación en la que "q" sea igual a "p" se denomina en Mecánica de Suelos totalmente compensada.

### Teorías de capacidad de carga de cimientos superficiales.

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, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, 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 cohesivo-friccionantes.

### 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. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen  $(q/\pi)$  y están aplicados en el semicírculo de diámetro igual a  $2b$ .

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última  $q_u$ . Para realizar este análisis se aplica el Método Succo al problema de capacidad de carga, fig. 4.

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  $q_{max} = 5.5c$  y 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. 5., y se debe de calcular cuál es la presión máxima que puede darse 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  $q_{max} = (\pi + 2)c$ . Esta solución es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

### La 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 la capacidad de carga en cimientos poco profundos; dicha expresión se aplica a cimentaciones en las que el ancho  $B \geq D_f$  (Profundidad de desplante). De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante  $\tau$ , haciendo la equivalencia del suelo arriba del nivel de desplante como una sobrecarga  $q$ , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a un suelo de tipo cohesivo-friccionante, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7.

En este mecanismo de falla, la zona I, es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

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  $\phi$ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales.

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{Scn } \phi$$

$q_c$ : Carga de falla en el cimiento

$P_p$ : Empuje pasivo

$C_f$ : Fuerza de cohesión

$$\Rightarrow q_c B = 2P_p + 2 \frac{Bc}{2 \text{Cos } \phi} \text{Scn } \phi$$

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + Bc \text{Tan } \phi)$$

Lo que tenemos que calcular es el valor de  $P_p$ ;  $P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{pr}$

$P_{pc}$ : Componente debida a la cohesión, superficie CDE  
 $P_{pq}$ : Componente debida a la sobrecarga  $q = \gamma D_f$  superficie AE  
 $P_{pr}$ : Componente debida a los efectos normales y de fricción, superficie CDE

$$q_c = \frac{1}{B} (2\{P_{pc} + P_{pq} + P_{pr}\} + Bc \tan \phi); \quad q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_p \gamma + \frac{1}{2} Bc \tan \phi)$$

Calculando algebraicamente los valores de  $P_{pc}$ ,  $P_{pr}$ ,  $P_{pq}$ ; llegamos a que la carga de falla es:

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

Ahora  $q_c$  es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla. (se expresa en unidades de presión).

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ; Factores de capacidad de carga función del ángulo  $\phi$ , debidos a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo.

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical únicamente. La condición necesaria es conocer los valores de  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$ , obtenidos a partir de la Fig.8.

Las líneas punteadas, se explican de la siguiente forma: el mecanismo de falla, fig. 7., supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente 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. Este tipo de falla se le conoce como falla general. En materiales arcillosos 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, al llegar a un nivel de asentamientos, que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local. Para obtener la capacidad de carga de un modo aproximado en la falla local se hace:

$$c' = 2/3c \quad \tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Y se aplica la expresión general, esto es, se determina la posibilidad de falla local. Si esto es posible se calcula  $\phi'$  y se determinan los valores  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  utilizando las líneas llenas.

Otra forma es utilizar el valor de  $\phi$  y las curvas discontinuas.

Finalmente la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la 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 cimientos cuadrados o redondos, no existe ninguna teoría, ni aún aproximada, por lo que Terzaghi propuso lo siguiente:

$$\text{Para cimientos cuadrados: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (2)$$

B; Ancho=Largo del cimiento.

$$\text{Para cimientos circulares: } q_c = 1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (3)$$

R; Radio del cimiento.

En ambos casos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  serán los correspondientes a la falla general o local.

Las ecuaciones anteriores corresponden a cimientos con carga vertical sin ninguna excentricidad.

Para los suelos puramente cohesivos,  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ , en este caso  $N_c = 5.7$ ;  $N_q = 1.0$  y  $N_\gamma = 0.0$

Con estos valores la ecuación de Terzaghi cimientos de longitud infinita queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f \quad (4)$$

En una prueba de compresión simple  $c = \frac{q_u}{2}$  por lo que

$$q_c = 2.85q_u + \gamma D_f \quad (5)$$

Para el caso de cimientos cuadrados y circulares bastará con sustituir los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  antes encontrados en las ecuaciones (2) y (3). En cimientos que tienen una longitud finita comunmente se utiliza la expresión siguiente:

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma D_f$$

### Teoría de Skempton

- Suelos cohesivos
- $N_c$  es dependiente de la profundidad de desplante, creciendo conforme aumenta la profundidad de desplante hasta un valor constante para una relación  $D/B \geq 4.5$
- $q_c = c N_c + \gamma D_f$ 
  - $N_c \approx 5.7 f(D/B)$  Fig. 9
  - $D \Rightarrow$  Es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente. Fig. 10
  - $B \Rightarrow$  Es el ancho.
  - $\gamma D_f \Rightarrow$  Es la sobrecarga, y en un suelo heterogéneo deben tomarse en cuenta los diferentes espesores de los suelos que forman el perfil.

### Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi, no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante.

Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en las fig. 11. y 12.

Según Meyerhof, la cuña  $ABB'$  es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña  $ABC$ , limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña  $BCDE$  es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea  $BD$  es llamada por Meyerhof la **superficie libre equivalente** y en ella actúan los esfuerzos normales,  $p_o$ , y tangenciales,  $s_o$ , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña  $BDE$ .

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof (1950) es:

$$q_c = c N_c + p_o N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Las diferencias estriban en  $p_o$ , que ahora no es simplemente igual a  $\gamma h$  y en los tres factores de capacidad de carga,  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , que son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la Teoría de Terzaghi.

Meycrhof ha substituido su planteamiento original por uno diferente (1963), fundamentado principalmente en el conocimiento empírico. En este nuevo trabajo Meycrhof vuelve a plantear para el caso de los cimientos superficiales, una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos largos, los coeficientes de capacidad de carga son:

$$\begin{aligned} N_q &= c \cdot \tan \phi \cdot N_\phi \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \tan (1.4\phi) \end{aligned}$$

En la fig 13 aparecen con líneas llenas las gráficas de dichas expresiones. Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ( $B=L$ ), los coeficientes que deben de considerarse son los mostrados con líneas discontinuas de raya larga. Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación  $B/L$  no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero Meycrhof propone una interpolación entre un cimiento largo y cuadrado.

Otro procedimiento, eliminando la interpolación, para obtener los coeficientes de capacidad de carga en el caso cimientos rectangulares es: el multiplicar los coeficientes para cimientos largos por los denominados factores de forma, de origen empírico y que son:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0.2 N_\phi (B/L) \\ s_q &= s_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi \leq 10^\circ \\ s_q &= s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi (B/L), \end{aligned}$$

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de  $\phi$  puede estimarse a partir de una interpolación lineal (respecto a la relación  $B/L$ ) entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y a cimientos muy largos. Meycrhof propone:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1[B/L]) \phi_t$$

En donde  $\phi_r$  es el ángulo de resistencia en un cimiento rectangular con relación  $B/L$  y  $\phi_t$  es el ángulo obtenido en una prueba triaxial estándar de compresión. El valor de  $\phi_r$  deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales, utilizando la fig.13.

La expresión original de capacidad de carga no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante; por lo tanto para cimientos superficiales, en que  $D_f \leq B$ , el incremento en la capacidad de carga puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener los corregidos:

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} D_f/B \\ d_q &= d_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi < 10^\circ \\ d_\gamma &= d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} D_f/B, \text{ para } \phi > 10^\circ \end{aligned}$$

Lo antes expuesto se refiere a cimientos superficiales en los que la resultante de las cargas a ellos aplicadas es centrada y vertical. En la práctica, sin embargo, es frecuente que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones.

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento, se recomienda modificar, para efecto de cálculo, el ancho de la cimentación:

$$B' = B - 2e$$

Este ancho reducido  $B'$ , debe usarse en las fórmulas en el término en que interviene  $B$ , en lugar de este último y además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valuar el área total de éste.

Si existe una carga excéntrica en las dos direcciones (longitud y ancho), el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo  $\theta$  con la vertical, se deberá de estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y que son:

$$i_c = i_q = (1 - [\theta/90^\circ])^2$$

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener la capacidad reducida del cimiento.

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_v = \frac{Q}{B' L'} = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_\gamma i_\gamma 0.5 \gamma B' N_\gamma$$

### Cimentaciones Compensadas

Como su nombre lo indica en este tipo de cimentaciones lo que se busca es remplazar el peso del suelo excavado por el peso de la estructura y su cimentación.

En una cimentación compensada la capacidad de carga del suelo no constituye, en términos generales, el problema a resolver; es de mayor importancia el correspondiente a los movimientos verticales, expansión y asentamiento, debidos al cambio de esfuerzos que se produce por la excavación para alojar la cimentación y la recompresión por el peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

La capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_u = 5.7c + \sigma_{od}$$

donde:

$q_u$ : capacidad de carga última.

$c$ : cohesión del material de apoyo.

$\sigma_{od}$ : esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

La capacidad admisible de carga se obtiene aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, esto es:

$$q_s = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od}$$

De acuerdo con esta expresión, cuando el peso del suelo excavado es igual al peso total de la estructura y su cimentación, el factor de seguridad tiende a ser muy grande.

$$q = q_s + u_{od} = \sigma_{od} + u_{od} = p_{od}$$

$$\therefore q = p_{od}$$

$$\text{y } FS \rightarrow \infty$$

Es posible, cuando el suelo es de tipo preconsolidado aplicar al suelo un incremento de carga por arriba del esfuerzo efectivo inicial, esto es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{5.7c}{FS}$$

en este caso el factor de seguridad no debe ser menor de 3.

Sin embargo, debe tenerse cuidado de no rebasar el esfuerzo crítico de comprensión o carga de preconsolidación  $\sigma_b$ , fig. 14., para evitar grandes deformaciones al alcanzar la rama virgen de la curva de compresibilidad. Para evitar lo anterior, debe cumplirse a cualquier profundidad:

$$\Delta\sigma_z \leq (\sigma_{br} - \sigma_{oz}) / FS, \text{ donde } FS \geq 2$$

y

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_d \cdot I_z$$



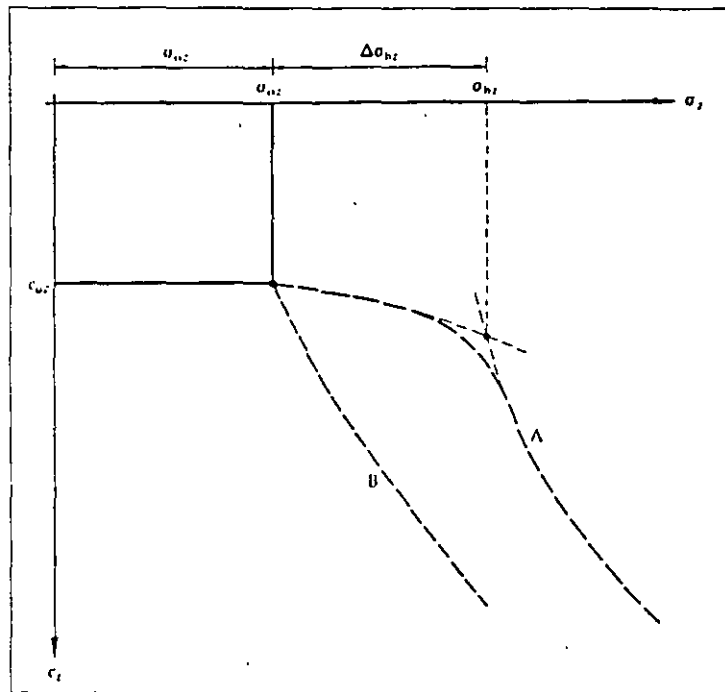


Fig. 14 Tipos de suelos preconsolidados y normalmente consolidados.

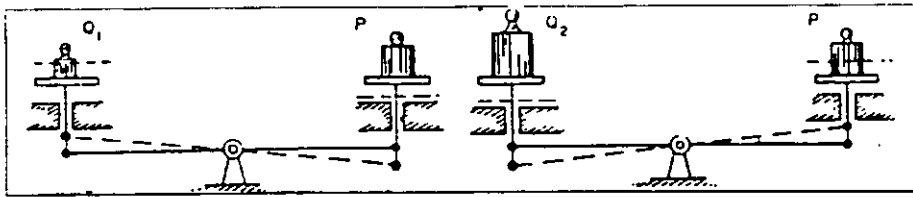


Fig. 1 Modelo de Khristianovich.

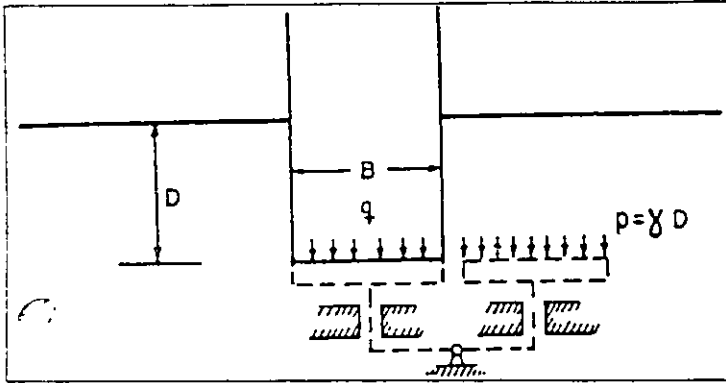


Fig. 2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

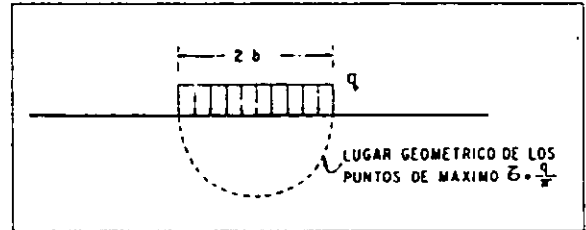


Fig. 3 Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita.

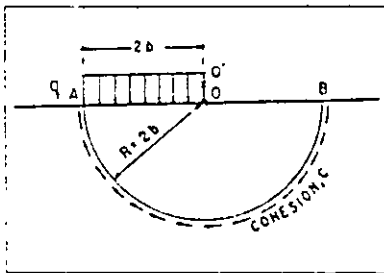


Fig. 4 Análisis de capacidad de carga considerando una sup. de falla circular

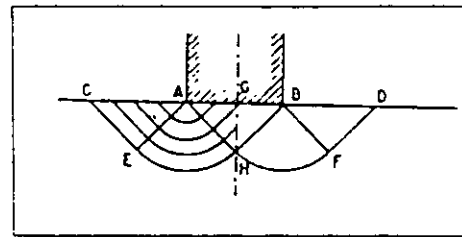


Fig. 5 Solución de Prandtl.

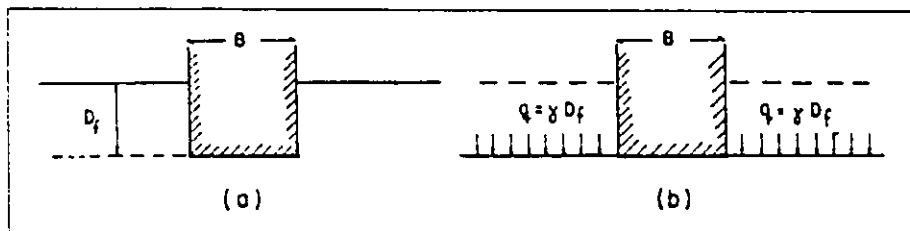


Fig. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

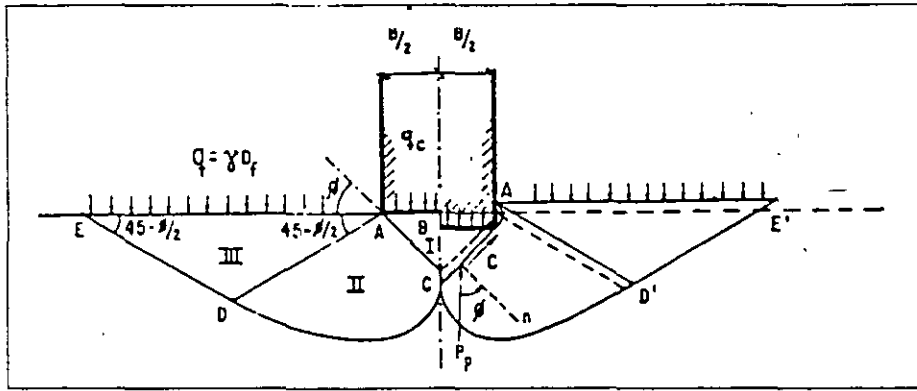


Fig. 7 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi.

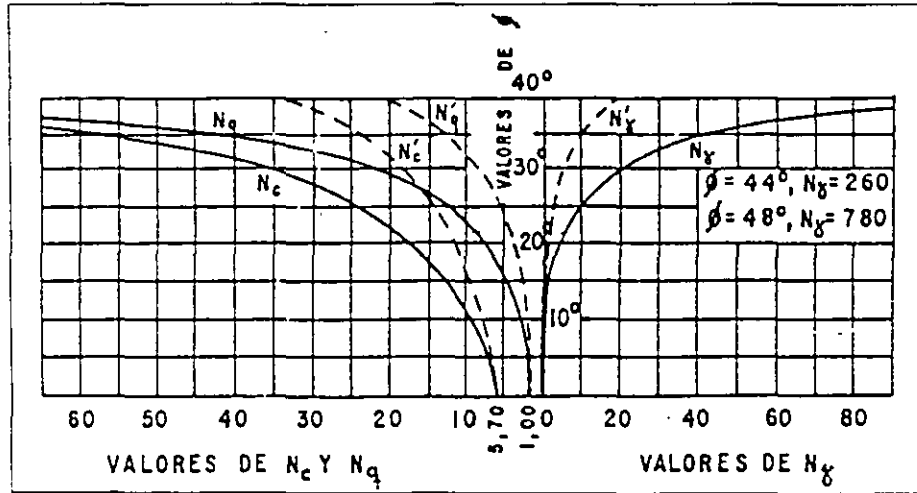


Fig. 8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

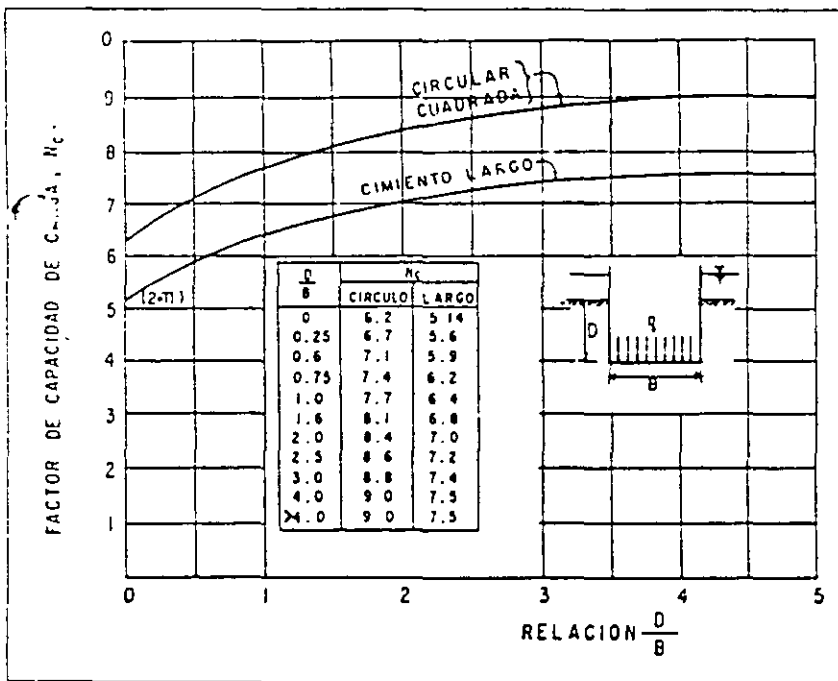


Fig. 9 Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

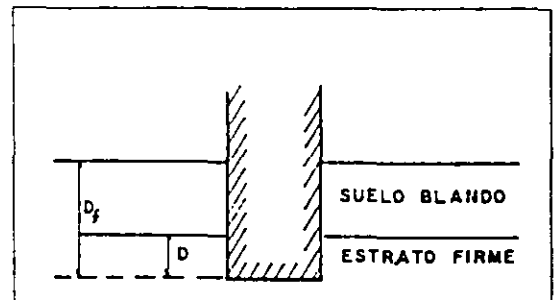


Fig. 10 Distinción entre  $D$  y  $D_f$  para aplicar la teoría de Skempton.

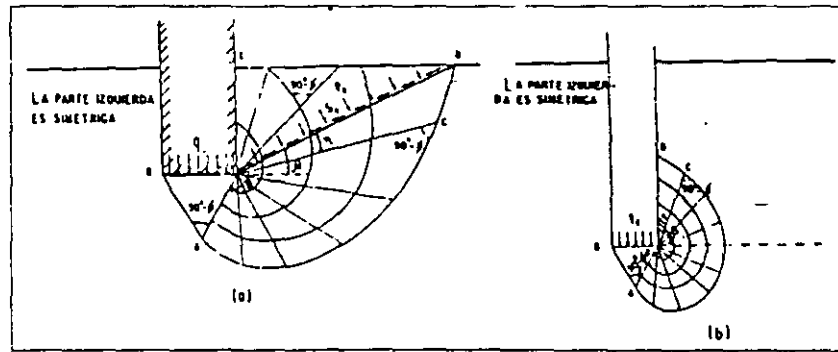


Fig. 11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof.  
 a) A poca profundidad  
 b) A gran profundidad

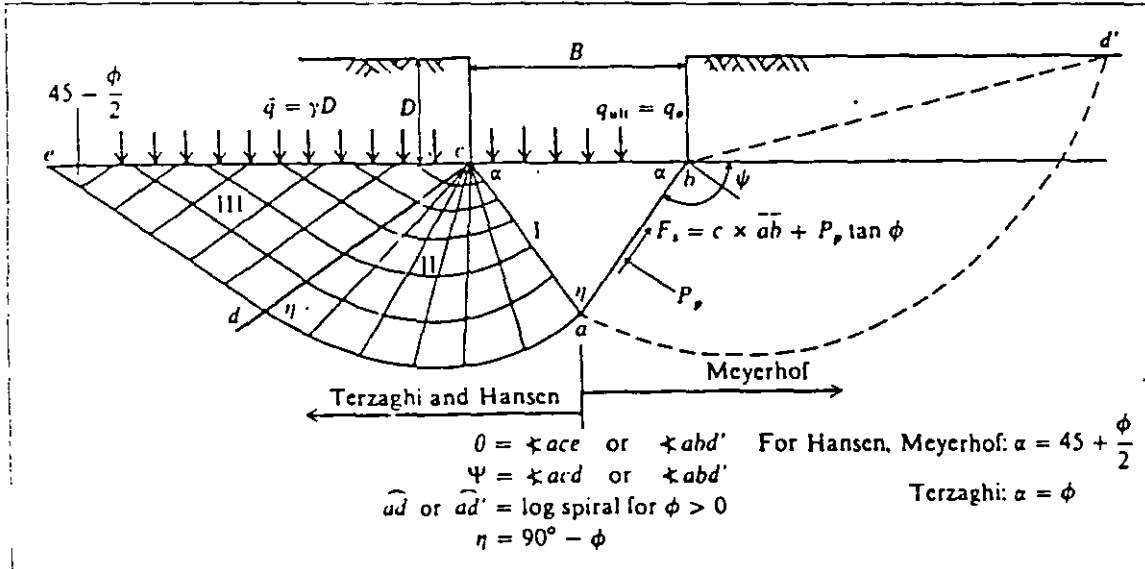


Fig. 12 Interacción suelo-zapata utilizada para el análisis de la capacidad de carga de una zapata larga; a la izquierda para Terzaghi (1943 y Hansen 1973) y a la derecha para Meyerhof (1951, 1963).

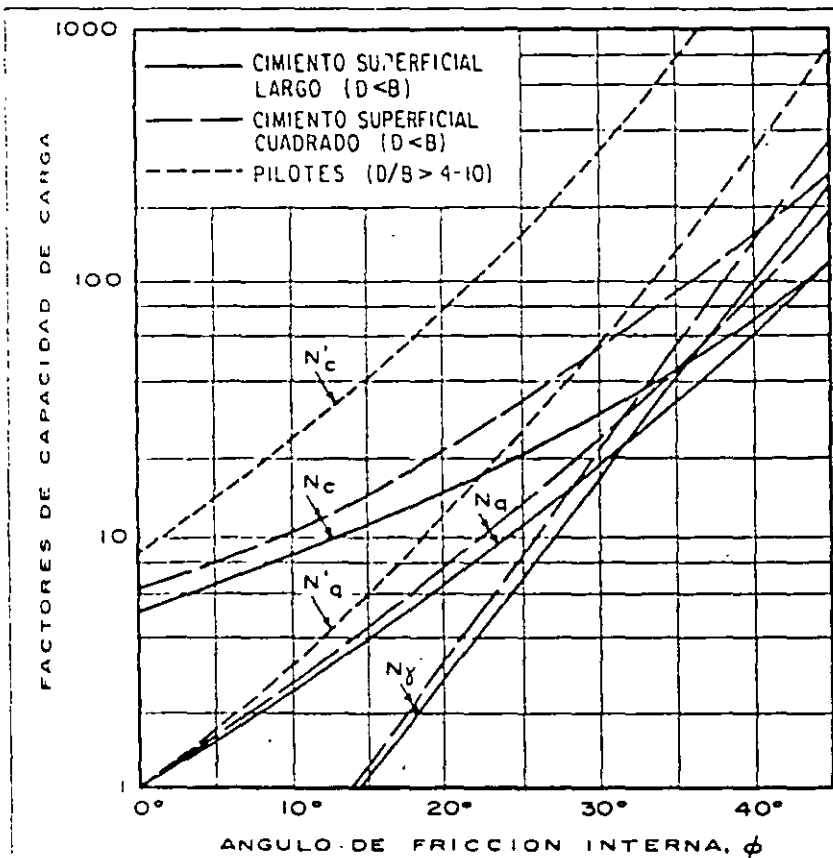


Fig. 13 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes.

Tabla 3.1 Ecuaciones de capacidad de carga propuestas por diversos autores (Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic).

Terzaghi (VER TABLA 3-2 PARA VALORES TÍPICOS Y VALORES DE  $K_{PT}$ )

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_r s_r$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_r = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{PT}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$\phi = 25^\circ$   
 $K_{PT} = 55$   
 $a = 2.7101$   
 $N_q = 12.7504$   
 $N_c = 25.1346$   
 $N_r = 9.7016$

PROB: LARGA REDONDA CUADRADA

$s_c = 1.0$	1.3	1.3
$s_r = 1.0$	0.6	0.8

Meyerhof (VER TABLA 3-3 PARA LOS FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACION)

CARGA VERTICAL:  $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_r s_r d_r$

CARGA INCLINADA:  $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma BN_r d_r i_r$

$$N_q = e^{1.44\phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

-tabla 3.4

Hansen (VER TABLA 3-5 PARA LOS FACTORES)

General:  $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c h_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q h_q + 0.5\gamma BN_r s_r d_r i_r g_r b_r$

when  $\phi = 0$

use  $q_{ult} = 5.14s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - h'_c - g'_c) + \bar{q}$

$N_q =$  same as Meyerhof above

$N_c =$  same as Meyerhof above

$N_r = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

-tabla 3.4

Vesic (VER TABLA 3-5)

Use Hansen's equations above

$N_q =$  same as Meyerhof above

$N_c =$  same as Meyerhof above

$N_r = 2(N_q + 1) \tan \phi$

Tabla 3.2 Factores de capacidad de carga para la Teoría de Terzaghi.

$\phi$ , deg	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$K_{p1}$
0	5.7†	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

† =  $1.5\pi + 1$ .

Tabla 3.3 Factores de forma, profundidad e inclinación para la ecuación de capacidad de carga de Meyerhof, tabla 3.1.

Factors	Value	For
Shape: FORMA	$s_c = 1 + 0.2K \frac{B}{L}$	Any $\phi$
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_c = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth: PROFUNDIDAD	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	Any $\phi$
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	$\phi > 10$
	$d_c = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination: INCLINACION	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any $\phi$
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Where  $K = \tan^2(45 + \phi/2)$  as on Fig. 4-2

$\theta$  = angle of resultant measured from vertical without a sign

$B, L, D$  = previously defined

Tabla 3.4 Factores de capacidad de carga para las ecuaciones propuestas por Meyerhof, Hansen y Vrsic.

Note that  $N_c$  and  $N_q$  are same for all three methods; subscripts identify author for  $N_\gamma$ .

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	$N_q/N_c$	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
UN MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS**

**NOTAS PREPARADAS POR EL M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
EXPOSITOR: M. EN I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**



# UN MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Agustín Deméneghi Colina\*

## Resumen

Se presenta en este trabajo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones en los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones en los suelos. Se obtiene una ecuación constitutiva general y luego se aplica a las siguientes condiciones: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes, (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados), y (c) deformaciones diferidas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados). El procedimiento para el cálculo de las deformaciones de los suelos se ilustra con varios ejemplos.

## 1. Introducción

Presentamos en este artículo una técnica para la determinación de las deformaciones en los suelos, en la que se hace uso de una relación esfuerzo-deformación no lineal. Cabe destacar que, dado un cierto suelo, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad o consistencia, y (b) la presión de confinamiento a la que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad o consistencia se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentado la rigidez de la masa de suelo; cabe aclarar que entendemos por presión de confinamiento a la presión isotrópica que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones (fig 1).

Además, las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales. Por lo tanto, se hace necesario desarrollar técnicas que tomen en cuenta los fenómenos anteriores, con el menor número posible de propiedades mecánicas. Es obvio que la ley de Hooke por sí sola no cumple con este propósito, pues supone una relación esfuerzo-deformación unitaria lineal, y que el módulo de Young (módulo de elasticidad) no depende de la presión de confinamiento.

En este trabajo tratamos de desarrollar un procedimiento que tome en cuenta los factores anteriores, con el propósito de calcular las deformaciones de los suelos en función de propiedades que no dependan de la presión de confinamiento.

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

## 2. Ecuación constitutiva para el cálculo de deformaciones en los suelos

Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos

$$dV / V = - \gamma d\sigma / \sigma$$

donde  $V$  = volumen de un elemento de suelo  
 $\sigma$  = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo  
 $\gamma$  = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio de la deformación en los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1). Demos incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon \approx (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^r \quad (2.1)$$

donde  $(1/A)$  es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria,  $\nu$  la relación de Poisson y  $r$  un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor  $h_0$  del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2.2)$$

$$\text{es decir} \quad \sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$$

Sustituyendo las ecs 2.2 y 2.3 en la ec 2.1

$$\epsilon \approx (1/A) [\sigma_z - \nu (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)]^r$$

es decir 
$$\epsilon \approx (1/A) \{\sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)]\}^r \quad (2.4)$$

$$\epsilon \approx (1/A) (\sigma_z f)^r \quad (2.5)$$

siendo 
$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (2.6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento  $p'_{c_0}$ . Demos ahora incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  sobre el elemento, tal como se ilustra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento  $p'_{c_0}$  aumente en un valor  $\Delta p'_c$ , dando lugar a un nuevo valor de  $p'_c$ , que vale

$$p'_c = p'_{c_0} + \Delta p'_c \quad (2.7)$$

En términos generales se acepta que  $\Delta p'_c$  es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p'_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = (1/3) \sigma_z + (1/3) (\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de  $\Delta p'_c$  de la siguiente forma

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (2.8)$$

en donde, dada la experiencia actual  $b_1 = 1/3$  y  $b_2 = 1/3$

Pero, de acuerdo con las ecs 2.3

$$\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$$

Sustituyendo las ecs 2.3 en la ec 2.8

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)$$

$$\Delta p'_c = [b_1 + b_2 (a_1 + a_2)] \sigma_z \quad (2.9)$$

$$\Delta p'_c = c \sigma_z \quad (2.10)$$

$$\text{siendo} \quad c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (2.11)$$

$$\text{Sustituyendo en la ec 2.7} \quad p'_c = p'_{c_0} + c \sigma_z \quad (2.12)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión  $p_t$  (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente. Por lo tanto, la ec 2.12 se puede poner

$$p'_c = p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z) \quad (2.13)$$

El coeficiente  $b_3$  se agrega debido a que los efectos de  $p_t$  y de  $p'_c$  en el comportamiento del suelo no son necesariamente iguales.

Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 2.5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento  $p'_c$  dada por la ec 2.12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z)^r d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.14)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo y r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

Se observa experimentalmente que el exponente r es del orden de 1 para la mayoría de los suelos, por lo que la ec 2.14 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.15)$$

$$\text{Sea} \quad p_{ce} = p_t + b_3 p'_{c_0} \quad (2.16)$$

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (2.17)$$

La ec 2.17 es una ecuación constitutiva general para el cálculo de deformaciones en los suelos. A continuación la emplearemos para los siguientes casos: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes (inciso 3), (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados, inciso 4), y (c) deformaciones

diferidas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados, inciso 5).

### 3. Deformaciones instantáneas en suelos friccionantes

#### 3.1 Integración de la ecuación constitutiva

Un suelo friccionante (o granular) es aquel formado por partículas sólidas individuales, que se apoyan directamente unas sobre otras, formando una estructura simple cuya rigidez como masa aumenta con la presión de confinamiento. Son ejemplos de suelos granulares las gravas, las arenas y los limos no plásticos.

Dado un cierto suelo granular, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad, y (b) la presión de confinamiento a que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentando la rigidez de la masa de suelo.

La deformación unitaria en un suelo friccionante está dada por la ecuación constitutiva obtenida en el inciso 2 (ec 2.17)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (3.1)$$

Donde  $p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co}$  (3.2)

En los suelos friccionantes se observa experimentalmente que  $s \approx 1.5$ , por lo que la ec 3.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^{1.5}} \quad (3.3)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma_z$ , el elemento de suelo disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_0$  al valor final  $h_f$  (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 3.3 de  $h_0$  a  $h_f$  el primer miembro y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^{1.5}}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left( - \frac{2}{A c b_3} \left( \frac{f}{c} \right)^2 \left[ (p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right] \right) \quad (3.4)$$

Llamemos  $\delta$  a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \quad (3.5)$$

donde  $\epsilon$  es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como  $\delta$  entre  $h_0$ .

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (3.6)$$

Sustituyendo las ecs 3.5 y 3.6 en la ec 3.4, y despejando  $\epsilon$

$$\epsilon = 1 - \exp \left( - \frac{2}{A c b_3} \left( \frac{f}{c} \right)^2 \left[ (p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right) \quad (3.7)$$

La ec 3.7 da la deformación unitaria de un material friccionante. Se ha observado que representa bastante bien el fenómeno en suelos en estado compacto, mientras que en suelos en estado suelto subestima ligeramente la influencia de la presión de confinamiento. Para que la ec 3.7 se acerque un poco más a la realidad se puede emplear un factor de ajuste dado por la siguiente expresión *se debe  
4/10/11*

$$FA = 1 / \left[ 1 + \alpha \ln \left( 1 + \frac{p'_{cm}}{\beta} \right) \right] \quad (3.8)$$

donde  $p'_{cm}$  es la presión efectiva media de confinamiento, la cual, utilizando la ec 2.10, y tomando en cuenta una cierta cohesión o cementación del suelo, está dada por

$$p'_{cm} = p_t + b_4 \left[ p'_{co} + (1/2) \Delta p'_c \right] = p_t + b_4 \left( p'_{co} + c \sigma_z / 2 \right) \quad (3.9)$$

$b_4$  es un coeficiente que depende de las diferentes influencias que pueden tener  $p_t$  y  $p'_{co}$  en el comportamiento del material, mientras que  $\alpha$  y  $\beta$  son propiedades que son función del tipo de suelo.

La deformación unitaria queda

$$\epsilon = \left( 1 - \exp \left( - \frac{2}{A c b_3} \left( \frac{f}{c} \right)^2 \left[ (p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right) \right) (FA) \quad (3.10)$$

Tomando en cuenta que  $\epsilon = \delta / h_0$

$$\delta = \left( 1 - \exp \left( - \frac{2}{A c b_3} \left( \frac{f}{b_3} \right)^2 \left[ (p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right] \right) \right) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

La ec 3.11 da la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor  $h_0$ . Podemos observar que existen varios parámetros que influyen en este fenómeno, estando entre los más importantes los siguientes:

El módulo de rigidez no lineal  $A$ , el cual mide la rigidez de la masa de suelo: a medida que el material es más rígido (menos deformable), el valor de  $A$  es mayor.

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ . Se observa experimentalmente que en suelos friccionantes  $\beta \approx 0.7 \text{ kg/cm}^2$ . Cuando éstos se encuentran en estado suelto  $\alpha \approx 0.7$ , mientras que si se encuentran en estado compacto  $\alpha \approx 0$ .

### 3.2 Determinación de la deformación vertical en un suelo friccionante

Con el procedimiento visto en el inciso anterior, se puede hallar la deformación vertical que sufre un suelo friccionante en el campo. La expresión que se aplica es la ec 3.11, tomando estratos (o substratos) de suelo de pequeño espesor  $h_0$ . A continuación presentamos las expresiones necesarias para el uso de dicha ecuación

$$\delta = \left( 1 - \exp \left( - \frac{2}{A c b_3} \left( \frac{f}{b_3} \right)^2 \left[ (p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right] \right) \right) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (3.12)$$

$$FA = 1 / \left[ 1 + \alpha \ln \left( 1 + \frac{p'_{cm}}{\beta} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$p'_{cm} = p_t + b_4 ( p'_{co} + c \sigma_z / 2 ) \quad (3.14)$$

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (3.15)$$

$$c = b_1 + b_2 ( a_1 + a_2 ) \quad (3.16)$$

$$f = 1 - \nu ( a_1 + a_2 ) \quad (3.17)$$

Cabe aclarar que para determinar  $p'_{co}$  se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo en el plano octaédrico

$$p'_{co} = (1/3) (p'_{zo} + p'_{xo} + p'_{yo}) \quad (3.18)$$

donde  $p'_{zo}$ ,  $p'_{xo}$  y  $p'_{yo}$  son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que  $p'_{xo} = p'_{yo} = K_o p'_{zo}$

donde  $K_o$  = coeficiente de presión de tierras en reposo

queda 
$$p'_{co} = (1 + 2 K_o) p'_{zo} / 3 \quad (3.19)$$

Para que el lector se dé una idea general, en la tabla 3 se presentan valores aproximados de los módulos que aparecen en la ec 3.11, aplicables a suelos granulares, en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar y de la presión del cono, los cuales deben utilizarse únicamente para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que el valor de " $p_t$ " en las ecs 3.12 y 3.14 es nulo para suelos granulares.

Para ilustrar la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria que se obtiene de la aplicación del procedimiento expuesto en los párrafos anteriores, en la fig 5 se muestra dicha curva para una arena compacta, determinada con el empleo de la ec 3.10, correspondiente a una presión de confinamiento de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ .

TABLA 3  
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN  
SUELOS FRICCIONANTES

Estado	Densidad relativa	N	$q_d$ cono kg/cm <sup>2</sup>	A (t/m <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup>	A (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup>	$\alpha$
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 50	< 15	> 0.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	50-150	15-45	0.7-0.6
Medianamente						
compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	150-1000	45-315	0.6-0.3
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	1000-2200	315-695	0.3-0
Muy						
compacto	> 0.8	> 50	> 400	> 2200	> 695	0

Estado	$K_o$	$\nu$
Muy suelto	0.55	0.33
Suelto	0.50	0.30
Medianamente		
compacto	0.45	0.27
Compacto	0.40	0.26
Muy		
compacto	0.35	0.25



TABLA 3  
(Continúa)

Coefficientes adicionales

$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$p_t$ t/m <sup>2</sup>	$\beta$ t/m <sup>2</sup>	$\beta$ kg/cm <sup>2</sup>
1/3	1/3	1.0	1.0	0	7	0.7

$$1 \text{ (t/m}^2\text{)}^{0.5} = 0.3162 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{0.5}$$

En la práctica resulta necesario determinar las propiedades de deformación mediante pruebas de campo o laboratorio. Para el caso de ensayos de laboratorio, los módulo A y  $\alpha$  se obtienen a partir de pruebas triaxiales de deformación. En efecto, de la ec 3.10 despejamos A

$$A = \frac{-2 \left(\frac{f}{cb_3}\right)^2 \left[ (p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right]}{\ln(1 - \epsilon / FA)} \quad (3.20)$$

El procedimiento que se emplea es el siguiente: se supone un valor de  $\alpha$  y se calculan las magnitudes de A para las diferentes etapas de la prueba triaxial de deformación; se obtiene la media  $\bar{A}$  de estas magnitudes, y se calcula para cada etapa el valor absoluto de la diferencia de A menos la media  $\bar{A}$ ; se obtiene la suma de los valores absolutos así obtenidos. El proceso anterior se repite dando diferentes valores de  $\alpha$ , hasta que el cociente de la suma de los valores absolutos entre la media A es mínimo. El valor de  $\alpha$  que hace mínimo este cociente es la magnitud de  $\alpha$  de este suelo, mientras que la media  $\bar{A}$  correspondiente a esta condición es igual al módulo A del suelo.

Ilustremos el procedimiento anterior con los siguientes datos de una prueba triaxial de deformación:

Etapas	Presión de confinamiento $p_{co}$ , kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo desviador $\sigma_z$ , kg/cm <sup>2</sup>	Deformación unitaria $\epsilon$
1	0.25	0.30	0.00269
2	0.50	0.60	0.00366
3	1.0	1.28	0.00379
4	2.0	2.60	0.00565

El suelo es una arena en estado suelto.

Procediendo por tanteos, se obtienen los resultados de la siguiente tabla, en la que se han anotado únicamente los valores de la última iteración, que correspondió a un  $\alpha = 0.7$ . Las magnitudes de A se obtienen aplicando la ec 3.20.

Etapa	$p'_{cm}$ kg/cm <sup>2</sup>	A (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup>	A - $\bar{A}$   (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup>
1	0.30	75.83	0.03
2	0.60	68.65	7.21
3	1.213	87.94	12.08
4	2.433	71.02	4.84
		$\bar{A} = 75.86$	Suma 24.15

$$\text{Suma} / \bar{A} = 0.32$$

La magnitud de A para este suelo es igual a la media  $\bar{A}$ . Por lo tanto, en esta arena  $A = 75.86 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{0.5}$  y  $\alpha = 0.7$ .

En la tabla 4 se presentan valores numéricos de la relación de Poisson (Zeevaert 1973).

TABLA 4  
RELACIÓN DE POISSON (Zeevaert 1973)

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Relación de Poisson, <math>\nu</math></u>
Polvo volcánico suelto	0.3
Limos compactos, sedimento eólicos finos. Sedimentos volcánicos semcompactos. Aluviones finos	0.3 a 0.25
Arena, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados	0.25
Arena con grava. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados	0.25

#### Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del método de análisis no lineal de deformaciones en suelos granulares, presentamos a continuación el cálculo del asentamiento de una zapata de 3.9 m de ancho por 4.6 m de longitud, desplantada a 2.6 m de profundidad, que transmite al terreno de cimentación una presión media de contacto de 15.6 t/m<sup>2</sup>. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig 6.

Como se cuenta con el número de golpes N de la prueba de penetración estándar, de la tabla 3 podemos determinar las propiedades del subsuelo mediante interpolación, como se indica a continuación

Estrato	N	A (t/m <sup>2</sup> ) <sup>0.5</sup>	$\alpha$	K <sub>o</sub>	$\nu$
2	21	617.5	0.435	0.45	0.27
3	52	2200	0	0.35	0.25
4	38	1480	0.18	0.40	0.26

La deformación de cada estrato se obtiene usando la ec 3.11, calculando los esfuerzos debidos a peso propio del suelo y los debidos a la carga de la zapata, a la mitad de cada estrato. En la siguiente tabla se presenta la determinación del asentamiento de la zapata. Los incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  se hallan empleando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

Estrato	h <sub>o</sub> cm	p <sub>zo</sub> t/m <sup>2</sup>	p <sub>co</sub> t/m <sup>2</sup>	$\sigma_z$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_x$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_y$ t/m <sup>2</sup>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	c
2'	200	6.72	4.26	14.63	4.54	4.91	0.310	0.336	0.549
3	130	9.59	5.43	9.07	0.29	0.55	0.032	0.061	0.364
4	180	12.29	7.37	5.29	-0.14	-0.05	-0.027	-0.009	0.321

Estrato	f	p <sub>cm</sub> t/m <sup>2</sup>	$\delta$ cm	F(A)
2'	0.826	8.27	0.65	0.247
3	0.977	7.09	0.11	( )
4	1.009	8.22	0.06	0.872
		Suma	0.82	

Los valores de la tabla se obtienen usando las ecs 3.11 a 3.19. p'<sub>zo</sub> es la presión efectiva vertical (o presión total vertical, ya que en este problema son iguales) a la mitad del estrato, debido a peso propio del suelo.

$$p'_{co} = (1 + 2 K_o) P'_{zo} / 3$$

Se observa que debido a la carga de 15.6 t/m<sup>2</sup> la zapata sufre un asentamiento global de 0.82 cm.

#### 4. Deformaciones instantáneas en suelos cohesivos

##### 4.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

##### 4.1.1 Integración de la ecuación constitutiva

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica u<sub>w</sub> es mayor o igual que cero. Como se vio en el inciso 2, la ecuación constitutiva de deformación en suelos está dada por la ec 2.17

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (4.1)$$

$$p_{co} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (2.16)$$

$$(u_w \geq 0)$$

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que  $s = 1$ , por lo que la ec 4.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co} + b_3 c \sigma_z} \quad (4.2)$$

Además, en suelos cohesivos totalmente saturados, para deformaciones instantáneas  $c = 0$ , por lo que

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co}} \quad (4.3)$$

Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma_z$ , el elemento de suelo disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_0$  al valor final  $h_f$  (fig 4).

Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 4.3 de  $h_0$  a  $h_f$  el primer miembro y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co}}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left( - \frac{f^2}{2 A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \quad (4.4)$$

Llamemos  $\delta$  a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \quad (4.5)$$

donde  $\epsilon$  es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como  $\delta$  entre  $h_0$ .

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (4.6)$$

Sustituyendo la ec 4.5 en la ec 4.4, y despejando  $\epsilon$

$$\epsilon = 1 - \exp \left( - \frac{f^2}{2 A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \quad (4.7)$$

Pero  $\epsilon = \delta / h_0$ , por lo tanto

$$\delta = \left[ 1 - \exp \left( - \frac{f^2}{2 A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \right] h_0 \quad (4.8)$$

La ec 4.8 proporciona la deformación instantánea de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor  $h_0$ .

Para la arcilla de la ciudad de México se obtienen los siguientes promedios estadísticos de propiedades de deformación:

	A	$p_t$	$b_3$	$K_0$	$\nu$
Deformación elastoplástica	120-170 t/m <sup>2</sup>	0.5	1.0	0.5	0.45
Deformación elástica	160-240	0.5	1.0	0.5	0.45

El módulo de rigidez A se puede hallar despejándolo de la ec 4.7

$$A = - \frac{f^2 \sigma_z^2}{2 p_{co} \ln ( 1 - \epsilon )} \quad (4.9)$$

En la práctica se realizan pruebas de compresión no confinada o pruebas de compresión triaxial consolidada rápida, cuyos resultados se sustituyen en la ec 4.9 para determinar "A". A manera de ejemplo, consideremos los siguientes resultados en una prueba de compresión triaxial, obtenidos para la arcilla de la ciudad de México:  $\sigma_z = 1.5$  t/m<sup>2</sup>,  $\epsilon_o = 0.00177$ ,  $\epsilon_{ep} = 0.00230$ , que corresponden a una presión efectiva de confinamiento de campo  $p'_{co} = 2.63$  t/m<sup>2</sup>. Sustituyendo valores en la ec 4.9 se obtienen las siguientes magnitudes de "A":

Deformación elástica	$A_o = 203$ t/m <sup>2</sup>
Deformación elastoplástica	$A = 156$ t/m <sup>2</sup>

#### Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del procedimiento presentado en los párrafos anteriores, calculemos a continuación la expansión instantánea por excavación y los asentamientos inmediatos por recompresión y compresión de un edificio con una planta de 10 por 20 m, con un cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, utilizando valores estadísticos de la arcilla de la ciudad de México. Se trata de una estructura que trasmite al terreno una presión de contacto media de 7.32 t/m<sup>2</sup>. La estratigrafía del subsuelo se muestra en la fig 7. Utilizar  $A_o = 200$  t/m<sup>2</sup> para la determinación de la expansión elástica y  $A = 150$  t/m<sup>2</sup> para la determinación del asentamiento inmediato por compresión.

a) Expansión inmediata por excavación  
 Debido a una excavación de 3.5 m de profundidad, se produce una descarga de  $3.5(1.52) = 5.32 \text{ t/m}^2$ , la cual ocasiona una expansión inmediata, cuyo cálculo se presenta en la tabla 5. Los incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  se hallan usando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

TABLA 5  
 EXPANSIÓN INMEDIATA

Estrato	$h_0$ m	$z$ m	$\sigma_z$ $\text{t/m}^2$	$\sigma_x$ $\text{t/m}^2$	$\sigma_y$ $\text{t/m}^2$	$p'_z$ $\text{t/m}^2$	$p'_{c2}$ $\text{t/m}^2$	$f$	$\delta$ m
1'	1.1	0.55	5.32	4.43	4.48	3.11	2.07	0.246	0.0018
2	3.2	2.7	5.04	2.09	2.84	3.62	2.41	0.560	0.0218
3	1.8	5.2	4.18	0.78	1.54	3.94	2.63	0.749	0.0140
5	0.8	7.5	3.32	0.33	0.86	4.71	3.14	0.838	0.0042
								Suma	0.0418

Los valores se calcularon a la mitad de cada estrato. Se despreció la deformación del estrato 4.

$$p'_{c0} = (1 + 2 K_0) p'_z / 3 \quad (4.10)$$

La expansión  $\delta$  se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A_0 = 200 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_0 = 0.5, \nu = 0.45$$

b) Asentamiento inmediato por compresión  
 Debido a un incremento neto de carga de  $7.32 - 5.32 = 2.0 \text{ t/m}^2$  se produce un asentamiento instantáneo por compresión, el cual se calcula en la tabla 6.

TABLA 6  
 ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

Estrato	$h_0$ m	$z$ m	$\sigma_z$ $\text{t/m}^2$	$\sigma_x$ $\text{t/m}^2$	$\sigma_y$ $\text{t/m}^2$	$p'_z$ $\text{t/m}^2$	$p'_{c2}$ $\text{t/m}^2$	$f$	$\delta$ m
1'	1.1	0.55	2.00	1.66	1.68	3.11	2.07	0.246	0.0003
2	3.2	2.7	1.89	0.79	1.07	3.62	2.41	0.560	0.0041
3	1.8	5.2	1.57	0.29	0.58	3.94	2.63	0.749	0.0027
5	0.8	7.5	1.25	0.12	0.32	4.71	3.14	0.838	0.0008
								Suma	0.0079

El asentamiento  $\delta$  se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A = 150 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_0 = 0.5, \nu = 0.45$$

Se observa que debido a la excavación se produce una expansión instantánea de 4.2 cm. Durante la construcción del edificio esta expansión se recupera cuando la presión media alcanza el valor de 5.32 t/m<sup>2</sup>; por lo tanto, se produce un asentamiento instantáneo por recompresión del orden de 4.2 cm. Debido al incremento neto de carga de 2.0 t/m<sup>2</sup> se presenta un asentamiento adicional por compresión de 0.8 cm. En consecuencia, el asentamiento inmediato del edificio será de 4.2 + 0.8 = 5.0 cm. Faltaría determinar el asentamiento diferido debido al incremento neto de carga.

La tabla 7 contiene valores aproximados de propiedades de deformación de suelos cohesivos totalmente saturados, los cuales deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis.

TABLA 7  
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE UN SUELO  
COHESIVO TOTALMENTE SATURADO  
DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS

**DEFORMACIÓN ELÁSTICA**

Consistencia	N	$c_u$ t/m <sup>2</sup>	$A_o$ t/m <sup>2</sup>	$p_t$ t/m <sup>2</sup>
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	140 - 250	0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	250 - 460	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	460 - 840	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	840 - 1500	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 1500	> 1.5

$$b_3 = 1.0$$

$$\nu = 0.45$$

$$K_o = 0.5$$

**DEFORMACIÓN ELASTOPLÁSTICA**

Consistencia	N	$c_u$ t/m <sup>2</sup>	A t/m <sup>2</sup>	$p_t$ t/m <sup>2</sup>
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	70 - 130	0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	130 - 230	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	230 - 420	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	420 - 770	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 770	> 1.5

$$b_3 = 1.0$$

$$\nu = 0.45$$

$$K_o = 0.5$$

N = número de golpes de la prueba de penetración estándar

$c_u$  = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

## 4.2 Suelos cohesivos parcialmente saturados

En este inciso trataremos los suelos cohesivos parcialmente saturados, en que la presión hidráulica  $u_w \leq 0$ . Para valores de  $u_w > 0$  se aplica lo visto en el inciso 4.1 (suelos cohesivos totalmente saturados).

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que este suelo pierda humedad. En este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico 1976, cap VIII); a la tensión en el agua se le denomina succión. Por lo tanto, en un suelo parcialmente saturado podemos considerar que el efecto de succión produce un incremento de la presión efectiva en el suelo. Denominemos  $p_s$  a la presión de succión; la presión de confinamiento será la suma de la presión debida a peso propio  $p_{co}$  (presión total de confinamiento) más la presión de succión  $p_s$ . La ecuación constitutiva (ec 2.17) queda de la siguiente forma:

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{co} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z]^B} \quad (4.11)$$

donde  $G_w$  es el grado de saturación del suelo, y

$$p_{co} = p_t + b_5 p_s + b_3 p_{co} \quad (4.12)$$

$(u_w \leq 0)$

siendo  $b_5$  un coeficiente que depende de la diferente influencia que tienen en el comportamiento del suelo  $p_s$  y  $p_{co}$ ; en general  $b_5 \approx 1.0$ . El valor de  $p_s$  en la ec 5.10 corresponde a un promedio estadístico de la succión dentro del suelo.  $p_{co}$  es la presión total de confinamiento.

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que  $s = 1$ , por lo que la ec 5.9 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z} \quad (4.13)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma_z$ , el elemento de suelo disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_0$  al valor final  $h_f$  (fig 4). Por lo tanto, para hallar la



deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.11 de  $h_0$  a  $h_f$ , el primer miembro y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left( - \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[ \frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[ \frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2}$$
(4.14)

Llamemos  $\delta$  a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \varepsilon \quad (4.15)$$

donde  $\varepsilon$  es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como  $\delta$  entre  $h_0$

$$\varepsilon = \delta / h_0 \quad (4.16)$$

Sustituyendo la ec 4.14 en la ec 4.15, y despejando  $\varepsilon$

$$\varepsilon = 1 - \exp \left( - \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[ \frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[ \frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2}$$
(4.17)

Tomando en cuenta que  $\varepsilon = \delta / h_0$ ,  $\delta = \varepsilon h_0$

$$\delta = \left( 1 - \exp \left( - \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[ \frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[ \frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2} \right) h_0$$
(4.18)

La ec 4.18 proporciona la deformación instantánea de un elemento de espesor  $h_0$ , formado por un suelo cohesivo parcialmente saturado.

#### Ejemplo

Hallar el asentamiento instantáneo de una losa de cimentación de planta cuadrada de 7 m de lado, que transmite al subsuelo una presión promedio máxima de contacto de 3.5 t/m<sup>2</sup>. Considerar que el terreno de cimentación es una arcilla de consistencia media, que se extiende hasta los 9.5 m de profundidad, en el que existe una succión de 5

$t/m^2$  y un grado de saturación de 80 % ( $G_w = 0.8$ ). La arcilla tiene un peso volumétrico natural de  $1.5 t/m^3$ .

#### Solución

De la tabla 7 obtenemos las siguientes propiedades de deformación:

$$A_{ep} = 200 t/m^2, p_t = 0.9 t/m^2, b_3 = 1.0, \nu = 0.45, K_o = 0.5$$

$$\text{Además } b_5 = 1.0$$

En la tabla 8 se presenta la obtención del asentamiento de la losa de cimentación, empleando las ecs 4.12 y 4.18. Se emplearon subestratos de 0.5 m de espesor. Se obtiene un hundimiento instantáneo de 0.59 cm.

### 5. Deformaciones diferidas en suelos cohesivos

#### 5.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica " $u_w$ " es mayor o igual que cero.

Para hallar la deformación diferida en un suelo cohesivo totalmente saturado, tenemos que integrar la ecuación constitutiva planteada en el inciso 2 (ec 2.17)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (5.1)$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (u_w \geq 0) \quad (5.2)$$

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que  $s = 1$ , por lo que la ec 5.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z} \quad (5.3)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma_z$ , el elemento de suelo disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_o$  al valor final  $h_f$  (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.2 de  $h_o$  a  $h_f$  el primer miembro y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro

$$\int_{h_o}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z}$$

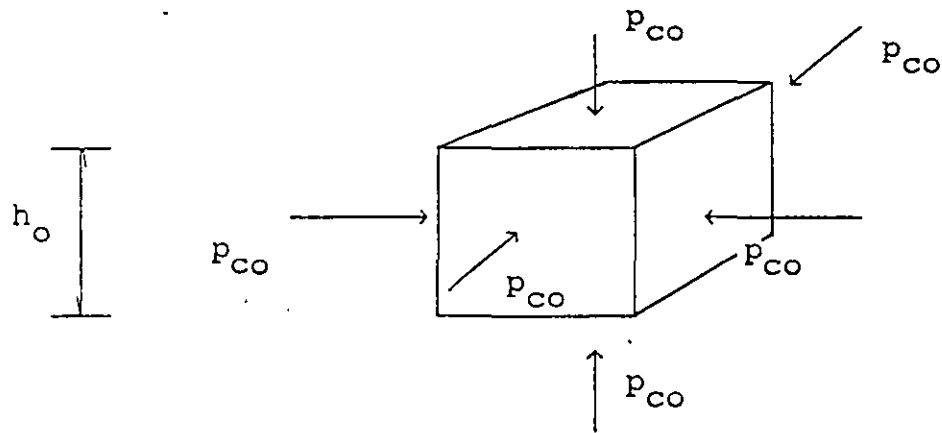


FIG 1 PRESIÓN ISÓTROP A  $p_{co}$

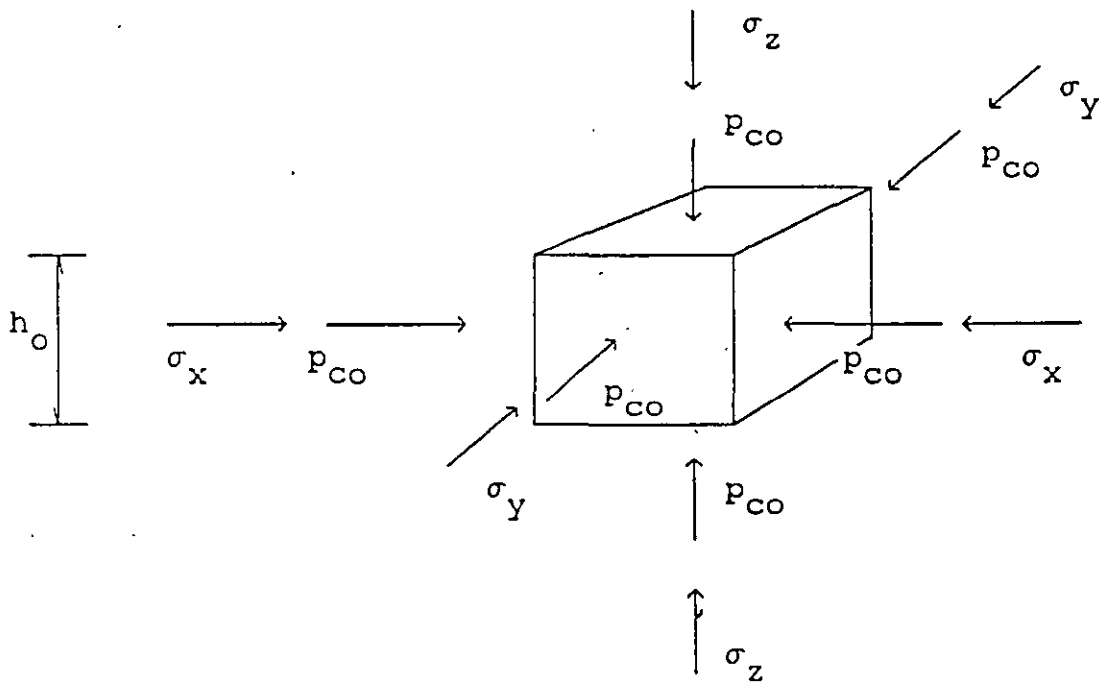


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  Y  $\sigma_y$  SOBRE EL ELEMENTO

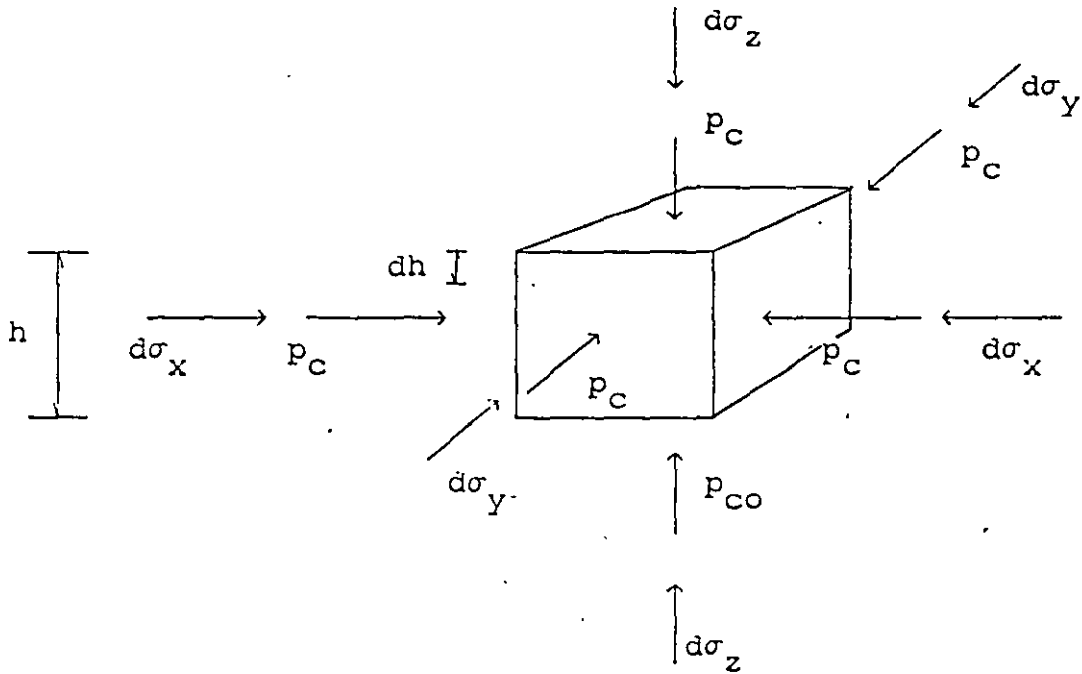


FIG 3 : ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO  $d\sigma_z$ ,  $d\sigma_x$  y  $d\sigma_y$

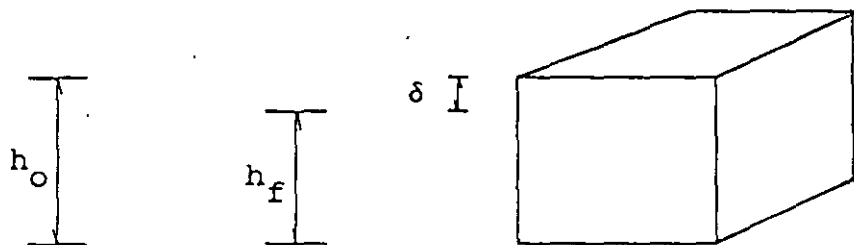
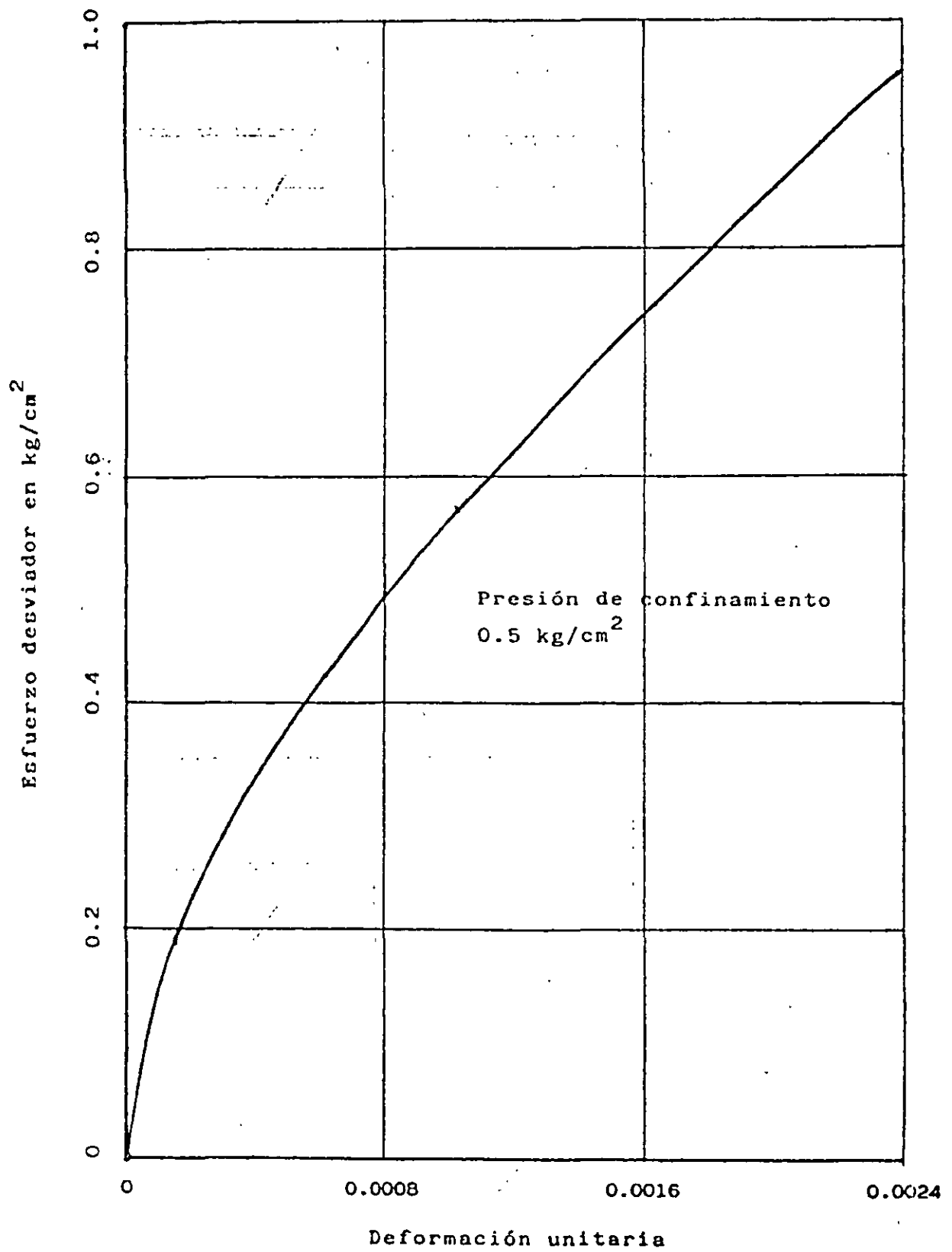


FIG 4 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA. ARENA COMPACTA

FIGURA 5

Estrato	Prof m	Descripción
	0	
1		Arcilla negra de alta plasticidad $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
	2.0	
2		Limo arenoso medianamente compacto
$D_r$	2.6	$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 21$ golpes
	4.6	
3		Arena limosa muy compacta $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $N = 52$ golpes
	5.9	
4		Arena limoarcillosa compacta $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 38$ golpes
	7.7	

$N$  = número de golpes de la prueba de penetración estándar

$\gamma$  = peso volumétrico natural

#### ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

FIGURA 6

Estrato	Prof m	Descripción
	0	
		$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$
NAF -	1.0	
1		Limo arenoarcilloso
$D_r$	3.5	
1'		$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$
	4.6	
2		Limo arcilloso $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$
	7.8	
3		Arcilla limosa $\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$
	9.6	
4		Arena limosa $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$
	10.6	
5		Limo arcilloso $\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$
	11.4	
		Arena compacta

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

$\gamma$  = peso volumétrico natural

FIG 7. ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

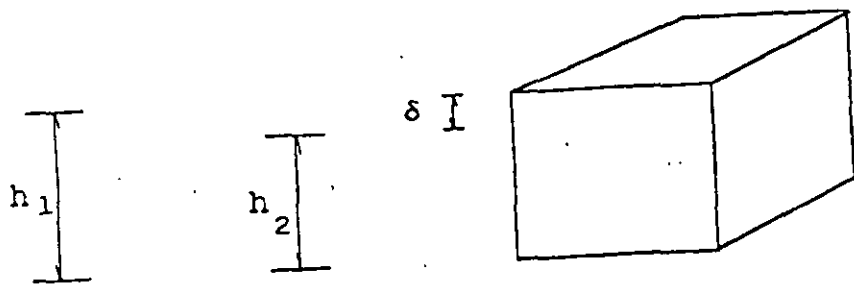


FIG 8 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO

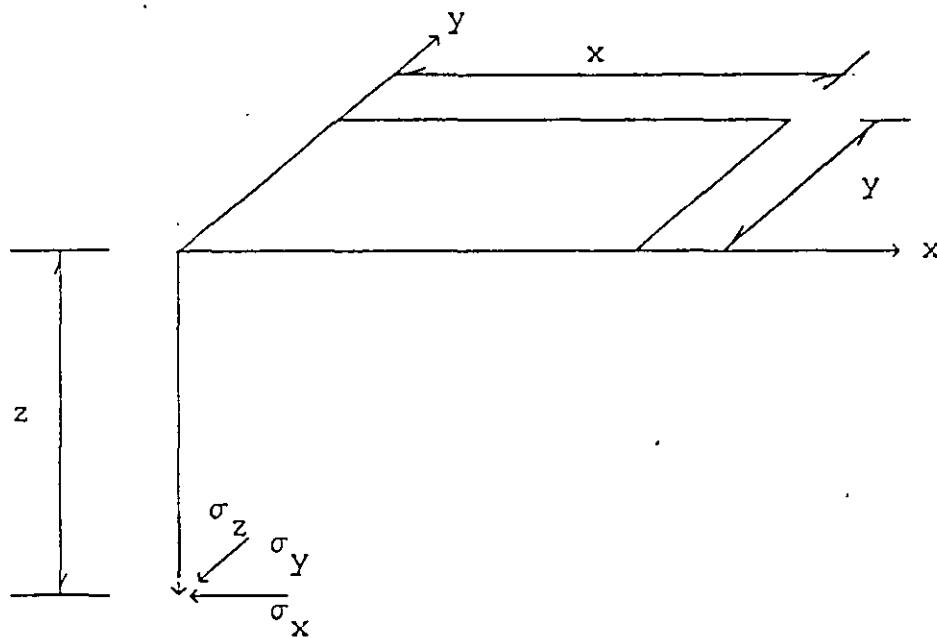


FIG A.1. INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

# Método no lineal para el cálculo de deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados

Non linear method for the calculation of long term deformations  
in fully saturated cohesive soils

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Se presenta en este artículo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones. Primeramente se plantea una ecuación constitutiva general y luego se aplica al cálculo de las deformaciones diferidas de suelos cohesivos totalmente saturados. El procedimiento se ilustra con un ejemplo sencillo de aplicación.

## 1. ECUACIÓN CONSTITUTIVA PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Obtengamos primeramente una ecuación constitutiva general para los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal y la influencia de la presión de confinamiento. Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos:

$$dV/V = -\gamma d\sigma/\sigma$$

donde  $V$  = volumen de un elemento de suelo  
 $\sigma$  = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo  
 $\gamma$  = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio del comportamiento no lineal de los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1). Demos

incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon \cong (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^f \quad (1)$$

donde  $(1/A)$  es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria,  $\nu$  la relación de Poisson y  $f$  un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor  $h_0$  del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2)$$

$$\text{es decir } \sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (3)$$

Sustituyendo las ecs 2 y 3 en la ec 1

$$\epsilon \cong (1/A) \{\sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)]\}^f \quad (4)$$

$$\epsilon \cong (1/A) (f \sigma_z)^f \quad (5)$$

$$\text{siendo } f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento  $p'_\infty$ . Demos ahora incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  sobre el elemento, tal como se muestra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de



confinamiento  $p'_{co}$  aumente en un valor  $\Delta p'_c$ , dando lugar a un nuevo valor de  $p'_c$ , que vale

$$p'_c = p'_{co} + \Delta p'_c \tag{7}$$

En términos generales se acepta que  $\Delta p'_c$  es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p'_c = (1/3) (\sigma'_z + \sigma'_x + \sigma'_y) = (1/3) \sigma'_z + (1/3) (\sigma'_x + \sigma'_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de  $\Delta p'_c$  de la siguiente forma

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma'_z + b_2 (\sigma'_x + \sigma'_y) \tag{8}$$

donde, dada la experiencia actual  $b_1 = 1/3$  y  $b_2 = 1/3$ .

Sustituyendo las ecs 3 en la ec 8

$$\Delta p'_c = c \sigma'_z \tag{9}$$

siendo  $c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2)$  (10)

Sustituyendo en la ec 7

$$p'_c = p'_{co} + c \sigma'_z \tag{11}$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión  $p_t$  (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente sobre el elemento, para una presión externa nula. Por lo tanto, la ec 11 se puede poner

$$p'_c = p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma'_z) \tag{12}$$

El coeficiente  $b_3$  se agrega debido a que los efectos de  $p_t$  y de  $p'_c$  en el comportamiento de un suelo no son necesariamente iguales.

Demos ahora incrementos diferenciales de esfuerzo (fig 3). Con las expresiones anteriores (ecs 5 y 12) podemos plantear una ecuación diferencial constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento  $p'_c$  dada por la ec 12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma'_z)' d(f \sigma'_z)}{[p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma'_z)]^r} \tag{13}$$

donde  $A$  es el módulo de rigidez del suelo, y  $r$  y  $s$  son exponentes que dependen de la clase de suelo.

En los suelos cohesivos se observa experimentalmente que  $r \cong 1$  y que  $s \cong 1$ , por lo que la ec 13 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma'_z)' d(f \sigma'_z)}{[p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma'_z)]} \tag{14}$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \tag{15}$$

## 2. OBTENCIÓN DE LA DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO

Procedamos a integrar la ec 14. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a  $\sigma'_z$ , el elemento disminuye su espesor  $h$  del valor inicial  $h_0$  al valor final  $h_f$  (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 14 de  $h_0$  a  $h_f$  el primer miembro y de 0 a  $\sigma'_z$  el segundo miembro. Resolviendo la integral y sustituyendo los límites de ésta, llegamos a

$$\frac{h_f}{h_0} = \left[ \exp \left( - \frac{f^2 \sigma'_z}{b_3 c A'} \right) \right] \left[ \frac{b_3 c \sigma'_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \frac{p_{ce}}{A'} \left( \frac{f}{b_3 c} \right)^2 \tag{16}$$

Llamemos  $\delta$  a la deformación vertical del elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

Dividiendo entre  $h_0$

$$h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 \tag{17}$$

Sustituyendo la ec 17 en la ec 16

$$\delta = \left\{ 1 - \left[ \exp \left( - \frac{f^2 \sigma'_z}{b_3 c A'} \right) \right] \left[ \frac{b_3 c \sigma'_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \right\} h_0 \frac{p_{ce}}{A'} \left( \frac{f}{b_3 c} \right)^2 \tag{18}$$

La ec 18 da la deformación vertical a largo plazo de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor  $h_0$ .

La deformación unitaria del elemento se obtiene con la expresión

$$c = \delta / h_0 \tag{19}$$

En la tabla 1 se presentan valores aproximados de las propiedades de deformación a largo plazo, las cuales

deben usarse sólo para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que estas propiedades corresponden al tramo de recompresión del suelo.

Para la arcilla de la ciudad de México, en el tramo de recompresión, el módulo  $A'$  (a largo plazo) es del orden de 90 a 150 t/m<sup>2</sup>; el máximo valor corresponde a arcilla con mayor grado de preconsolidación.

### 3. EJEMPLO

Calcular el asentamiento diferido de un edificio con una planta de 10 por 20 m. con un cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, que trasmite una presión media de contacto de 7.32 t/m<sup>2</sup>, para la estratigrafía y propiedades indicadas en la fig 5.

El incremento neto de presión vale  $7.32 - 1.52(3.5) = 2$  t/m<sup>2</sup>. En la tabla 2 se muestra la secuencia del cálculo del asentamiento. Los incrementos de esfuerzo se computaron usando las ecs 5.1 a 5.4, mientras que el asentamiento se halló con el empleo de las ecs 18 y 15. Se obtiene un asentamiento a largo plazo de 2.3 cm.

### 4. CONCLUSIONES

a) Se presentó una técnica que toma en cuenta los efectos del incremento de esfuerzo desviador y de la presión de confinamiento en el análisis de deformaciones en los suelos, así como el fenómeno de que la curva esfuerzo-deformación es no lineal

b) Se obtuvo una ecuación diferencial constitutiva general para la determinación de las deformaciones de los suelos. Esta ecuación se integró para el cálculo de la deformación diferida en suelos cohesivos totalmente saturados.

c) Dado un suelo cohesivo con una consistencia definida, su deformabilidad queda caracterizada por parámetros que no dependen de la presión de confinamiento. Por lo tanto, estos parámetros son propiedades intrínsecas del suelo.

d) Una vez conocidas las propiedades de deformación de un suelo, se pueden calcular las deformaciones de éste para diferentes condiciones de geometría y carga de una cimentación, con el uso de la ec 18.

e) Las magnitudes de las propiedades de deformación presentadas en la tabla 1 son aproximadas, las cuales deben verificarse con observaciones de campo y de laboratorio. Por lo tanto, las propiedades aquí incluidas deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis.

## 5. APÉNDICE

### 5.1 Determinación de los incrementos de esfuerzo

La aplicación en la práctica de la solución de la ec 18 requiere del conocimiento de los incrementos de esfuerzo, los cuales se pueden calcular con las siguientes expresiones, que sirven para determinar los esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme  $q$  aplicada en la superficie (fig 6).

Para  $\sigma_z$  (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \text{ang tan}(x/y/zB) \right] \quad (5.1)$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} + \frac{xyz}{(x^2+z^2)B} + \text{ang tan}(zB/xy) + (1-2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan}(yB/xz)) \right] \quad (5.2)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)B} - \text{ang tan}(zB/xy) + (1-2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan}(xB/yz)) \right] \quad (5.3)$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

### 5.2 Determinación de la presión de confinamiento

Cabe aclarar que para hallar la presión de confinamiento  $p'_{co}$  se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo normal en el plano octaédrico

$$p'_{co} = (1/3) (p'_{zo} + p'_{xo} + p'_{yo}) \quad (5.5)$$

donde  $p'_{zo}$ ,  $p'_{xo}$  y  $p'_{yo}$  son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que  $p'_{xo} = p'_{yo} = K_o p'_{zo}$

donde  $K_o$  = coeficiente de presión de tierras en reposo

$$\text{queda } p'_{co} = (1 + 2K_o) p'_{zo} / 3 \quad (5.6)$$

6. REFERENCIAS

Damy, J, 1985. "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Frohlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas". Rev *Ingeniería*. Vol LV. No 1: 82-86.

Dashkó. R E y Kagán. A A. 1980. *Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*. Cap 2. MIR. Moscú.

Deméneghi. A. 1984, "Análisis de deformaciones en suelos granulares". Rev *Ingeniería*. Vol LIV. No 3: 34-38.

Juárez Badillo. E. 1965. "Compressibility of soils", *5th Symp of the Civil and Hydr Eng. Dep Indian Inst of Science*, Bangalore. India.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold.

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO. DE UN SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

Consistencia	N	$c_u$ t/m <sup>2</sup>	$\frac{I}{A'}$ t/m <sup>2</sup>	$p_t$ t/m <sup>2</sup>
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	< 80	< 0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	80 - 120	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	120 - 200	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	200 - 330	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 330	> 1.5

$b_3 = 1.0$        $v = 0.15$        $K_o = 0.5$

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 $c_u$  = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

TABLA 2  
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO (EJEMPLO)

Estrato	z m	$\sigma_z$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_x$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_y$ t/m <sup>2</sup>	A t/m <sup>2</sup>	$p_t$ t/m <sup>2</sup>	$p'_{co}$ t/m <sup>2</sup>	$p_{ce}$ t/m <sup>2</sup>	f	c	$h_o$ m	$\delta$ m
1'	0.55	1.999	1.329	0.913	110	0.9	2.07	2.97	0.832	0.707	1.1	0.00355
2	2.7	1.894	0.520	0.558	100	0.8	2.41	3.21	0.915	0.523	3.2	0.01243
3	5.2	1.571	0.099	0.270	90	0.7	2.63	3.33	0.965	0.412	1.8	0.00610
5	7.5	1.249	-0.022	0.120	105	0.8	3.14	3.94	0.988	0.359	0.8	0.00137
												0.02346

$q = 2$  t/m<sup>2</sup>       $b_3 = 1.0$        $v = 0.15$        $K_o = 0.5$        $b_1 = b_2 = 1/3$

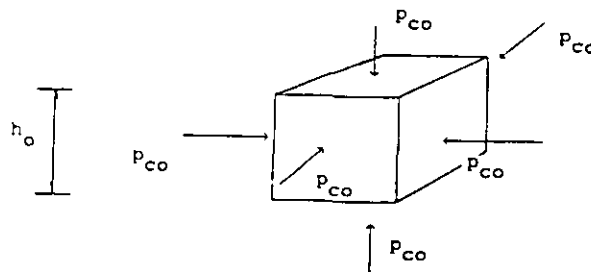


FIG 1 PRESION ISOTROPA  $p_{co}$

Estrato	Prof m	Descripción
	0	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$
NAF - 1	1.0	Limo arenarcilloso
$D_r$ - 1'	3.5	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ $A' = 110 \text{ t/m}^2$
2	4.6	Limo arcilloso $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$ $A' = 100 \text{ t/m}^2$
3	7.8	Arcilla limosa $\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$ $A' = 90 \text{ t/m}^2$
4	9.6	Arena limosa, $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$
5	10.6	Limo arcilloso $\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$ $A' = 105 \text{ t/m}^2$
	11.4	Arena compacta

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

$\gamma$  = peso volumetrico natural  
 $A'$  = modulo de rigidez a largo plazo

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

FIG 5

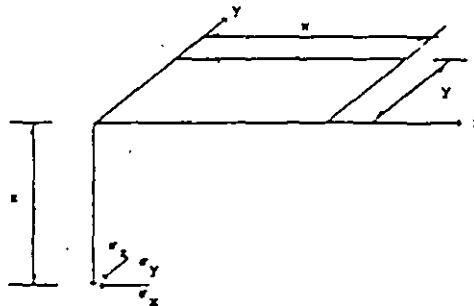


FIG 6 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

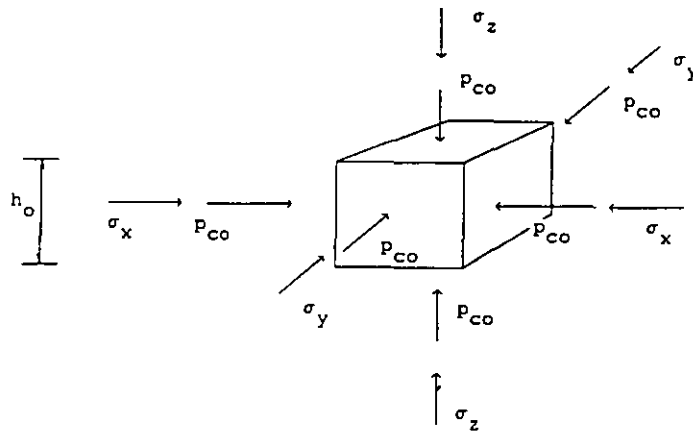


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  Y  $\sigma_z$  SOBRE EL ELEMENTO

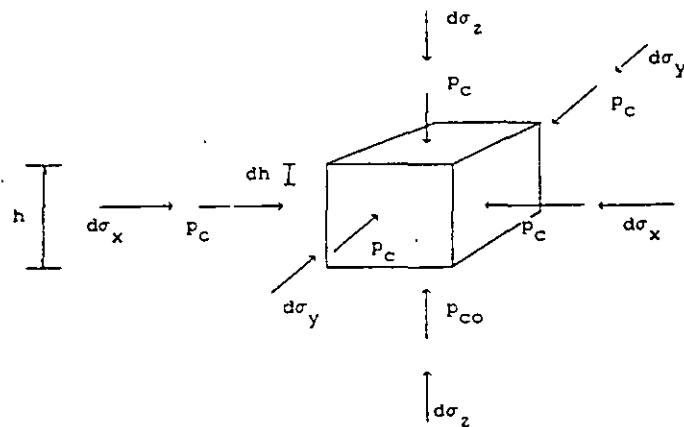


FIG 3 ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO  $d\sigma_x$ ,  $d\sigma_y$  Y  $d\sigma_z$

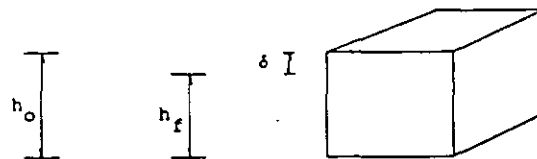


FIG 4 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO

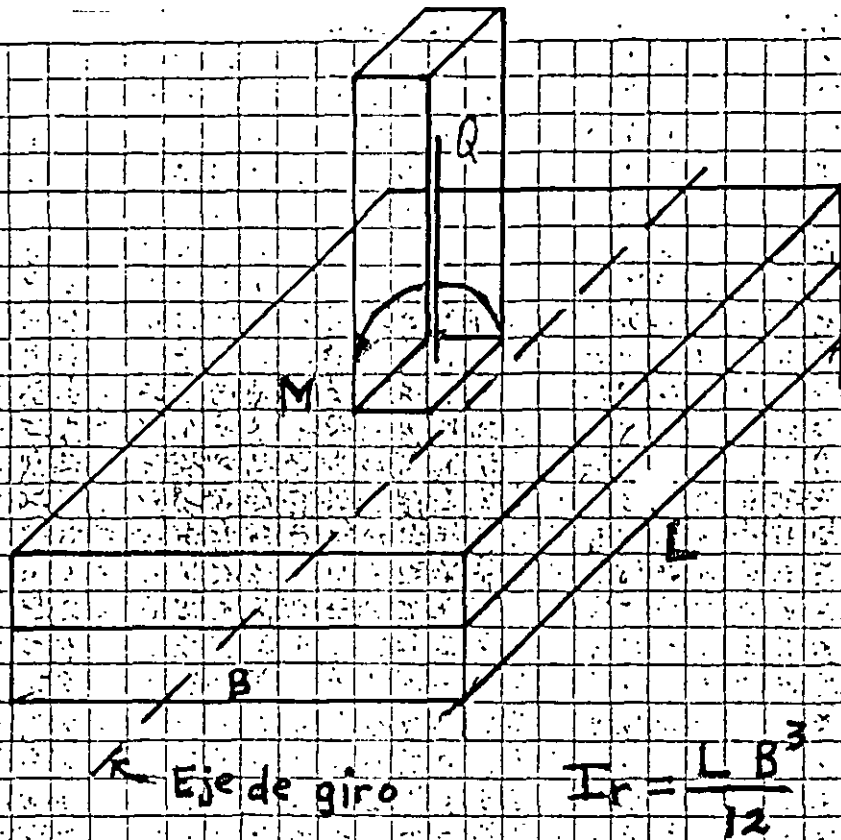


FIG-3-13 GIRO DE UN RECTANGULO



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
APUNTES DE CIMENTACIONES SOMERAS**

**NOTAS PREPARADAS POR EL M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
E ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**

## APUNTES DE CIMENTACIONES

### 5. CIMENTACIONES SOMERAS

Agustín Doméneghi Colina\*  
Héctor Sanginés García

En un cimiento somero, como en toda cimentación, se debe revisar su estabilidad tanto para los estados límite de falla como para los estados límite de servicio. Es decir, se debe verificar que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del terreno de cimentación, y que las deformaciones que sufra éste no afecten el comportamiento de los elementos de cimentación y de la propia estructura.

Cabe aclarar que en la revisión de una cimentación existen otros factores que deben tomarse en cuenta adicionalmente, pero la falla por resistencia al corte y las deformaciones del terreno de cimentación están entre los más importantes.

#### 5.1 Profundidad de desplante

En una cimentación somera el estrato de apoyo se encuentra a poca profundidad, por lo que la profundidad de desplante debe ser tal que el cimiento quede desplantado satisfactoriamente en dicho estrato de apoyo.

Cabe aclarar que en el estudio de mecánica de suelos se define el estrato de apoyo de la cimentación, por lo que todos los elementos de esta deberán quedar desplantados en él. Durante la construcción de los cimientos se deberá verificar que se cumpla con esta disposición, evitando que los cimientos queden sobre suelo con sustancia orgánica, basura o material en estado suelto. El proceso constructivo deberá ser tal que no se afecte el terreno de cimentación, es decir, no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad originales del terreno de cimentación, salvo que el estudio de mecánica de suelos establezca otras especificaciones. En muchas ocasiones conviene colar una plantilla de concreto pobre de  $f'_c = 60 \text{ kg/cm}^2$  de 3 cm de espesor, inmediatamente después de llegar al fondo del corte.

La profundidad de desplante deberá ser tal que se cumpla con los requisitos de seguridad de la cimentación. En este sentido, se propone una profundidad de desplante y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad de la cimentación; el proceso se repite hasta determinar la profundidad de desplante que cumpla con lo anterior.

En general, es importante que los cimientos queden desplantados sobre un mismo estrato, ya que si se apoyan en materiales diferentes

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM



pueden presentar asentamientos diferenciales en la estructura de cimentación.

El desplante de los cimientos deberá quedar abajo del suelo sujeto a erosión superficial o interna. Por ejemplo, en puentes el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de la profundidad de socavación de los materiales del lecho del río. Además, en cualquier cimentación somera existen suelos especialmente susceptibles a la erosión por agua o por viento, como son las arenas o los limos no plásticos, los que deberán protegerse para evitar que se descubran los cimientos.

Cuando el terreno de cimentación es una arcilla de tipo expansivo, el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de esta arcilla, para evitar que los movimientos por cambios de volumen de ella dañen la estructura de cimentación. Si los cimientos quedan por arriba de la arcilla expansiva, deberán tomarse las precauciones correspondientes para que la estabilidad de la cimentación no resulte afectada.

No existe una profundidad mínima de desplante aceptada de manera general por los ingenieros de mecánica de suelos, pero a manera de ejemplo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966 dice que "los cimientos deberán desplantarse, por lo menos, 50 cm bajo la superficie del terreno (...) Se exceptúan de este requisito las construcciones cimentadas directamente sobre roca". Por otra parte, se puede considerar en una cimentación somera una profundidad de desplante máxima de 2.5 m, a partir de la cual se trataría ya de una cimentación intermedia o profunda.

## 5.2 Determinación del área de la cimentación

El área de un cimiento somero es aquella para la cual la cimentación cumple con los requisitos de seguridad correspondientes. Por lo tanto, en la práctica se supone una cierta área y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad; se procede por tanteos, hasta hallar el área que haga que el cimiento cumpla con todos y cada uno de los requisitos de seguridad, al mínimo costo.

Con el propósito de reducir el número de tanteos, se puede estimar en forma aproximada la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, y hallar un área preliminar para iniciar los cálculos.

La capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es aquella presión vertical media de contacto entre la subestructura y el terreno, que garantiza un comportamiento adecuado de la cimentación. Se entiende por comportamiento adecuado que exista un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte del suelo, y que el asentamiento del cimiento no produzca daños a la estructura, ni afecte su buen funcionamiento. Usualmente la capacidad de carga admisible se halla dividiendo la capacidad de carga última del suelo entre un cierto factor de seguridad. Sin embargo, se debe

verificar que la capacidad de carga admisible o presión media de contacto no produzca asentamientos excesivos del cimiento. En la tabla 4.1 se muestran valores de asentamientos permisibles para diferentes clases de cimientos someros.

Por lo anterior, la capacidad de carga admisible o presión media de contacto vale

$$q_a = \Sigma Q / A \quad (5.1)$$

donde  $\Sigma Q$  = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento.

$A$  = área de contacto entre cimiento y suelo

Despejando  $A$  de la ec 5.1

$$A = \Sigma Q / q_a \quad (5.2)$$

Por otra parte, se define la capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión como la diferencia de la presión de contacto menos la presión total previamente existente al nivel de desplante de la subestructura, es decir

$$q_{an} = q_a - \gamma D_f \quad (5.3)$$

donde  $q_{an}$  = capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión

$q_a$  = presión de contacto o capacidad de carga admisible

$\gamma$  = peso volumétrico natural del suelo

$D_f$  = profundidad de desplante

En la tabla 5.1 se presentan valores aproximados de la capacidad de carga admisible neta del terreno, para diferentes tipos de suelo.

TABLA 5.1  
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE NETA APROXIMADA DEL SUELO  
 $q_{an}$ , t/m<sup>2</sup>

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Zapatas</u>	<u>Losa de cimentación</u>
Arcilla blanda, arena suelta	3.5-6.0	1.5-2.0
Arcilla de consistencia media	5.0-8.0	2.0-3.0
Arena medianamente compacta, arcilla firme	7.0-10.0	3.0-5.0
Arena compacta, toba cementada	9.0-13.0	5.0-7.0
Arena muy compacta, roca sana	12.0-20.0	8.0-12.0



Cabe aclarar que el área  $A$  no se puede calcular directamente de la ec 5.2, pues  $\Sigma Q$  no se conoce a priori, ya que depende del área del cimiento, por lo que para estimar en forma aproximada esta área se procede de la siguiente forma:

La resultante de cargas  $\Sigma Q = \Sigma Q' + W_{cim}$ , en que  $\Sigma Q'$  es la carga al nivel de la superficie del terreno o al nivel de piso terminado y  $W_{cim}$  es el peso del cimiento (incluyendo el peso del relleno que está sobre él),

$$\Sigma Q / A = \Sigma Q' / A + W_{cim} / A$$

pero  $W_{cim} / A \approx \gamma D_f$  y  $q_a = q_{an} + \gamma D_f = \Sigma Q / A$   $\stackrel{\approx}{=} \gamma D_f$

$$\therefore q_{an} + \gamma D_f \approx \Sigma Q' / A + \gamma D_f \quad \frac{\Sigma Q}{A} = q_a = \frac{\Sigma Q'}{A} + \frac{W_{cim}}{A}$$

$$y \quad q_{an} \approx \Sigma Q' / A$$

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an}$$

$$q_a \stackrel{\approx}{=} \frac{\Sigma Q'}{A} + \gamma D_f \quad (5.4)$$

$$\text{Pero } q_{an} = q_a - \gamma D_f = \frac{\Sigma Q'}{A} = q_a - \gamma D_f$$

La ec 5.4 permite estimar en forma aproximada el área del cimiento.

### 5.3 Zapatas corridas

#### 5.3.1 Mecánica de suelos

En ocasiones se tiene que utilizar una retícula a base de zapatas corridas, de tal forma que el peso total que se trasmite en un tablero al nivel de cimentación se reparte en las cuatro zapatas corridas que limitan al tablero. Para ilustrar esta situación, consideremos el tablero de la fig 5.1a y sea  $\Sigma Q$  la carga que trasmite la estructura al nivel de la cimentación. Se pueden calcular los semianchos  $b_1$  y  $b_2$  de las zapatas corridas de la fig 5.1b considerando que cada zapata toma una carga proporcional al área tributaria correspondiente del tablero. Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales, y llamando  $q_a$  a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación y  $w$  al peso unitario de la estructura

$$w = \Sigma Q / a_1 a_2 \quad (5.5)$$

el ancho  $b_2$  se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática

$$4a_2 q_a b_2^2 + [a_1^2 w - 4 a_1 a_2 q_a - a_1 w (2 a_2 - a_1)] b_2 + w a_1^2 (2 a_2 - a_1) = 0 \quad (5.6)$$

y el ancho  $b_1$  se determina con la siguiente ecuación

$$b_1 = a_1^2 w / 4 (a_1 - b_2) q_a \quad (5.7)$$

#### Ejemplo 5.1

Determinar los anchos de las zapatas corridas de la fig 5.2. El peso total del tablero es  $\Sigma Q = 33 \text{ t}$  y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es  $q_a = 8 \text{ t/m}^2$ .

#### Solución

Sustituyendo valores en la ec 5.1  $w = 2.2 \text{ t/m}^2$

Sustituyendo valores y resolviendo la ec 5.2  $b_2 = 0.303 \text{ m}$

Utilizando la ec 5.3  $b_1 = 0.229 \text{ m}$

En ocasiones los anchos  $b_1$  y  $b_2$  son muy similares, por lo que resulta conveniente un ancho único de la zapata corrida (fig 5.3). Procediendo de manera análoga al caso anterior, se deduce la siguiente expresión para el cálculo del ancho de la zapata:

$$b = (a_1 + a_2) / 4 \pm \sqrt{[(a_1 + a_2) / 4]^2 - w a_1 a_2 / 4 q_a} \quad (5.4)$$

#### Ejemplo 5.2

Determinar el ancho de la zapata corrida de la fig 5.4. La suma de cargas vale  $\Sigma Q = 33 \text{ t}$  y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es de  $8 \text{ t/m}^2$ .

#### Solución

De la figura  $a_1 = 3 \text{ m}$ ,  $a_2 = 5 \text{ m}$

El peso unitario del tablero vale, de acuerdo con la ec 5.1:

$$w = 2.2 \text{ t/m}^2$$

Sustituyendo en la ec 5.4 se obtiene un ancho  $b = 0.28 \text{ m}$ .

La determinación del ancho definitivo de una zapata se obtiene por tanteos, verificando que satisfaga los estados límite de falla y de servicio en el terreno de cimentación. Para ello se emplean los criterios vistos en el cap 2 (capacidad de carga por resistencia al corte del suelo) y en el cap 3 (análisis de deformaciones en los suelos). En casos particulares habrá que revisar otros estados límite de falla o de servicio, pero los anteriores son los más usuales.

## 5.2.2 Diseño estructural

Las alas de una zapata corrida se deben revisar por los siguientes conceptos: (a) tensión diagonal, (b) flexión, y (c) temperatura. A continuación se detalla la revisión de cada uno de ellos. Cabe aclarar que lo que rige en general en el diseño de una zapata de concreto es la tensión diagonal.

### a) Tensión diagonal

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada esta a su vez por esfuerzo cortante (fig 5.5). Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia "d" del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

Para la fuerza cortante resistente, las Normas de Concreto establecen lo siguiente

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

donde

b = ancho del elemento  
d = peralte efectivo del elemento  
p = cuantía o porcentaje de acero  
 $f_c^* = 0.8 f_c'$   
 $F_R$  = factor de resistencia

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ( $b \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / V d$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente  $V_{cR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

### b) Flexión

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forme la columna o muro que llega a la zapata. En la fig 5.6 se presenta la sección crítica por flexión para tres diferentes tipos de material.

La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación se presenta un resumen de las expresiones necesarias para la revisión por flexión de las Normas de Concreto.

El momento resistente dado por las Normas de concreto es el siguiente:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad (5.7)$$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f''_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)] \quad (5.9)$$

donde

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.10)$$

$$f''_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.11)$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último,  $M_u$  está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f''_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f''_c / f_y \quad (5.13)$$

$$A_s = p b d \quad (5.14)$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde

$s$  = separación entre varillas

$a_s$  = área de la varilla que se emplea

$d$  = distancia para la que se requiere el área  $A_s$

$A_s$  = área de acero requerida

### c) Temperatura

El acero longitudinal en la zapata se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión (Norma de Concreto):

$$A_s = 66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.16)$$

en que

$A_s$  = área de acero requerida por temperatura, para un espesor  $h/2$  de la losa de la zapata, en  $\text{cm}^2/\text{m}$

$h/2$  = semiespesor de la losa de la zapata, en cm

Cuando el elemento estructural está en contacto con el suelo, se recomienda emplear por temperatura un área de acero igual a  $1.5 A_s$ .

Empleando  $1.5 A_s$  en vez de  $A_s$  en la ec 5.16, dado que los cimien

están siempre en contacto con el terreno, obtenemos la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.17)$$

### Ejemplo 5.3. Zapata corrida sometida a carga vertical

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.7. La longitud de la zapata  $L = 6$  m.

Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga  $F_c = 1.4$ .

En el terreno de cimentación  $F_R = 0.45$

### Solución

#### a) Mecánica de suelos

##### a.1) Estado límite de falla

En un suelo cohesivo, la revisión de la seguridad por resistencia al corte del suelo es satisfactoria cuando se cumple la desigualdad 2.1:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v \quad (2.1)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A \quad (2.2)$$

$$q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v \quad (2.3)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rc} \quad (2.4)$$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$  = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga,

$A$  = área del cimiento,  $m^2$

$p_v$  = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo,  $t/m^2$

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo,  $t/m^3$

$c_u$  = cohesión aparente,  $t/m^2$ , determinada en ensaye triaxial UU

$B$  = ancho de la cimentación, m

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (2.8)$$

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$ , donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en metros. En caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades

anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

La desigualdad 2.2 se aplica al nivel de desplante del cimiento, por lo que hay que valorar el peso del relleno y de la zapata

$$W_r = (1.3-0.2)(0.4)(1.5) = 0.66 \text{ t}$$

$$W_z = [(1.3)(0.2)+(0.2)(0.4)](2.4) = 0.816 \text{ t}$$

La suma de cargas al nivel de desplante del cimiento vale  $0.66+0.816+10.4 = 11.876 \text{ t}$ , es decir,  $\Sigma Q = 11.876 \text{ t}$  (por cada metro de longitud de zapata).  $A = 1.3(6) = 7.8 \text{ m}^2$ .

Sustituyendo en la ec. 2.2  $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A = 12.79 \text{ t/m}^2$

Sustituyendo en la ec 2.8, con  $B = 1.3 \text{ m}$ ,  $L = 6 \text{ m}$ ,  $D_r = 0.6 \text{ m}$

$$N_c = 6.011$$

Sustituyendo en la ec 2.3  $q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v = 13.52 \text{ t/m}^2$

Se observa que  $q_{cu} < q_{Rc}$ , por lo tanto se cumple la desigualdad 2.4.

#### a.2) Estado límite de servicio

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde  $q =$  incremento neto de presión =  $8.18 \text{ t/m}^2$   
 $B =$  ancho del rectángulo =  $1.3/2 = 0.65 \text{ m}$   
 $L =$  longitud del rectángulo =  $6/2 = 3 \text{ m}$   
 $E =$  módulo de elasticidad del medio =  $1600 \text{ t/m}^2$   
 $\nu =$  relación de Poisson del medio =  $0.25$

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19  $\delta = 0.0032 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.0128 \text{ m} = 1.28 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de  $3 \text{ cm}$ .

#### b) Diseño estructural

##### b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia  $d$  del paño



del muro (fig 5.6). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

donde  $f_c^* = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho  $b$  no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo  $d$  ( $b \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / V d$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente  $V_{cR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata  $b = 100$  cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es  $d = 20 - 3.6 = 16.4$  cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo.  $M / V d = 0.645/3.341(0.164) = 1.177 < 2$ , por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6 se obtiene  $V_{cR} = 8298$  kg.

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.8)

$$V = 8.66(0.386) = 3.34 \text{ t} \quad V_u = F_c V = 4.68 \text{ t} = 4680 \text{ kg}$$

Se observa que  $V_{cR} > V_u \quad \therefore$  Cumple

## b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.8)

$$M = q_n l^2 / 2 = 8.66 (0.55)^2 / 2 = 1.31 \text{ t.m}$$

y el momento último  $M_u = F_c M = (1.4) (1.31) = 1.83 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f'_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último  $M_u$  está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.12)$$

$$p = q f_c'' / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{\min} = 0.00236 \quad p_{\max} = 0.0114$$

$$p = 0.00186 \quad \therefore \text{rige } p_{\min} \quad A_s = p b d = 3.87 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde

$a_s$  = área de la varilla que se emplea

$d$  = distancia para la que se requiere el área  $A_s$

$A_s$  = área de acero requerida

Sustituyendo valores ( $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ , varilla No 4),  $s = 32 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 32 cm.

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = [66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100)]^{(1.5)} \quad (5.16)$$

en que

$A_s$  = área de acero requerida por temperatura, en  $\text{cm}^2 / \text{m}$

$h$  = espesor del elemento (dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo), en cm

Sustituyendo valores  $A_s = 2.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Aplicando la ec 5.16, con varillas del No 3 ( $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ),  $s = 33 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm.

En la fig 5.9 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

La reacción del suelo en una zapata corrida sometida a fuerza vertical y momento puede ser de tipo trapezoidal o de tipo triangular, tal como se indica en la fig 5.10 (en el inciso 3.5 se indica la forma de hallar estas reacciones). El cálculo del cortante y del momento en las secciones críticas se realiza con alguno de estos diagramas de reacción. Sin embargo, este procedimiento resulta laborioso, por lo que en ocasiones se sustituyen, para fines de

cálculo, los diagramas trapecial o triangular por una reacción uniforme equivalente, la cual se obtiene dividiendo la carga Q entre el ancho reducido B' (Meli 1985):

$$B' = B - 2e \quad (5.17) \quad e = M / Q \quad (5.18)$$

$$q'_a = Q / B' \quad (5.19)$$

En la fig 5.11 se muestra la reacción  $q'_a$ , la cual, repetimos, no corresponde a la reacción real del terreno, sino que únicamente se emplea para fines de cálculo. Con esta reacción  $q'_a$  se determinan el cortante y el momento en las secciones críticas correspondientes.

#### Ejemplo 5.4 Zapata corrida sometida a carga vertical y momento

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.12. La longitud de la zapata L = 8 m.

Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga  $F_c = 1.1$ .

En el terreno de cimentación  $F_R = 0.45$

Giro permisible = 0.82 %

Asentamiento permisible = 5 cm

#### Solución

a) Mecánica de suelos

El ancho de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A = \Sigma Q' / q_{an} \quad (5.4)$$

Cuando existe momento se tiene que trabajar con el ancho reducido B' (ec 2.15, inciso 2.2)

$$B' = B - 2e$$

donde B = ancho del cimiento

$$e = M / \Sigma Q$$

Consideremos inicialmente que no existe momento, entonces el ancho B' = B ; trabajando por unidad de longitud del cimiento  $A = B(1) = B$ ; de la ec 5.4

$$B' = \Sigma Q' / q_{an} = 15 / 13 = 1.15 \text{ m}$$

Si existe momento

$$B = B' + 2e$$

$$e = M / 1.1 (\Sigma Q') \quad (\text{considerando un 15 \% de incremento debido al peso del cimiento})$$

$$e = 0.30 \text{ m}$$

∴  $B = 1.15 + 2(0.3) = 1.75 \text{ m}$   
 Por lo tanto, los cálculos se inician con  $B = 1.75 \text{ m}$

a.1) Estados límite de servicio

Giro del cimiento

El giro se puede calcular con la fórmula de Fröhlich (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan} \left[ \frac{16 (1 - \nu^2) M}{\pi E B^2} \right]$$

donde  $E = \text{módulo de deformación del suelo} = 900 \text{ t/m}^2$   
 $\nu = \text{relación de Poisson} = 0.25$   
 $M = \text{momento por unidad de longitud}$

B es el ancho del cimiento. Con  $B = 1.75 \text{ m}$  se obtiene un giro ligeramente mayor que el permisible, por lo que se tiene que aumentar el ancho a  $1.8 \text{ m}$ , con lo que se halla un giro  $\theta = 0.00819 = 0.819 \text{ ‰} > 0.82 \text{ ‰}$ , por lo que se cumple con esta condición.

Asentamiento

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde  $q = \text{presión media de contacto} = 9.57 \text{ t/m}^2$   
 $B = \text{ancho del rectángulo} = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$   
 $L = \text{longitud del rectángulo} = 8/2 = 4 \text{ m}$   
 $E = \text{módulo de elasticidad del medio} = 900 \text{ t/m}^2$   
 $\nu = \text{relación de Poisson del medio} = 0.25$

La presión media de contacto se obtiene de la siguiente manera, considerando un peralte de la zapata de  $0.3 \text{ m}$

$$W_r = 0.3(1.6)(1.8-0.3) = 0.72 \text{ t/m} \quad (\text{relleno})$$

$$W_z = 0.3(2.4)(1.8) = 1.296 \text{ t/m} \quad (\text{zapata})$$

$$W_c = 0.3(2.4)(0.3) = 0.216 \text{ t/m} \quad (\text{contratrabe})$$

$$\therefore \Sigma Q = 15 + 0.72 + 1.296 + 0.216 = 17.232 \text{ t/m}$$

y la presión media de contacto  $q_a = 17.232/1.8 = 9.57 \text{ t/m}^2$

Para la aplicación de la ec 3.19, el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19  $\delta = 0.00975 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

a.2) Estados límite de falla

Dado que existe un momento se tiene que calcular el ancho reducido de la cimentación (véase el inciso 2.2)

$$B' = B - 2e \quad (2.15)$$

donde  $B =$  ancho real de la cimentación = 1.8 m  
 $e =$  excentricidad =  $M / \Sigma Q = 5/17.232 = 0.29$  m  
(2.14)

Sustituyendo valores  $B' = 1.22$  m

Por tratarse de una zapata corrida, por sencillez de cálculo, trabajaremos por metro de longitud (excepto para la determinación de los factores de forma, donde tomaremos la longitud total del cimiento)

En suelos puramente friccionantes se debe satisfacer la siguiente desigualdad (Normas de Cimentaciones)

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

Sea  $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A'$  (2.6')

y  $q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v$  (2.7)

Por lo tanto  $q_{cu} < q_{Rf}$  (2.8)

En las expresiones anteriores:

- $\Sigma Q F_c =$  suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 18.96 t/m
- $A' =$  área reducida del cimiento, por efecto del momento =  $B'L = 1.22 \text{ m}^2$
- $p_v =$  presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo =  $1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$
- $\bar{p}_v =$  presión vertical efectiva a la misma profundidad =  $0.96 \text{ t/m}^2$
- $\gamma =$  peso volumétrico del suelo =  $1.6 \text{ t/m}^2$
- $B' =$  ancho reducido de la cimentación = 1.22 m

$N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 49.3$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma  $f_q$  vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.12$$

$N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 78.8$$

El factor de forma  $f_\gamma$  tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.94$$

El parámetro  $\phi$  está dado por

$$\phi = \text{ang. tan}(\alpha \tan \phi) = 0.66 \text{ radianes}$$

donde  $\phi'$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de  $\alpha$  depende de la compacidad relativa  $D_r$  del suelo. Para  $D_r \leq 0.5$ ,  $\alpha = 0.67$ ; para  $D_r \geq 0.7$ ,  $\alpha = 1.0$ . Para valores intermedios de  $D_r$  se puede interpolar linealmente, es decir, para  $0.5 < D_r < 0.7$ :

$$\alpha = 0.67 + 1.65 (D_r - 0.5) = 0.967$$

$F_c$  = factor de carga = 1.1

$F_R$  = factor de resistencia = 0.45

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 15.5 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 56.9 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$$

#### b) Diseño estructural

Para el diseño estructural calculamos la reacción del terreno con el ancho (o área) reducido del cimiento

$$q' = \Sigma Q / B' = 14.128 \text{ t/m}^2$$

La reacción neta sobre la zapata es la diferencia entre  $q'$  y las cargas de arriba hacia abajo debidas a peso propio de relleno y zapata:

$$q'_e = 14.128 - 0.3(2.4) - 0.3(1.6) = 12.93 \text{ t/m}^2$$

Para fines de diseño estructural se considera la zapata sometida a la reacción neta  $q'_e$  (fig 5.13).

##### b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia  $d$  del paño del muro (fig 5.13). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (5.6)$$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho  $b$  no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo  $d$  ( $b \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / V d$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente  $V_{cR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

Procediendo por tanteos, se obtiene que con un peralte de 20 cm el cortante último resulta menor que el cortante resistente. A continuación presentamos los cálculos para esta condición. Como trabajamos por metro de longitud de zapata  $b = 100$  cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es  $d = 20 - 3.6 = 16.4$  cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo.  $M / V d = 2.22/7.577(0.164) = 1.786 < 2$ , por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6, se obtiene  $V_{cR} = 9280$  kg

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.13)

$$V = 12.93(0.586) = 7.575 \text{ t} \quad V_u = F_c V = (1.1)7.575 = 8.33 \text{ t}$$

Se observa que  $V_{cR} > V_u \quad \therefore$  Cumple

### b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.13)

$$M = q' l^2 / 2 = 12.93 (0.9)^2 / 2 = 5.24 \text{ t.m}$$

y el momento último  $M_u = F_c M = (1.1) (5.24) = 5.76 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f''_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último  $M_u$  está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f''_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f''_c / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{min} = 0.00264 \quad p_{max} = 0.0143$$

$$p = 0.00414 \quad A_s = 6.80 \text{ m}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde  $a_s$  = área de la varilla que se emplea =  $1.27 \text{ cm}^2$   
 $d$  = distancia para la que se requiere el área  $A_s = 100 \text{ cm}$   
 $A_s$  = área de acero requerida =  $6.80 \text{ cm}^2$

Sustituyendo valores  $s = 18 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 18 cm.

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.17)$$

en que  $A_s$  = área de acero requerida por temperatura, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  
 para un espesor de losa  $h/2$

$h/2$  = semiespesor de la losa de la zapata = 10 cm

Sustituyendo valores  $A_s = 2.143 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.15 con varillas del No 3 ( $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ), se obtiene  $s = 33 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm.

En la fig 5.14 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

## 5.4 Zapatas aisladas

### 5.4.1 Mecánica de suelos

La revisión de los estados límite de falla de zapatas aisladas es similar a la que se realiza en las zapatas corridas, con la diferencia de que hay que tomar en cuenta los factores de forma correspondientes (ecs 2.10 y 2.12). También puede ocurrir que la zapata aislada esté sometida a dos momentos ortogonales, en cuyo caso, para la revisión del estado límite de falla, la reducción virtual del ancho de una zapata para tomar en cuenta el efecto del momento, vista en el inciso 2.2, se debe realizar en las dos direcciones.

La revisión de los estados límite de servicio se realiza en forma análoga a la de las zapatas corridas.

### 5.4.2 Diseño estructural

En zapatas aisladas sometidas a dos momentos ortogonales, para fines de diseño estructural se calcula una reacción  $q'$  igual al cociente de la carga al nivel de desplante de la zapata entre el área virtual reducida de la cimentación, es decir (Meli 1985)

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L' \quad (5.25)$$



donde  $B' = B - 2 e_x$  (5.26)  $e_x = M_y / \Sigma Q$  (5.27)

$L' = L - 2 e_y$  (5.28)  $e_y = M_x / \Sigma Q$  (5.29)

siendo  $M_x$  y  $M_y$  los momentos alrededor de los ejes  $x$  y  $y$ , respectivamente, y  $e_x$  y  $e_y$  las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata (fig 5.15a).

Con la reacción  $q'$  se halla la reacción neta  $q'_0 = q' - w_z - w_r$ ,

siendo  $w_z =$  carga repartida debida a peso propio de la zapata

$w_r =$  carga repartida debida a peso propio del relleno

La reacción neta  $q'_0$  es la que se emplea para fines de diseño estructural de la zapata.

Cabe aclarar que la reacción del terreno es diferente a  $q'$ , sobre todo en condiciones de trabajo, sin embargo, para fines prácticos en zapatas de dimensiones usuales, la diferencia de lo que se obtiene considerando la reacción real y la reacción  $q'$  es pequeña, por lo que es preferible realizar el diseño estructural con  $q'$ , con la cual, por otra parte, es mucho más sencillo llevar a cabo los cálculos.

En una zapata aislada, además de los conceptos que se revisan en las zapatas corridas, hay que verificar que no se presente una falla por penetración de la columna en la propia zapata, como se indica en la fig 5.15b.

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a  $d/2$ , siendo  $d$  el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Si no hay transmisión de momento entre la zapata y la columna, o si el momento por transmitir  $M_u$  no excede de  $0.2 V_u d$ , el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \quad (5.30)$$

donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica (fig 5.15) y  $V_u$  la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por (Normas de Concreto)

$$\alpha = 1 - 1 / [ 1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)} ] \quad (5.31)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El

esfuerzo cortante máximo de diseño  $v_u$  se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 5.16), es decir

$$v_{AB} = V / A_c + \alpha M c_{AB} / J_c \quad (5.32)$$

$$A_c = 2 d ( c_1 + c_2 + 2 d ) \quad (5.33)$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d) d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2 \quad (5.34)$$

En columnas rectangulares  $c_1$  es la dimensión paralela al momento transmitido y  $c_2$  es la dimensión perpendicular a  $c_1$ . En columnas circulares  $c_1 = c_2 = 0.9$  diámetros.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \quad (5.35)$$

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} \quad (5.36)$$

a menos que se suministre refuerzo.  $\gamma$  es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior el factor  $F_R$  se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8 (Normas de Concreto, inciso 2.1.5h).

En relación con la revisión por flexión, en la dirección del lado corto de una zapata rectangular se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central (Meli 1985). En la fig 5.17 se muestra la forma como debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho B se coloca una fracción igual a  $2 B / (L + B)$  de la cantidad total de refuerzo  $A'_s$ , mientras que el resto se reparte en la franjas laterales. Así, llamando  $A_s$  al área de acero por metro de longitud L de la zapata, la cantidad total de refuerzo  $A'_s$  vale  $A_s L$ , y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por

$$\text{En la franja central de ancho B} \\ s = a_s (L + B) / 2 A'_s \quad (5.37)$$

$$\text{En las franjas laterales} \\ s = a_s (L + B) / A'_s \quad (5.38)$$

donde  $a_s$  es el área de la varilla que se emplea.

### Ejemplo 5.5 Zapata cuadrada sometida a carga vertical

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata cuadrada de concreto reforzado de la fig 5.18. Considerar las siguientes propiedades del concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento zapata = 3 cm

Asentamiento permisible = 5 cm

Solución

a) Mecánica de suelos

a.1) Determinación del área aproximada del cimiento, para el inicio de los cálculos

El área de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an} = 75/14 = 5.36 \text{ m}^2, \quad B = 2.3 \text{ m}$$

Por tratarse de una arena compacta  $q_{an} \approx 14 \text{ t/m}^2$

Por lo tanto, los cálculos pueden iniciarse con  $B = 2.3 \text{ m}$

a.2) Estado límite de falla

La determinación del ancho definitivo se lleva a cabo por tanteos, hasta que se satisfagan todos y cada uno de los estados límite de falla y de servicio del terreno de cimentación. Procediendo de esta forma, se obtiene que un ancho  $B = 1.8 \text{ m}$  cumple con ello. A continuación presentamos los cálculos sólo para esta dimensión de la zapata.

La revisión del estado límite de falla debe realizarse al nivel de desplante de la cimentación, por lo que hay que calcular las cargas a esta elevación (se supone una zapata de 40 cm de peralte):

Peso relleno = 4.435 t

Peso zapata = 3.11 t

Peso columna = 0.307 t

Fuerza vertical al nivel de piso terminado = 75 t

Fuerza vertical al nivel de desplante

$$= \Sigma Q = 4.435 + 3.11 + 0.307 + 75 = 82.853 \text{ t}$$

Para cimentaciones desplantadas sobre suelos friccionantes de debe cumplir la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$$

$$\text{Y } q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.7)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rf} \quad (2.8)$$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$  = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 114.66 t (cabe aclarar que el peso del relleno se multiplicó por un factor de carga de 1.1, de acuerdo a las Normas de Cimentaciones)

$A$  = área del cimiento =  $1.8(1.8) = 3.24 \text{ m}^2$

$p_v$  = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo =  $1.8(1.2) = 2.16 \text{ t/m}^2$

$\bar{p}_v$  = presión vertical efectiva a la misma profundidad =  $2.16 \text{ t/m}^2$

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo =  $1.8 \text{ t/m}^2$

$\phi^* = 33^\circ$

$F_c$  = factor de carga = 1.4

$F_R$  = factor de resistencia = 0.45

$N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 17.21$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma  $f_q$  vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.65$$

$N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 20.53$$

El factor de forma  $f_\gamma$  tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 0.6$$

El parámetro  $\phi$  está dado por

$$\phi = \alpha \tan(\alpha \tan \phi) = 0.646 \text{ radianes}$$

donde  $\phi$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de  $\alpha$  depende de la compacidad relativa  $D_r$  del suelo. Para  $D_r \leq 0.5$ ,  $\alpha = 0.67$ ; para  $D_r \geq 0.7$ ,  $\alpha = 1.0$ . Para valores intermedios de  $D_r$  se puede interpolar linealmente, es decir, para  $0.5 < D_r < 0.7$ :

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.868 \quad (D_r = 0.62)$$

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 35.8 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 37.7 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

## a.2). Estado límite de servicio

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde

$$\begin{aligned} q &= \text{presión aplicada en la superficie} = 82.85/1.8^2 = 25.57 \text{ t/m}^2 \\ B &= \text{ancho del rectángulo} = 1.8/2 = 0.9 \text{ m} \\ L &= \text{longitud del rectángulo} = 1.8/2 = 0.9 \text{ m} \\ E &= \text{módulo de elasticidad del medio} = 1200 \text{ t/m}^2 \\ \nu &= \text{relación de Poisson del medio} = 0.25 \end{aligned}$$

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19  $\delta = 0.0101 \text{ m} = 1.01 \text{ cm}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 4.04 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 5 cm.

## b) Diseño estructural

Sobre el ala de la zapata actúa de abajo hacia arriba la reacción  $q_r$  y de arriba hacia abajo el peso del relleno y el de la zapata, por lo que hay que hacer la suma algebraica de estas cantidades para obtener la reacción neta, que es con la que se hace la revisión estructural

$$q_n = 82.85/1.8^2 - (0.8)(1.8) - (0.4)(2.4) = 23.17 \text{ t/m}^2$$

Nótese que en una zapata rectangular sometida únicamente a una carga vertical, la reacción neta se puede determinar, con una pequeña pérdida de precisión, dividiendo la carga en la columna al nivel de la superficie del terreno entre el área de la zapata:

$$q_n = 75 / 1.8^2 = 23.15 \text{ t/m}^2$$

### b.1) Penetración

La determinación del peralte de la losa de la zapata se lleva a cabo por tanteos, hasta determinar aquel peralte que satisfaga todos y cada uno de los requisitos estructurales. Procediendo de esta forma, se obtiene que un peralte  $h = 33 \text{ cm}$  cumple con lo anterior. A continuación presentamos los cálculos sólo para esta dimensión.

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a  $d/2$ , siendo  $d$  el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Si no hay transmisión de momento entre la zapata y la columna, el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \quad (5.30)$$

donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica (fig 5.15) y  $V_u$  la fuerza cortante de diseño en dicha sección. La fuerza cortante en la sección crítica se obtiene multiplicando la reacción neta del terreno  $q_n$  por el área exterior a dicha sección (fig 5.19):

$$A_o = 1.8^2 - (0.4 + 0.294)^2 = 2.758 \text{ m}^2$$

$$V = 23.17(2.758) = 63.91 \text{ t} \quad V_u = 89.48 \text{ t}$$

$$b_o d = 69.4(4)(29.4) = 8161.44 \text{ cm}^2$$

$$v_u = 89480/8161.44 = 10.96 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \quad (5.35)$$

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} \quad (5.36) \quad f_c^* = 0.8 f'_c \quad F_R = 0.8$$

a menos que se suministre refuerzo.  $\gamma$  es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. En este caso  $\gamma = 1$ . Sustituyendo valores

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} = 11.31 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

#### b.2) Tensión diagonal

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia "d" del paño de la columna (fig 5.19). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto:

$$V = 0.406(23.17) = 9.407 \text{ t}, \quad V_u = 13.17 \text{ t}$$

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.9)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.10)$$

donde  $f_c^* = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho  $b$  no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo  $d$  ( $b \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / V d$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente  $V_{cR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata  $b = 100 \text{ cm}$ . Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es  $d = 30 - 3.6 = 26.4 \text{ cm}$ .

En este caso se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo

$$B > 4 d, \quad 4 d = 117.6 \text{ cm} < 180 \text{ cm} \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$$

$$M = 1.910 \text{ t.m.},$$

$$M/Vd = 0.69 < 2 \quad \therefore \quad \text{es elemento ancho}$$

Sustituyendo valores

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 16\,630 \text{ kg} > V_u \quad \underline{\text{Cumple}}$$

$$\text{Se observa que } V_{cR} > V_u \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$$

### b.3) Flexión

El momento flexionante por flexión en la sección crítica vale (por metro de ancho)

$$M = q_e l^2 / 2 = 23.17 (0.7)^2 / 2 = 5.68 \text{ t.m}$$

$$\text{y el momento último } M_u = F_c M = 1.4 (5.68) = 7.95 \text{ t.m}$$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f_c^*} / f_y = 0.0026 \quad (5.12)$$

mientras que el máximo es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f_c'' / f_y) [4800 / (f_y + 6000)] \quad (5.13)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sustituyendo valores } p_{\max} = 0.0143$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último  $M_u$  está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 * M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.14)$$

$$p = q f_c'' / f_y = 0.0025 \quad (5.17) \quad \text{rige } p_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = p b d = 7.75 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.19)$$

donde  $a_s$  = área de la varilla que se emplea =  $1.27 \text{ cm}^2$  (No 4)

$d$  = distancia para la que se requiere el área  $A_s = 100 \text{ cm}$

$A_s$  = área de acero requerida =  $7.75 \text{ cm}^2$

Sustituyendo valores  $s = 16 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 16 cm.

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.21) \quad (5.21)$$

en que  $A_s$  = área de acero requerida por temperatura, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  
 para un espesor de losa  $h/2$   
 $h/2$  = semiespesor de la losa de la zapata =  $33/2 = 16.5$  cm  
 Sustituyendo valores  $A_s = 3.34 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.19 con varillas del No 3 ( $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ), se obtiene  $s = 21$  cm. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en el lecho superior de la losa de la zapata, varillas del No 3  $\emptyset$  21 cm.

Ejemplo 5.6 Zapata aislada sometida a carga vertical y dos momentos ortogonales

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata aislada de concreto reforzado de la fig 5.20. Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar en la estructura un factor de carga  $F_c = 1.4$ , y en el terreno de cimentación un factor de resistencia  $F_R = 0.45$ .

Giro permisible = 0.9 %  
 Asentamiento permisible = 6 cm

Solución

a) Mecánica de suelos

Determinación del área aproximada del cimiento, para el inicio de los cálculos

El área de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an} \quad (5.4)$$

Cuando existen momentos se tiene que trabajar con las dimensiones reducidas  $B'$  y  $L'$  (ec 2.15, inciso 2.2)

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

donde  $B$  = ancho del cimiento  $L$  = longitud del cimiento  
 $e_x = M_y / \Sigma Q$   $e_y = M_x / \Sigma Q$

Consideremos inicialmente que no existen momentos, y que las dimensiones  $B$  y  $L$  son iguales, entonces  $B' = L'$ ,  $A' = B' L'$ . De la ec 5.4

$$A' \approx \Sigma Q' / q_{an} = 26 / 10 = 2.6 \text{ m}^2 \quad B' = 1.61 \text{ m}$$

Por tratarse de una arena medianamente compacta  $q_{an} \approx 10 \text{ t/m}^2$

Hay que tomar en cuenta ahora el efecto de los momentos. Consideremos que sólo existe momento alrededor del eje  $y$



$$B = B' + 2e_x$$

$$e_x = M_y / 1.15 (\Sigma Q') \quad (\text{considerando un 15 \% de incremento debido al peso del cimiento})$$

$$e_x = 0.227 \text{ m}$$

$$\therefore B = 1.61 + 2(0.227) = 2.06 \text{ m}$$

Como se trata de un cálculo aproximado, iniciamos la revisión de la seguridad de la cimentación con un ancho intermedio entre 1.61 y 2.06 m, digamos con  $B = 1.8 \text{ m}$ .

#### a.1) Estado límite de falla

Procediendo por tanteos, se obtiene que para  $B = 1.7 \text{ m}$  no se excede el estado límite de falla del suelo, con una buena aproximación. A continuación presentamos los cálculos para este ancho.

La revisión del estado límite de falla debe realizarse al nivel de desplante de la cimentación, por lo que hay que calcular las cargas a esta elevación (se supone una zapata de 25 cm de peralte):

$$\begin{aligned} \text{Peso relleno} &= 1.781 \text{ t} \\ \text{Peso zapata} &= 1.734 \text{ t} \\ \text{Peso columna} &= 0.052 \text{ t} \\ \text{Fuerza vertical al nivel de la superficie} \\ \text{del terreno} &= \Sigma Q' = 26 \text{ t} \\ \text{Fuerza vertical al nivel de desplante} \\ &= \Sigma Q = 1.781 + 1.734 + 0.052 + 26 = 29.568 \text{ t} \end{aligned}$$

A continuación calculamos las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$$\begin{aligned} e_x &= M_y / \Sigma Q = 6.8/29.568 = 0.30 \text{ m} \\ e_y &= M_x / \Sigma Q = 4.2/29.568 = 0.142 \text{ m} \\ B' &= B - 2 e_x = 1.7 - 2(0.30) = 1.24 \text{ m} \\ L' &= L - 2 e_y = 1.7 - 2(0.142) = 1.416 \text{ m} \end{aligned}$$

En suelos puramente friccionantes se debe satisfacer la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + P_v \quad (2.6)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$$

$$\text{Y } q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + P_v \quad (2.7)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rf} \quad (2.8)$$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$  = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en

la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 40.86 t (cabe aclarar que el peso del relleno se multiplicó por un factor de carga de 1.1, de acuerdo a las Normas de Cimentaciones)

$A'$  = área reducida del cimiento, por efecto del momento =  $B'L' = 1.756 \text{ m}^2$

$p_v$  = presión vertical total a la profundidad de desplante por  
 peso propio del suelo =  $1.8(0.6) = 1.08 \text{ t/m}^2$   
 $\bar{p}_v$  = presión vertical efectiva a la misma profundidad =  $1.08 \text{ t/m}^2$   
 $\gamma$  = peso volumétrico del suelo =  $1.8 \text{ t/m}^3$   
 $\phi^* = 37^\circ$

$N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.98$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma  $f_q$  vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.53$$

$N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.56$$

El factor de forma  $f_\gamma$  tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 0.65$$

El parámetro  $\phi$  está dado por

$$\phi = \alpha \tan(\alpha \tan \phi) = 0.646 \text{ radianes}$$

donde  $\phi$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de  $\alpha$  depende de la compacidad relativa  $D_r$  del suelo. Para  $D_r \leq 0.5$ ,  $\alpha = 0.67$ ; para  $D_r \geq 0.7$ ,  $\alpha = 1.0$ . Para valores intermedios de  $D_r$  se puede interpolar linealmente, es decir, para  $0.5 < D_r < 0.7$ :

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.802 \quad (D_r = 0.58)$$

$$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.45$$

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 23.3 \text{ t/m}^2 < q_{Rr} = 24.8 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

## a.2) Estado límite de servicio

### Asentamiento

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo

esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde  $q =$  incremento de presión  $= 29.57/(1.7)^2 = 10.23 \text{ t/m}^2$   
 $B =$  ancho del rectángulo  $= 1.7/2 = 0.85 \text{ m}$   
 $L =$  longitud del rectángulo  $= 1.7/2 = 0.85 \text{ m}$   
 $E =$  módulo de elasticidad del medio  $= 900 \text{ t/m}^2$   
 $\nu =$  relación de Poisson del medio  $= 0.25$

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19  $\delta = 0.0051 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_r = 4 \delta = 0.0203 \text{ m} = 2.03 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 6 cm.

Giro alrededor del eje y

El giro de la zapata se puede calcular de manera aproximada empleando el artificio visto en el inciso 3.6.3 de estos apuntes, que consiste en obtener el momento de inercia del rectángulo  $I_r$  en la dirección que se está analizando, y determinar el radio equivalente a un círculo (Normas de Sismo),

$$R = (4 I_r / \pi)^{1/4} \quad (3.29)$$

Con el radio equivalente R se utiliza la ec 3.25 para determinar el giro de la cimentación de planta rectangular:

$$\theta = [3(1 - \nu) M] / 8 G R^3 \quad (3.25)$$

Sustituyendo valores en la dirección x

$$I_r = L B^3 / 12 = 0.696 \text{ m}^4$$

$$R = 0.97 \text{ m}$$

El módulo de rigidez al cortante  $G = E / 2(1+\nu) = 360 \text{ t/m}^2$

$$M_y = 6.8 \text{ t.m}$$

$$\theta_y = 0.00582 \text{ radianes} = 0.582 \text{ por ciento} < 0.9 \% \therefore \text{Cumple}$$

El giro alrededor del eje x se calcula en forma análoga.

b) Diseño estructural

Para fines de diseño estructural consideramos una reacción del terreno uniforme dada por

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B'L' = 16.84 \text{ t/m}^2$$

Sobre el ala de la zapata actúa de abajo hacia arriba la reacción  $q'$  y de arriba hacia abajo el peso del relleno y el de la zapata, por lo que hay que hacer la suma algebraica de estas cantidades para obtener la reacción neta, que es con la que se hace la revisión estructural:

$$q'_0 = 16.84 - (0.35)(1.8) - (0.25)(2.4) = 15.61 \text{ t/m}^2$$

El espesor de la losa de la zapata se obtiene por tanteos, hasta encontrar un valor de "h" que satisfaga todos y cada uno de los

requisitos de seguridad estructural. En esta forma, se halló que con un peralte  $h = 30$  cm se cumple la seguridad. A continuación presentamos el cálculo para este peralte de la zapata.

En la fig 5.21 se presenta la reacción neta  $q'$ , así como las secciones críticas por penetración, tensión diagonal y flexión.

### b.1) Penetración

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a  $d/2$ , siendo  $d$  el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - 1 / [ 1 + 0.67 \sqrt{ (c_1 + d) / (c_2 + d) } ] = 0.401 \quad (5.31)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño  $v_u$  se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 5.16), es decir (ecs 5.32 a 5.34)

$$v_{AB} = V / A_c + \alpha M c_{AB} / J_c = 54.4 \text{ t/m}^2$$

$$v_{ABu} = F_c v_{AB} = 1.4 \left( \frac{74.4}{54.4} \right) = 76.2 \text{ t/m}^2 = 7.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 2 d ( c_1 + c_2 + 2 d ) = 0.543 \text{ m}^2$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d) d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2/2$$

$$J_c = 0.02548 \text{ m}^4$$

En columnas rectangulares  $c_1 = 0.25$  m es la dimensión paralela al momento transmitido y  $c_2 = 0.25$  m es la dimensión perpendicular a  $c_1$ .

En las expresiones anteriores,  $V$  es la fuerza cortante que actúa en toda el área de la sección crítica, la cual la obtenemos a partir de la reacción neta  $q$ , de la siguiente forma

$$q_v = 10.23 - 0.3(2.4) - 0.3(1.8) = 8.97 \text{ t/m}^2$$

(A la reacción total del terreno restamos las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno)

$$V = 8.97 \{ (1.7)^2 - [0.25 + 0.132(2)]^2 \} = 23.55 \text{ t}$$

$$M = 0.401(6.8) = 2.73 \text{ t.m}$$

$$c_{AB} = \frac{0.25 + 0.132(2)}{2} = 0.257 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} = 16.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

a menos que se suministre refuerzo.  $\gamma = 1.0$  es la relación del la

corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Se observa que  $V_{ABu} < V_{cR2} \therefore$  Cumple

### b.2) Tensión diagonal

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia "d" del paño de la columna (fig 5.21). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto:

$$V = 0.461(15.61) = 7.196 \text{ t}, \quad V_u = 10.07 \text{ t}$$

$$M = 1.659 \text{ t.m}$$

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.9)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.10)$$

donde  $f_c^* = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d, ( $b \geq 4d$ ), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M / V d$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente  $V_{cR}$  puede tomarse igual a  $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata  $b = 100$  cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es  $d = 30 - 3.6 = 26.4$  cm.

En este caso se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo

$$B > 4 d, \quad 4 d = 105.6 \text{ cm} < 150 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M/Vd = 0.87 < 2 \quad \therefore \text{es elemento ancho}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 14900 \text{ kg} > V_u \quad \text{Cumple}$$

Se observa que  $V_{cR} > V_u \therefore$  Cumple

### b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.22)

$$M = q'_l l^2 / 2 = 15.61(0.725)^2 / 2 = 4.103 \text{ t.m}$$

y el momento último  $M_u = F_c M = 1.4 (4.103) = 5.744 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y = 0.00264 \quad (5.12)$$

mientras que el máximo es  $0.75p_b$ , donde  $p_b$  es el porcentaje

balanceado que vale

$$p_b = (f_c''/f_y) [4800/(f_y + 6000)] \quad (5.13)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores  $p_{max} = 0.0143$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último  $M_u$  está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.16)$$

$$p = q f_c'' / f_y = 0.00224 \quad (5.17) \quad \text{rige } p_{min} = 0.00264$$

$$A_s = p b d = 5.92 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.19)$$

donde  $a_s =$  área de la varilla que se emplea = 1.27 cm<sup>2</sup> (No 4)

$d =$  distancia para la que se requiere el área  $A_s = 100$  cm

$A_s =$  área de acero requerida = 5.92 cm<sup>2</sup>

Sustituyendo valores ( $a_s = 1.27$  cm<sup>2</sup>, varilla No 4),  $s = 21$  cm. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 21 cm.

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.21)$$

en que  $A_s =$  área de acero requerida por temperatura, en cm<sup>2</sup>/m,

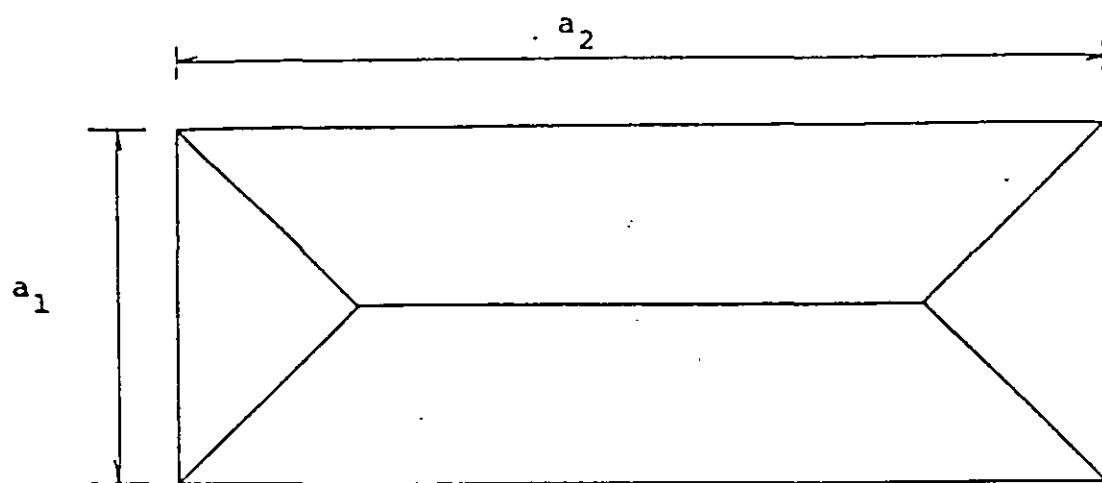
para un espesor de losa  $h/2$

$h/2 =$  semiespesor de la losa de la zapata = 30/2 = 15 cm

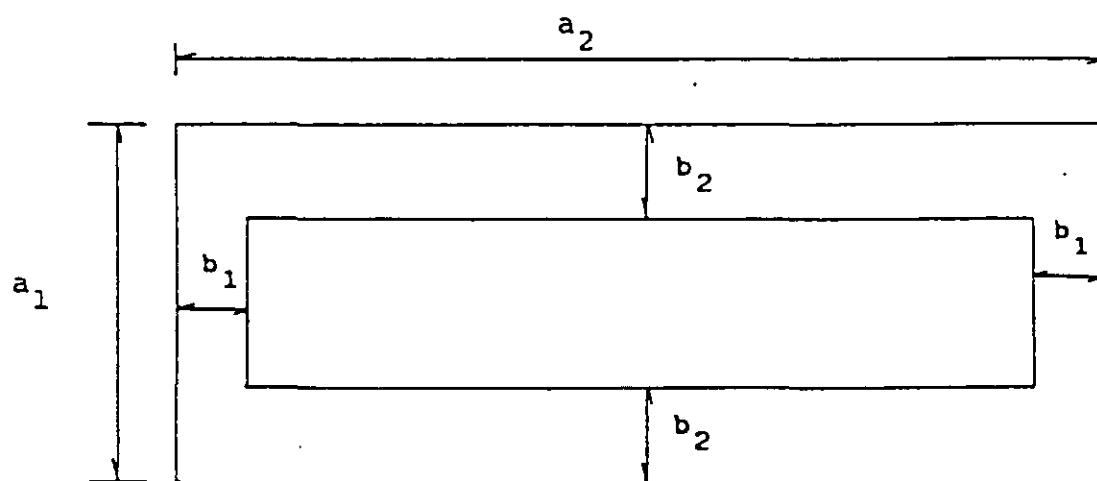
Sustituyendo valores  $A_s = 3.075$  cm<sup>2</sup>/m

Aplicando la ec 5.19 con varillas del No 3 ( $a_s = 0.71$  cm<sup>2</sup>), se obtiene  $s = 23$  cm. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en el lecho superior de la losa de la zapata, varillas del No 3 @ 23 cm.

En la fig 5.22 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.



a) Tablero con áreas tributarias



b) Planta de las zapatas corridas

FIG 5.1 DETERMINACIÓN DE ANCHOS DE ZAPATAS CORRIDAS

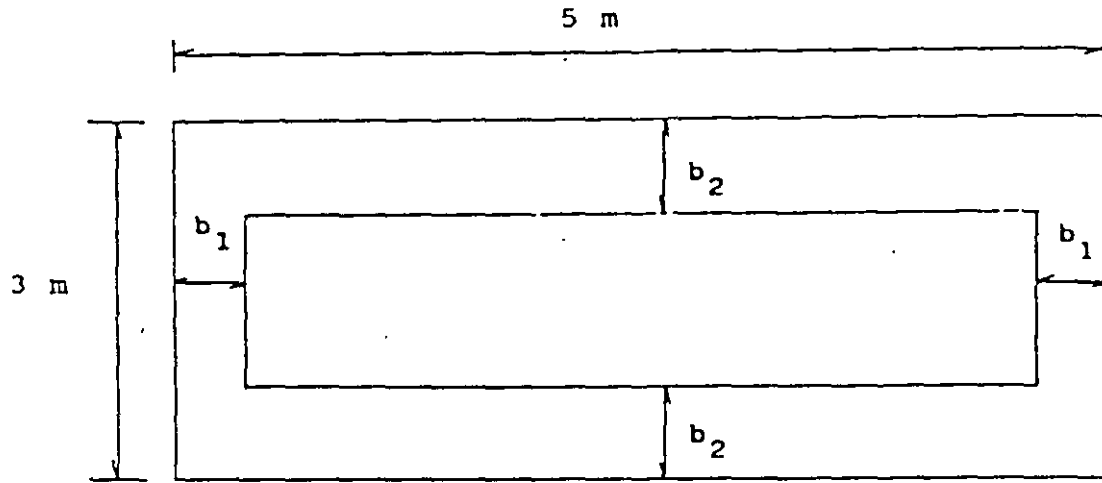


FIG 5.2 ZAPATAS DEL EJEMPLO 5.1

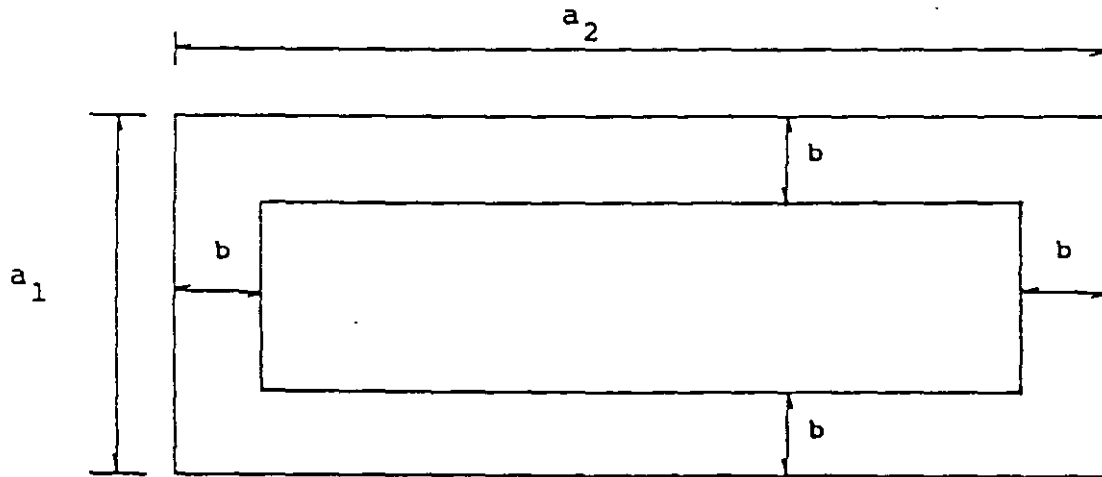


FIG 5.3 ZAPATAS CORRIDAS CON ANCHO ÚNICO



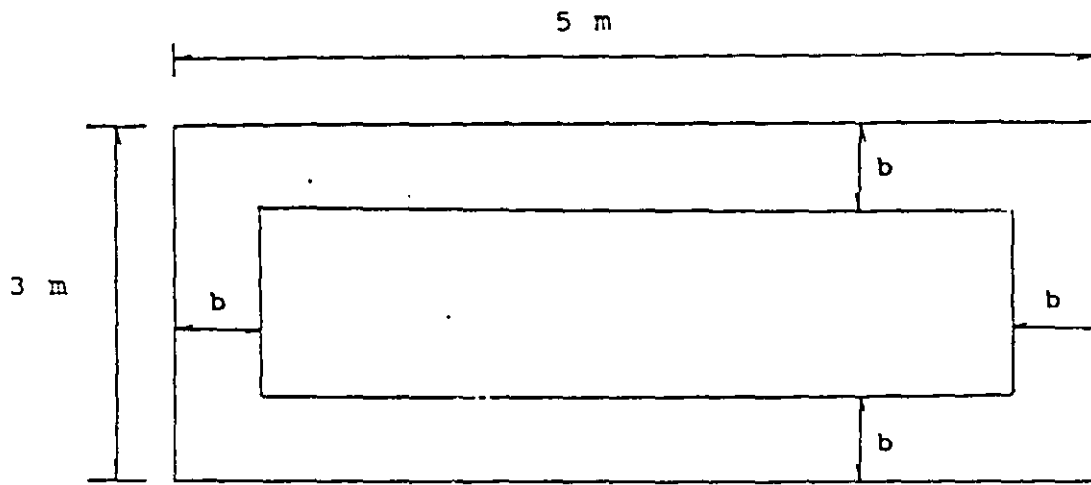


FIG 5.4 ZAPATAS CORRIDAS DEL EJEMPLO 5.2

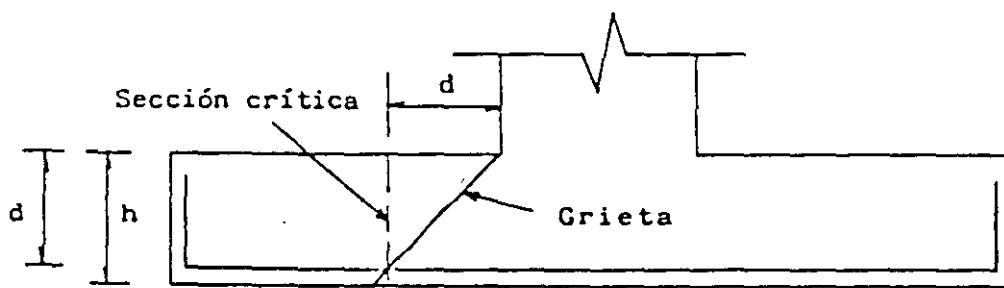
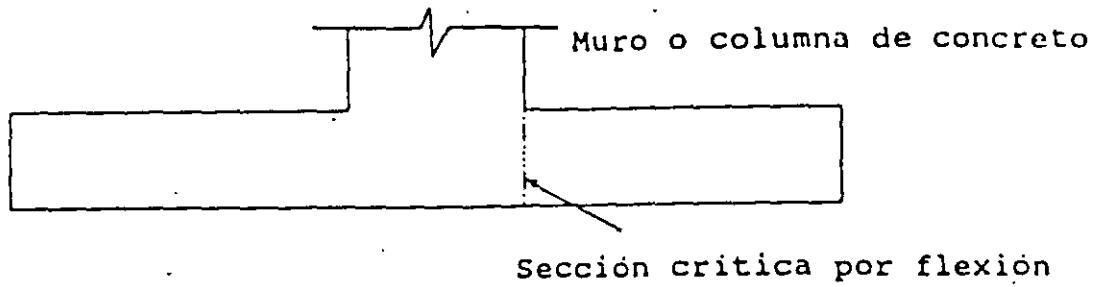
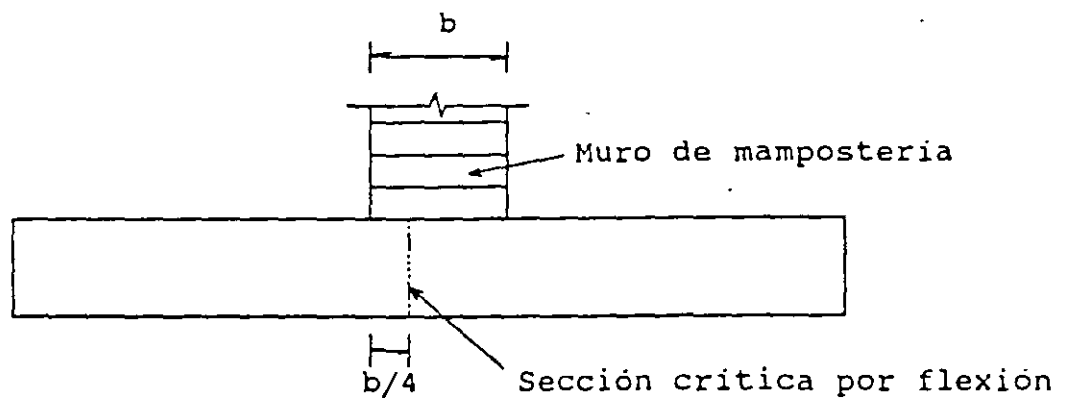


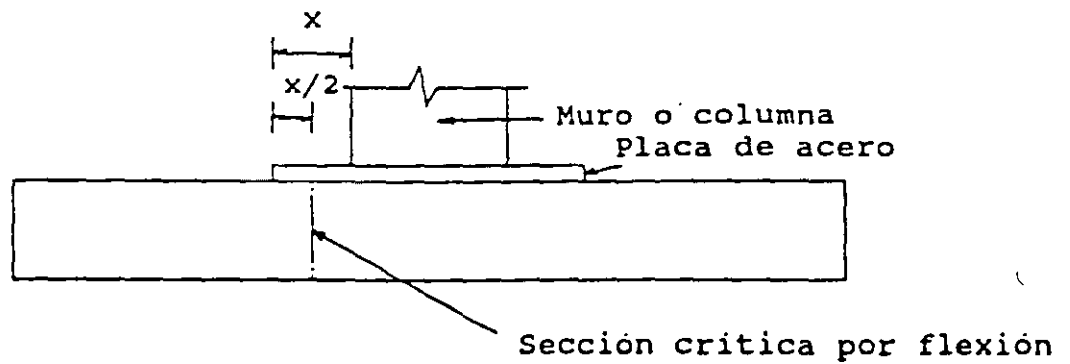
FIG 5.5 SECCIÓN CRÍTICA POR CORTANTE



a) Muro o columna de concreto reforzado

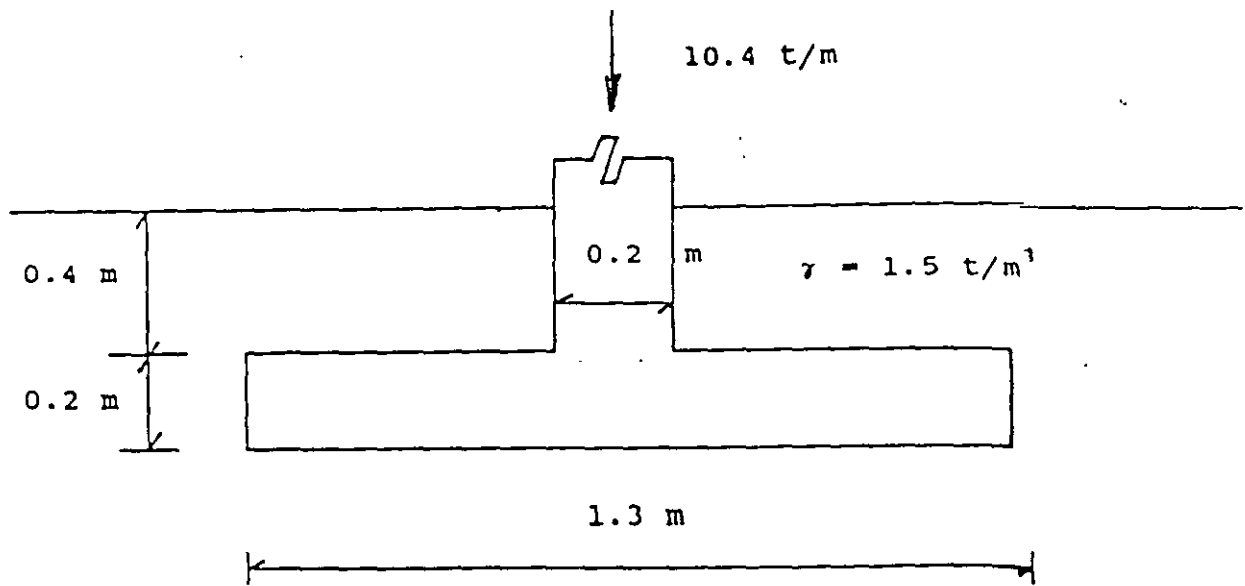


b) Muro de mamposteria



c) Muro o columna con pedestal de placa de acero

FIG 5.6 SECCIONES CRÍTICAS POR FLEXIÓN



$c = 6 \text{ t/m}^2$        $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$       Toba parcialmente cementada  
 $E_{ep} = 1600 \text{ t/m}^2$        $\nu = 0.25$

FIG 5.7 ZAPATA CORRIDA SOMETIDA A CARGA VERTICAL (EJEMPLO 5.3)

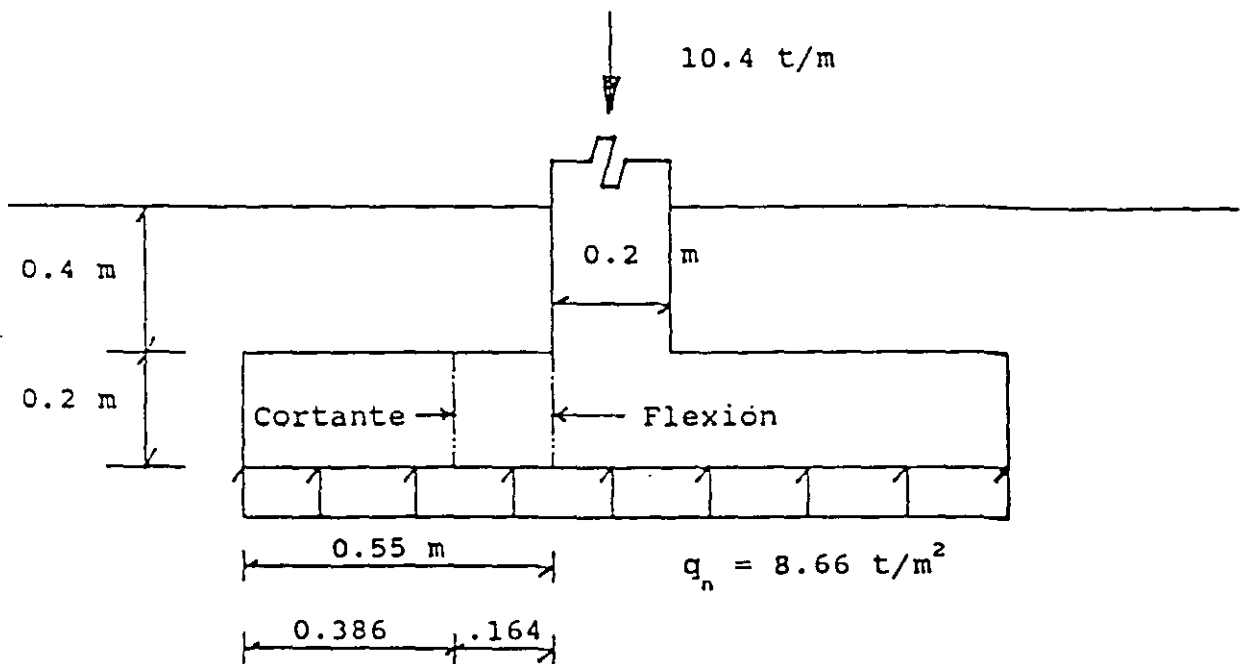
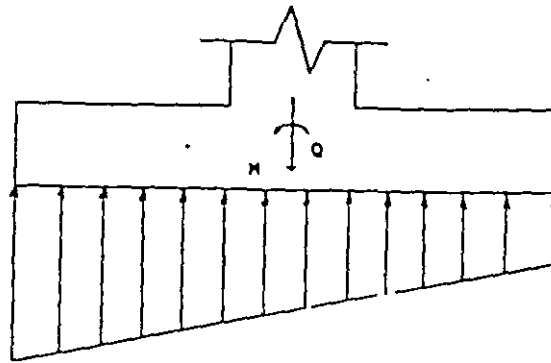
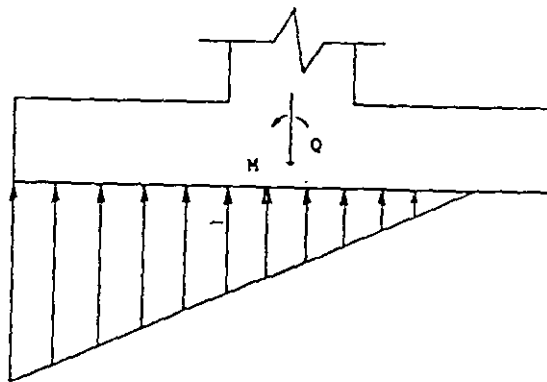


FIG 5.8 REACCIÓN DEL TERRENO Y SECCIONES CRÍTICAS POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN (EJEMPLO 5.3)



a) Reacción trapecial



b) Reacción triangular

FIG 5.10 REACCIÓN DEL TERRENO TRAPEZIAL O TRIANGULAR

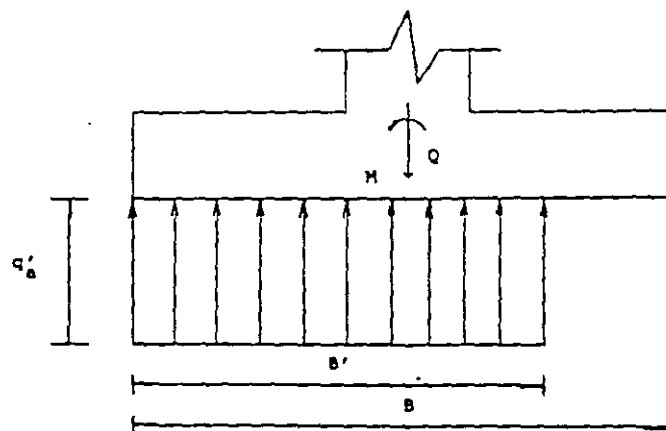


FIG 5.11 REACCIÓN DEL TERRENO RECTANGULAR

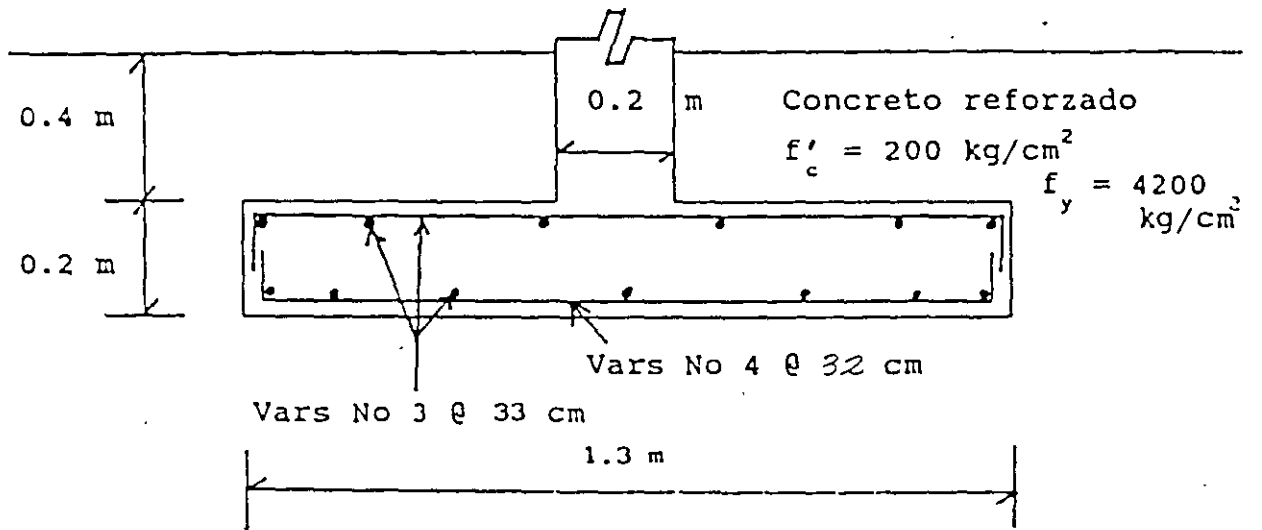
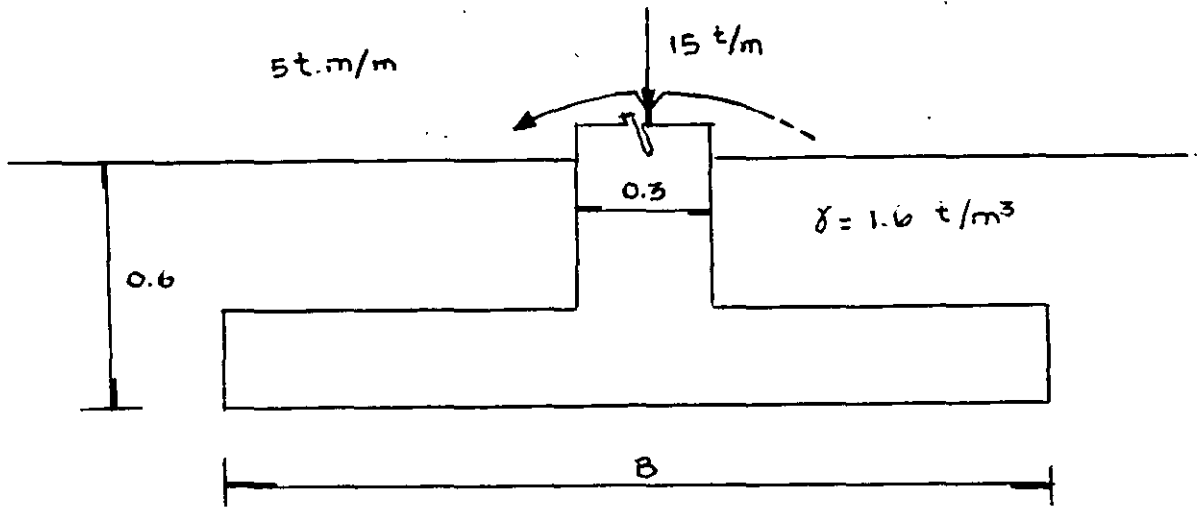
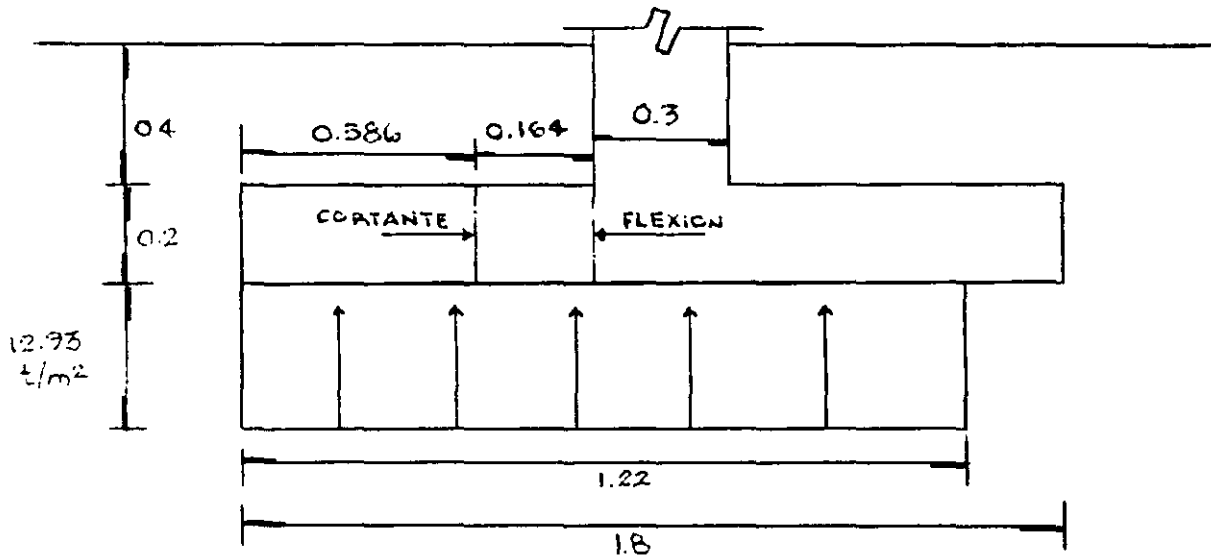


FIG 5.9 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.3)



$\phi^* = 39^\circ$        $D_r = 68\%$        $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$   
 $E_{ep} = 900 \text{ t/m}^2$       Arena medianamente compacta  
 $\nu = 0.25$   
 Distancias en metros      Sin escala

FIG. 5.12 ZAPATA SOMETIDA A CARGA VERTICAL, Y MOMENTO (EJEMPLO 5.4).



Distancias en metros      Sin escala

FIG. 5.13 REACCION NETA DEL TERRENO Y SECCIONES CRITICAS POR CORTANTE Y POR FLEXION (EJEMPLO 5.4).

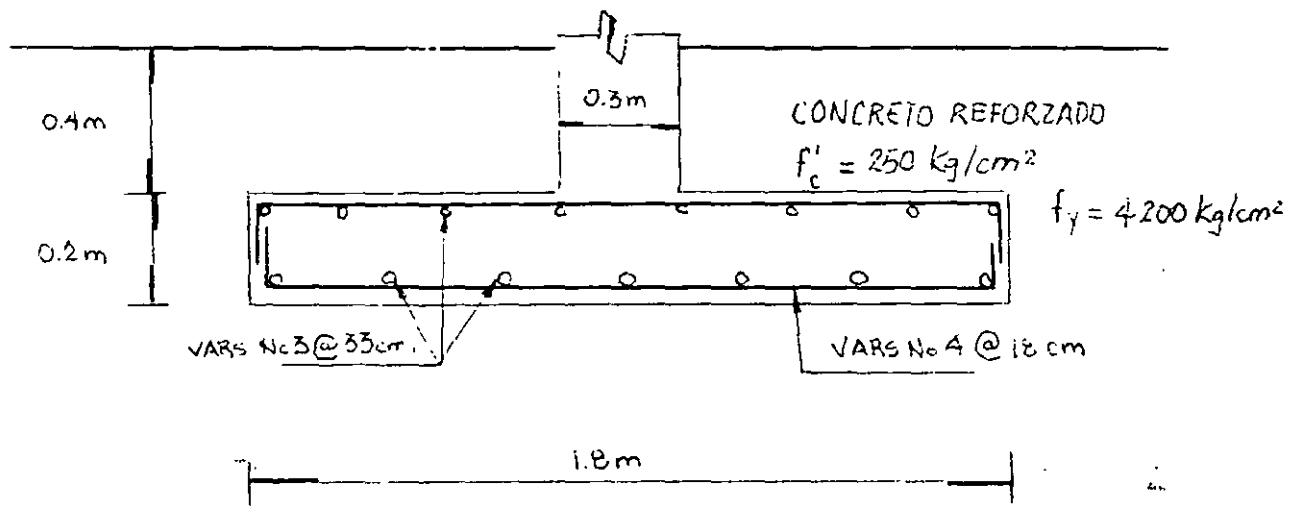
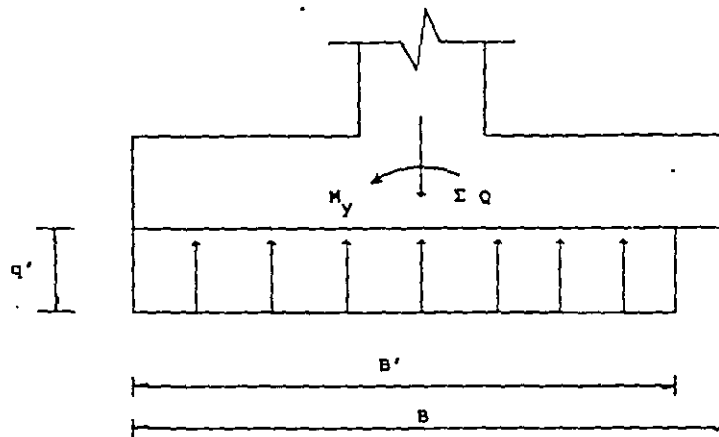


FIG. 5.14 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.4)



$$B' = B - 2 e_x$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q$$

$$L' = L - 2 e_y$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q$$

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L'$$

B es el ancho y L la longitud de la zapata rectangular.  $M_x$  y  $M_y$  son los momentos alrededor de los ejes x y y, respectivamente, y  $e_x$  y  $e_y$  son las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata

FIG 5.15a DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN  $q'$  DEBIDA LOS DOS MOMENTOS  $M_x$  Y  $M_y$  ALREDEDOR DEL CENTRO DE LA ZAPATA

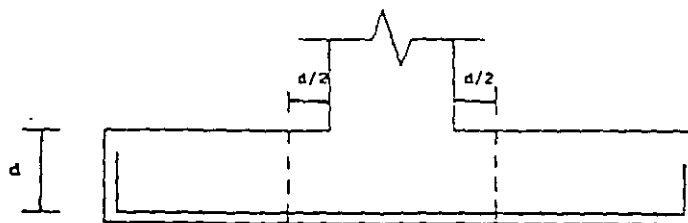
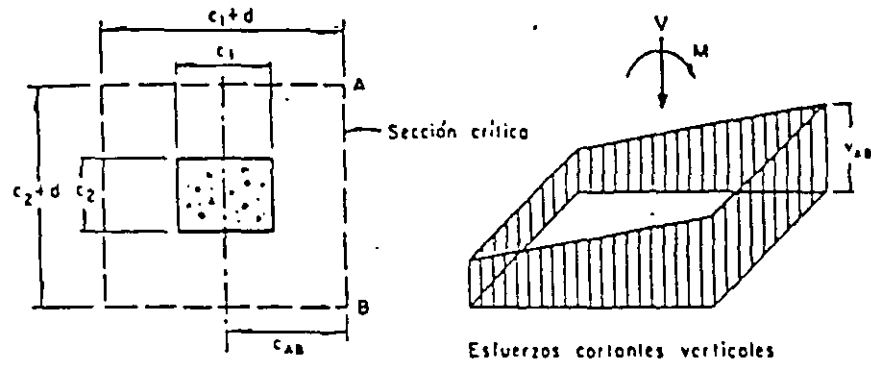


FIG 5.15b SECCIÓN CRÍTICA POR PENETRACIÓN





$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

(Ábalo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior)

FIG 5.16 TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y ZAPATA  
(NORMAS DE CONCRETO 1987)

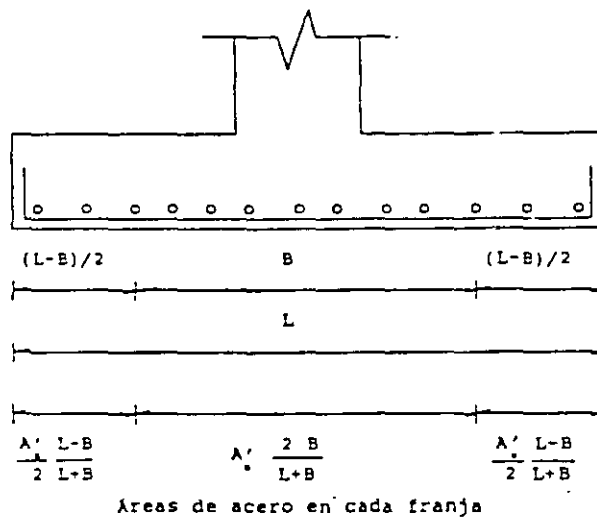
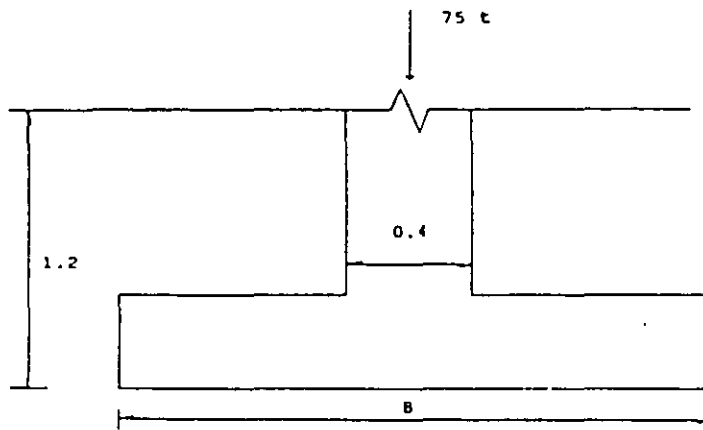


FIG 5.17 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN EL LADO LARGO  
(MELI 1985)



Arena de grano medio  
 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$        $D_r = 62 \%$        $\phi^* = 33^\circ$   
 $E_{sp} = 1200 \text{ t/m}^2$        $\nu = 0.25$

Distancias en metros

FIG 5.18 CARACTERÍSTICAS DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.5)

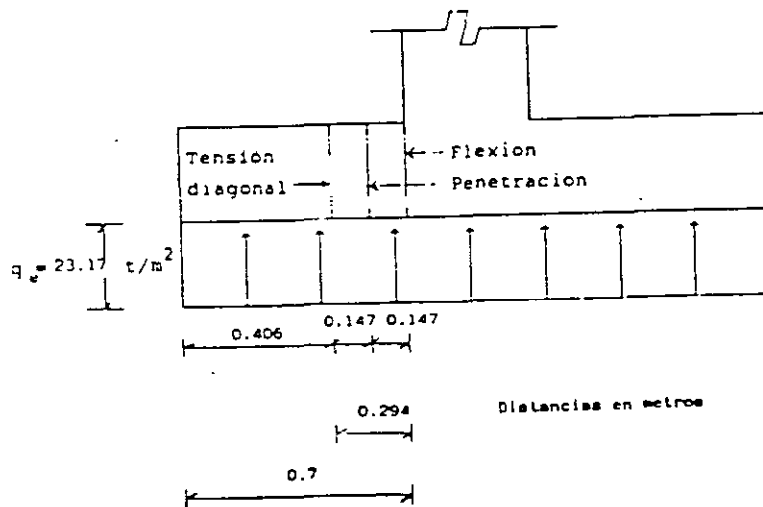
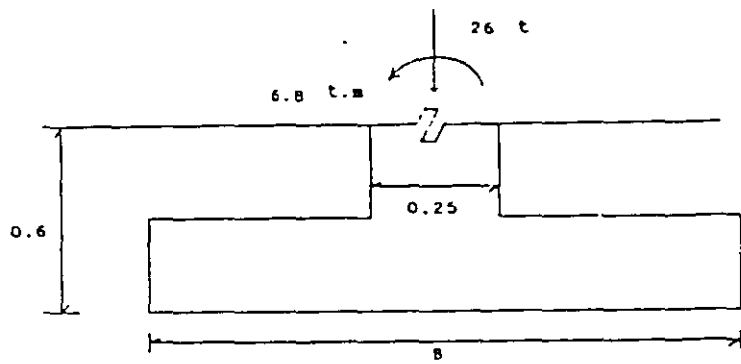


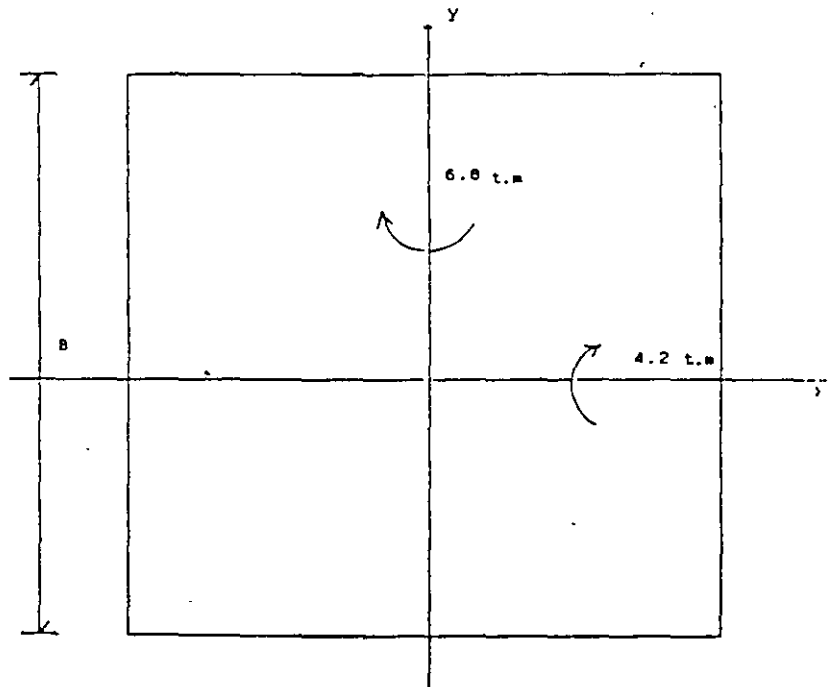
FIG 5.19 SECCIONES CRÍTICAS (EJEMPLO 5.5)



Arena de grano medio  
 $\phi^* = 37^\circ$      $c = 58 \text{ kg/cm}^2$     Distancias en metros

a) ELEVACIÓN

FIGURA 5.20



b) PLANTA

FIG 5.20 CARACTERÍSTICAS DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.6)

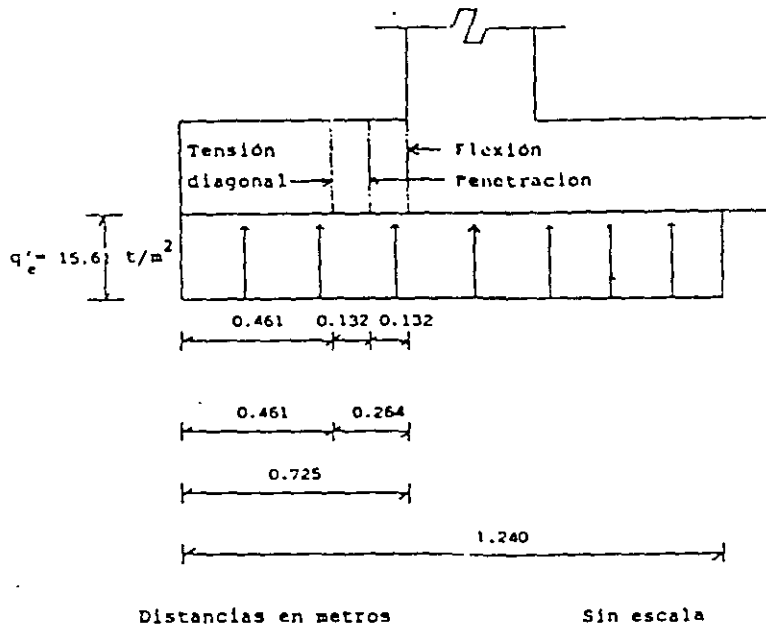


FIG 5.21 SECCIONES CRÍTICAS POR PENETRACIÓN, TENSIÓN DIAGONAL Y FLEXIÓN. DIRECCION Y (EJEMPLO 5.6)

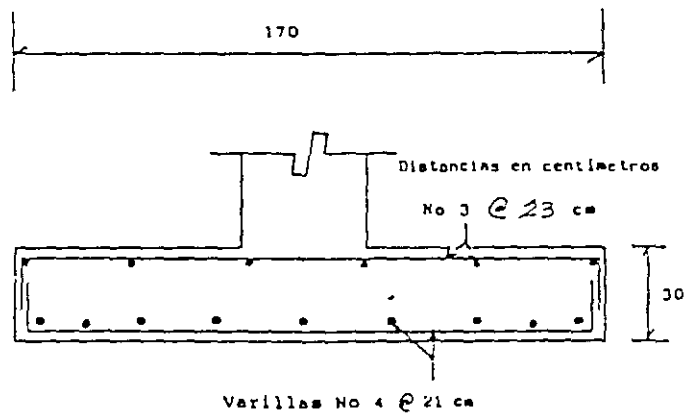


FIG 5.22 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.6)



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y  
CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, RCDF 2001**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**

## Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

### NOTACIÓN

$A$	área del cimiento	$N$	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de $P_c$
$A'$	área efectiva del cimiento	$N_c$	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$
$A_L$	área lateral de un pilote	$N_c^*$	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de $\phi_u$
$A_p$	área transversal de la pila o del pilote	$N_{máx}, N_{mín}$	coeficientes para el cálculo de $N_q^*$
$B$	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas	$N_q$	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
$B'$	ancho efectivo de la cimentación	$N_q^*$	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de $\phi$ y de la relación $L_e/B$
$C_f$	capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción	$N_\gamma$	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$
$C_p$	capacidad de carga de un pilote de punta o pila	$n$	exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
$c_u$	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)	$P$	perímetro de la construcción
$D$	diámetro del pilote	$P_c$	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
$D_f$	profundidad de desplante	$p_v$	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
$D_r$	compacidad relativa	$\bar{p}_v$	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.
$E$	módulo de elasticidad del pilote	$\Sigma Q F_C$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
$e$	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica	$\Sigma q F_C$	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
$e_o$	relación de vacíos inicial	$R$	capacidad de carga de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo
$F_C$	factor de carga	$V_s$	velocidad de propagación de onda de corte
$F_R$	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2	$w$	peso unitario medio de la estructura
$F_{re}$	factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro	$Z$	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
$G$	módulo de rigidez al cortante del suelo	$z$	profundidad a la que se realiza el cálculo de $\Delta e$
$f$	adherencia lateral media pilote-suelo	$\alpha$	coeficiente para el cálculo de $\phi$
$H$	espesor de un estrato de suelo	$\gamma$	peso volumétrico del suelo
$h_c$	altura de la construcción	$\gamma'$	peso volumétrico sumergido del suelo
$h_i$	espesor de una capa impermeable	$\gamma_m$	peso volumétrico total del suelo
$h_w$	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable	$\gamma_w$	peso volumétrico del agua
$I$	momento de inercia del pilote		
$K$	coeficiente de reacción horizontal del suelo		
$L$	longitud del pilote		
$L'$	longitud efectiva de la cimentación		
$L_e$	longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente		

$\Delta e$  variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial

$\Delta H$  asentamiento de un estrato de espesor  $H$

$\Delta p$  incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial

$\Delta z$  espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes

$\delta$  inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical

$\xi$  porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico

$\phi$  ángulo de fricción interna del material

$\phi_u$  ángulo de fricción aparente

$\phi^*$  ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

## UNIDADES

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

## 2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

### 2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

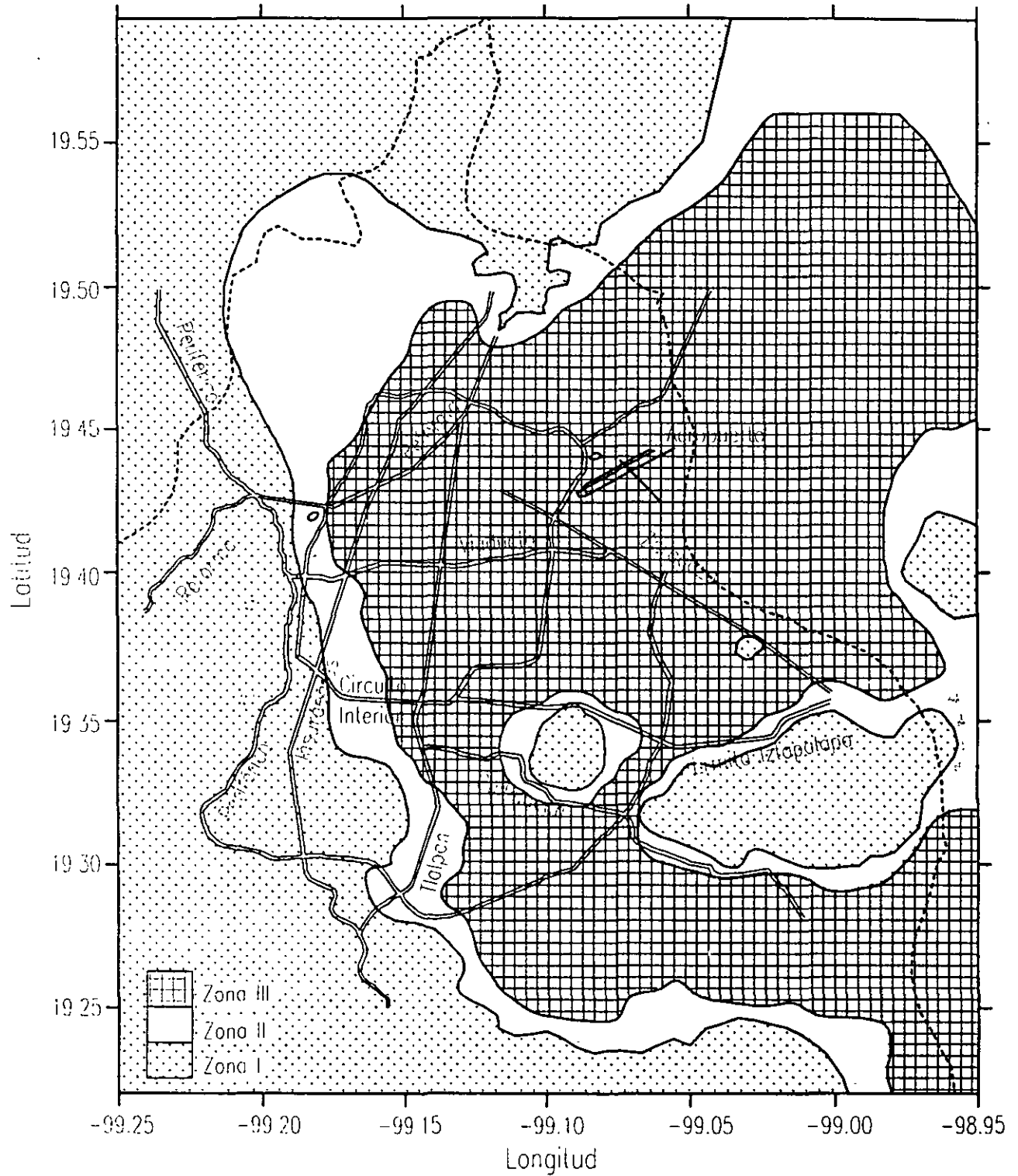
Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

### 2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el Artículo 179 del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la fig. 2.1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.



**Figura 2.1** Zonificación geotécnica de la ciudad de México



Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a de la tabla 2.1. En este caso, los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

- 1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames

basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

- 2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición rápida entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa de la fig. 2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

### 2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.1.

Para la aplicación de la tabla 2.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura,  $w$ , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a ciclo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.1) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los

sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3) Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:

- El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).

- La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad

de penetración, la cual se recomienda sea de 2 cm/s.

- La respuesta esfuerzo-deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

- La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

- La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante,  $G$ , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte,  $V_s$ , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5) Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

**Tabla 2.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo**

---

**a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras**

---

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura  $w \leq 5 \text{ t/m}^2$  (50 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80 \text{ m}$  en las zonas I y II; o

$P \leq 120 \text{ m}$  en la zona III

Profundidad de desplante  $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

**ZONA I**

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $8 \text{ t/m}^2$  (80 kPa), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

**ZONA II**

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $5 \text{ t/m}^2$  (50 kPa), bajo zapatas o de  $2 \text{ t/m}^2$  (20 kPa), bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

**ZONA III**

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de  $4 \text{ t/m}^2$  (40 kPa), bajo zapatas o de  $1.5 \text{ t/m}^2$  (15 kPa) bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

---

**b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas**

---

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura  $w > 5 \text{ t/m}^2$  (50 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P > 80 \text{ m}$  en las Zonas I y II; o

$P > 120 \text{ m}$  en la Zona III

Profundidad de desplante  $D_f > 2.5 \text{ m}$

**ZONA I**

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
  - 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
-

## ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

## ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

---

### 2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desca evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el

análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico,  $\xi$ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de  $G$  y  $\xi$  obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

## 2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta a la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (véase Artículo 148, Cap. I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

## 3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 167 y 182 del Reglamento, en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, 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.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinação media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá 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.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.

### 3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con el Artículo 162 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables (Artículo 160) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

**Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación<sup>1</sup>**

<b>a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</b>		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm <sup>(2)</sup>	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión	30 cm <sup>(2)</sup>	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
<b>b) Inclinación media de la construcción</b>		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h_c)$ por ciento	$h_c$ = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<b>c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</b>		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

<sup>1</sup> Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el Artículo 182 del Reglamento.

<sup>2</sup> En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

## b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, 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, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo a nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice Normativo A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa

no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo *in situ*.

- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

## 3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga,  $F_C$ , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 165 del Reglamento. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia,  $F_R$ , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a)  $F_R = 0.35$  para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y

b)  $F_R = 0.70$  para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

### 3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

#### 3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (3.1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\sum Q F}{A} < \left[ \frac{-}{p_v} (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.2)$$

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;

$A$  es el área del cimiento;

$p_v$  es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

$\bar{p}_v$  es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

$\gamma$  es el peso volumétrico del suelo;

$c_u$  es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

$B$  es el ancho de la cimentación;

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (3.3)$$

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

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

$N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.4)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por:  $1 + (B/L) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para cimientos circulares o cuadrados;

$N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplicará por  $1 - 0.4(B/L)$  para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

$F_R$  es el factor de resistencia especificado en la sección 3.2.

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 3.1 ó 3.2 una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro  $\phi$  estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan (\alpha \tan \phi^*) \quad (3.6)$$

donde  $\phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa  $D_r$  menor de 67 por ciento, el coeficiente  $\alpha$  será igual a  $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$ . Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado,  $\alpha$  será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho  $B$  de la cimentación sea mayor que la profundidad  $Z$  del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.7)$$

donde



$\gamma'$  es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $Z$  y  $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$ ; y

$\gamma_m$  es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las 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:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

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  $A' = B' L'$ .

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes  $N_q$  y  $N_c$  de las ecs. 3.1 y 3.2 por  $(1 - \tan \delta)^2$ , donde  $\delta$  es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor  $H$  bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si  $H \geq 3.5 B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- 2) Si  $3.5 B > H \geq 1.5 B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es  $B + H$ .
- 3) Si  $H < 1.5 B$  se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.9)$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso 3.2.a.

- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecs. 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.

- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. 3.1 y 3.2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

- h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

### 3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la

cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en el Artículo 174 del Reglamento. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

donde

$\Delta H$  es el asentamiento de un estrato de espesor  $H$ ;

$e_0$  es la relación de vacíos inicial;

$\Delta e$  es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

$\Delta z$  son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

### 3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

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. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

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

#### 3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

#### 3.4.2 Estados límite de servicio.

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se

alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.

- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en la sección 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre-compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre-compensación no será superior a  $1.5 \text{ t/m}^2$  (15 kPa) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (Capítulo 5).

### 3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

## 3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por si solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar sollicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede despegarse del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

### 3.5.1 Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatitas o suelo-losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.1 ó 3.2, de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contrarabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia  $F_R$  igual a 1.0.

- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_C < R \quad (3.11)$$

donde

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

$R$  es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia,  $F_R$ , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatillas. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se podrá considerar el efecto del empuje en reposo como se indica en la sección 3.4.3.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión,  $C_f$ , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

donde

$A_L$  es el área lateral del pilote;

$f$  es la adherencia lateral media pilote-suelo; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 3.12 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

### 3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Artículo 174 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios mismos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

### 3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

#### 3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad 3.11 para las

distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

### 3.6.1.1 Capacidad por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila,  $C_p$ , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

donde

$A_p$  es el área transversal de la pila o del pilote;

$p_v$  es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

$\bar{p}_v$  es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes,

$c_u$  es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y

$N_c^*$  es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Coeficiente  $N_c^*$

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi_u$  es el ángulo de fricción aparente;

$N_q^*$  es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_c \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.15)$$

cuando  $L_c/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$ ; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.16)$$

cuando  $L_c/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 3.3 Valor de  $N_{\max}$  y  $N_{\min}$  para el cálculo de  $N_q^*$

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{\max}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{\min}$	7	11.5	20	39	78	130

$L_e$  es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;

$B$  es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;

$\phi$  es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y

$F_R$  se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \left( \frac{B + 0.5}{2B} \right)^n \quad (3.17)$$

donde

$B$  es el diámetro de la base del pilote o pila ( $B > 0.5$  m); y

$n$  es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. 3.17 con exponente  $n=1$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B + 1}{2B + 1} \quad (3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor  $H$  de suelo resistente es suficiente en comparación

con el ancho o diámetro  $B$  del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si  $H \geq 3.5B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si  $3.5B > H \geq 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es  $B + H$ ; y
- 3) Si  $H < 1.5B$  se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

#### 3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

#### 3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

#### 3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades

de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hincia, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecs. 3.17 a 3.19.

#### 3.8 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

### 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;

- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, pueda descender el nivel freático.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.

## 5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

### 5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de  $1.5 \text{ t/m}^2$  (15 kPa) con factor de carga unitario.

#### 5.1.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se

considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (sección 7.2.5).

### 5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo  $h_i$  del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.1)$$

donde

$h_w$  es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

$\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua; y

$\gamma_m$  es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor  $h_i$  resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

### 5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requeridos para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2)$$

donde

$c_u$  es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga definido en la sección 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso,  $B$  será el ancho de la excavación,  $L$  su longitud y  $D$  su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

$p_v$  es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

$\Sigma q F_C$  son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada de acuerdo con la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.



Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

#### 5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

#### 5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

##### 5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 4.10 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de dimensiones en planta reducidas.

##### 5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

## 6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones

sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

## 6.1 Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción I del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción II del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.1 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

### 6.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

### 6.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

### 6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

### 6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

## 6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

## 7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos

por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

## 7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

### 7.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III del Distrito Federal donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

### 7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de pequeño diámetro deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica  $P_c$  definida por:

$$P_c = F_R \left( \frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7)$$

donde

- $K$  es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
- $D$  es el diámetro del pilote;
- $E$  es el módulo de elasticidad del pilote;
- $I$  es el momento de inercia del pilote;
- $N$  es el número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de  $P_c$ ;
- $L$  es la longitud del pilote; y
- $F_R$  se tomará igual a 0.35.

#### 7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación de concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación

mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni menos de 80 cm hasta 30 m, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. No deberán construirse pilas con diámetro mayor de 120 cm sin ademe o con ademe a base de lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 4 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

#### 7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos

blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m (3 N-m) por cada kilogramo de masa del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor que 30 por ciento del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso,

se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

### 7.1.2.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga; y
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

## 7.2 Excavaciones:

### 7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

### 7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los

efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcilla lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

### 7.2.3 Tablaestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o

muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser a base de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

#### 7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura e de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

#### 7.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su

funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

## 8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del Grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el Artículo 148 del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m<sup>2</sup> (50 kPa) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 185 del Reglamento, por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

## 9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios dañados por sismo o cuya vida útil haya concluido, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no

causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión aparente del terreno muy prolongada en el tiempo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas, que puede causar deformaciones inaceptables en la periferia de la misma. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

## 10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido contruidos por capas de espesor no mayor de 30 cm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

## 11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura, en su estado actual o con vista a una ampliación o remodelación de la misma, será

obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que la cimentación en su estado actual o futuro no cumple con las presentes normas. La recimentación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal que garantice la adecuación de la estructuración y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en cualquier instante de la construcción y posteriormente a ella, no se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

## 12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones deberá incluir una memoria de diseño detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente revisada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y los resultados de las verificaciones realizadas de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como la interacción considerada durante y después de la construcción con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, dejada entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
REVISIÓN DE ESTADOS, LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO PARA UNA  
CIMENTACIÓN A BASE DE ZAPATA AISLADA**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**



### III. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES .

#### III.1 Zapatas aisladas

##### III.1.1 Descripción conceptual.

Las zapatas aisladas son cimientos someros de forma cuadrada o rectangular, contruidos usualmente de concreto reforzado. Por lo general se utilizan en suelos poco compresibles de mediana y alta capacidad de carga, o para estructuras capaces de soportar asentamientos diferenciales sin daños.

Las zapatas son elementos desplantados a una profundidad relativamente pequeña, que transmiten las cargas de la estructura al suelo. En este ejemplo, las cargas se transmiten a las zapatas mediante columnas.

##### III.1.2 Ejemplo en el caso de zapatas aisladas

Se desea verificar la seguridad de la cimentación en la clínica que se muestra en la Fig. III.1.2.a y que consta de planta baja y tres niveles. Esta estructura no tiene edificaciones en sus colindancias.

La investigación del subsuelo se hizo siguiendo el criterio expuesto en el Capítulo II.1 de este documento. El sitio se localiza en la Zona I, y los resultados de la investigación se muestran en las Figs. III.1.2.b y III.1.2.c.

## SOLUCION

Dadas las condiciones del subsuelo, y las características de la estructura, se optó por una cimentación a base de zapatas aisladas desplantadas a 1.5 m de profundidad, con un ancho  $B = 1.4$  m y una longitud  $L = 2.0$  m. Este diseño será sometido a la verificación de la seguridad que establece el R.C.D.F.

### ESTADOS LIMITE DE FALLA

La revisión de los estados límite de falla se realizará con las dos combinaciones de cargas indicadas en el Art. 188 del R.C.D.F. En este caso las sollicitaciones sísmicas se obtuvieron con el Método Estático señalado en el Cap. 8 de las N.T.D.S.

Para fines de ejemplificación, sólo se incluye la revisión de la zapata 2-A (Fig. III.1.2.a), analizándose por separado los marcos 2 y A, sujetos a fuerzas sísmicas horizontales actuando en las direcciones "Y" y "X" respectivamente. (Art. 203 R.C.D.F.).

La revisión de las demás zapatas se hace en forma similar analizando cada marco para determinar la distribución de momentos de volteo y fuerzas actuantes en la base de la estructura.

### PRIMERA COMBINACION

$$\Sigma Q = 75.0 \text{ t}$$

El inciso 3.3.1 de las N.T.C.D.C.C. ordena verificar la desigualdad siguiente:

$$\Sigma Q F_c / A < [\bar{P}_v (Nq - 1) + \frac{1}{2 \gamma} B N_\gamma] F_r + P_v$$

donde para el marco 2 (Fig. III.1.2a)

$$\Sigma Q = 75.0 \text{ t}$$

$$F_C = 1.4 \text{ (Art. 194 II, R.C.D.F.)}$$

No habiéndose encontrado el NAF dentro de la profundidad de desplante del cimiento, se tiene:

$$\gamma = 1.72 \text{ t/m}^3$$

$$D_r = 1.5 \text{ m}$$

$$\gamma D_r = P_v = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{P}_v = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = 33.3 \text{ [3.3.1, N.T.C.D.C.C.]}. \text{ Para su determinación se consideró } \phi = \text{ang tan } (\alpha \tan \phi, \text{ donde } \alpha = 1, \text{ y } \phi = 35^\circ \text{ (obtenido mediante correlaciones con los SPE, ref. 1 N.T.C.D.C.C.) } \therefore \phi = 35^\circ$$

$$N_\gamma = 48 \text{ (3.3.1, N.T.C.D.C.C.)}$$

$$F_R = 0.35 \text{ (3.2, N.T.C.D.C.C.)}$$

En la desigualdad anterior, el primer término es:

$$\frac{75 (1.4)}{1.4 (2)} = 37.5 \text{ t/m}^2$$

Para el segundo término, los factores  $N_q$  y  $N_\gamma$  son afectados de acuerdo al inciso 3.3.1 de las N.T.C.D.C.C. al analizarse cimientos rectangulares, teniendo los siguientes valores definitivos:

$$N_q = 56.6 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 34.5$$

Por lo que el segundo término será:

$$[2.58(56.6 - 1) + 1/2 (1.72)(1.4)34.5] 0.35 + 2.58 = 67.3 \text{ t/m}^2$$

con lo cual se cumple la desigualdad

$$37.5 < 67.3$$

#### SEGUNDA COMBINACION

$$Q = 80.55 \text{ t}$$

Las dimensiones de la zapata son:

$$B = 1.4 \text{ m} \quad \text{y} \quad L = 2.0 \text{ m}$$

De acuerdo al inciso 3.3.1.c de las N.T.C.D.C.C., debido al efecto de las fuerzas sísmicas y a la excentricidad "e", las dimensiones efectivas para efecto de análisis serán:

$$B' = B - 2e \quad \text{y} \quad L' = L - 2e \quad (\text{EC. 5 N.T.C.D.C.C.})$$

En el marco 2 (dirección "y"):

$$e = Mv/Q \text{ donde } Mv = 24.13 \text{ t.m}$$

$$e = 24.13/80.55 = 0.299 \text{ m}$$

$$L' = 2.0 - 2(0.299) = 1.40 \text{ m}$$

En el marco A (dirección "x"):

$$Q = 80.55 \text{ t} \quad \text{y} \quad Mv = 14.71 \text{ t.m}$$

## ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

En este tipo de suelos los asentamientos diferidos son pequeños y los que ocurren son prácticamente instantáneos. El inciso 3.3.2 de las N.T.C.D.C.C. indica que se pueden calcular usando los resultados de la teoría de la elasticidad. En este ejemplo se utilizan el criterio de Steinbrenner para la determinación de asentamientos inmediatos, el cual es válido para cuantificar la deformación en la esquina de un rectángulo cargado. Este criterio establece lo siguiente:

$$\Delta\rho_o = \frac{qb}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2] \quad \text{ec. III.1.1}$$

donde:

- $\Delta\rho_o$  : asentamiento en una esquina del área cargada (m)
- $q$  : carga uniformemente repartida ( $t/m^2$ )
- $b$  : ancho del rectángulo cargado (m)
- $E$  : módulo de deformación tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria ( $t/m^2$ )
- $\mu$  : relación de Poisson
- $F_1, F_2$  : factores que dependen de la relación  $D/b$  y  $l/b$

donde  $D$ , es el espesor del estrato considerado a partir de la profundidad de desplante (m), y  $l$  es el largo del área cargada (m).

Para estimar el asentamiento al centro de la zapata localizada en los ejes 2-A (Fig. III.1.2a) utilizando la ecuación III.1.1., ésta se divide en cuatro partes iguales y se calcula el asentamiento para uno de los cuadrantes, y la deformación obtenida se multiplica por cuatro.

En el sentido perpendicular (para este caso la dirección X), las condiciones son menos críticas, por lo que sólo se toma el 30% d efecto de la excentricidad en esta dirección (sección 8.0 N.T.D.S.)

$$e = Mv/Qu = 14.71/80.55 = 0.182 \text{ m}$$

$$B' = 1.4 - 0.3 (2e) = 1.22 \text{ m}$$

y el área para análisis:

$$A = 1.22 (1.40) = 1.71 \text{ m}^2$$

En la desigualdad (2) N.T.C.D.C.C. el factor de carga ( $f_c$ ) para esta combinación de cargas es de 1.1 por lo que el primer término es:

$$(80.55) (1.1)/1.71 = 51.8 \text{ t/m}^2$$

Para el segundo término los factores  $N_x$  y  $N_y$  son afectados al analizarse cimientos rectangulares y sus valores definitivos son 1 siguientes:

$$N_x = 62.3 \quad \text{y} \quad N_y = 31.2$$

Finalmente el segundo término es:

$$[2.58(62.3 - 1) + 1/2 (1.72)(1.22)(31.2)] 0.35 + 2.58 = 69.4 \text{ t/m}^2$$

Por lo que también se cumple la desigualdad:

$$51.8 < 69.4$$

Se tienen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} B &= 1.4 \text{ m}, L = 2.0 \text{ m} & \Rightarrow a = 2.8 \text{ m}^2 \\ \Sigma Q &= 75 \text{ t} \\ q &= \frac{75.0}{2.8} = 26.78 \text{ t/m}^2 \\ D &= 7.2 \text{ m} \end{aligned}$$

y para la aplicación de la ec. III.1.1

$$\begin{aligned} b &= B/2 = 0.70 \text{ m} \\ l &= L/2 = 1.0 \text{ m} \end{aligned}$$

con lo cual:

$$\begin{aligned} F_1 &= 0.56 \\ F_2 &= 0.03 \text{ (Fig. III.1.2d)} \end{aligned}$$

y con las características del subsuelo:

$$\begin{aligned} E &= 550 \text{ kg/cm}^2 \\ \mu &= 0.3 \end{aligned}$$

el asentamiento inmediato en la esquina del rectángulo cargado es:

$$\Delta \rho = 0.18 \text{ cm}$$

por lo que el asentamiento al centro de la zapata será:

$$\Delta \rho_c = 0.18 \times 4 = 0.72 \text{ cm}$$

y el asentamiento instantáneo representativo de toda la zapata se puede estimar como:

$$\Delta \rho = \frac{2}{3} \Delta \rho_{\text{centro}} = 0.4 \text{ cm}$$

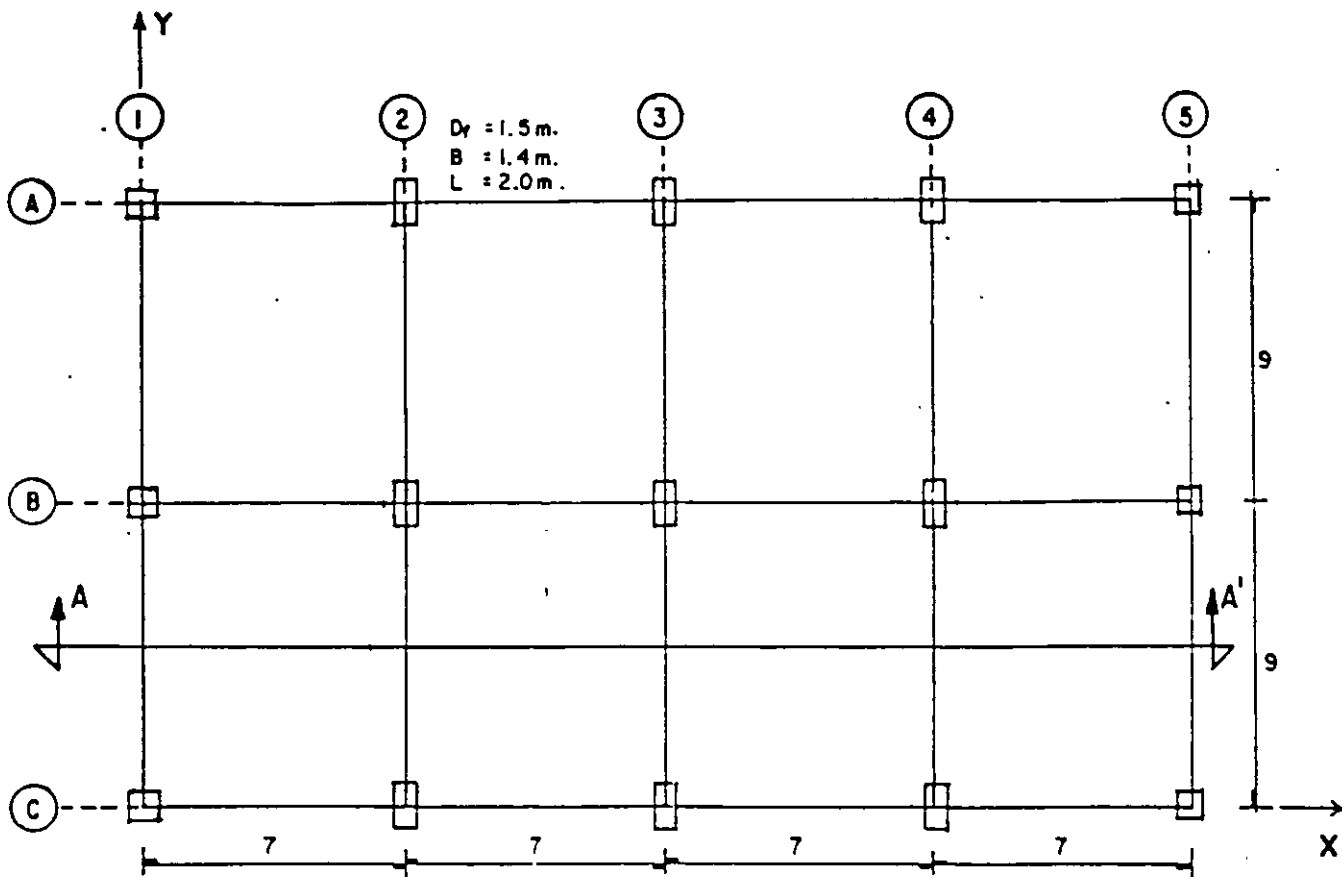
Los asentamientos para las otras zapatas se obtienen de igual forma, siendo tanto el valor medio como la relación entre asentamiento y claro (asentamiento diferencial), menores a los límites en la Tabla II de las N.T.C.D.C.C.

### III.1.3 Explicaciones adicionales

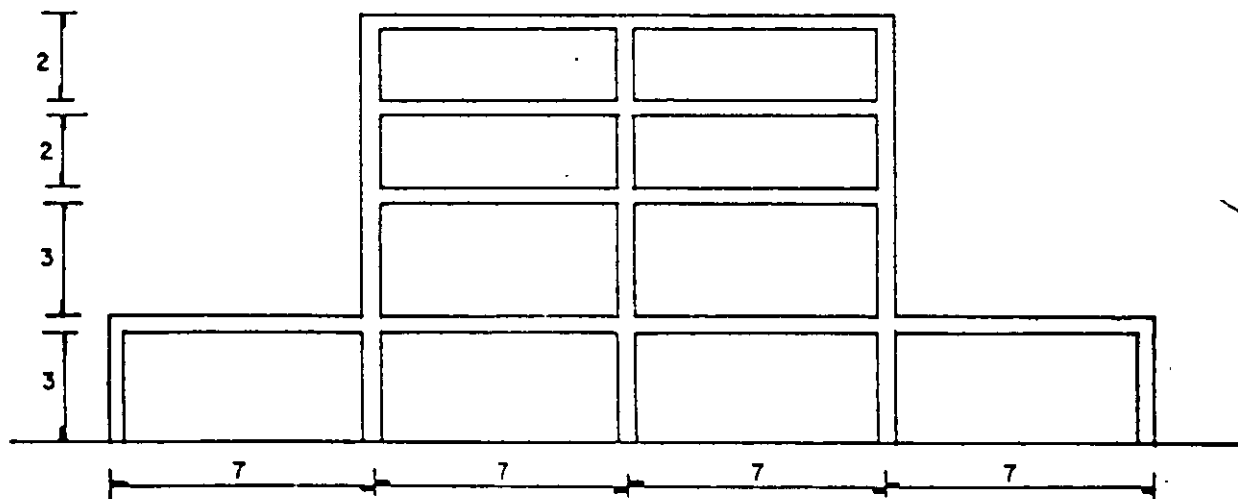
Es importante reiterar, que los criterios expuestos en las N.T.C.D.C.C. y su ejemplificación en el presente documento, no constituyen un método de diseño de cimentaciones, sino una forma de verificar que este diseño se encuentra dentro de límites que aseguren un comportamiento adecuado.

Asimismo, cuando para el cálculo de los asentamientos instantáneos se utilizan criterios basados en la teoría de la elasticidad, se debe considerar que el punto más importante, lo constituye la determinación de los parámetros elásticos del suelo de cuya precisión dependerá la aproximación que tendrán los asentamientos calculados al compararlos con los reales.





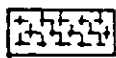
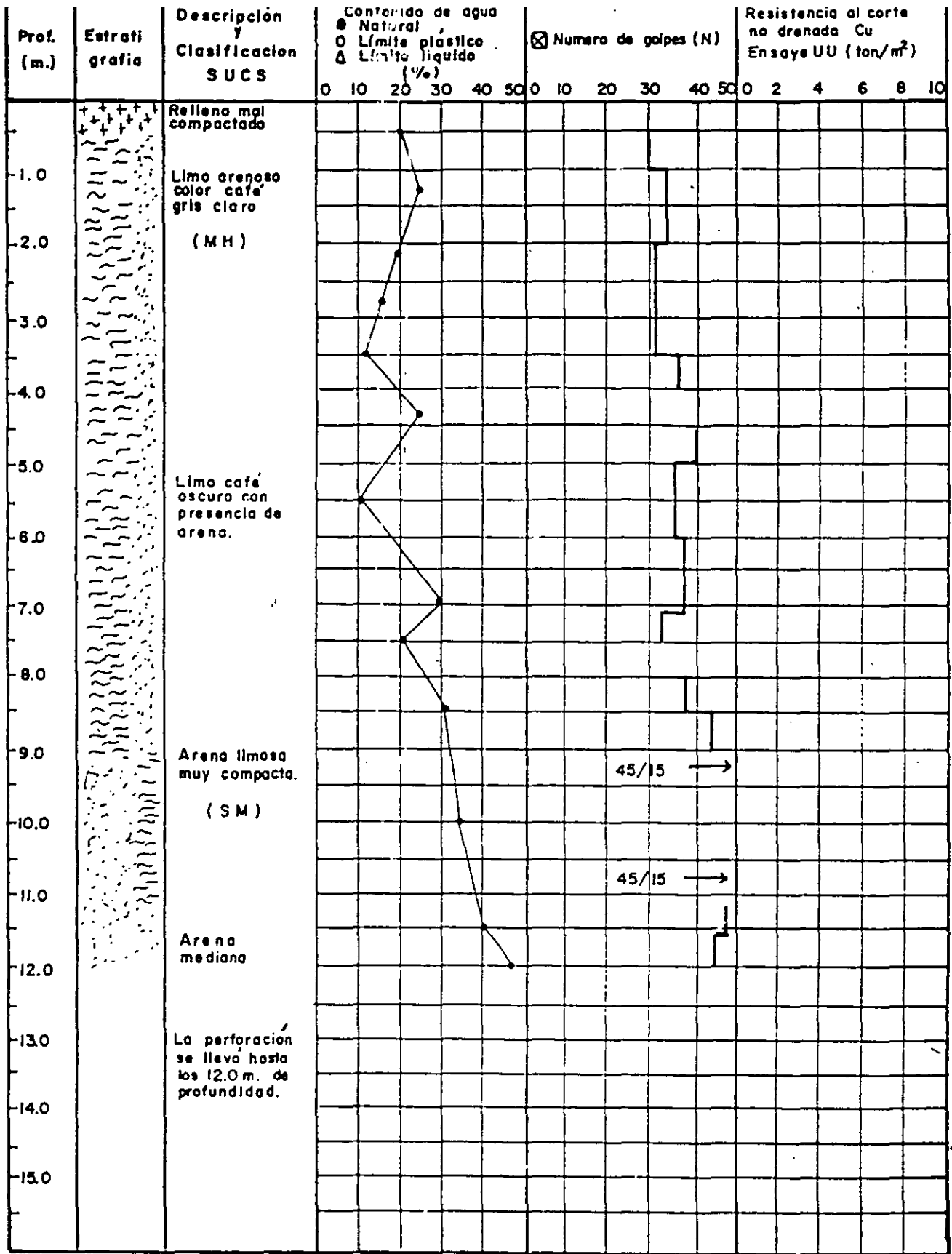
PLANTA DE LA ESTRUCTURA



CORTE A-A'

Acolaciones en metros

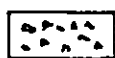
FIGURA. III.1.2.a.



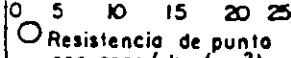
Relleno



Arcilla



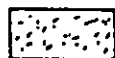
Grava



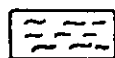
○ Resistencia de punta por cono (kg/cm<sup>2</sup>)



Materia orgánica



Arena



Limo

Fig. III 1.2.b.

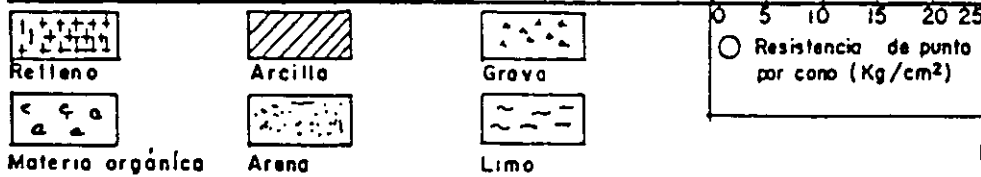
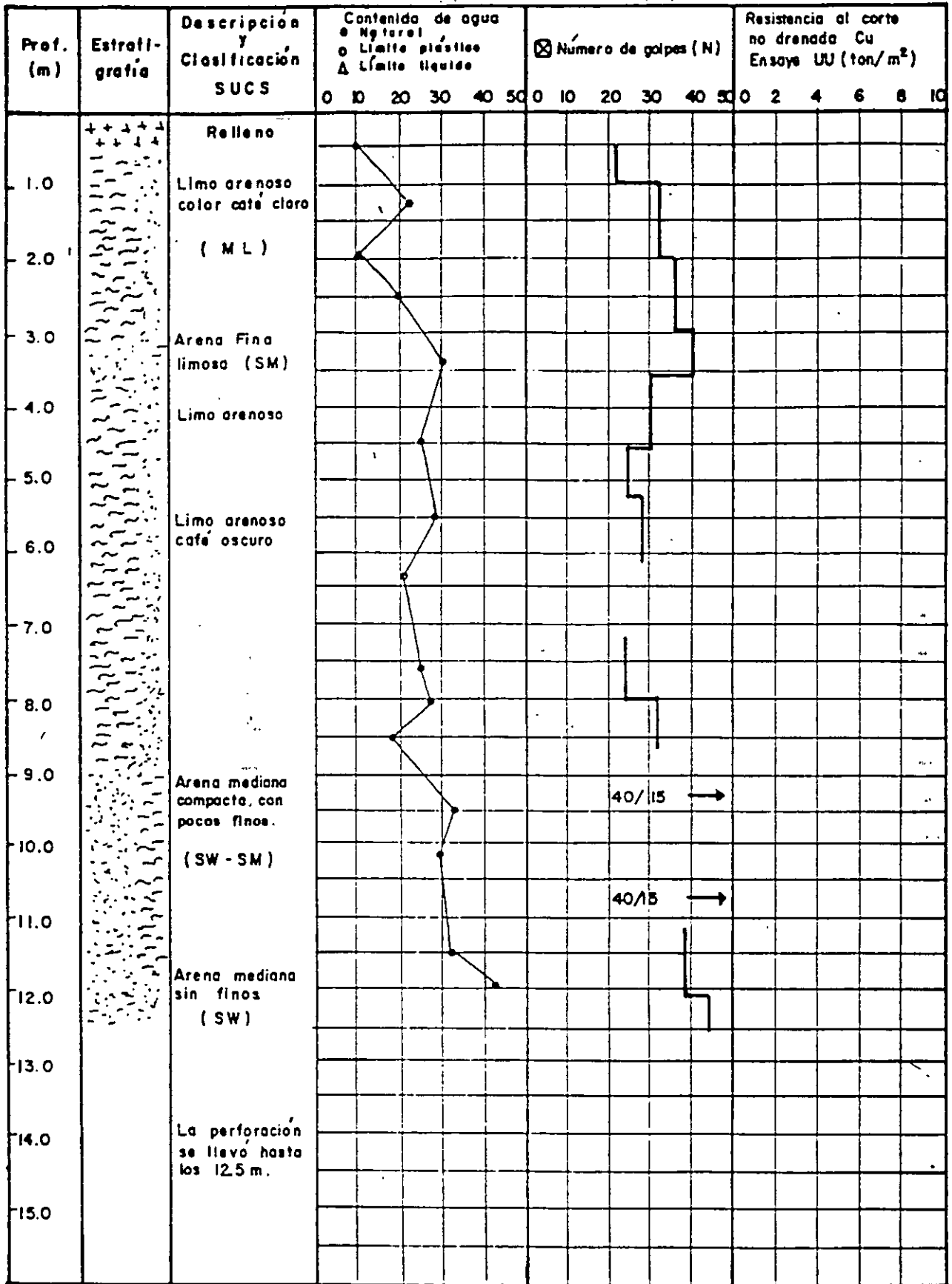
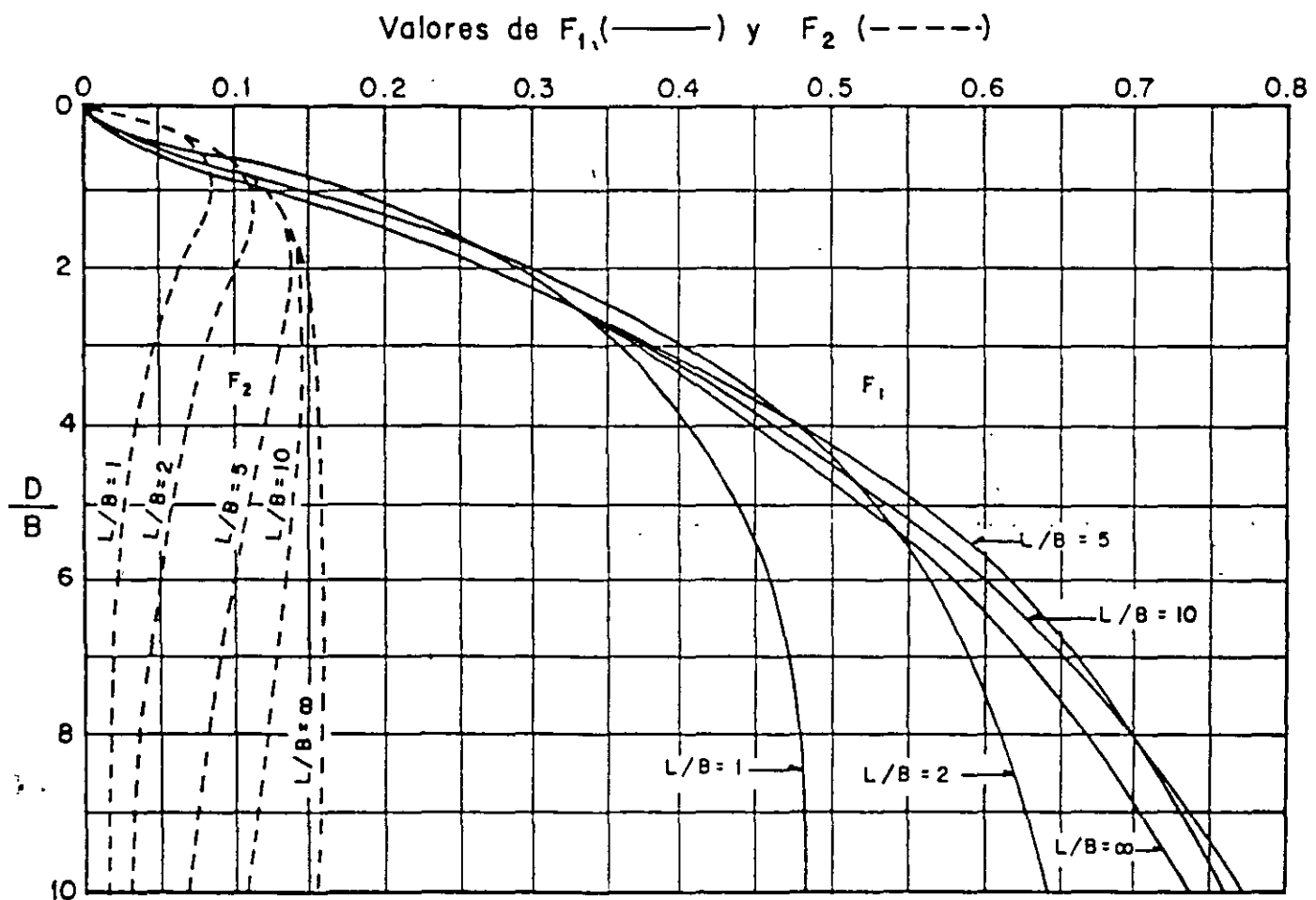


Fig. III 1.2.c.





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
REVISIÓN DE ESTADOS, LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO PARA UNA  
CIMENTACIÓN A BASE DE PILOTES DE PUNTA**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**

### III.7 Cimentación con pilotes de punta

#### III.7.1. Descripción conceptual de pilotes de punta

El pilote de punta es un elemento estructural que se coloca en el interior del suelo para que la fuerza que se aplica en la parte superior se transmita a un estrato resistente en la punta.

En la ciudad de México el suelo tiene una deformación vertical que ocasiona que la interacción entre él y el pilote produzca una fricción negativa (Art. 225 del R.C.D.F.), acción que deberá tomarse en cuenta en la forma que señala el inciso 3.1 de las N.T.C.D.C.C., y  $C_p$  la capacidad de pilote por punta, se puede verificar con las ecuaciones (9) ó (10) de las N.T.C.D.C.C.

Cuando el estrato en que se desplanta el pilote es de espesor pequeño comparado con el diámetro  $B$ , (3 ó 4 veces mayor el estrato), el manto subyacente se verificará para la capacidad de carga, con la ecuación (9) N.T.C.D.C.C., si el manto es cohesivo; o con la ecuación (10) N.T.C.D.C.C. si es de un material friccional y con los parámetros del estrato subyacente a fin de obtener la capacidad de carga de él; en cualquiera de las dos ecuaciones se aumenta el área transversal afectada  $A$ , en función del grueso del estrato.

#### III.7.2. Ejemplo de pilotes de punta

Se proyecta la construcción de un edificio para oficinas; sótano, que se utilizará como estacionamiento, planta baja, 11 niveles y azotea, cuyas características se muestran en la Fig. III.7.2a y III.7.2b. Se clasifica en el subgrupo B1 (Art. 174 II.a, del R.C.D.F.). Se propone una cimentación con cajón, apoyada sobre pilotes de punta como se puede ver en el esquema de ella en las Figs. III.7.2b y g, donde se muestra que el cajón de desplante va -3.90 m de profundidad, las contratrabes se llevan hasta la cota

-7.70 m, los pilotes de sección circular, con 50 cm de diámetro se desplantarán a -40.5 m. el nivel de agua superficial se determinó a -2.50 m.

El proyecto requiere 210 pilotes. Con estas consideraciones se revisará la seguridad de la estructura.

De acuerdo a la zonificación mostrada en la Fig. 1 N.T.C.D.C.C., el edificio se localiza dentro de la Zona III (Art. 219 del R.C.D.F.), lo cual se comprobó en los sondeos realizados, como se puede ver en las Figs. III.7.2.c, III.7.2.d y III.7.2.e.

El Artículo 182 del R.C.D.F. indica que toda estructura y cada una de sus partes, no deben rebasar ningún estado límite de falla (ELF) ni ningún estado límite de servicio (ELS), con las combinaciones de carga fijadas por el Art. 188 R.C.D.F. El inciso 3.1 de las N.T.C.D.C.C. especifica verificar la cimentación con los dos tipos de combinaciones de carga señaladas por el mencionado Art. 188, las cuales para este ejemplo son:

I. Primer tipo de combinación: Acciones permanentes más acciones variables.

Carga muerta =  $0.74 \text{ t/m}^2$  (valor medio de la carga muerta en cada nivel) incluyendo el peso de la estructura de la cimentación que se está verificando.

Carga viva media =  $0.1 \text{ t/m}^2$

Carga total (incluyendo carga viva media) =  $0.84 \text{ t/m}^2$

Peso unitario medio =  $11.38 \text{ t/m}^2$  (13.55 losas incluyendo azotea). Para evaluar efectos a largo plazo (Art. 188 R.C.D.F.).

Carga viva máxima =  $0.25 \text{ t/m}^2$

Carga total (incluyendo carga viva máxima) =  $0.99 \text{ t/m}^2$

Peso unitario máximo =  $13.42 \text{ t/m}^2$  Para revisión de los ELF.

Peso de la estructura primera combinación, ELF

$$W_e = 20.638 \text{ t}$$

Momento estático alrededor del eje y-y producido por la excentricidad de las cargas =  $13,002 \text{ t-m}$

II. Segundo tipo de combinación: Acciones permanentes, más acciones variables y acciones accidentales, (en este caso el sismo).

$$\text{Carga muerta} = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga viva instantánea} = 0.18 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga total (incluyendo carga viva instantánea)} = 0.92 \text{ t/m}^2$$

Peso unitario instantáneo =  $12.47 \text{ t/m}^2$  (13.55 pisos incluye azotea)

Peso de la estructura para la segunda combinación, ELF

$$W_{e2} = 19,178 \text{ ton}$$

Coefficiente sísmico  $C = 0.4$  Art. 206 R.C.D.F.

Factor de comportamiento sísmico  $Q_{x-x} = 4$  Título 5 N.T.C.D.C.C.

Momento de volteo alrededor del eje x-x en la base de la cimentación. Debe tomarse en cuenta el momento producido por la excentricidad de las cargas estáticas, pero en esta dirección hay simetría en ellas por lo que este momento es nulo y el valor de él es por sismo:

$$M_{xx} = 44,830 \text{ t-m}$$



Momento reducido  $M'_{xx} = M_{xx} \cdot 0.8 = 35,864 \text{ t-m}$

Cortante en la base  $V_x = 1,918 \text{ t}$

Momento de volteo alrededor del eje  $yy$  tomando la excentricidad de cargas, que da  $M_{m+v} = 13,002 \text{ t-m}$  por lo que  $M_{yy} = 57,832 \text{ t-m}$

Momento reducido  $M'_{yy} = M_{m+v} + 0.8 M_{xx}$

$= 13,002 + 0.8 (44,830)$

$= 48,866 \text{ t-m}$

mayor que  $1,918 \text{ ton} \times \frac{40.8 \text{ m}}{3} = 26,085 \text{ t-m}$  como pide el inciso 8.5 N.T.C.D.S.

Cortante en la base  $V_y = 1,635 \text{ t}$

El análisis sísmico se hizo utilizando el método estático ya que la estructura no pasa de 60 m (inciso 2.1 N.T.C.D.S.); el momento de volteo en la base de la cimentación se redujo, como indica el inciso 8.5 de las N.T.C.D.S., al multiplicarse por 0.8, ya que  $z = 0$ .

El inciso 3.6.1 de las N.T.C.D.C.C. indica se analice (a) un solo pilote, (b) subgrupos y (c) el conjunto global de pilotes.

Así se nombrará:

I. ELF (a) el ELF la I combinación de cargas para el caso (a);

I. ELF (b) para el caso (b) y primera combinación de cargas finalmente;

I. ELF (c) para el conjunto de pilotes. De modo análogo se hace con la segunda combinación de cargas y el estado límite de la falla para (a), (b) y (c): II. ELF (a, b y c). Se procede de forma similar para ELS.

La verificación de la seguridad para ELF será con:

$$\Sigma QF_c < R$$

des(7) N.T.C.D.C.C.

donde el primer miembro es la suma de cargas con sus correspondientes factores de carga y R, según indica la sección 3.6 de las N.T.C.D.C.C., la suma de las capacidades de carga individuales de los pilotes, la de grupos o la del conjunto global de los mismos.

#### SOLUCION

La edificación se clasifica en el rubro de "CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS" (Tabla I, inciso B de las N.T.C.D.C.C.), debido a que cumple con:

$$w > 5 \text{ t/m} \qquad p > 120 \text{ m} \qquad D_r > 2.5 \text{ m}$$

Cumpliendo lo ordenado por el Art. 220 R.C.D.F. se planteó el siguiente programa de exploraciones .

- a) La realización de dos sondeos de penetración estándar (S.P.E.) y uno mixto (S.M.) hasta 18 m bajo la primera capa resistente. Su localización se muestra en la Fig. III.7.2a. En ellos se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas para las pruebas de laboratorio definidas en el inciso 2.3 de las N.T.C.D.C.C., y cuyos resultados se muestran en las Figs. III.7.2c, 2d y 2e. En el sondeo mixto Fig. III.7.2e se extrajo una muestra inalterada, con tubo shelby dentado operado a rotación, de la que se determinó  $\phi = 40^\circ$  en una serie de pruebas triaxiales consolidadas drenadas con medida de presión de poro, corroborando el resultado con la estimación de la fricción interna con la penetración estándar.

- b) Investigación del hundimiento regional e instalación de piezómetros en el predio con antelación a la construcción. La localización de ellos se muestra en la Fig. III.7.2a. Y permitieron conocer las variaciones de presión neutra que se utilizan en la obtención de las presiones efectivas  $\bar{P}_v$ , III.7.2f. El hundimiento regional se estimó de la referencia 16 de las N.T.C.D.C.C. y resultó en 1988 de 20 cm/año. Lo cual ocasionará que la adherencia negativa se presente a corto plazo.

Al edificio vecino la adherencia le ha ocasionado un incremento de carga que todavía ha impedido la emersión, lo que significa que las cargas transmitidas por los pilotes (incluyendo la adherencia negativa) han originado en las capas subyacentes deformaciones de 20 cm.

En el ejemplo se utilizó un corte estratigráfico simplificado como lo muestra la Fig. III.7.2g, el cual se obtuvo de los sondeos SP1, SP2 y SM; en esta figura también se resume la información sobre la cimentación.

- c) Inspección del terreno para determinar; la existencia de restos arqueológicos, el tipo, estado y comportamiento de las construcciones vecinas respecto a su estabilidad, hundimiento, emersión, agrietamientos, desplome y antecedentes de construcciones en el predio a fin de obtener la magnitud y duración de las cargas que ha sufrido el lote, Fig. III.7.2a.

I.ELF(a). Pilote individual: ELF para primera combinación de cargas.

Para hacer la revisión primeramente se estima la capacidad de carga por punta del pilote, que se propone hincar 0.50 cm dentro del manto resistente.

Los diagramas de presiones verticales totales, efectivas y neutras de la Fig. III.7.2f muestran los valores:

$$\text{Presión vertical total} = P_v = 55.50 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Presión vertical efectiva} = \bar{P}_v = 32.50 \text{ t/m}^2$$

La presión vertical efectiva se obtuvo de la distribución de presiones piezométricas que existen en el sitio, las que se encuentran abatidas respecto a la hidrostática principalmente cerca de los estratos permeables, como sucede en las Zonas II y III de la ciudad de México.

Los pilotes de concreto proyectados tienen las siguientes características:

$$\text{Resistencia a la ruptura } f'c = 300 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{Diámetro } B = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Área de sección transversal } A_p \approx 0.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud del pilote, contada a partir del desplante de las contratrabes} = 32.8 \text{ m}$$

$$\text{Longitud empotrada del pilote, } L_e = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Factor de resistencia indicado en 3.2 de las N.T.C.D.C.C.}$$

$$F_R = 0.35$$

La capacidad de carga por punta se obtiene de:

$$C_p = [P_v N_q^* F_R + P_v] A_p \quad \text{ec(10) N.T.C.D.C.C.}$$

Se tienen dos valores para  $N_q^*$  y siendo

$$\frac{L_e}{B} = 1 < 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$$

En la ec. 10 de las N.T.C.D.C.C., se utilizará:

$$N_q^* = N_{min} + Le (N_{max} - N_{min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)]$$

Para  $\phi = 40^\circ$ ,  $N_{min} = 78$  y  $N_{max} = 350$ ,  $N_q^* = 109.7$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (10) N.T.C.D.C.C. se obtiene:

$$C_p = (32.5 \times 109.7 \times .35 + 55) 0.2$$

$$C_p = 260.5 \text{ ton}$$

#### Cálculo de la fricción negativa (pilote individual)

##### Primera combinación de cargas

I.ELF(a). En el pilote además de la capacidad de carga por punta, se tiene la de fuste, la cual debido al proceso de consolidación de la ciudad en el sitio se hace negativa (ver Fig. III.7.3a en explicaciones adicionales III.7.3) y dado que la deformación en la zona es de 20 cm/año y el desplazamiento para tener la adherencia negativa es de 3 mm, (ver Fig. III.7.3a(4) en subcapítulo III.7.3) en menos de un mes se tendrá adherencia negativa en todo el pilote.

En esta condición en la  $\Sigma QF_c$  en la desigualdad (7) N.T.C.D.C.C., hay que agregar la adherencia negativa mencionada en 3.5.1 N.T.C.D.C.C. y aplicarle el factor de carga  $F_c = 1.1$  que especifica el inciso 3.2 de las N.T.C.D.C.C.

$$\begin{aligned}
 F_N &= A_L \times F \\
 A_L &= 51.5 \text{ m}^2 \\
 F &= 16. \text{ t/m}^2. \text{ Adherencia media de perfil estratigráfico}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores, se obtiene la adherencia media total:

$$F_N = 82.5 \text{ ton}$$

La carga estática en el primer tipo de combinación para los 210 pilotes proyectados es de  $21,324/210 = 101.5$  ton, más el peso del pilote 15.5 ton, hace 117 ton y el factor de carga que le corresponde  $F_c = 1.4$  (Art. 194 R.C.D.F.); por lo que:

$$\Sigma QFF_c = 117 \times 1.4 + 82.5 \times 1.1 = 254.4 \text{ ton}$$

y como  $R = C_p$  en los pilotes de punta, la des(7) de las N.T.C.D.C.C. quedan:

$$254 < 260.5 \quad \text{y se satisface}$$

Los pilotes del proyecto, ya mencionados al inicio del ejemplo se distribuyen separándolos 3 veces el diámetro entre ejes ( $3 \times 0.5 = 1.5$  m) y tomando en cuenta las cargas de cada columna se obtuvo la planta de pilotes mostrada en la Fig. III.7.2h, con la cual se verificarán las condiciones de los subgrupos y del conjunto total.

#### I.ELF(b). Análisis por subgrupos de pilotes

Se ejemplifica el análisis con el grupo de 7 pilotes (Fig. III.7.2h) que tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 A &= 10.5 \text{ m}^2 \\
 B &= 3.0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_e &= 0.5 \text{ m} \\ P_o &= 13 \text{ m} \\ \Delta_L &= 420 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{L_e}{B} = \frac{0.5}{3.0} = 0.17 < 4 \text{ tang } (45 + \phi/2)$$

Estas condiciones sustituidas en la ecuación (10) de las N.T.C.D.C.C. da  $C_p = 13.108$  ton para 7 pilotes, la capacidad de punta es mayor que la  $\Sigma QF_c = (7 \times 117)1.4 + 682.2 \times 1.1 = 1897$  ton, donde  $F_N = 682.2$  ton para los 7 pilotes, se obtiene más adelante. Por lo cual se analizarán las condiciones que este agrupamiento produce en la 2a. capa arcillosa.

De los resultados de las pruebas de compresión triaxial en la segunda capa compresible se obtuvo una cohesión de:

$$c_u = 3.23 \text{ t/m}^2 \quad \text{y} \quad \phi = 0$$

A la profundidad en que empieza la segunda capa arcillosa 44 m ver Fig. III.7.2f se tiene una presión vertical total:

$$P_v = 61 \text{ t/m}^2$$

utilizando la ecuación (9) de las N.T.C.D.C.C.

$$C_p = [c_u N_C^* F_R + P_v] A_p$$

donde  $N_C^* = 7$ ;  $F_R = 0.35$

y  $A_p = 33.4 \text{ m}^2$  dado que se amplía el área afectada por el subgrupo y que en este caso se supone con un ángulo de  $70^\circ$  como muestra la Fig. III.7.2i (lo cual es conservador).

Efectuando operaciones se tiene:

$$C_p = 2,303 \text{ ton}$$

#### LA FRICCIÓN NEGATIVA EN EL SUGRUPO DE PILOTES

I. ELF(b). En forma análoga a la del pilote individual, se tiene:

$$F_N = A_L * f$$

donde:

$$\begin{aligned} A_L &= 426.4 \text{ m}^2 \\ f &= 1.6 \text{ t/m}^2 \text{ sustituyendo} \\ F_N &= 682.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

Para el subgrupo de 7 pilotes se tiene una carga vertical de  $101.5 \times 7 = 710.5$ .

De la des(7) N.T.C.D.C.C.

(Peso propio por pilote)  $F_c + F_n * F_c +$  (carga vertical por pilote)  $F_c < C_p$

$$7 (15.5) \cdot 1.4 + (682.2) 1.1 + 7 (101.5) 1.4 < C_p$$

$$1,897 \text{ ton} < 2,303 \text{ ton}$$

cumple el subgrupo de pilotes por capacidad de carga.

De forma análoga se verifican los otros grupos.



I.ELF(c). Análisis para el grupo total de pilotes.

El último análisis ELF para la primera combinación se hace con el grupo total de pilotes.

La planta total es:

$$A_p = 22.2 \text{ m} \times 69.3 \text{ m} = 1,538.5 \text{ m}^2$$

utilizando los valores establecidos para el caso de un pilote y en la ec. (10) N.T.C.D.C.C., se tiene una capacidad de punta de:

$$C_p = [P_v N_q F_R + P_v] A_p = [32.5 \times 109.7 \times .35 + 55] 1,538.5$$
$$= 2,004.416 \text{ t} \quad \text{ec. (10) N.T.C.D.C.C.}$$

Dado que la capa de apoyo es muy delgada en comparación con las dimensiones del área cargada, se verifica lo que sucederá en la 2a. capa deformable, utilizando la ec. (9) de las N.T.C.D.C.C. suponiendo que el área  $A_p$  no se amplía.

$$C_p = [c_u N_c F_R + P_v] A_p \quad \text{ec. (9) N.T.C.D.C.C.}$$

sustituyendo los valores ya establecidos para el caso de un pilote, para el grupo de 7 y con  $N_c = 7$  para  $\phi = 0^\circ$

$$C_p = [3.25 (7) (0.35) + 61] 1,538.5$$
$$C_p = 106,064 \text{ t}$$

Se continúa el ejemplo que se está desarrollando con este valor de  $C_p$  que es más pequeño que el obtenido con la ec.(10) N.T.C.D.C.C. en la cota 40.5, y si se toma en cuenta que no se ha considerado la ampliación del área  $A_p$ , de la cota 40.5 a 44 m, los resultados son conservadores. al cumplirse las des(7) de las N.T.C.D.C.C.

Fricción negativa para el total de los pilotes.

I.ELF(c).

$$A_L = 2 (22.2 + 69.3) 32.8 = 6,002 \text{ m}^2$$

$$f = 1.6 \text{ t/m}$$

$$F_N = 9,603 \text{ ton}$$

Considerando 210 pilotes y utilizando des(7) N.T.C.D.C.C. con

Peso total del edificio = 20,638 ton

Peso propio del pilotes = 15.5 ton

$F_N = 9,603 \text{ ton}$

$$1.4 (20,638) + (15,5 \times 210) 1,4 + (9,603) 1.1 < C_p$$

$$45.635 < 106,064 \text{ ton}$$

El grupo total de pilotes satisface la desigualdad (7) de las N.T.C.D.C.C.

II.ELF(a). Análisis para un pilote.

Segunda combinación de cargas

La revisión del Estado Limite de Falla para la segunda combinación de cargas, que en este ejemplo incluye el efecto sísmico, se realizó primeramente para un pilote.

El peso unitario instantáneo es de 12.88 t/m, y del análisis sísmico de la estructura se tiene que los momentos reducidos (ver segundo tipo de combinación al principio de este ejemplo) son:

$$\begin{aligned} M'_{xx} &= 35,864 \text{ t-m} \\ M'_{yy} &= 48,866 \text{ t-m} \end{aligned}$$

al utilizar:

$$\Delta Q = \frac{M_{yy}}{\sum_1^n x_i^2} x_j + 0.3 \frac{M_{xx}}{\sum_1^n y_i^2} y_j$$

Como en el ejemplo de pilotes de fricción se obtiene:

$$\sum_1^n x_i^2 = 73,390 \text{ m}^2$$

$$\sum_1^n y_i^2 = 9,989 \text{ m}^2$$

$$\Delta Q_{s_j} = \frac{48,866}{73,390} x_j + 0.30 \frac{35,864}{9,989} y_j$$

$$y \quad \Delta' Q_{s_j} = 0.3 \frac{48,866}{73,390} x_j + \frac{35,864}{9,989} y_j$$

para el pilote más afectado

$$x_j = 34.6 \text{ m} ; y_j = 11.1 \text{ m}$$

$$\Delta Q_{s_j} = 35.6 \text{ t}$$

$$\Delta' Q_{s_j} = 46.8 \text{ t}$$

En la des(7) N.T.C.D.C.C.

donde: 
$$\Sigma QF_c = F_c (w_p + \frac{w_{e2}}{N_o} + F_N + Q_s)$$

$\Sigma QF_c$  = suma de incrementos de carga netos (Q), afectados por el factor de carga  $F_c$

$F_c$  = factor de carga especificado en inciso II Art. 194 R.C.D.F.

$w_p$  = peso del pilote = 15.5 ton

$w_{e2}$  = peso de la estructura II combinación = 19,178 ton

$N_o$  = número de pilotes = 20

$F_N$  = fricción negativa = 82.4 ton

$Q_s$  = incremento de carga debida al sismo. Para el más cargado = 46.8 t

$C_p$  = capacidad de punta del pilote = 260.5 ton

sustituyendo

$$\Sigma QF_c = 259.7 \text{ ton}$$

$$R = C_p = 260.5$$

$$259.7 < 260.5 \text{ aceptable}$$

II. ELF(c).

En el grupo total de pilotes, si se considera que cada pilote tiene un incremento de 46.8 ton, lo cual resulta muy conservador, se ejercerán por el sismo  $110 \times 46.8 = 5,148 \text{ t}$  y sustituyendo en la des(7) N.T.C.D.C.C.

$$1.1 [210\text{pil} \times 15.5 \text{ t/pil} + 19,178 \text{ t} + 9,603 + 5,148\text{t}] < C$$

$$40,902 \text{ t} < 117,722 \text{ t}$$

El subgrupo (b) analizado anteriormente para la I combinación de cargas también comprueba la des(7) N.T.C.D.C.C., para la II combinación.

Comprobación respecto al esfuerzo cortante en la cabeza de los pilotes.

$$\frac{v}{N_0} = \frac{1,918 \text{ t}}{210 \text{ pil}} = 9.13 \text{ t/pil}$$

$$A_c = \text{área de corte} = \frac{\pi B^2}{4} + n \times A_s$$

si  $B = 0.5 \text{ m}$

$$n = 15$$

$$A_s = 2\% \frac{\pi B^2}{4}$$

sustituyendo

$$A_c = 0.255 \text{ m}^2 \text{ incluyendo el área de acero}$$

$$v = \text{esfuerzo cortante medio en la cabeza}$$

$$= 3.6 \text{ kg/m}^2, \text{ para un concreto de}$$

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ es aceptable}$$

ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Primera combinación con carga viva

I.ELS (a y b).

La revisión hecha del ELS para la primera combinación de cargas en el pilote aislado (a) y en subgrupo (b) de deformaciones menores que

las que se provocan con el grupo (c), por lo cual es el único que se ejemplifica.

I.ELS(c) Para grupo total de pilotes

Primera combinación de carga

Los hundimientos de grupos de pilotes de punta, apoyados sobre un estrato resistente bajo el cual hay suelos compresibles, se puede estimar considerando la carga de la estructura repartida uniformemente en el área piloteada. Los esfuerzos provocados en el subsuelo compresible se calculan en este ejemplo; con la teoría de Boussinesq, podrían calcularse con la solución de Fröhlich o tomarse el efecto de losa y las deformaciones con la teoría de Consolidación de Terzaghi.

Para el ejemplo que se está resolviendo, en la Tabla 4 III.7.2 se tiene el incremento de esfuerzos en el centro del área cargada bajo la hipótesis de que la cimentación es totalmente flexible y se dibuja la gráfica en la Fig. III.7.2j.

Tabla 4 III.7.2  
INCREMENTO DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL AREA CARGADA

Z'	x	y	m = x/ Z'	n = y/ Z'	$\omega_o$	$\Delta\sigma = \omega_o \omega$
m	m	m				t/m <sup>2</sup>
5	34.65	11.1	6.93	2.22	0.243	5.73
8	34.65	11.1	4.33	1.38	0.227	5.36
10.75	34.65	11.1	3.22	1.03	0.205	4.87
13.25	34.65	11.1	2.61	0.837	0.189	4.46

Z' es la profundidad bajo el estrato a que se calcula el esfuerzo

El incremento de carga medio  $\omega$ , se obtuvo como se especifica en 3.4, N.T.C.D.C.C. Carga media  $11.38 \text{ t/m}^2$ ; excavación 3.9 m que será utilizada como garage, lo que da un descarga de  $3.9 \times 1.4 \text{ t/m}^2 = 5.50 \text{ t/m}$  y finalmente  $= 11.38 - 5.48 = 5.9 \text{ t/m}$ .

Con los incrementos establecidos en la Tabla 4 III.7.2 se formó la Tabla 5 III.7.2. Usando las Figs. III.7.2k y k' para fijar el decremento de la relación de vacíos  $\Delta e$ . Finalmente el asentamiento a largo plazo del punto central de la cimentación es de  $\Delta H = 0.43 \text{ m}$ .

TABLA 5 III.7.2

$Z_m$	$P_o$	$P_r$	$\Delta e$	$H$ m	$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$
45.5	3.07	4.07	0.25	3	0.14
48.5	3.95	4.49	0.25	3	0.14
51.25	3.84	4.32	0.3	2.5	0.17
53.75	3.73	4.17	0.25	2.5	0.14

$$\Delta H = 0.59 \text{ m}$$

Z son las cotas medias.

El hundimiento final, debido a la sobrecarga del subgrupo de pilotes es 0.59 m. El de la zona es del orden de 20 cm al año, el total; y se constituye con la deformación de la 1a. capa deformable, ver Fig. III.7.2g y la deformación de los estratos más profundos; si se estima que el asentamiento de la 1a. capa donde se encuentran embebidos los pilotes contribuye con el 75% del total, esta deformación es la que puede hacer salir los pilotes ya que estos no se deforman y por consiguiente el enjutamiento que afecta al edificio es de 15 cm por lo cual en los cuatro primeros años no emergerá la estructura.

Los asentamientos o desplomes por el sismo, se pueden dividir en dos efectos el provocado por un incremento de carga violento que estaría dentro del rango elástico y que se produciría por el aumento de cargas debido al momento de volteo el cual se verificó tomando en cuenta que el factor de carga se reduce a 1.1, y el que se produce por el cambio en los parámetros mecánicos del subsuelo, efecto que se puede cuantificar como en las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (Ovando, Loza y Romo) donde se explica como pueden estimarse los movimientos por acciones sísmicas.

### III.7.3. Explicaciones adicionales

Debido a la subsidencia de las Zonas II y III de la ciudad de México la adherencia entre el suelo y el pilote produce un esfuerzo cortante en toda la superficie de éste. La magnitud de él varía con la tendencia a deslizarse del pilote dentro del suelo -la deformación que sufra aquél dentro de éste al cargarse la estructura- y aumenta hasta llegar al máximo que resista el conjunto pilote-suelo. En el caso de que el suelo sea cohesivo-friccionante, además de la adherencia se generan fricciones que dependen del esfuerzo normal originado en la superficie de contacto entre pilote y suelo.

Cuando la adherencia en la interface pilote-suelo es mayor que la resistencia al corte dentro del material térreo, la capacidad perimetral de adherencia le da la resistencia al corte de él, ya que el pilote se deslizará dentro del estrato arrastrando una delgada capa. La falla se producirá cerca del pilote y no en la superficie de contacto. Este razonamiento es válido para el caso de suelos cohesivos o suelos cohesivos friccionantes.

En la Fig. III.7.3a se ilustran los fenómenos que se provocan en los pilotes de punta, debido al proceso de consolidación que sufre la ciudad de México en la Zonas II y III.



La Fig. III.7.3a(1) muestra la variación de los desplazamientos  $\Delta p$ , que sufre la interface entre pilote y suelo al cargarse aquél con  $\Sigma Q$ , movimientos producidos por la deformación del material del pilote y por la introducción de la punta del mismo en la capa dura al colocarse la fuerza  $\Sigma Q$ . El desplazamiento del pilote hacia abajo hace que en cada cota el suelo tenga un movimiento aparente hacia arriba respecto al pilote y se considera positivo.

La fuerza al aplicarse será resistida por la capacidad de adherencia del pilote desarrollada para cada magnitud de movimiento que se obtiene de la Fig. III.7.3a(3) y se completa con la parte de la capacidad de punta que sea necesaria. Lo anterior se puede expresar como:

$$R_p = C_{Ft} + C'_{pt}$$

donde:

$R_p$  es la capacidad de carga del pilote .

$C_{Ft}$  es la capacidad del pilote por adherencia para el tiempo  $t$

$C'_{pt}$  es la capacidad de la punta del pilote necesaria para equilibrar  $R_p$  en el mismo tiempo  $t$

$C_{Ft}$  se puede obtener con la ecuación 8 de las N.T.C.D.C.C., si se toma  $f$  como variable que depende del movimiento que en cada nivel haya tenido el suelo respecto al pilote, movimiento que dependerá de  $t$ .

$C'_{pt}$  deberá ser menor que los valores obtenidos con la ec. 9 y ec. 10 de las N.T.C.D.C.C., según el suelo de apoyo de la punta, sea cohesivo o friccionante.

La Fig. III.7.3a(2) muestra la variación del asentamiento de cada nivel del manto deformable en que está embebido el pilote debido al proceso de consolidación, para un tiempo  $t_1$  posterior al  $t_0$  en que se colocó  $\Sigma Q$ . Este asentamiento hace que el suelo, en cada cota, se desplace hacia abajo respecto al pilote y es de sentido contrario al producido al cargarse inicialmente el pilote y aumentará mientras continúe el hundimiento de la ciudad. En la misma Fig. III.7.3a(2) para el tiempo  $t_1$  se han sumado los desplazamientos del pilote y del terreno. La suma a lo alto del pilote produce una región de desplazamiento negativo (son mayores los movimientos del suelo que los originales del pilote) y otra de desplazamientos positivos (son mayores los del pilote que los del suelo).

El pilote tiene una área lateral, y la fuerza de adherencia desarrollada en ella se obtiene multiplicándola por la adherencia unitaria obtenida de la ecuación constitutiva de la Fig. III.7.3a(3). Así se obtiene la distribución de adherencia negativas y positivas a lo alto del pilote y se fija el eje neutro de él (ver Fig. III.7.3a(4)).

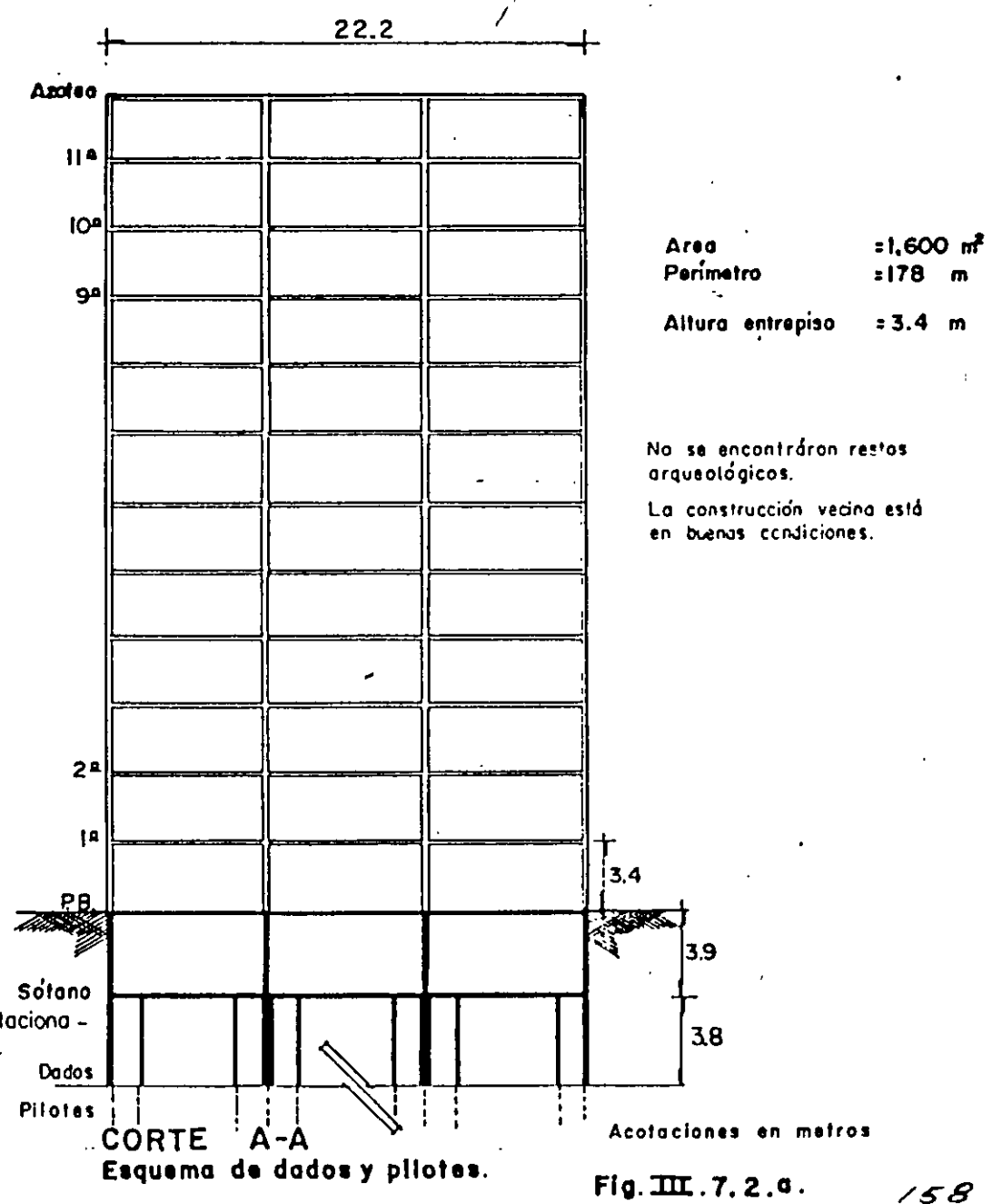
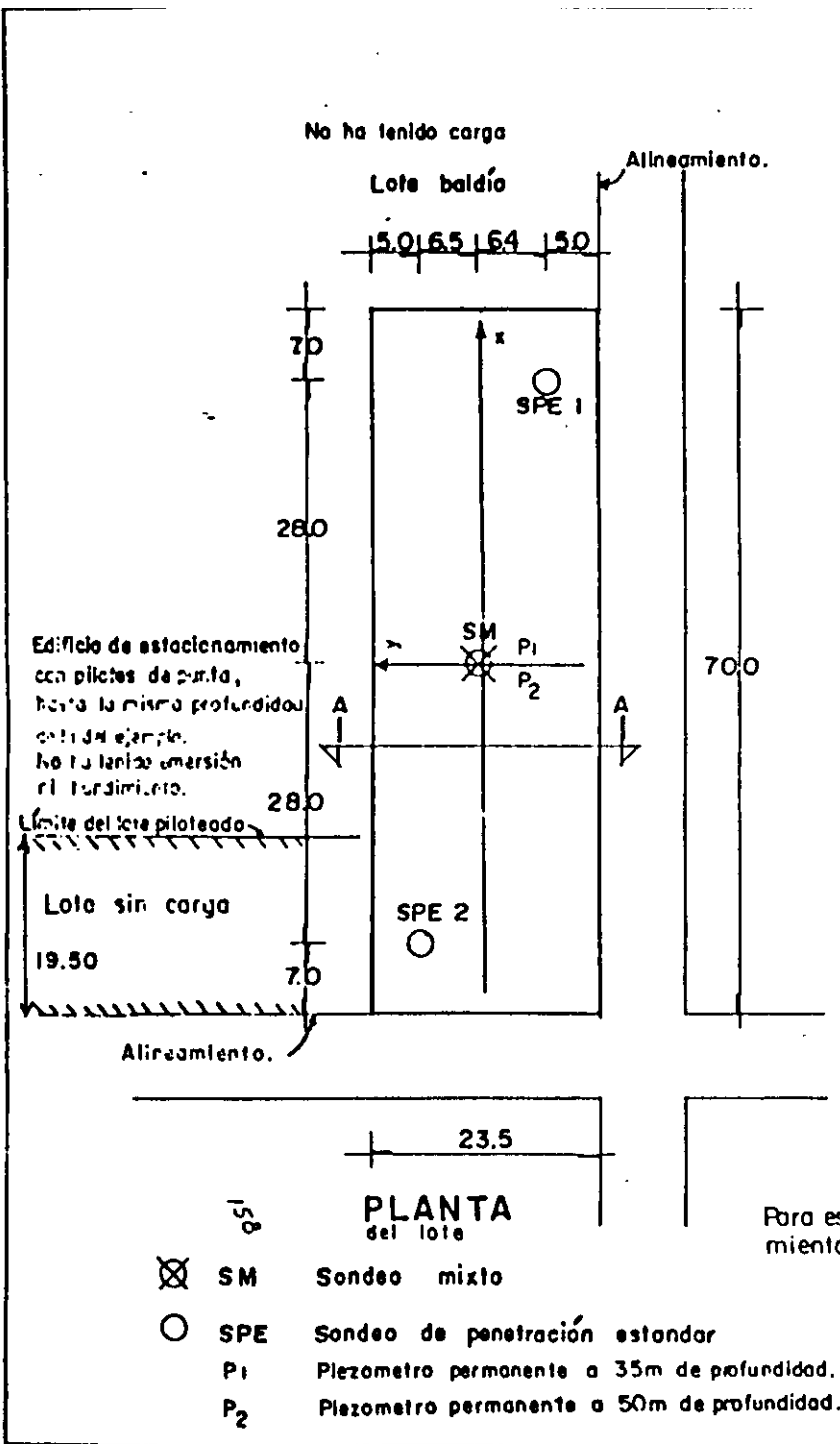
De la figura también se infiere que la adherencia negativa crece con el tiempo y si  $C_p$  no es suficiente, la punta se introduce en el estrato resistente y el pilote es de fricción.

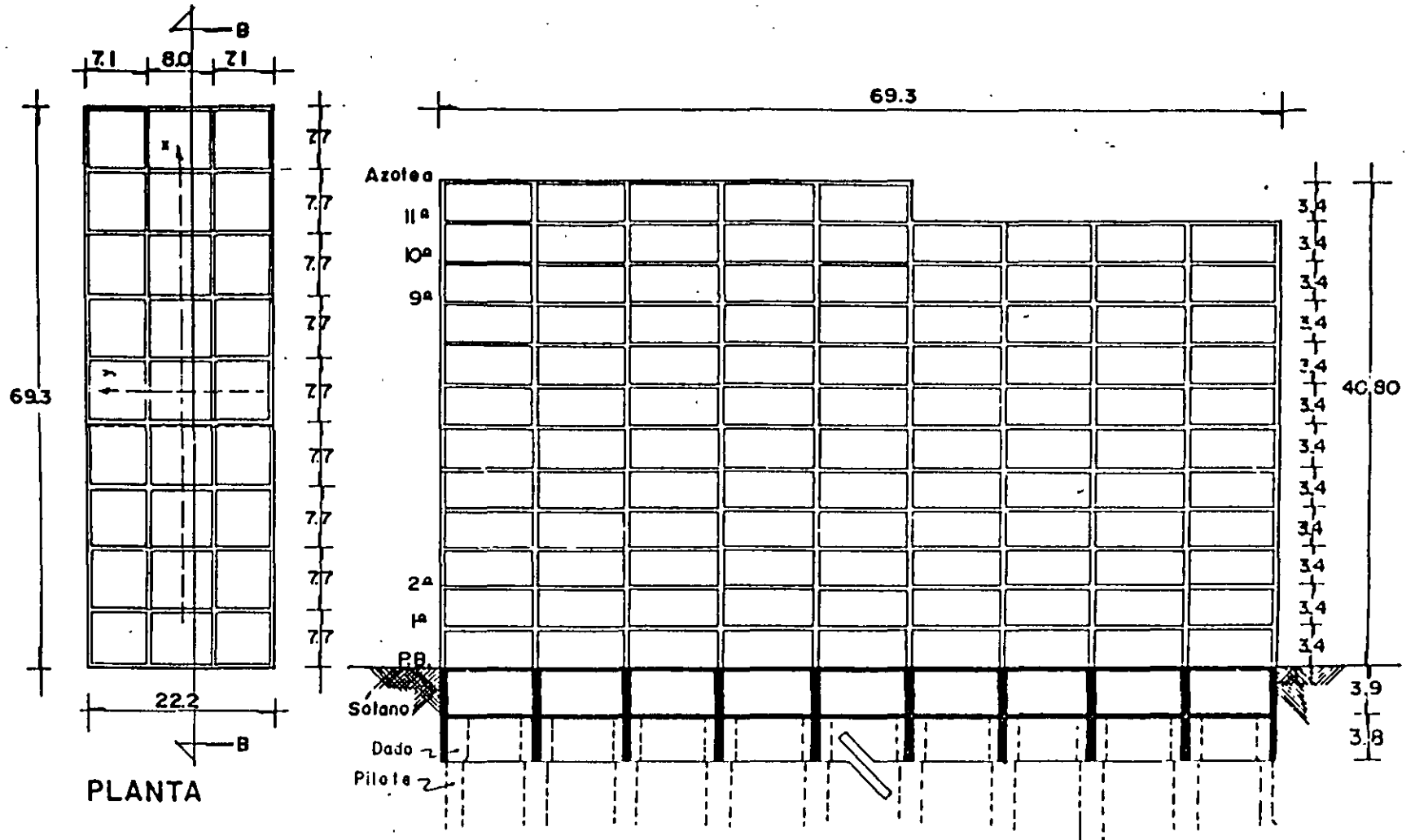
Si la capa de apoyo de los pilotes es suficientemente resistente y el manto de suelo donde están embebidos los pilotes, a nivel de la punta de ellos se deforma más que el desplazamiento  $\Delta_p$  propio,  $h$ , la profundidad del nivel neutro (NN) llega a hacerse igual a  $L$  longitud del pilote y no hay adherencia positiva.

Para la exploración del sitio de la obra se optó por el programa expuesto; el cual rebasa los requisitos mínimos que se exigen en el Cap. 2. Investigación del Subsuelo de las N.T.C.D.C.C. para la Zona III, debido a la importancia de la obra y para tener seguridad sobre

la uniformidad de los estratos. La exploración debería haberse hecho aún más amplia si los resultados obtenidos hubieran mostrado discordancias importantes entre sí, con las características de la región o con la experiencia del responsable de la solución del problema planteado.

El pilote precolado se escoge por consideraciones de construcción y de economía. En la primera interviene la maquinaria de que se disponga, la posibilidad del traslado y aparejos para mover los tramos en que deberá dividirse.





PLANTA

CORTE B-B

Fig. III. 7.2 .b

Acofaciones en metros

159

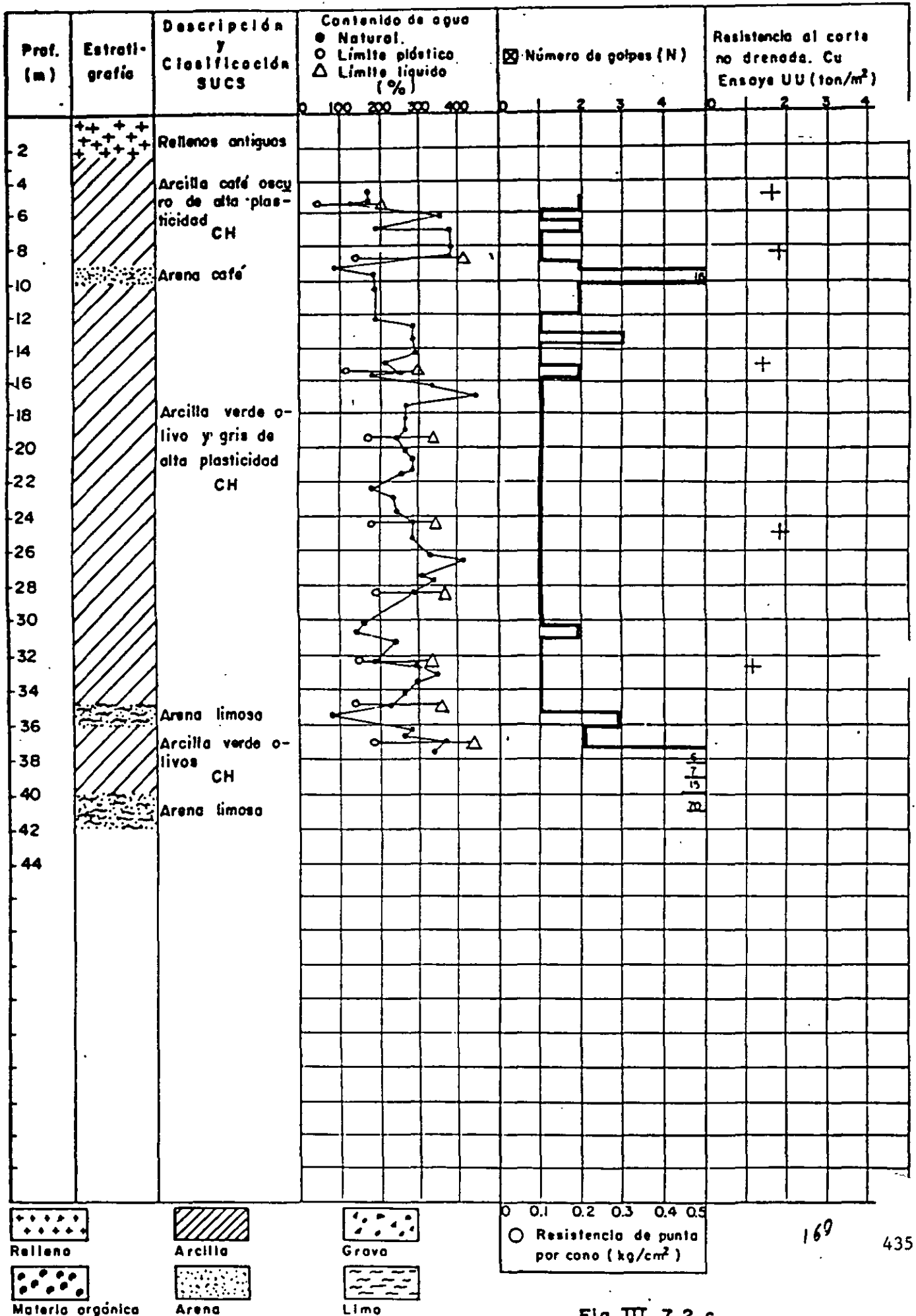


Fig. III. 7.2. c

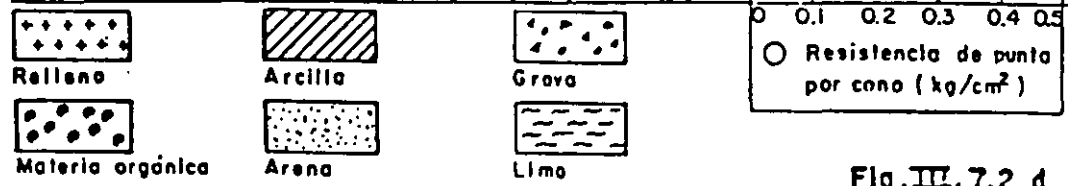
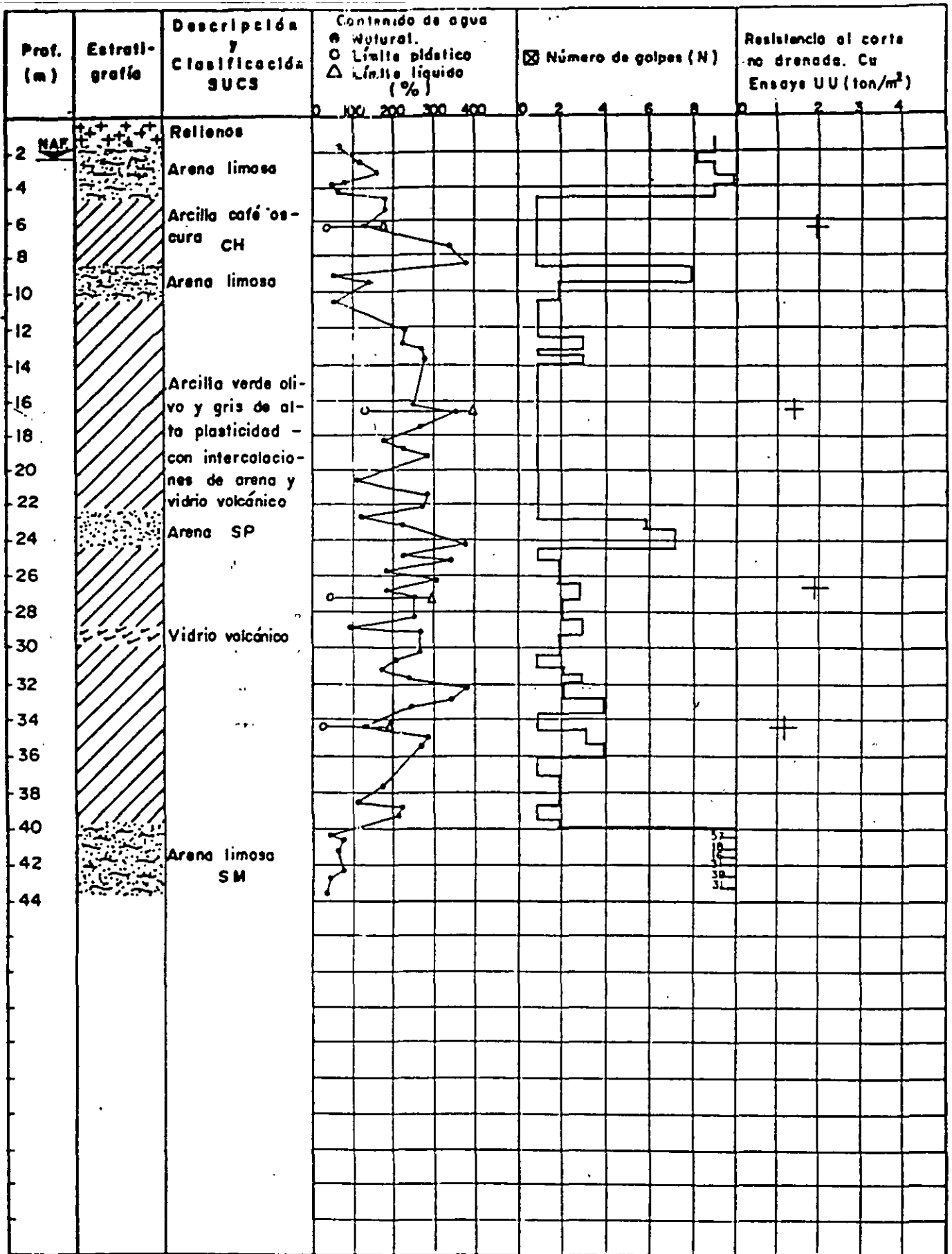


Fig. III. 7.2. d

161

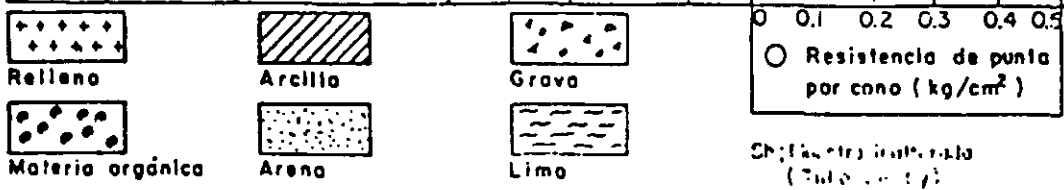
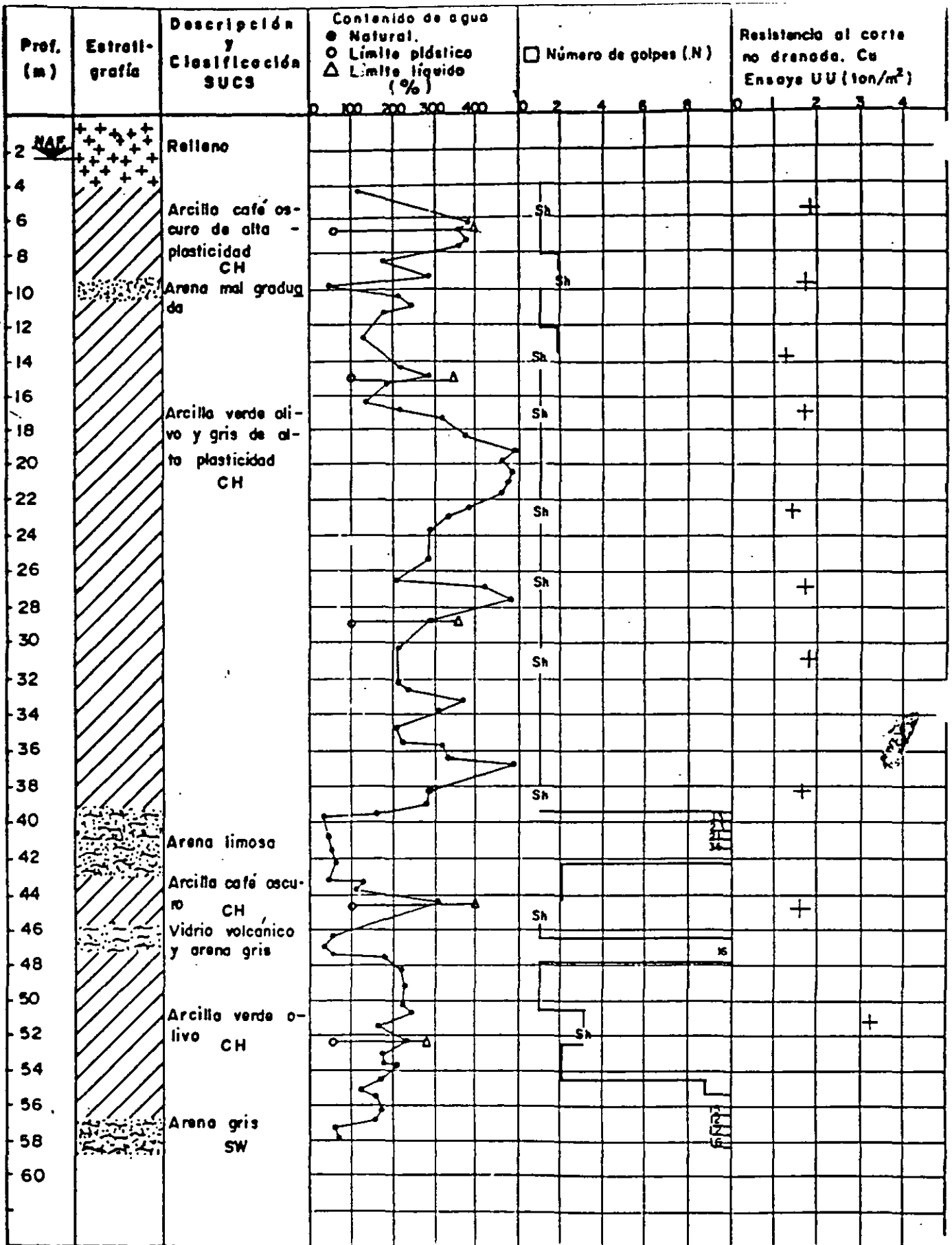
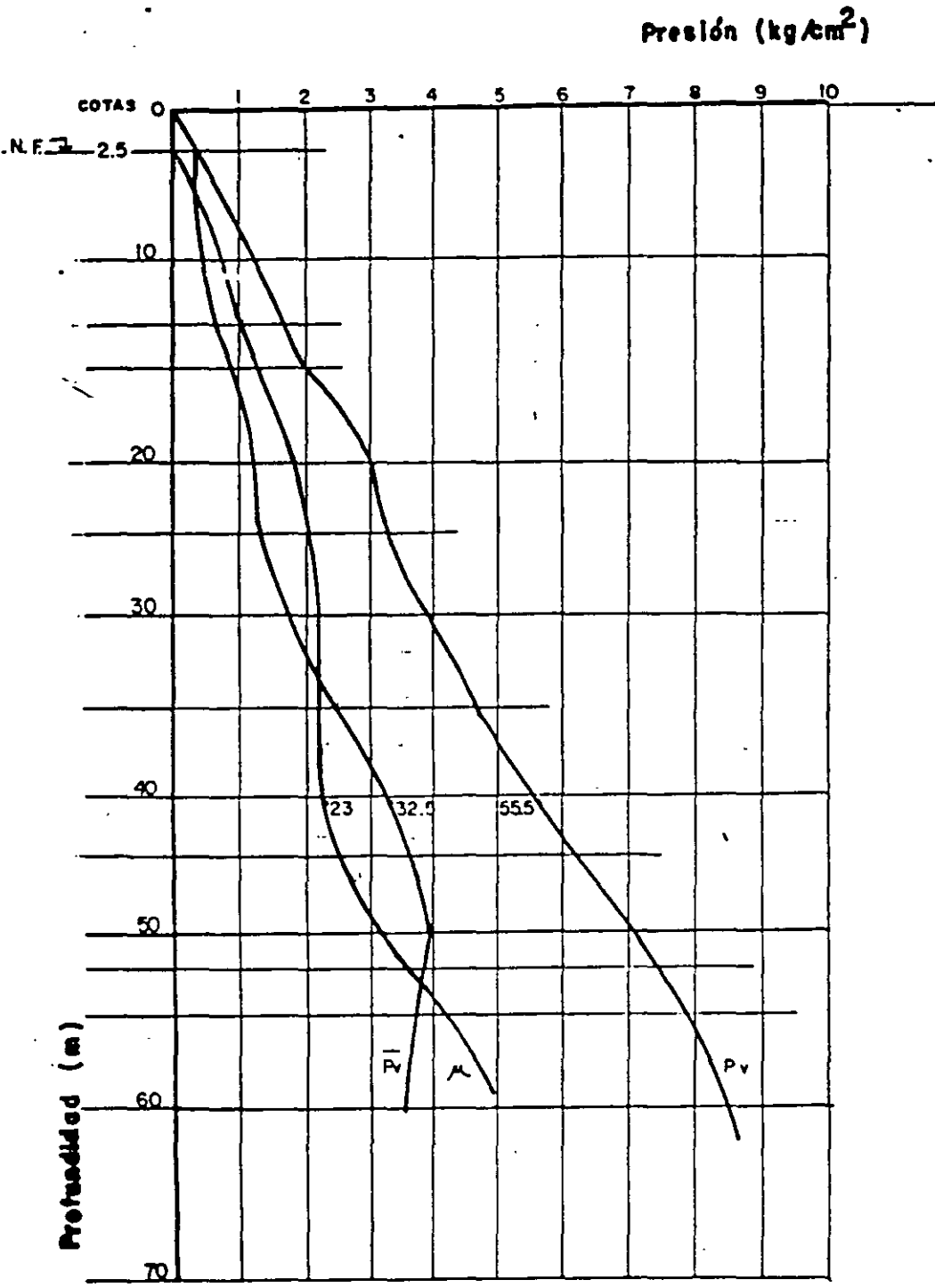


Fig. III.7.2. e





Variación de las presiones con las profundidades

*Pv = 1.0*  
*K = 1.0*  
*Pv = 1.0*

Fig.III.7.2.f

# CORTE ESTRATIGRAFICO SIMPLIFICADO

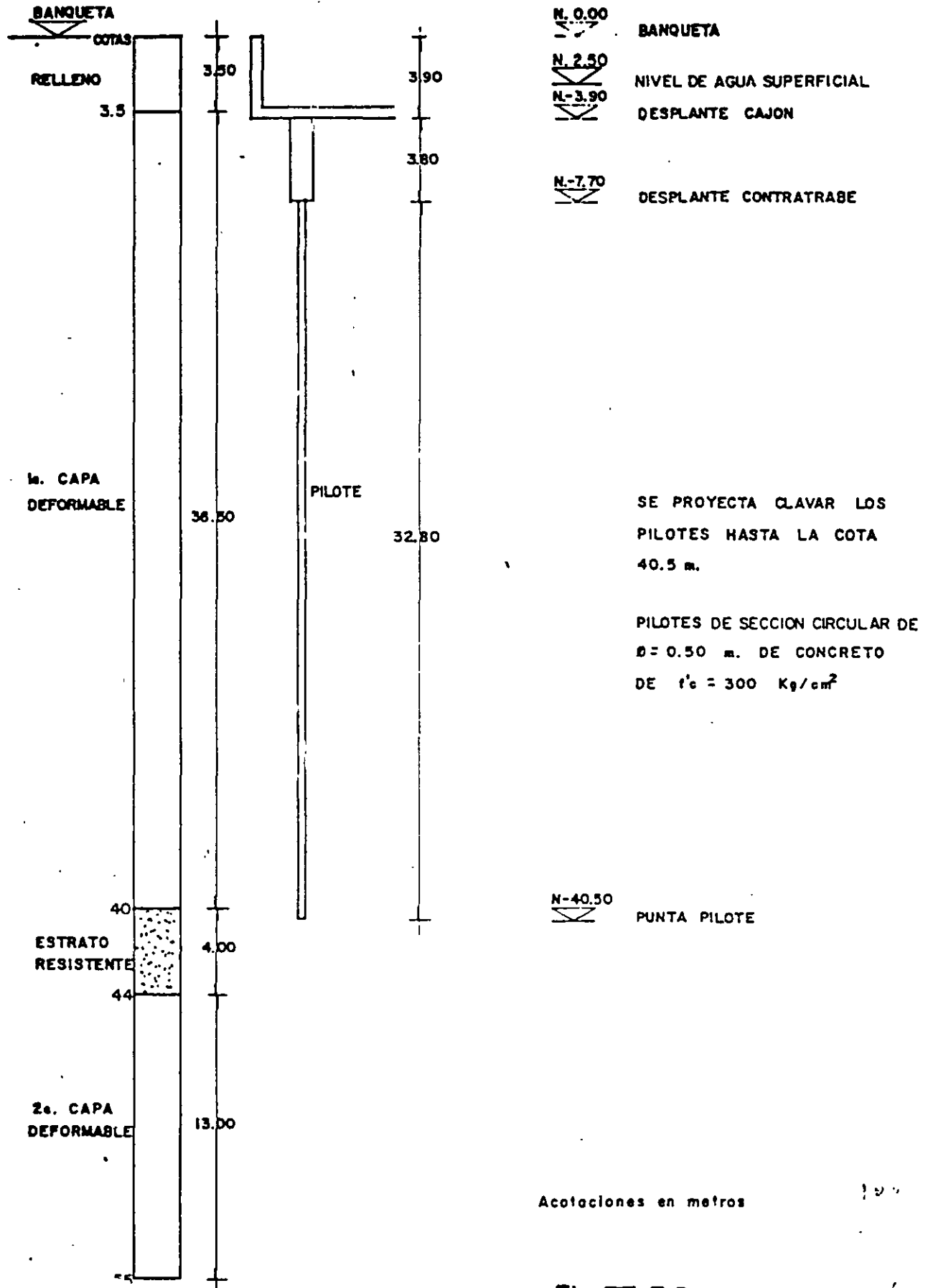
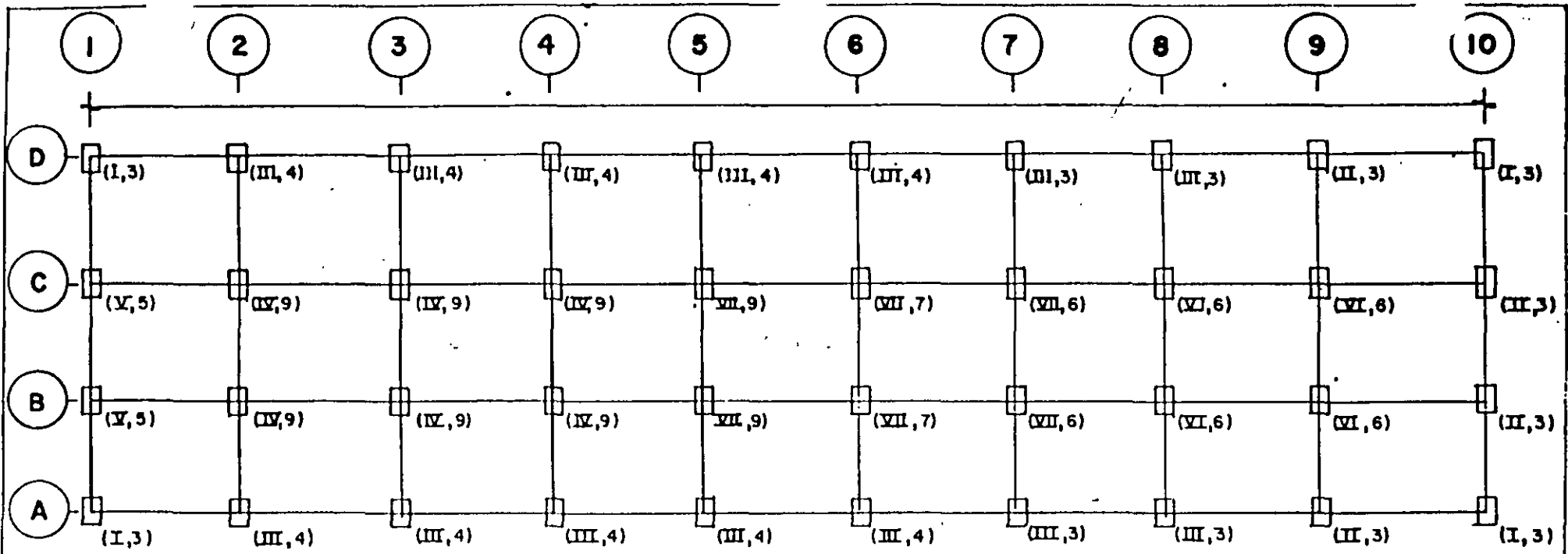


Fig. III.7.2.9.



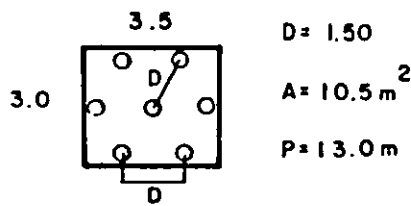
**Agrupamientos**

Tipo	## pilotes	Agrupamiento	## grupos	Total pilotes.
I	3		4	12
II	3		4	12
III	4		14	56
IV	9		6	54
V	5		2	10
VI	6		4	24
VII	7		6	42
				210

**Colocación**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D	I	III	III	III	III	III	III	III	II	I
C	V	IV	IV	IV	VII	VII	VII	VI	VI	II
B	V	IV	IV	IV	VII	VII	VII	VI	VI	II
A	I	III	III	III	III	III	III	III	II	I

(I,3)  
No. DE PILOTES  
TIPO DE CARGA



**Grupo VII**

Acotaciones en metros

Fig. III. 7.2 .h.

# HIPOTESIS DE AMPLIACION DE AREA DE APOYO.

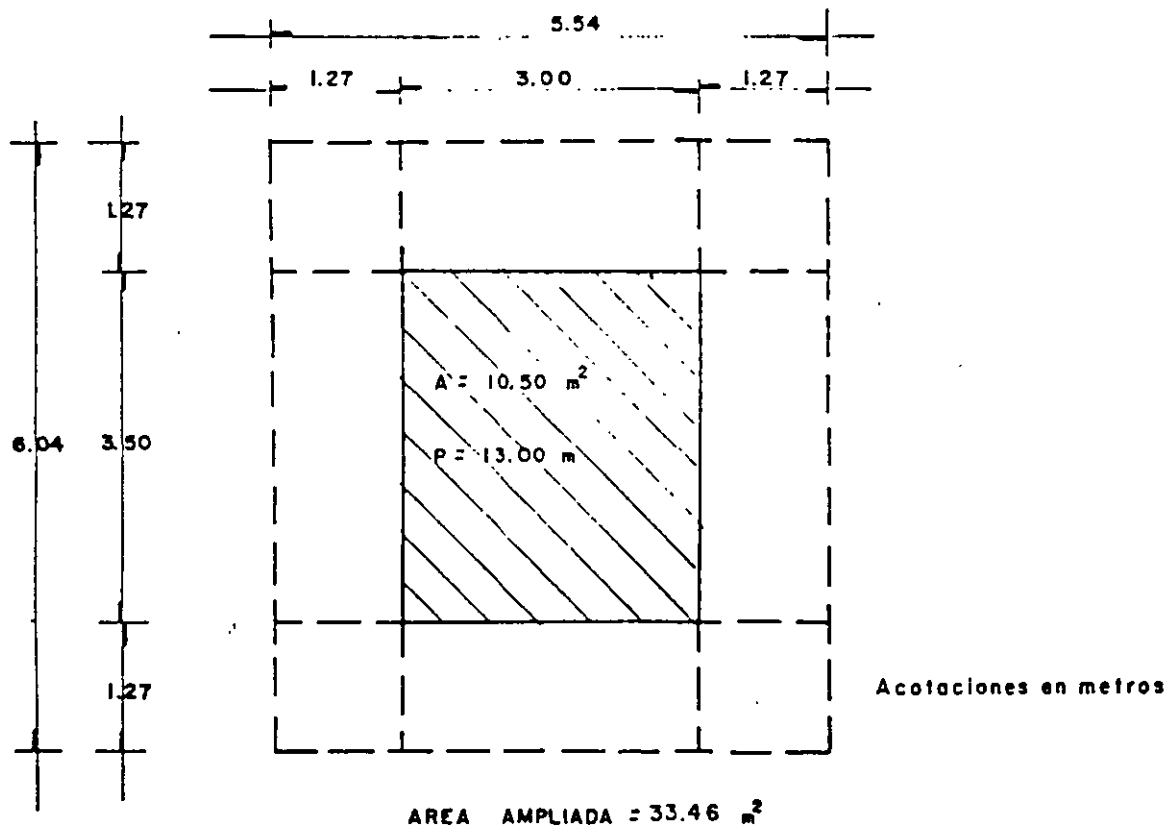
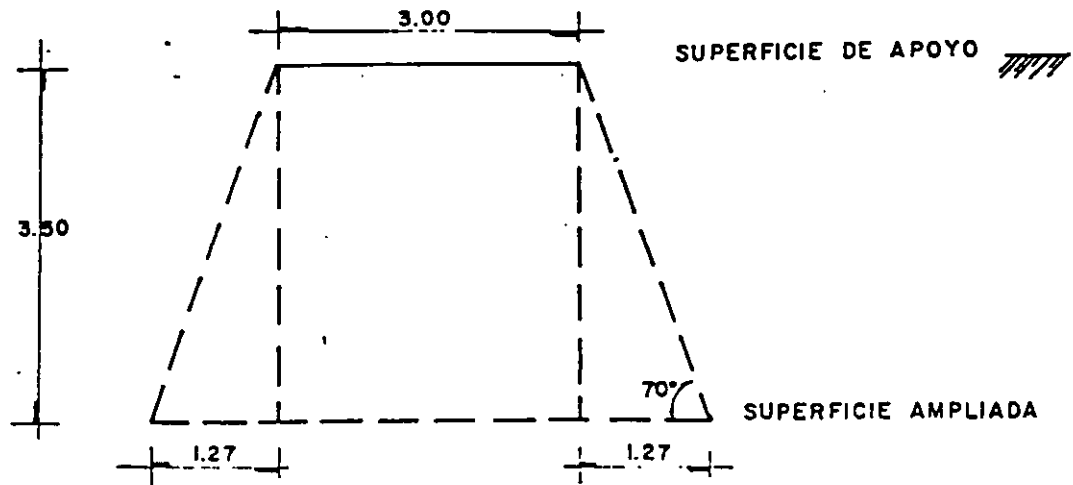


Fig. III. 7.2.i

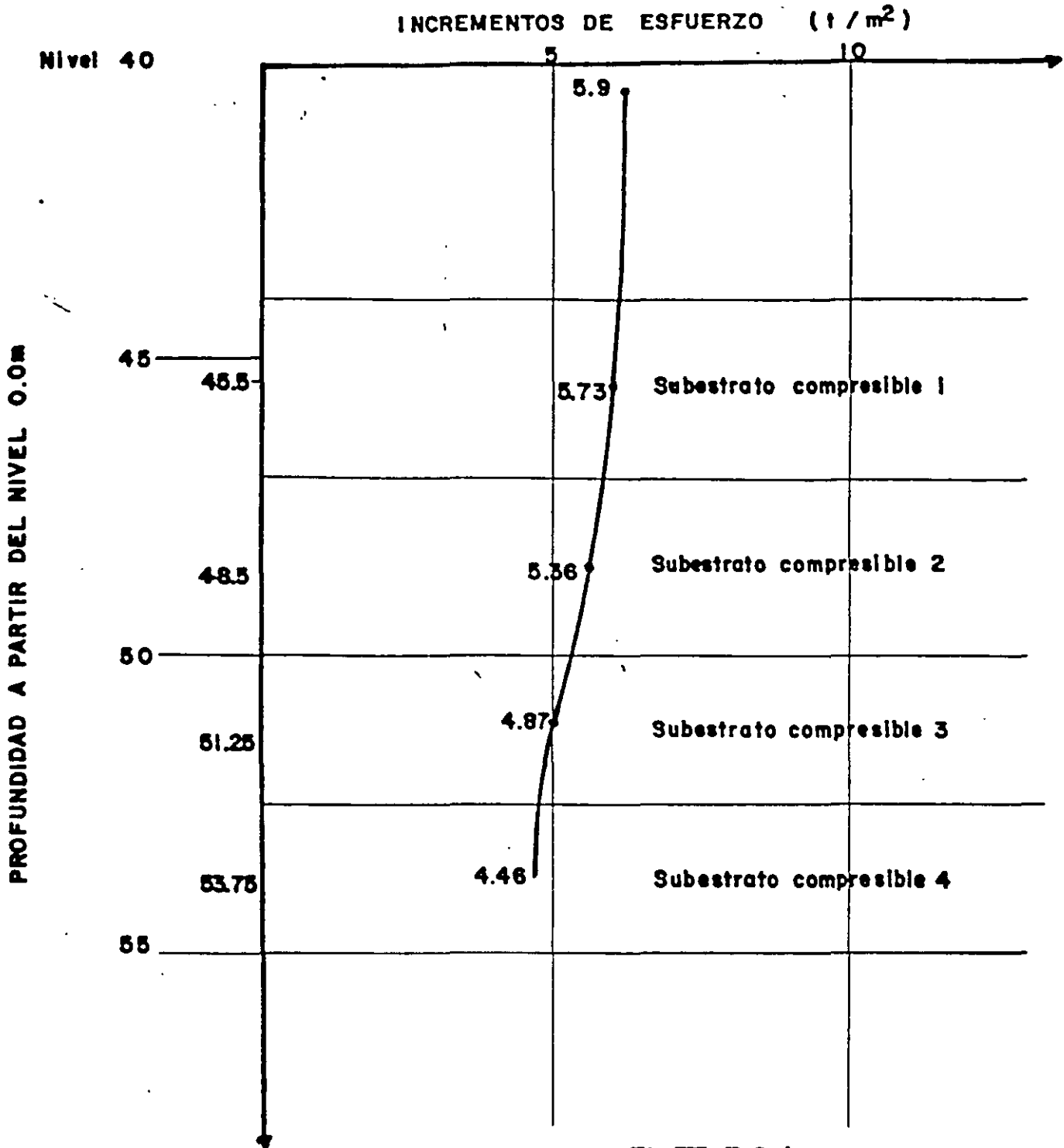


Fig III. 7.2. j

$z = 44.9 \text{ m}$

$w = 210 \%$

$e_0 = 5.9$

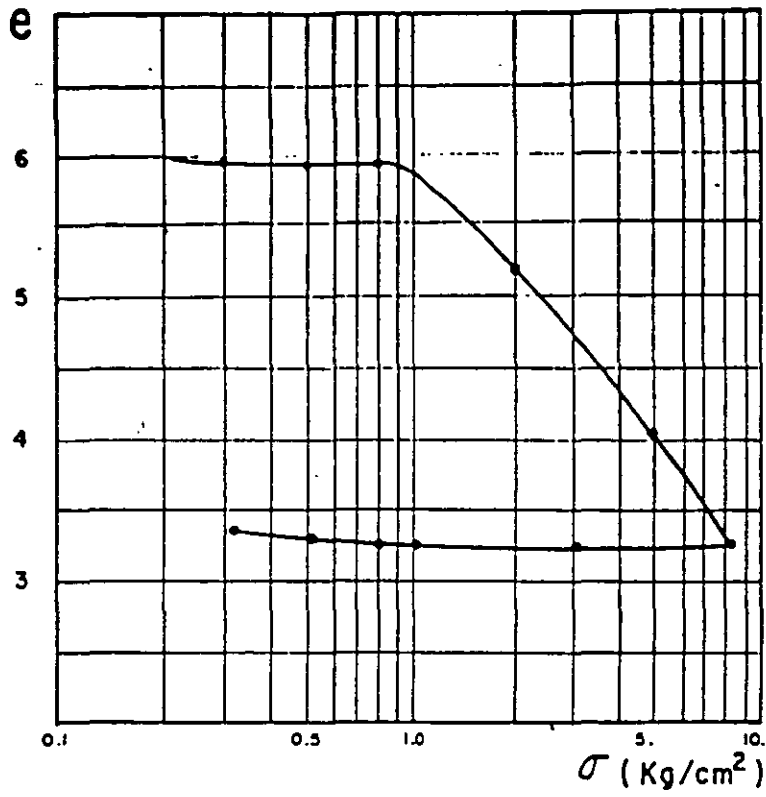


Figura. III.7.2.k

$z = 51 \text{ m}$

$w = 225 \%$

$e_0 = 5.2$

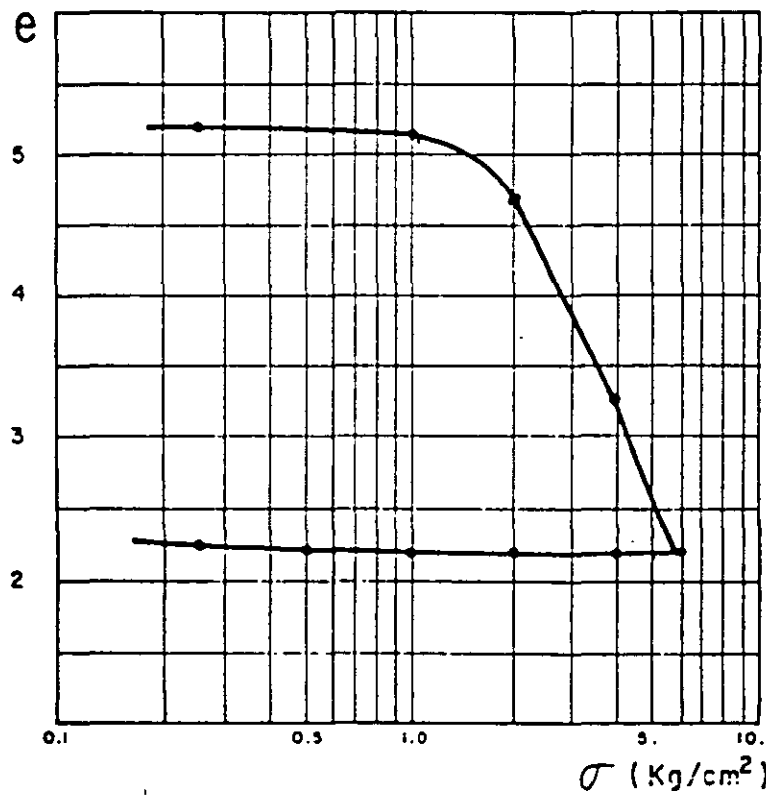
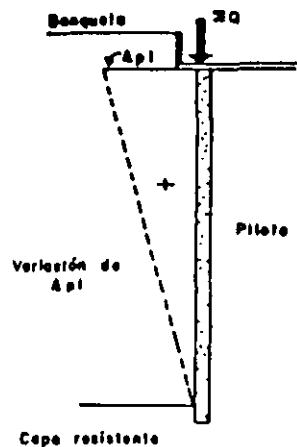


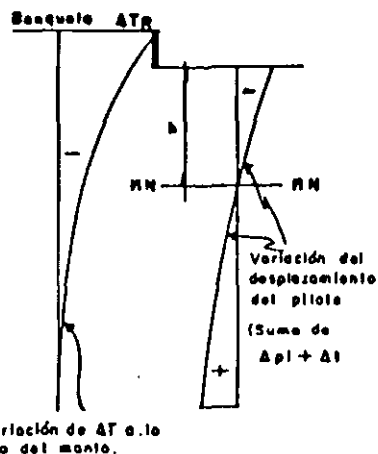
Figura. III.7.2.k'

Movimiento del suelo respecto al

pilote



(1)



(2)

Colocación de la carga en t=to:

$Q_0$  = Suma de los incrementos de carga.

$\Delta p_i$  = Desplazamiento del pilote respecto al terreno circundante, debido a la deformación de él por la carga e introducción en la cape resistente.

$\Delta p$  = Es positivo porque sostiene la  $Q_0$ .

Situación después de t=t1:

$\Delta T_t$  = Movimiento de la banqueta de la banqueta debido al asentamiento regional en el estrato del nivel de banqueta a la punta del pilote.

$\Delta T_z$  = Movimiento en el terreno en cada nivel Z debido al hundimiento regional.

$\Delta T$  = Es negativo porque su efecto se aumenta a  $Q_0$ .

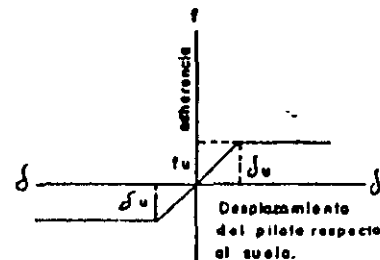
$\delta$  = Desplazamiento entre el pilote y el terreno (Suma de  $\Delta p_i$  y  $\Delta T$ ).

MN = Nivel neutro donde la adherencia es nula porque  $\Delta p_i = \Delta T$ .

Como  $\Delta T$  aumenta negativamente con el tiempo el nivel neutro puede bajar hasta la profundidad de la punta del pilote.

h = Longitud del pilote donde se ejerce la adherencia negativa que varía con el tiempo.

Relación entre el movimiento del pilote y la adherencia desarrollada



(3)

f = Adherencia lateral pilote-suelo.

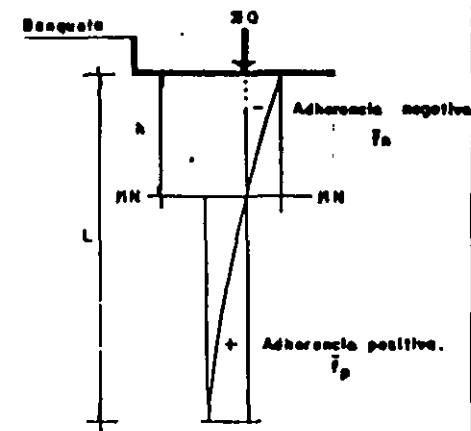
$\delta_u$  = Desplazamiento a partir del cual la adherencia es constante.

En la Ciudad de México menos de 3mm.

(Ver referencia 4 de las N.T.D.C.C.)

$f_u$  = Adherencia máxima suelo-pilote.

Fuerzas que se ejercen en el pilote.



(4)

$Q_0$  = Carga que debe soportar el pilote.

$T_n = f_n \cdot P_p \cdot h$  = Fuerza de adherencia negativa para el tiempo t, en toneladas.

f = Adherencia lateral pilote-suelo ( $t/m^2$ ).

$P_p$  = Perímetro del pilote en  $m^2$ .

h = Longitud del pilote donde la adherencia es negativa, en m.

$T_p = f_p \cdot P_p \cdot (L - h)$  = Fuerza de adherencia positiva, en toneladas.

L = Longitud del pilote, menos la parte que se introduce en la cape resistente, en m.

FIG. III, 3a (1,2,3,4).



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MÓDULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**NOTAS ELABORADAS POR EL M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**



APUNTES DE CIMENTACIONES  
8. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Agustín Deméneghi Colina\*

8.1 Nota preliminar

Se emplea una cimentación profunda cuando los estratos someros del subsuelo no tienen las características necesarias para soportar con seguridad las cargas que transmite una estructura, por lo que se hace necesario apoyar los cimientos en estratos profundos que tengan las condiciones necesarias para cumplir los requisitos de seguridad de una cimentación.

Las cimentaciones profundas más usuales para edificios son las pilas o pilotes, que son columnas que quedan dentro del subsuelo y que sirven para transmitir las cargas a estratos profundos. La diferencia entre pilas o pilotes estriba en el diámetro de su sección horizontal; en las primeras el diámetro es mayor o igual que un metro, mientras que los pilotes suelen tener un lado o diámetro menor o igual que 60 cm. Las pilas usualmente se construyen coladas en el lugar o con el procedimiento del "pozo indio"; los pilotes se pueden colar en el lugar o colarse en la superficie del terreno e hincarse a golpes con un martinete (pilotes precolados).

Anteriormente era común utilizar pilotes de madera hincados a golpes, pero actualmente se emplean pilotes de concreto reforzado o concreto presforzado, o pilotes de acero.

Un aspecto importante durante la construcción de pilas o pilotes consiste en verificar que estos elementos tengan una dirección lo más cercana posible a la vertical. Las Normas de Cimentaciones especifican que "la desviación de la vertical del pilote no deberá

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

ser mayor que  $3/100$  de su longitud para pilotes de capacidad de carga por punta y de  $6/100$  en los otros casos".

Generalmente se recomienda que la separación entre los centros de pilotes con un diámetro "d" en su cabeza no sea menor que  $2.5 d$ . Si la separación es menor, el levantamiento del suelo producido por el hincado de los pilotes puede ser excesivo, y el hincado de cada pilote puede desplazar o levantar a los elementos adyacentes. Por otra parte, una separación mayor que  $4 d$  puede ser muy costosa, por lo que la separación comúnmente oscila entre los límites anteriores (Terzaghi y Peck 1967).

El hincado de los pilotes ocasiona desplazamientos del estrato blando, y una expansión de la superficie del terreno, lo que produce un remoldeo del suelo y puede provocar daños a las estructuras colindantes. Para evitar esto, en ocasiones se hace una perforación previa en los estratos blandos, cuya área suele ser de  $1/2$  a  $2/3$  del área de la sección transversal del pilote; es común que esta perforación se suspenda uno o dos metros arriba del nivel de desplante de los pilotes.

Desde el punto de vista de trabajo físico de los pilotes, éstos se dividen en pilas o pilotes de punta, o pilotes de fricción. Los primeros transmiten las cargas de la estructura a un estrato profundo resistente, mientras que los pilotes de fricción no alcanzan un material resistente, quedando "embebidos" en los estratos blandos, por lo que su capacidad de carga la proporciona fundamentalmente la fricción que se genera sobre el área lateral del pilote.

Existen además pilotes de tipo especial que se emplean para ciertas condiciones particulares, como cuando se presenta hundimiento regional.

## 8.2 Pilas o pilotes de punta

El propósito de una cimentación a base de pilas o pilotes de punta es transmitir las cargas de la estructura a estratos profundos que reúnan las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad de la cimentación.

Consideremos un edificio cimentado sobre pilotes de punta, como el mostrado en la fig 8.1. Debido a que el conjunto de pilotes tiene una rigidez mucho mayor que la del terreno adyacente a la losa de cimentación, en esta clase de cimentación la carga total del edificio la toman los pilotes, y lo único que contribuye a la estabilidad de la cimentación es la subpresión de agua que se presenta en la losa de cimentación (fig 8.1).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales

$$\Sigma F_{\text{verticales}} = - W_{\text{ed}} - n W_{\text{pil}} + U + n C_{\text{pa}} = 0 \quad (8.1)$$

donde

$W_{\text{ed}}$  = peso total del edificio, incluyendo el cajón de cimentación, en toneladas

$W_{\text{pil}}$  = peso de un pilote, en toneladas

$U$  = subpresión de agua, en toneladas

$C_{\text{pa}}$  = capacidad de carga admisible por punta del pilote, en toneladas

$n$  = número de pilotes

De la ec 8.1 despejamos el número de pilotes

$$n = (W_{\text{ed}} - U) / (C_{\text{pa}} - W_{\text{pil}}) \quad (8.2)$$

La capacidad de carga admisible en la punta de un pilote se obtiene de la siguiente forma

$$C_{\text{pa}} = C_{\text{pd}} / FS + u a_p \quad (8.3)$$

siendo  $C_{pd}$  = capacidad de carga última en la punta del pilote  
 $C_{pd} = q_u a_p$  (8.4)  
 FS = factor de seguridad, el cual, después de que se han tomado en cuenta todos los factores que intervienen en la estabilidad de un pilote, no debe ser menor que 2 (Zeevaert 1973)  
 $u$  = presión hidráulica al nivel de desplante del pilote  
 $a_p$  = área de la sección transversal del pilote

Existen varias teorías para determinar la capacidad de carga última de un suelo  $q_u$  (en unidades de esfuerzo). Veremos en este inciso el criterio de Zeevaert.

Criterio de Zeevaert (1973)

La capacidad de carga última del terreno de cimentación está dada por

$$q_u = \alpha_1 ( c N_c + p'_v N_q ) (D_r + 0.1) \quad (8.5)$$

donde  $\alpha_1$  = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2  
 $c$  = cohesión del suelo  
 $p'_v$  = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote  
 $D_r$  = compacidad relativa del suelo  
 $N_c$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  del suelo

Los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  son función del desarrollo que alcanza la superficie de falla del suelo (fig 8.2). Si los pilotes se apoyan sobre la superficie de un estrato resistente (sin penetrar dentro de él), entonces  $\beta = 0$  y los factores valen:

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi/2) + \{ \exp [ (3\pi/2 - \phi) \tan \phi ] - 1 \} / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi$$

(8.6)

$$N_q = \exp [ (3\pi/2 - \phi) \tan \phi ] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.7)$$

Los pilotes pueden penetrar dentro del estrato resistente; Zeevaert hace la hipótesis de que el máximo desarrollo de la superficie de falla se alcanza para  $\beta = \phi$  (fig 8.2), en cuyo caso los factores  $N_c$  y  $N_q$  valen

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi / 2) + ( \exp [ (3\pi/2 + \phi) \tan \phi ] - 1 ) / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi \quad (8.8)$$

$$N_q = \cos^2 \phi \exp [ (3\pi/2 + \phi) \tan \phi ] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.9)$$

Las distancias  $x$  y  $y$  correspondientes al máximo desarrollo de la superficie de falla (fig 8.2) están dadas por

$$x = B \cos \phi \exp [ (3\pi/4 + \phi/2 ) \tan \phi ] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.10)$$

$$y = B \operatorname{sen} \phi \exp [ (3\pi/4 + \phi/2 ) \tan \phi ] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.11)$$

Por lo tanto, si los pilotes quedan apoyados sobre la superficie del terreno resistente, se emplean las ecs 8.6 y 8.7 . Si los pilotes penetran dentro del estrato resistente una distancia mayor o igual que "y" (dada por la ec 8.11), se usan las ecs 8.8 y 8.9 . Si los pilotes penetran una distancia menor que "y" , se interpola entre los casos anteriores.

Con frecuencia las operaciones de construcción de pilas o pilotes producen remoldeo del suelo blando alrededor de estos elementos, por lo que se presenta el fenómeno de fricción negativa, que consiste en que el terreno alrededor del pilote se desplaza hacia abajo, "colgándose" del mismo (fig 8.3). Este fenómeno también ocurre en las localidades donde existe hundimiento regional de la superficie del terreno, producido por la consolidación debida al bombeo del agua del subsuelo. La fricción negativa se suma a las acciones que obran sobre el pilote, reduciendo la capacidad de carga de éste, en la forma

siguiente

$$C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$$

Pero  $u = p_v - p'_v$

y  $q_d = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1)$

$\therefore C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$

$$C_{pd} = \alpha_1 c_u N_c (D_r + 0.1) a_p + [\alpha_1 N_q (D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p + p_v a_p - FN$$

Pero

$$\alpha_1 N_q [(D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p = \alpha_1 N_q [(D_r + 0.1)] p'_v a_p$$

$$\therefore C_{pd} = \alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) a_p + p_v a_p - FN \quad (8.12)$$

Para obtener la capacidad de carga admisible, el factor de seguridad se aplica al primer término del segundo miembro

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

siendo FN la fricción negativa que obra sobre el pilote.

Fricción negativa

Veremos a continuación el método simplificado de Zeevaert (1973) para valorar la fricción negativa. La transferencia de carga de suelo sobre pilote, en una altura dz de pilote, está dada por (fig 8.4)

$$[\partial(FN)/\partial z] dz = 2 \pi r s dz$$

Denominemos  $\omega$  al perímetro del pilote  $\omega = 2 \pi r \quad (8.14)$

$$\therefore d(FN) = \omega s dz \quad \text{y} \quad FN = \int_0^L \omega s dz \quad (8.15)$$

La resistencia al corte "s" está dada por

$$s = p_h \tan \phi_p \quad (8.16)$$

donde  $p_h$  = presión horizontal sobre el pilote  
 $\phi_p$  = ángulo de fricción interna entre suelo y pilote

Valuemos a continuación la presión horizontal en función de la cohesión "c", del ángulo " $\phi$ " y de la presión vertical  $p_v$ . Con el auxilio de la fig 8.5 se puede demostrar que

$$p_h = p_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) - 2 c \text{sen} \phi \cos \phi / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.17)$$

En la arcilla de la ciudad de México se ha observado (Zeevaert 1973) que el hincado de los pilotes produce un remoldeo del suelo que rodea al pilote, formándose un anillo de suelo alterado alrededor del pilote, en el que ocurre un incremento de presión hidráulica, el cual se disipa tan pronto como el agua fluye hacia el suelo circundante y hacia el propio pilote si éste está formado por madera o concreto; un delgado anillo de suelo perfectamente remoldeado se consolida con el tiempo y el suelo tiende a ganar resistencia con este proceso. El incremento de resistencia es máximo en la interfase entre el fuste del pilote y el suelo, donde se presenta el fenómeno de adherencia entre estos materiales. La resistencia al corte exhibe un valor mínimo a una distancia de aproximadamente  $r = 1.05 r_o$  a partir del centro del pilote, donde  $r_o$  es el radio del pilote. La arcilla remoldeada se comporta a largo plazo como un material puramente friccionante, con la siguiente ley de resistencia (Zeevaert 1973)

$$s = p'_h \tan \phi_p \quad \text{con} \quad c = 0$$

Haciendo  $c = 0$  en la ec 8.17

$$p'_h = p'_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$$

Por lo tanto  $s = p'_v [(1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)] \tan \phi_p$

Sean  $N'_\phi = (1 + \text{sen}^2 \phi) / (1 - \text{sen}^2 \phi)$

y  $K_\phi = \tan \phi_p / N'_\phi = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$  (8.13)

De la fig 8.5'  $p'_v = p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$\therefore s = K_\phi p'_v = K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v)$

Sustituyendo en la ec 8.15

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v) dz$$

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi p'_{v_0} dz - \int_0^L \omega K_\phi \Delta p'_v dz$$

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \quad (8.19)$$

La forma de la curva de  $p'_v$  es similar a la de una parábola (fig 8.6), por lo que la integral del segundo término del segundo miembro de la ec 8.19 vale aproximadamente

$$\omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \approx \Delta p'_v L / 3$$

Sustituyendo en la ec 8.19

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \Delta p'_v L / 3 \quad (8.20)$$

Pero  $FN = a' \Delta p'_v \quad \therefore \Delta p'_v = FN / a'$  (8.21)

siendo  $a'$  el área tributaria del pilote.

Sustituyendo la ec 8.21 en la ec 8.20

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi FN L / 3 a'$$



Despejando FN:

$$FN = ( \omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz ) / ( 1 + \omega K_{\phi} L / 3 a' ) \quad (8.22)$$

siendo

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p ( 1 - \text{sen}^2 \phi ) / ( 1 + \text{sen}^2 \phi ) \quad (8.23)$$

### EJEMPLO

Determinar la capacidad de carga admisible por punta de un pilote apoyado en el estrato 5 de la fig 8.7. El diámetro del pilote vale 0.4 m y su longitud es 15.4 m. El área tributaria del pilote  $a'$  vale  $3.0 \text{ m}^2$ . En el estrato resistente  $c_d = 3 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi_d = 40^\circ$ ,  $D_r = 0.85$ ; emplear un factor de seguridad  $FS = 2$ .

### Solución

a) Cálculo de la fricción negativa

Se emplean las fórmulas

$$FN = ( \omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz ) / ( 1 + \omega K_{\phi} L / 3 a' ) \quad (8.22)$$

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p ( 1 - \text{sen}^2 \phi ) / ( 1 + \text{sen}^2 \phi ) \quad (8.23)$$

La cantidad  $\int_0^L p'_{v_0} dz$  representa el área bajo el diagrama de presión vertical efectiva. De acuerdo con la tabla 8.1:  $\int_0^L p'_{v_0} dz = 51.67 \text{ t/m}$ .

$$\omega = 2 \pi r, \quad r = 1.05 r_0 = 1.05 (0.2) = 0.21 \text{ m}$$

$$\therefore \omega = 1.319 \text{ m}^2$$

Empleando un valor de  $\phi = \phi_p = 26^\circ$  en la arcilla remoldeada alrededor del pilote,  $K_\phi = 0.3305$

$$a' = 3 \text{ m}^2 \quad L = 15.4 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 8.22

$$FN = 10.83t$$

b) Capacidad de carga del pilote

La capacidad de carga admisible del pilote vale

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_d N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

$$a_p = \text{área del pilote} = 0.126 \text{ m}^2$$

$\alpha_1$  = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2

$c_d$  = cohesión del suelo en prueba drenada = 3 t/m<sup>2</sup>

$p'_v$  = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote =  $p'_{v0} - \Delta p'_v$

$$\Delta p'_v = FN / a' = 10.83 / 3 = 3.61 \text{ t/m}^2$$

$p'_{v0}$  = presión efectiva inicial al nivel de desplante del pilote = 4.83 t/m<sup>2</sup>

$$p'_v = 4.83 - 3.61 = 1.22 \text{ t/m}^2$$

$p_v$  = presión total al nivel de desplante del pilote = 19.23 t/m<sup>2</sup>

$D_r$  = compacidad relativa del suelo = 0.85

$N_c$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  del suelo

Para  $\phi = 40^\circ$  y  $\beta = 0$ , sustituyendo en las ecs 8.6 y 8.7

$$N_c = 95.63 \quad N_q = 81.24$$

Sustituyendo en la ec 8.12

$$C_{pa} = 19.33 \text{ t}$$

Cuando se tienen grupos de pilotes como el que se muestra en la figura 8.8, donde bajo el estrato resistente existen sedimentos de consistencia blanda, la capacidad de carga del grupo de acuerdo con Zeevaert puede calcularse con la expresión:

$$Q_{gu} = 1.82\alpha_1 (2L + D) \sum_1^n c_i \cdot \Delta l_i + 4 (B+L) \sum_0^D s_D \cdot \Delta z$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas queda:

$$W_a + (FN)_g = \frac{1}{(FS)_g} Q_{gu}$$

donde:

$W_a$ : peso efectivo de edificio  
 $(FN)_g$ : fricción negativa del grupo de pilotes.

de donde el factor de seguridad para el grupo de pilotes resulta:

$$(FS)_g = \frac{Q_{gu}}{W_a + (FN)_g}$$

### Pilotes de fricción

La capacidad de carga de pilas o pilotes de fricción se calcula de acuerdo con Zeevaert, mediante las siguientes expresiones:

$$FP = \frac{\omega \cdot \kappa_\phi}{1 - \frac{\omega \kappa_\phi}{3} \cdot \frac{d}{a}} \int_0^d \sigma_{0z} \cdot dz$$

esta expresión es semejante a la utilizada para calcular fricción negativa.

En suelos blandos como los de la ciudad de México, deberá verificarse que no se rebase la resistencia al esfuerzo cortante por fricción, de conformidad con lo que indica la figura 8.9. En tal caso la capacidad por fricción deberá calcularse con la expresión:

$$Q_{fu} = (FP)_x \int_0^d + \omega_2 \cdot \sum_{z=0}^d (0.3q_u) \cdot \Delta z + \sigma_{bd} \cdot a_p$$

donde:

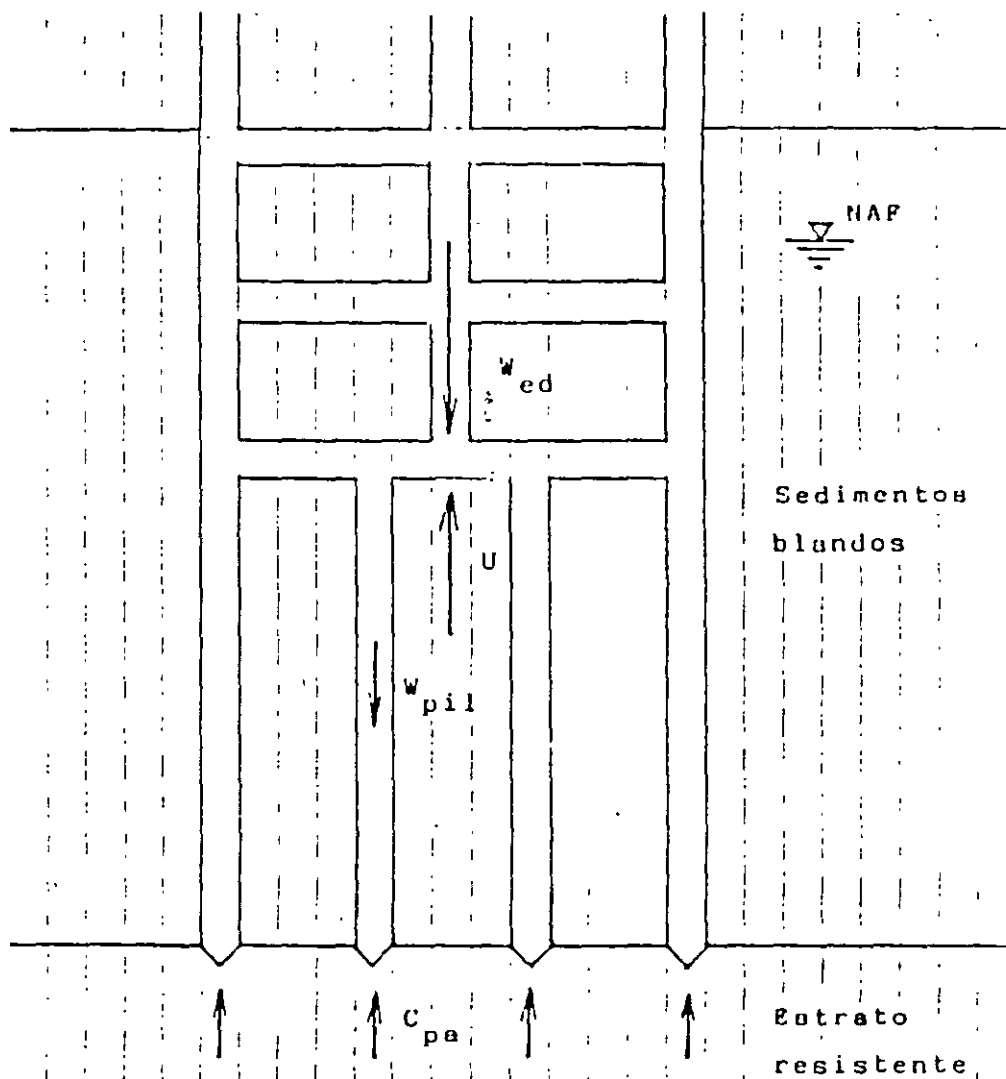
$q_u$ : resistencia en compresión simple  
 $\omega_2 = 1.1 (\Pi r_0)$   
 $a_p$ : área del pilote  
 $\sigma_{bd}$ : esfuerzo crítico de compresión al nivel de la punta del pilote.

De la misma manera que para grupos de pilotes de punta, en el caso de pilotes de fricción deberá revisarse la capacidad del grupo, según se muestra en la fig. 8.10, de acuerdo con la expresión.

$$Q_{gu} = 4(L+B) \sum_1^n c_i \cdot d_i + 3.64\alpha, L \sum_1^n s_{ui} \cdot \Delta t_i$$

y el factor de seguridad se calculará con

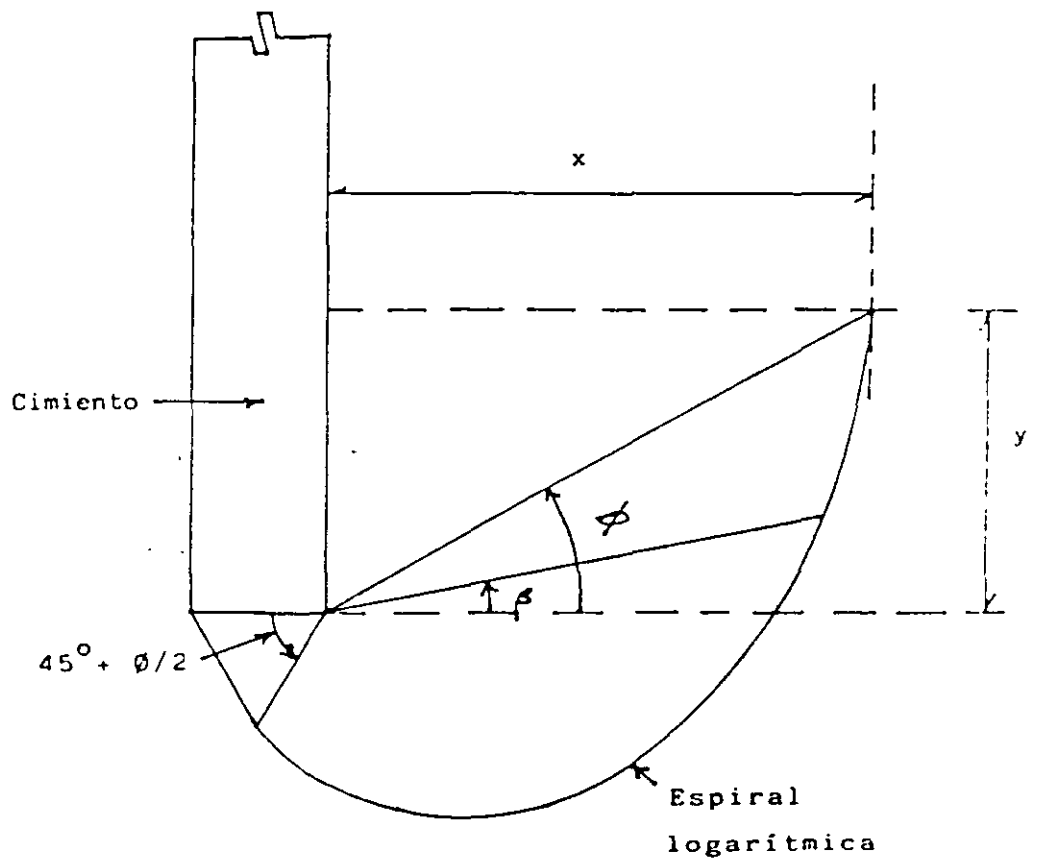
$$(FS)_{gu} = \frac{Q_{gu}}{W_a}$$



FUERZAS VERTICALES EN UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES

DE PUNTA

FIGURA 8.1



DESARROLLO DE LA SUPERFICIE DE FALLA EN UN CIMIENTO PROFUNDO CONTINUO

FIGURA 8.2

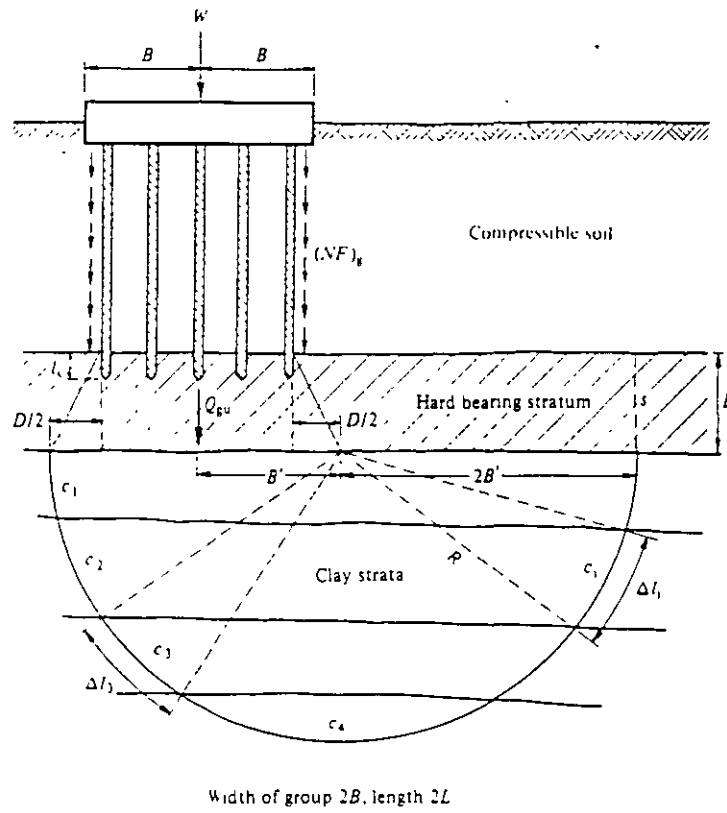


Fig 8 8 Grupo de pilotes apoyados en un estrato duro sobre un estrato de arcilla.

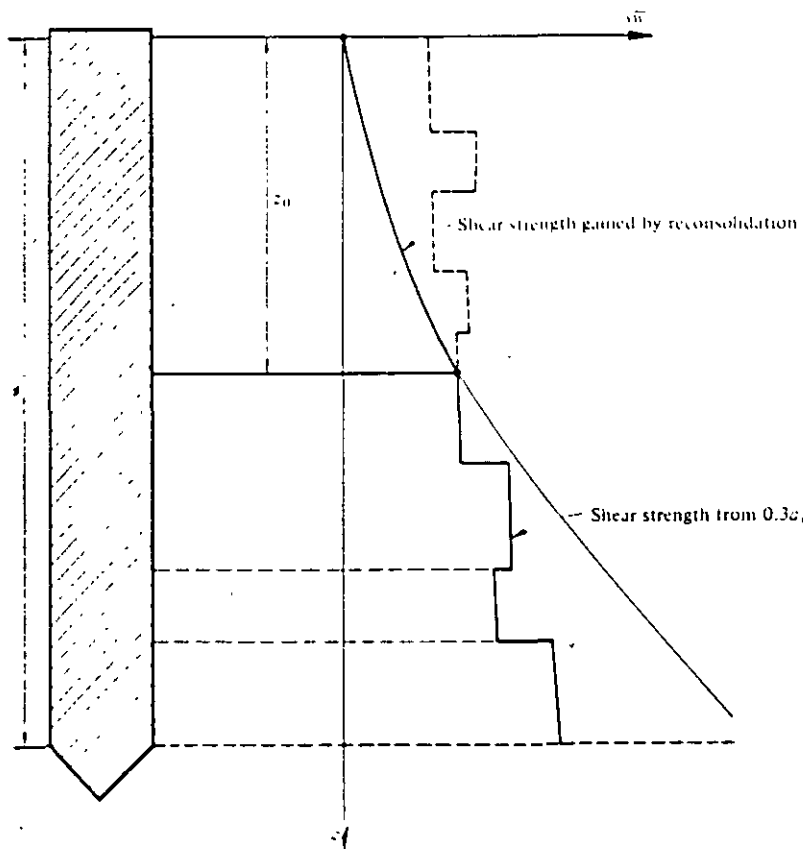


Fig 8 9 Distribución de la resistencia al esfuerzo cortante en arcilla a lo largo del fuste del pilote

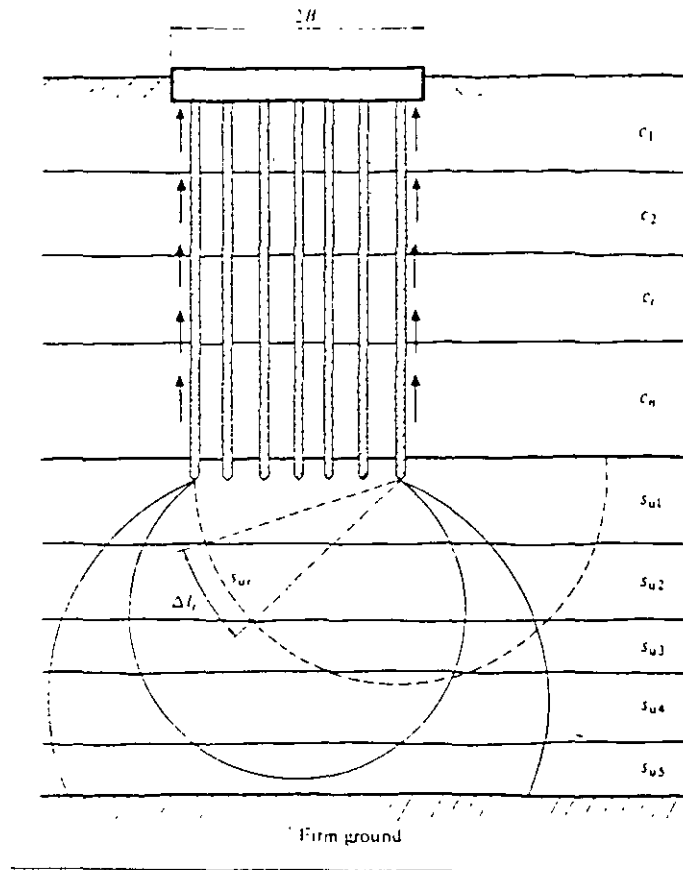


Fig 8 10 Capacidad de carga del grupo de pilotes de fricción





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**

## ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi Colina\*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en este al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando, la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (figura 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la figura 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por:

$$x_0 = a\Omega \operatorname{sen} \Omega t$$

La velocidad de la base vale  $\dot{x}_0 = a\Omega \cos \Omega t$

y la aceleración  $\ddot{x}_0 = -a\Omega^2 \operatorname{sen} \Omega t$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

Desplazamiento relativo  $y = aB_d \operatorname{sen}(\Omega t - \phi)$

Velocidad relativa  $\dot{y} = aB_v \cos(\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa  $\ddot{y} = aB_a \operatorname{sen}(\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2\right]^2 + \left[2\zeta \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)\right]^2}}$$

$$\Phi = \text{ang tan} \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

$\omega_1$  es la frecuencia circular del sistema  $\omega_1 = \sqrt{K/M}$

Los desplazamientos absolutos están dados por:

$$\text{Desplazamiento: } x = x_0 + y$$

$$\text{Velocidad: } \dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y}$$

$$\text{Aceleración: } \ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$$

Definimos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \ddot{x} / \max \ddot{x}_0$$

En la fig 3 se muestra la variación de  $f_a$  con el cociente  $T_1 / T$ , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico

Recordemos que los períodos están dados por

$$T_1 = 2 \pi / \omega_1 \text{ ( masa que vibra ) } \quad \text{y} \quad T = 2 \pi / \Omega \text{ ( base )}$$

Se observa en la figura 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente  $T_1 / T$  y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando  $T_1 / T$ ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor  $f_a$ . Para  $T_1 / T \rightarrow \infty$  la amplificación de la aceleración es nula

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor  $H$  como el indicado en la figura 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$X_0(t) = C \exp(i \Omega t) = C (\cos \Omega t + i \text{sen } \Omega t); \quad i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia  $\Omega$ .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación  $f_a = A(\Omega)$  como valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{(\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha) \operatorname{sen}^2 \beta} \text{-----} (1)$$

donde

$$\alpha = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[ 1 + (\eta\Omega/G)^2 - 1 \right] / \left[ 1 + (\eta\Omega/G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (2)$$

$$\beta = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[ 1 + (\eta\Omega/G)^2 + 1 \right] / \left[ 1 + (\eta\Omega/G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (3)$$

donde  $C_s = \sqrt{G/\rho}$  = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando.

$\eta$  = amortiguamiento del suelo blando

$\Omega$  = frecuencia circular natural de la base rígida

H = espesor del suelo blando

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

$\rho$  = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que  $\eta\Omega/G = 2\zeta$  sea una constante. Aplicando las ecuaciones 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

$\omega_n$  = frecuencia circular del modo "n" de vibrar.

$$\omega_n = (2n - 1) \pi \sqrt{(G/\rho)} / 2H = (2n - 1) \pi C_s / 2H$$

Para pequeños valores de  $(\eta\Omega/G)$ , la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta) \quad (5)$$

$\zeta$  = fracción del amortiguamiento crítico.

En la figura 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor  $H = 30.5$  m, con una velocidad de la onda cortante en el suelo blando  $C_s = 229$  m/s y un peso volumétrico del suelo  $\gamma = 2$  t / m<sup>3</sup>.

La función de amplificación se obtiene empleando las ecuaciones 1 a 3, considerando que  $\eta \Omega / G = 2 \zeta$ .

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide ó está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los " picos " de la función de amplificación ( figura 4 ), empleando las ecuaciones 4 y 5. En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCION AMPLIFICACION  $A(\omega_n)$

n	$\omega_n$	f	$T_{sn}$	$A(\omega_n)$
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.3	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H$$

$$f = \omega_n / 2 \pi$$

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta)$$

$$T_{sn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio, en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los periodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el período de vibración de la base firme coincide con el período natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo ( figura 4 ). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del suelo es de 20%. Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente  $T_{s1} / T_1$ , donde  $T_{s1}$  es el período natural de vibración del estrato blando y " T " es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo ( figura 1 ), los periodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4H \sqrt{(G/\rho)} / (2n-1); \quad n = 1, 2, \dots \quad (6)$$

$$n = 1, 2, \dots$$

donde

$\rho$  = masa específica del suelo.

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo.

El primer modo de vibrar, ó modo fundamental, se obtiene para  $n = 1$  :  $T_{s1} = 4H \sqrt{(\rho / G)}$

Para la estimación del periodo natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert ( 1973, 1980 )

El período de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale ( Normas de Sismo 1987 )

$$T_1 = \sqrt{T_0^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

donde

$T_0$  = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida ( este período se debe a la flexibilidad propia de la estructura ).

$T_x$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

$T_r$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Para el cálculo de los periodos de vibración anteriores, véase el Apéndice de las Normas de Sismo ( inciso A7, interacción suelo - estructura).

Una vez que se conocen los periodos de vibración del suelo  $T_{s1}$  y de la estructura  $T_1$ , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert ( 1980 ) para la determinación del factor de amplificación  $f_a$  ( figura 5 ), definido como el cociente de la máxima aceleración en

el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando.

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando  $T_1 / T_{s1}$ . Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el período natural de vibración del suelo con el período natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona, en la Ciudad de México, el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que " la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a " , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión :

$$a = ( 1 + 3 T / T_a ) C / 4 , , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo  $T = 0$  en esta expresión ( pues para  $T = 0$  la estructura vibra igual que la superficie del terreno ), por lo tanto  $a = C_s = C / 4$  en la superficie.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación ( artículo 206 del Reglamento ) :

Zona	Coeficiente Sismico c	Coeficiente $C_s$ ( superficie )	Aceleración ( superficie ) cm / s <sup>2</sup>
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 98 cm / s<sup>2</sup>.

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar " c " (Normas de Sismo, Apéndice) : en sitios en que se conozca el período dominante del terreno  $T_{s1}$ , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3.1 ( de esas Normas ), también se adoptará  $c = 0.4$  para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A : fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / ( 4 + T_{s1}^2 )$$

Vemos que el coeficiente sismico depende del período de vibración dominante del suelo  $T_{s1}$  .. Considerando que el coeficiente sismico en la superficie  $c_s = c / 4$  y que la aceleración en la superficie, en cm / s<sup>2</sup> , es igual a  $c_s$  por 980, en la figura 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período  $T_{s1}$  .

## EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características :

$$\text{Masa} = 217.5 \text{ t.s}^2 / \text{m}$$

$$\text{Peso} = 2133 \text{ t}$$

$$\text{Período de la estructura } T_o = 0.3 \text{ seg}$$

$$\text{Amortiguamiento en la estructura } \xi_o = 5 \%$$

$$\text{Período por rotación } T_r = 0.76 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento en el terreno de cimentación } \xi_r = 15 \%$$

$$\text{Período por traslación } T_x = 0.22 \text{ s.}$$

$$\text{Período del terreno de cimentación } T_{s1} = 2.4 \text{ s}$$

El periodo acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

Obtenemos el cociente  $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la figura 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980) .

$$\xi_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_o g_r ( T_1 )^2 / ( g_o T_r^2 + g_r T_o^2 )$$

$$\text{donde } T_1 = \sqrt{ T_o^2 + T_r^2 } = 0.817 \text{ s}$$

$$g_o = 1 - \xi_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \xi_r^2 = 0.9775$$

$$\text{Sustituyendo } g_1 = 0.98 \quad \xi_1 = 0.141$$

Es decir el sistema tiene un amortiguamiento de 14.1 %.

Entrando al espectro para diseño sísmico ( figura 5. Zeevaert 1980 ), se obtiene un factor de amplificación  $f_a = 1.9$  .

Considerando una aceleración en la superficie de  $98 \text{ cm} / \text{s}^2$ , la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dado por  $(98) ( 1.9 ) = 186 \text{ cm} / \text{s}^2$  .



## REFERENCIAS

- Newark, N M y Rosenbleuth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986.
- Roesset, J M, " Fundamentals of soil amplification " , Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969.
- Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.
- Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980.

Tabla A7.1 \*\* Valores de  $K_x$ ,  $K_r$  y  $K_v$

En la zona II

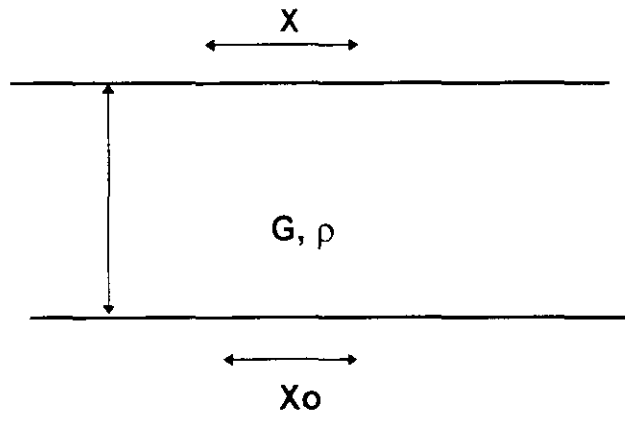
Profundidad de desplante (1)	$K_x$	$K_r$ (2)	$K_v$ Losa	$K_v$ Zapata
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_x^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

- 1 Para profundidades de desplante intermedias entra 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.
- 2 Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $K_r$  infinita.
- 3 Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tiene menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.
- 4  $K_p$  se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan al resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

\*\* Tomado de la Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 5 de noviembre 1987



Terreno firme

Fig. 1

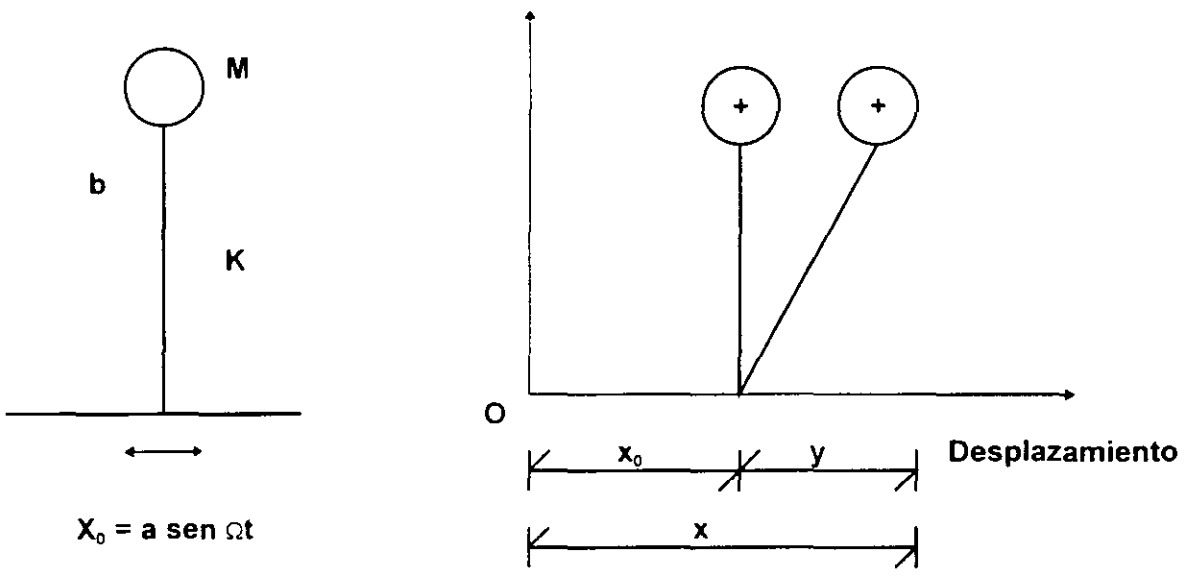


Fig. 2

### VARIACION DEL FACTOR DE AMPLIFICACION

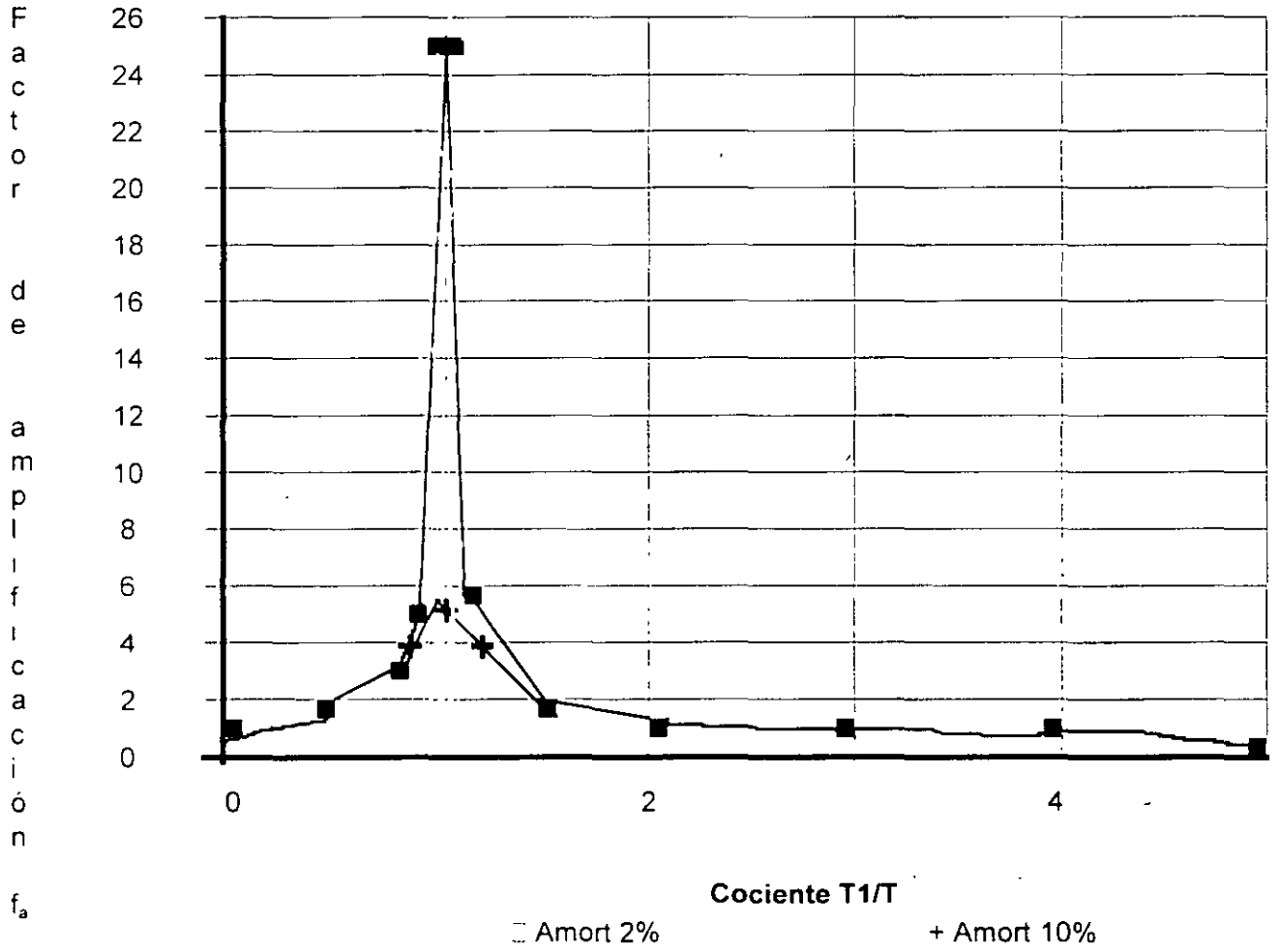


FIGURA 3

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIACIÓN  
AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

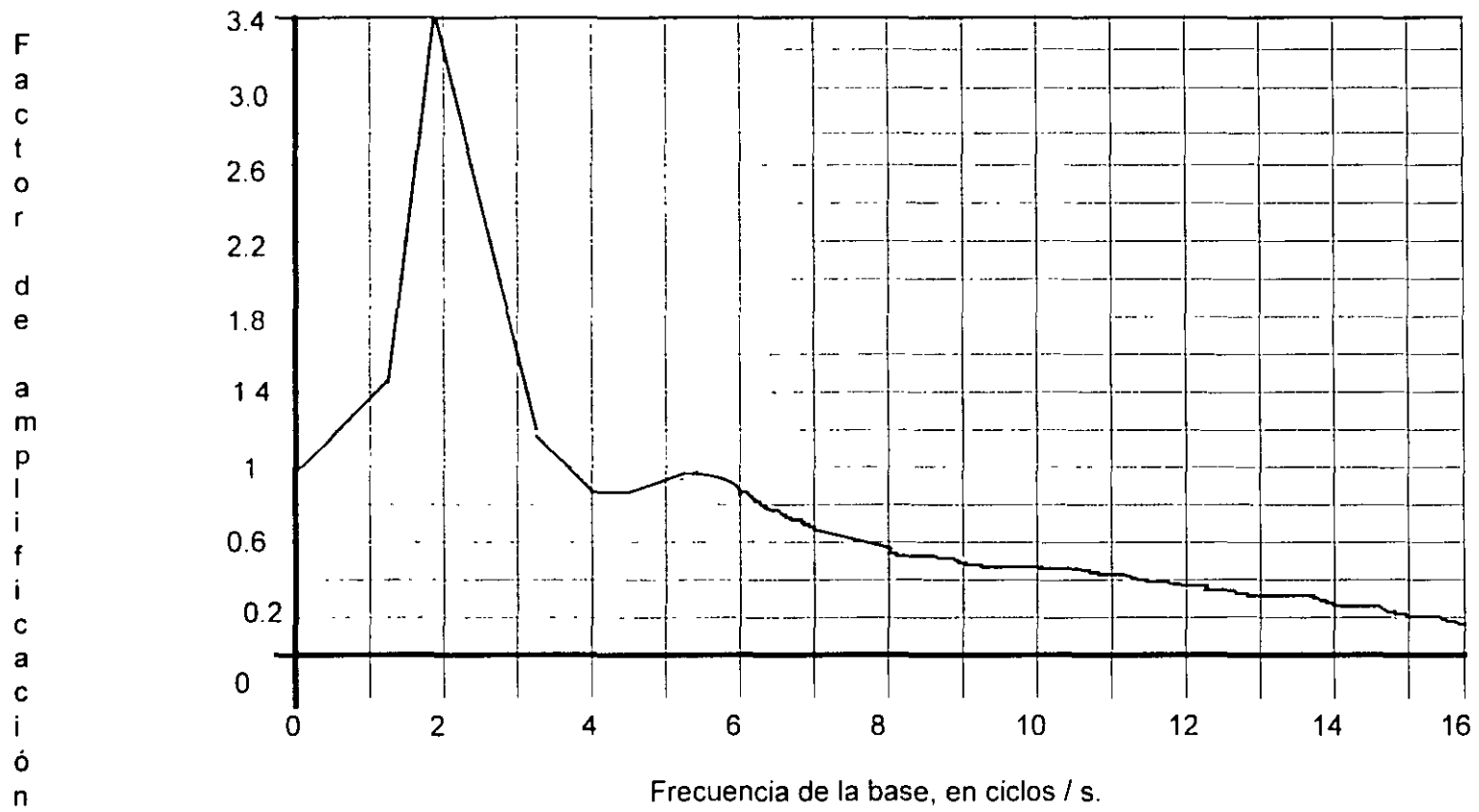
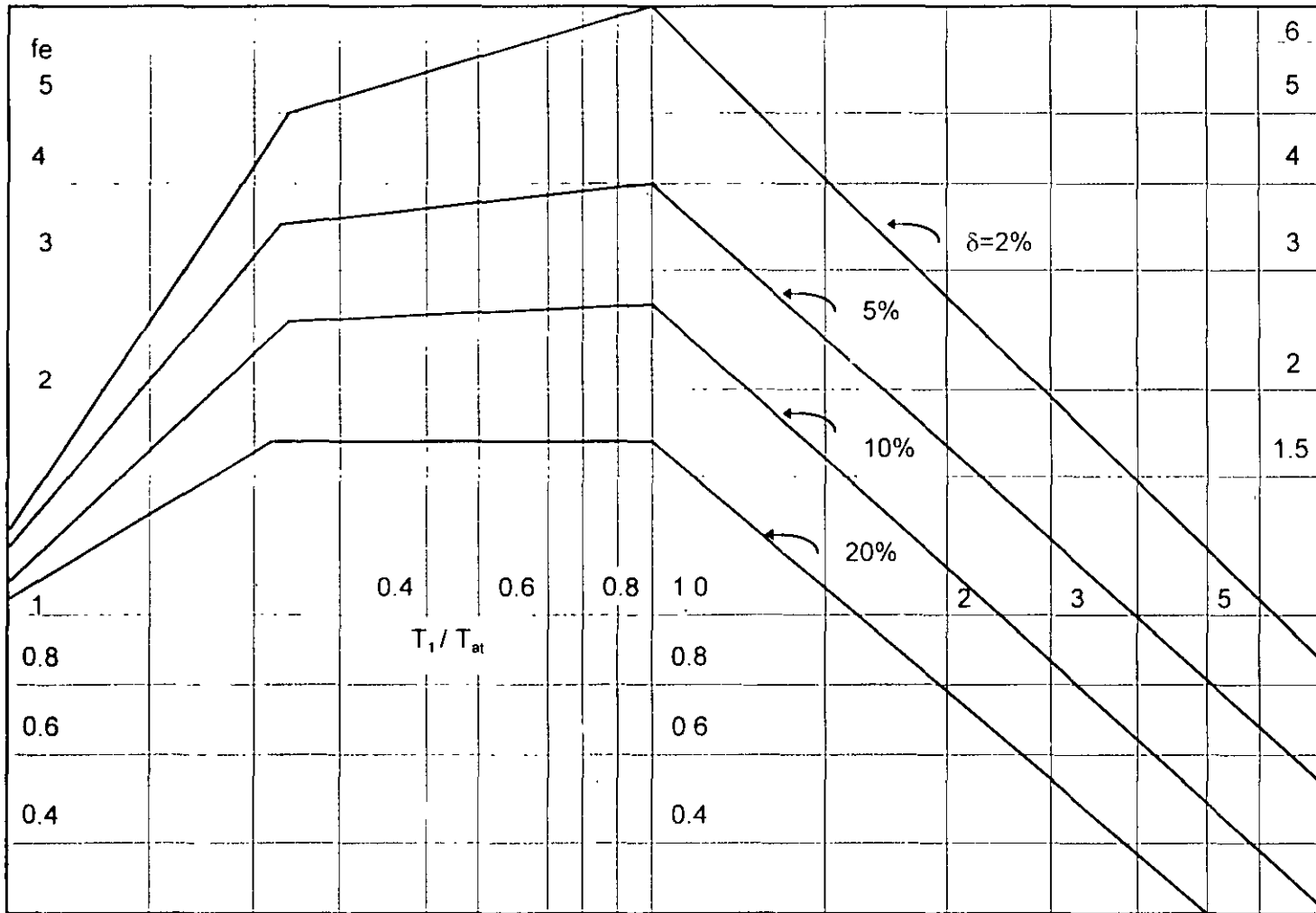
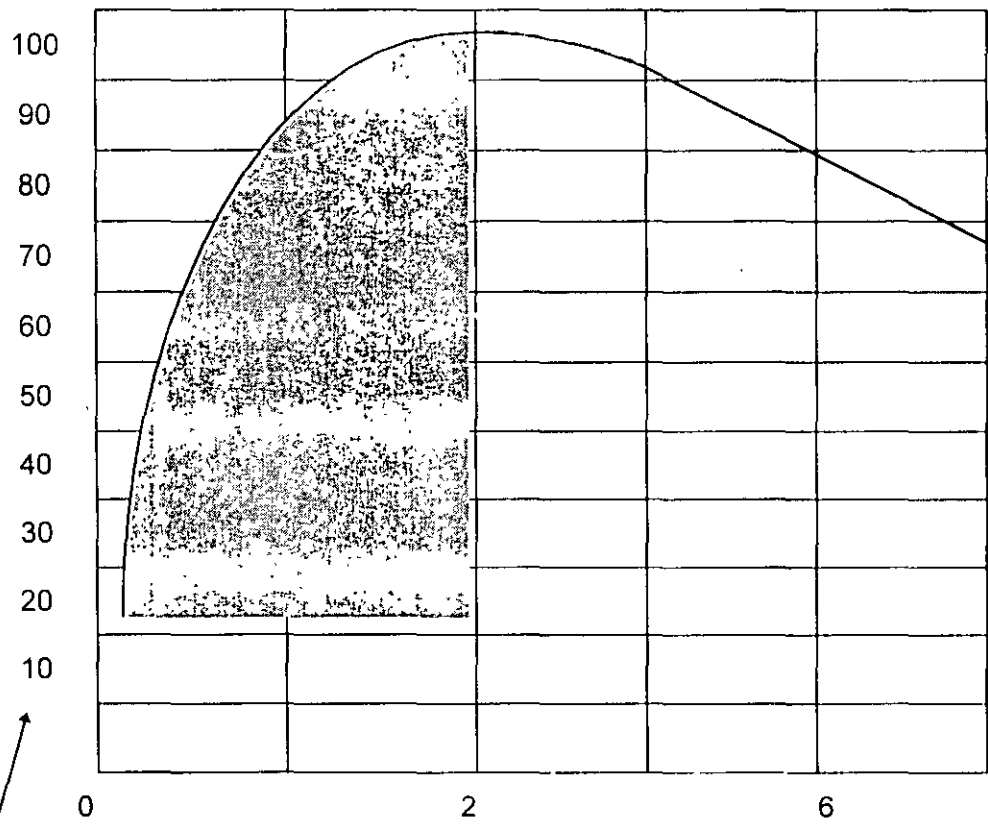


FIGURA 4



Espectro envolvente para diseño sísmico. (Zeevaert 1980)

FIG. 5



Periodo dominante del suelo, segundos

Figura 6

Aceleración del terreno natural, cm/s<sup>2</sup>



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MÓDULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES DE ACUERDO CON EL RCDF  
(AYUDAS DE DISEÑO)**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**



I N T R O D U C C I O N

A Y U D A S D E D I S E Ñ O

# VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

## ESTADOS LIMITE DE FALLA

### PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS EN SUELOS FRICCIONANTES:

$$\frac{\sum Q F_e}{A} < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v$$

donde:

$\sum Q F_e$ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

$\bar{p}_v$ : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m<sup>2</sup>.

$N_q$ : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del material.

$\gamma$ : peso volumétrico del suelo en ton / m<sup>3</sup>

$B$ : ancho de la cimentación en m.

$N_\gamma$ : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

$F_R$ : factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las NTCDCRDF 1987.

$p_v$ : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m<sup>2</sup>.

## VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

### ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \frac{\sum_0^H [ \Delta e / (1 + e_0) ] \Delta z}{1}$$

donde:

- $\Delta H$ : asentamiento de un estrato de espesor  $H$ .
- $e_0$ : relación de vacíos inicial . . .
- $\Delta e$ : variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.
- $\Delta z$ : espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

## CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

### ESTADOS LIMITE DE FALLA

( 1 )

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

**- Para suelos friccionantes:**

$$C_p = [ \bar{p}_v N_q^* F_R + p_v ] A_p$$

donde :

$C_p$  : capacidad por punta [ ton ] .

$\bar{p}_v$  : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes [ ton / m<sup>2</sup> ]

$N_q^*$  : coeficiente de capacidad de carga definido por :

$$N_q^* = N_{\min} + L_e ( N_{\max} - N_{\min} ) / [ 4B \tan ( 45^\circ + \phi / 2 ) ]$$

cuando :  $L_e / B \leq 4 \tan ( 45^\circ + \phi / 2 )$  ,

o bien :  $N_q^* = N_{\max}$

cuando :  $L_e / B \geq 4 \tan ( 45^\circ + \phi / 2 )$  .

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°
N <sub>máx</sub>	12.5	26.0	55.0	132.0	350.0
N <sub>mín</sub>	7.0	11.5	20.0	39.0	78.0

( CONTINUA EN DOCUMENTO 2 ) →

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

## CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

← ( PROVIENE DE DOCUMENTO 1 )

### ESTADOS LIMITE DE FALLA

( 2 )

- FR: *factor de resistencia igual a 0.35 .*
- p<sub>v</sub>: *presión vertical total debida al peso del suelo  
a la misma profundidad [ ton / m<sup>2</sup> ] .*
- A<sub>p</sub>: *área transversal de la pila o del pilote  
[ ton / m<sup>2</sup> ] .*

# CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

## ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + p_v] A_p$$

donde:

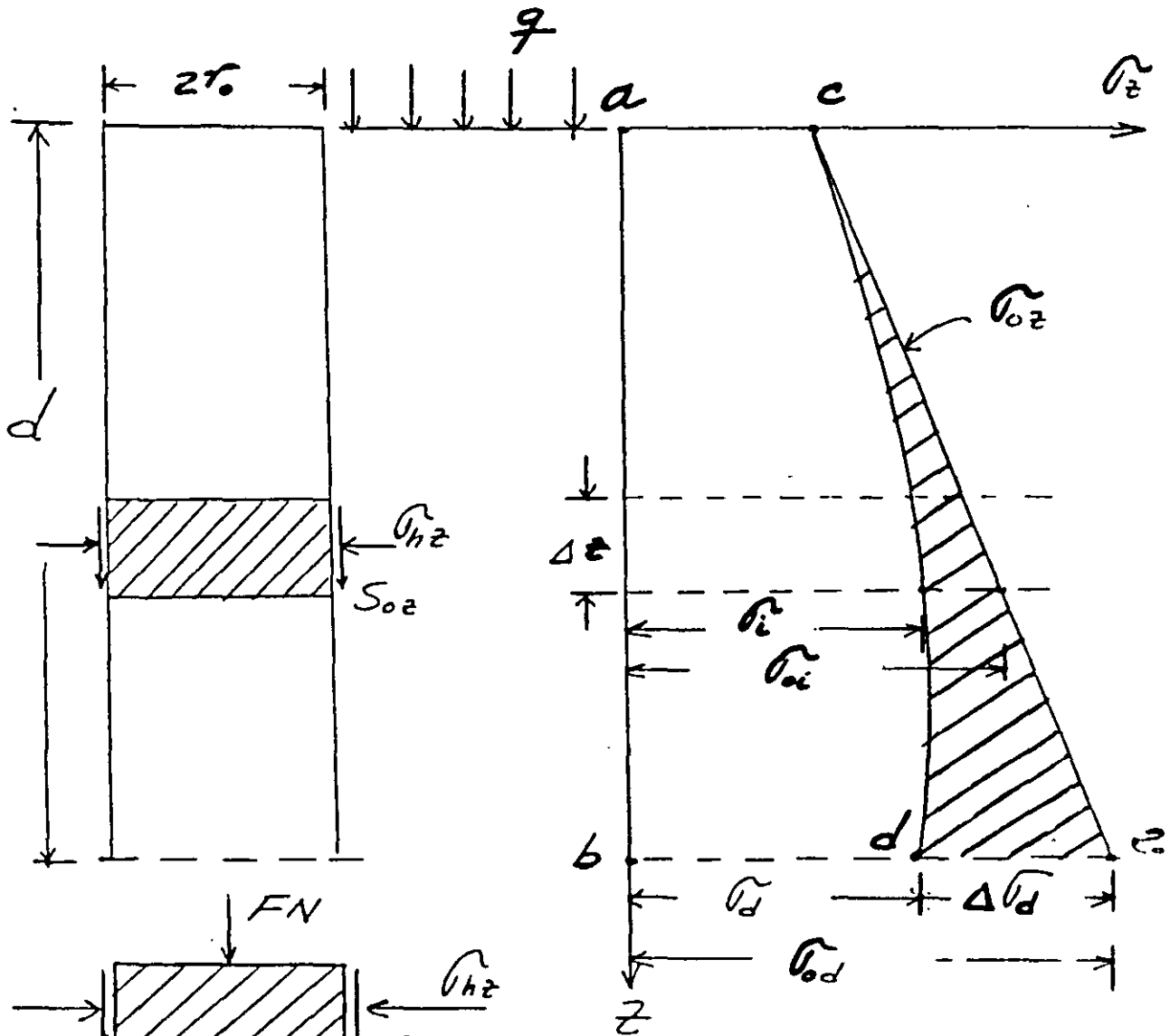
- $C_p$ : capacidad por punta [ ton ] .  
 $C_u$ : cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU [ ton / m<sup>2</sup> ] .  
 $N_c^*$ : coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente :

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

- $F_R$ : factor de resistencia igual a 0.35 .  
 $p_v$ : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes [ ton / m<sup>2</sup> ] .  
 $A_p$ : área transversal de la pila o del pilote [ m<sup>2</sup> ] .

# CRITERIO DE ZEEVAERT.

## FENÓMENO DE FRICCIÓN NEGATIVA



$$FN + \frac{\partial FN}{\partial z} dz$$

POR EQUILIBRIO PLÁSTICO.

$$\frac{\partial FN}{\partial z} dz = \frac{2\pi r \cdot S_{0z} dz}{w} (1)$$

HACIENDO  $\bar{\omega} = 2\pi\bar{r}_0$ , SE TIENE:

$$(FN)_d = \bar{\omega} \int_0^d S_{0z} dz \quad (2)$$

POR OTRA PARTE,  $S_{0z} = K_\phi (\sigma_{0z} - \Delta\sigma_z)$  (3)

DONDE  $K_\phi = \frac{\tan \phi_r}{N_\phi}$ , SIENDO

$$N_\phi = \frac{1 + \sin^2 \phi_r}{1 - \sin^2 \phi_r}$$

$$(FN)_d = \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \sigma_{0z} dz - \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \Delta\sigma_z dz \quad (4)$$

$\int_0^d \sigma_{0z} dz$ : ÁREA DE ESFUERZOS INICIALES (abec)

$\int_0^d \Delta\sigma_z dz$ : ÁREA DE ALIVIO DE ESFUERZOS, SE PUEDE CALCULAR DE MANERA APROXIMADA COMO:  $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d \cdot d$

POR LO TANTO:

$$(FN)_d = \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \sigma_{0z} dz - \bar{\omega} K_\phi \left( \frac{1}{3} \Delta\sigma_d \cdot d \right) \quad (5)$$

LLAMANDO  $\bar{a}$  EL ÁREA TRIBUTARIA EFECTIVA Y SUPONIENDO QUE ÉSTA ES CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD,

$$\bar{a} = \pi (nr_0)^2, \text{ POR LO TANTO.}$$



$$\Delta \bar{v}_d = \frac{(FN)_d}{\bar{a}} \quad (6)$$

SUBSTITUYENDO (6) EN (5), SE OBTIENE

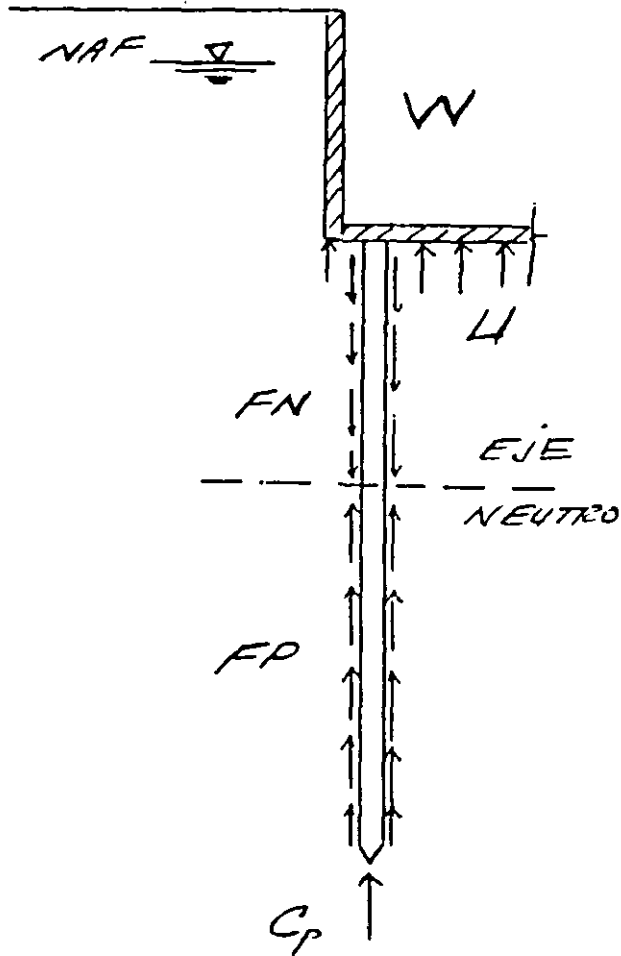
$$(FN)_d = \frac{\bar{\omega} K_\phi}{1 + \frac{\bar{\omega} K_\phi}{3} \frac{d}{\bar{a}}} \int_0^d \bar{v}_{0z} dz$$

PARA PILOTES Y PILAS AISLADAS:

$$\bar{a} = \pi (12r.)^2$$

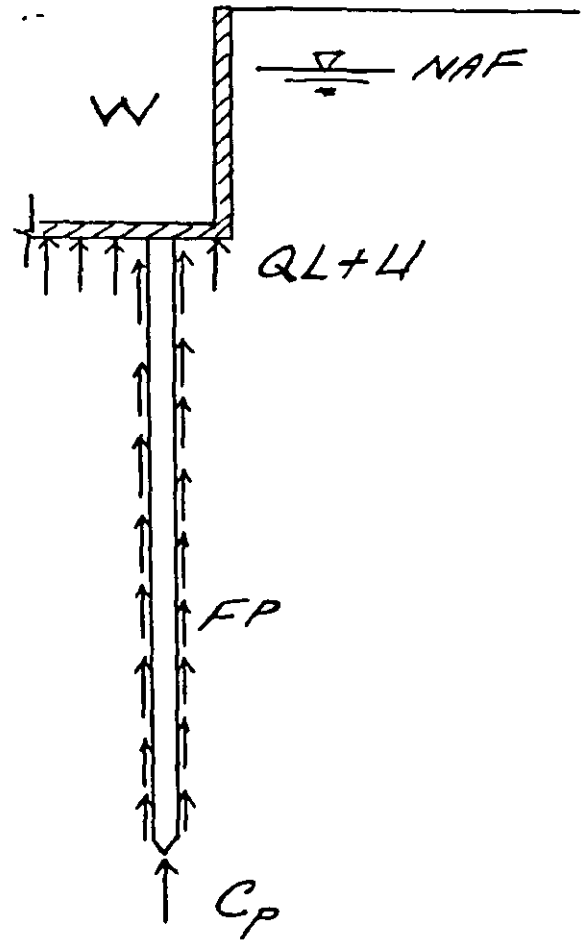
CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.

SOLICITACIONES SOBRE PILOTES HINCADOS EN UN ESTRATO EN PROCESO DE CONSOLIDACION.



DISEÑO EN TÉRMINOS DE CAPACIDAD DE CARGA.

$$W + FN = FP + C_p + U$$



DISEÑO EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES.

$$W = QL + FP + C_p + U$$

## CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

### ESTADOS LIMITE DE FALLA

*Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:*

$$\underline{\Sigma Q F_e} < R$$

donde:

- $\Sigma Q F_e$ : *suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.*
- $R$ : *capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación.*

## CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN

### ESTADOS LIMITE DE FALLA

*La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, se calculará como:*

$$C_f = A_L f F_R$$

donde:

- $C_f$ : capacidad por adherencia [ ton ] .  
 $A_L$ : área lateral del pilote [  $m^2$  ] .  
 $f$ : adherencia lateral media pilote-suelo [  $ton / m^2$  ] .  
 $F_R$ : factor de resistencia calculado por medio de:

$$F_R = 0.7 \left( 1 - \frac{s}{2} \right)$$

*siendo  $s$  la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.*

# ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

## ESTADOS LIMITE DE FALLA ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS

*La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:*

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

donde :

- $p_v$  : presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, dada en [ ton / m<sup>2</sup> ] .
- $q F_c$  : sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga, dadas en [ ton / m<sup>2</sup> ] .
- $C_u$  : cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, en [ ton / m<sup>2</sup> ] .
- $N_c$  : coeficiente de capacidad de carga dependiente de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y  $D_f$  su profundidad.
- $F_R$  : factor de resistencia igual a 0.6 . Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7 .

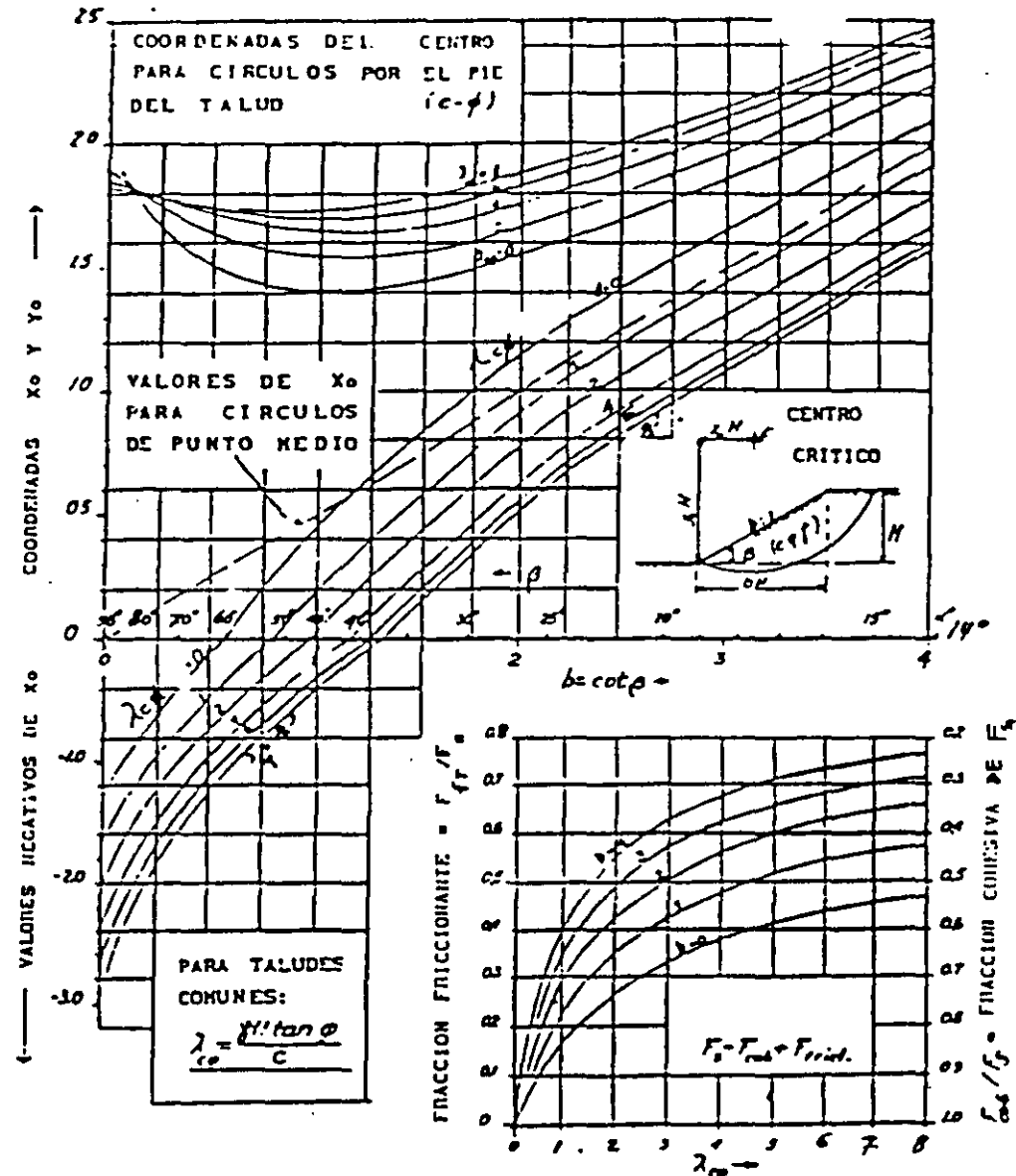
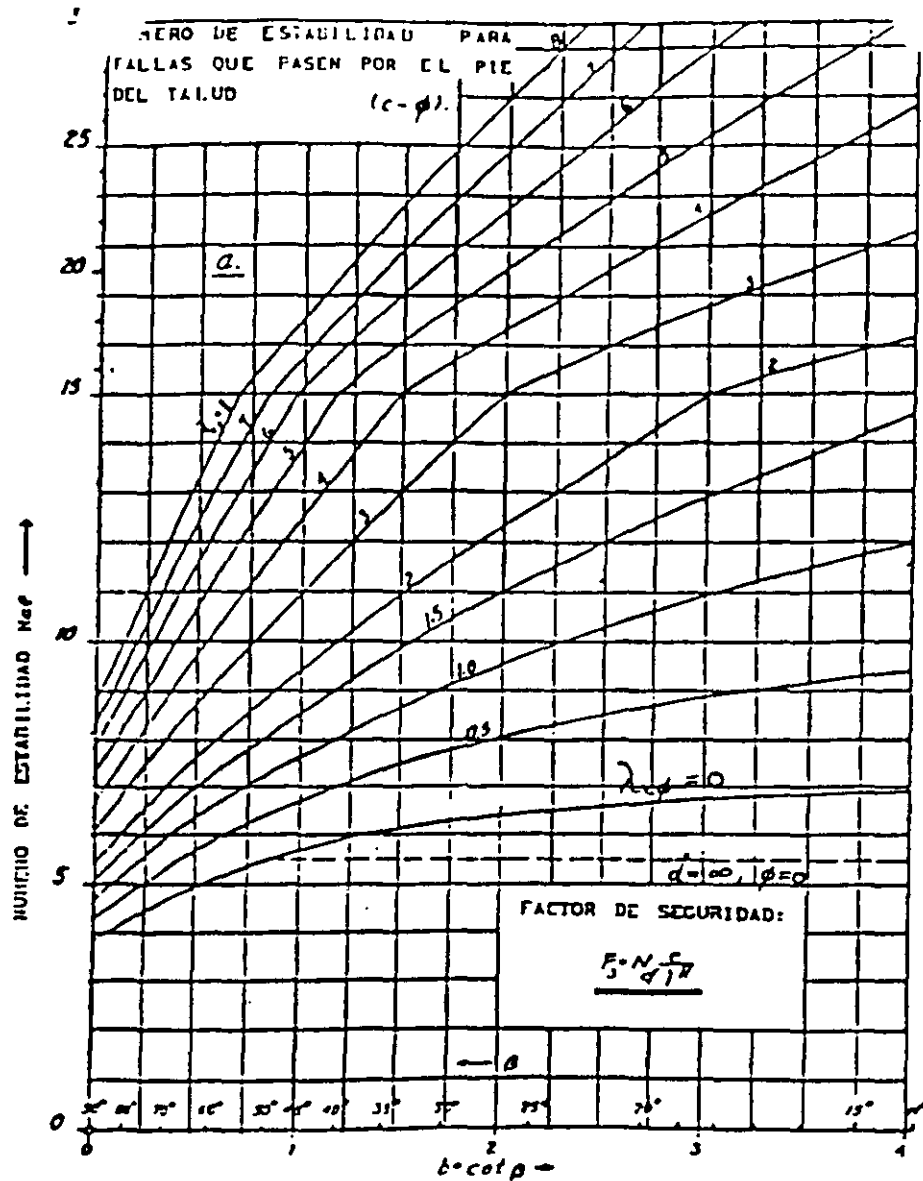


FIG.II.C.2.i , NUMERO DE ESTABILIDAD, COORDENADAS DEL CENTRO Y RESISTENCIA POR FRICCION, PARA CIRCULOS CRITICOS QUE PASEN POR EL PIE DEL TALUD, CUANDO  $\phi > 0$  (JANBU 1954)

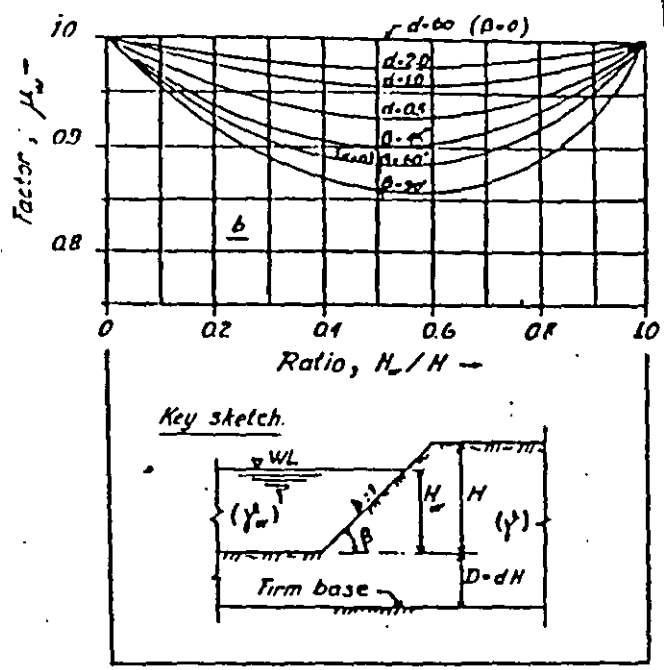
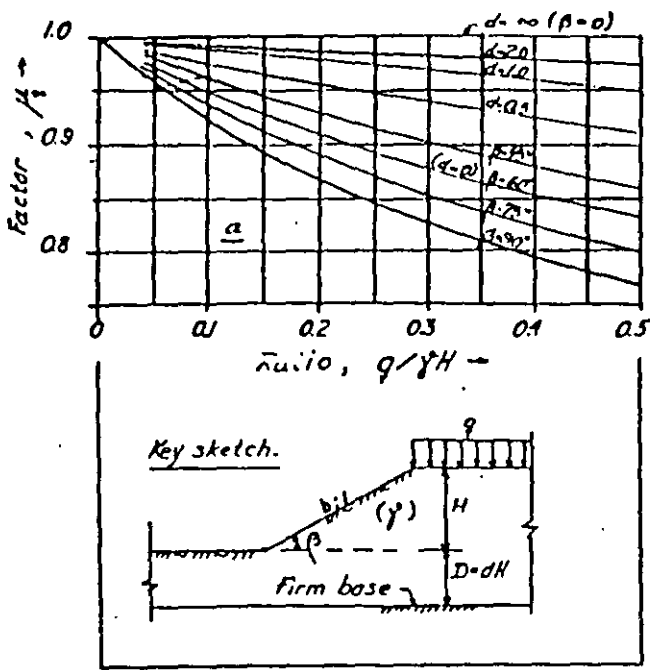
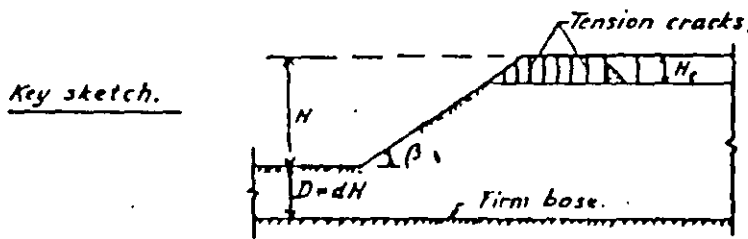
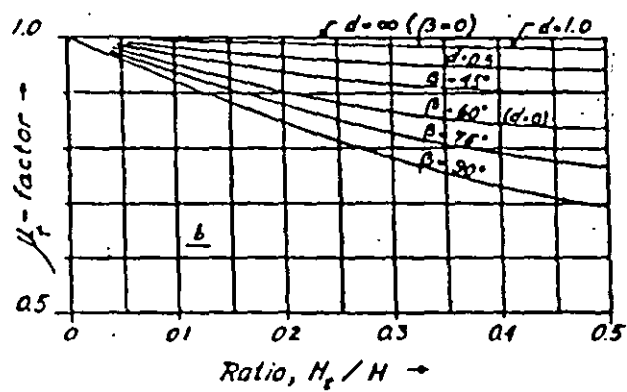
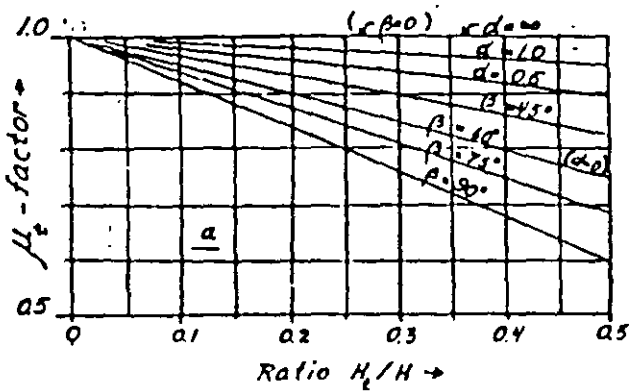


FIG. 2-2. REDUCTION FACTORS  $\mu_q$  AND  $\mu_w$ .

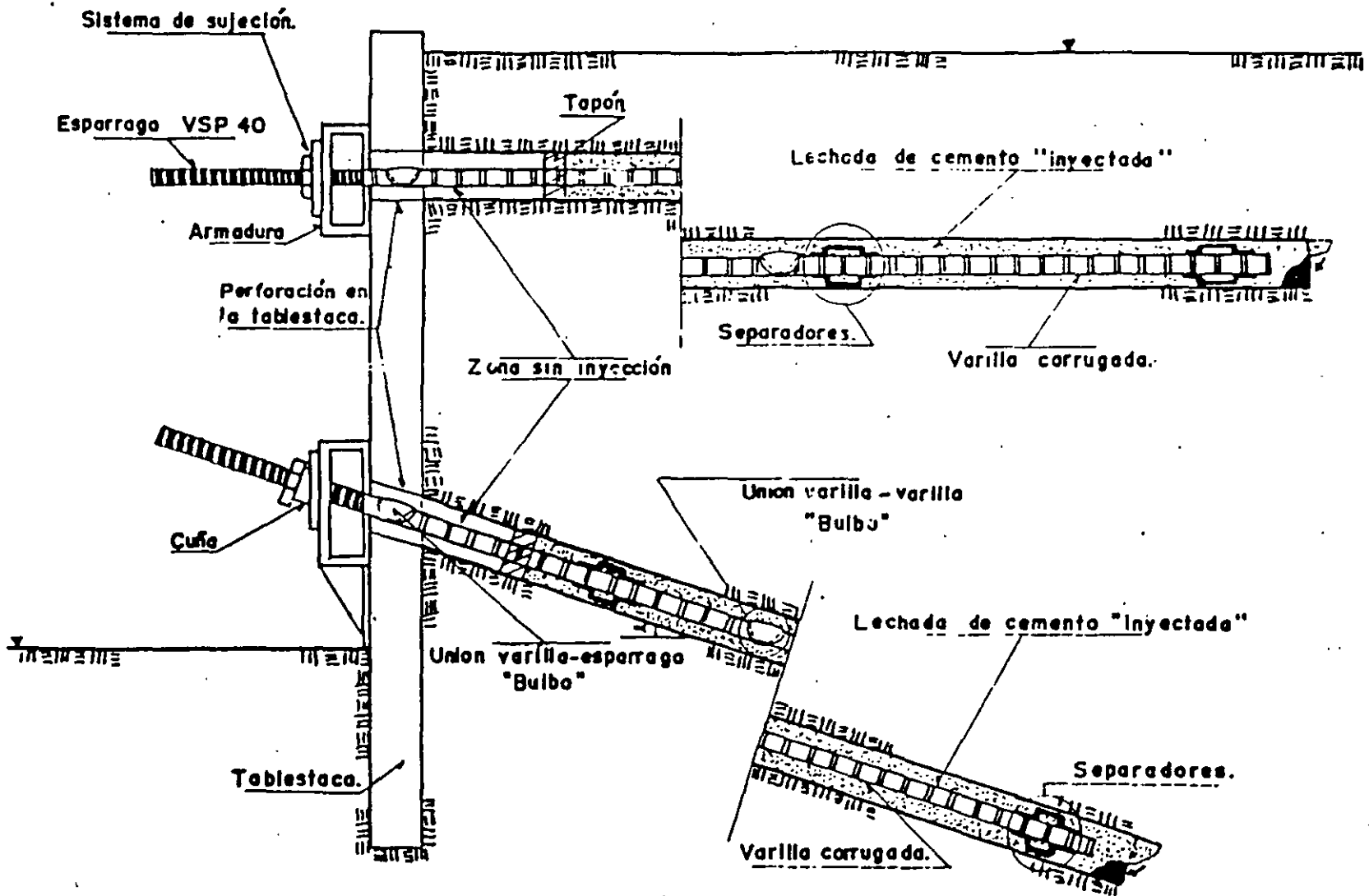


Graph a: Full hydrostatic pressure is acting in the tension cracks.

Graph b: The hydrostatic pressure is equal to zero.

FIG. 2-4. REDUCTION FACTOR  $\mu_t$ .

FIG.13 Ancias horizontales y con ángulo de inclinación en su perforación.





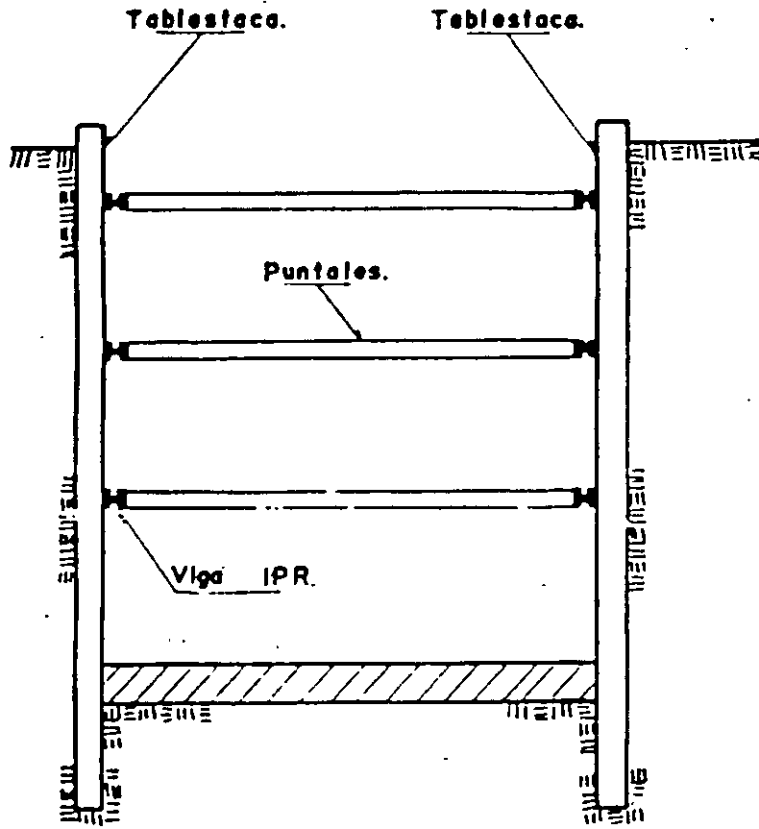


FIG.12.a Troquelamiento transversal.

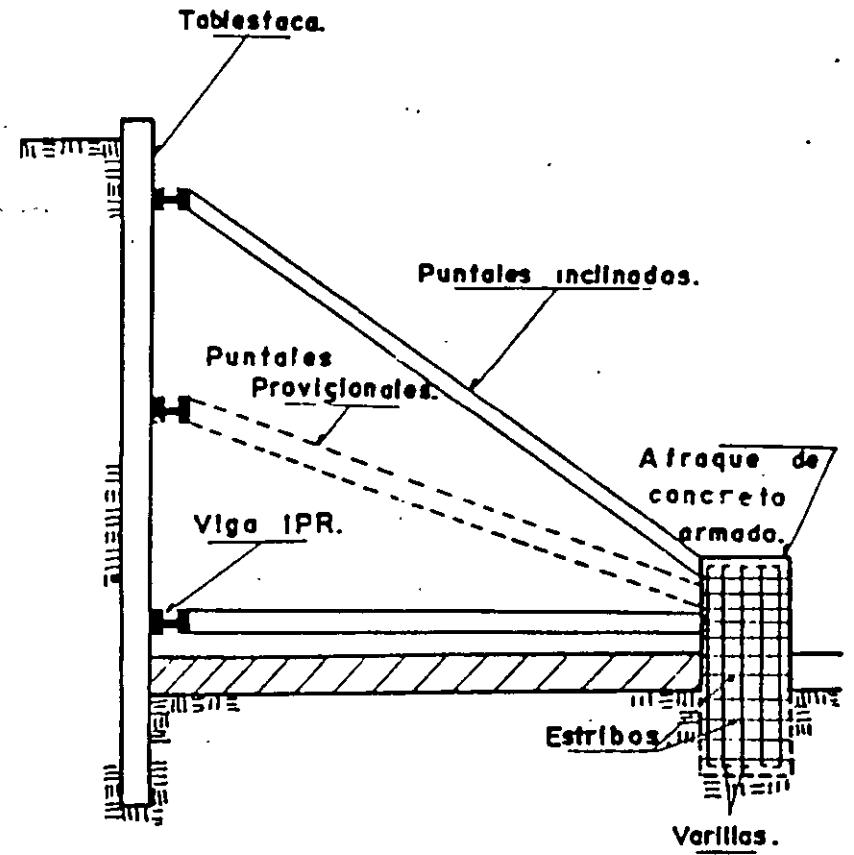
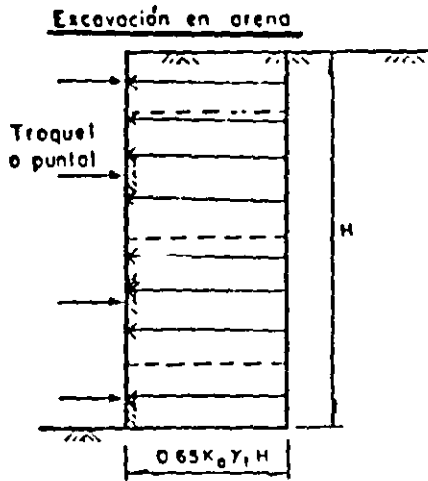


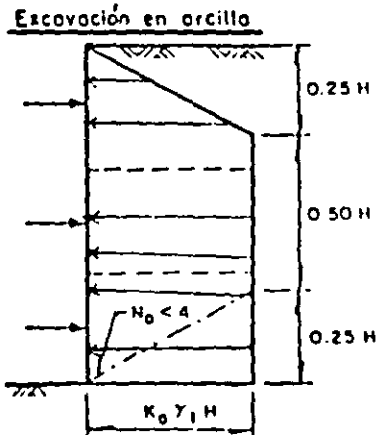
FIG.12.b. Troquelamiento con inclinación.



$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$\phi$  : ángulo de fricción interna

$$K_a = 1 - \frac{1.6c}{\gamma_t H}$$

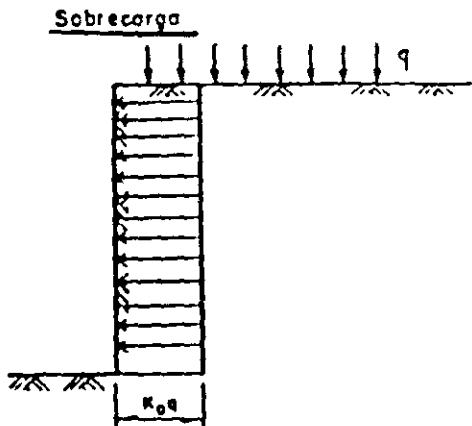


$c$  : resistencia no drenada

$\gamma_t$  : peso volumétrico húmedo

$$N_o = \gamma_t H / c$$

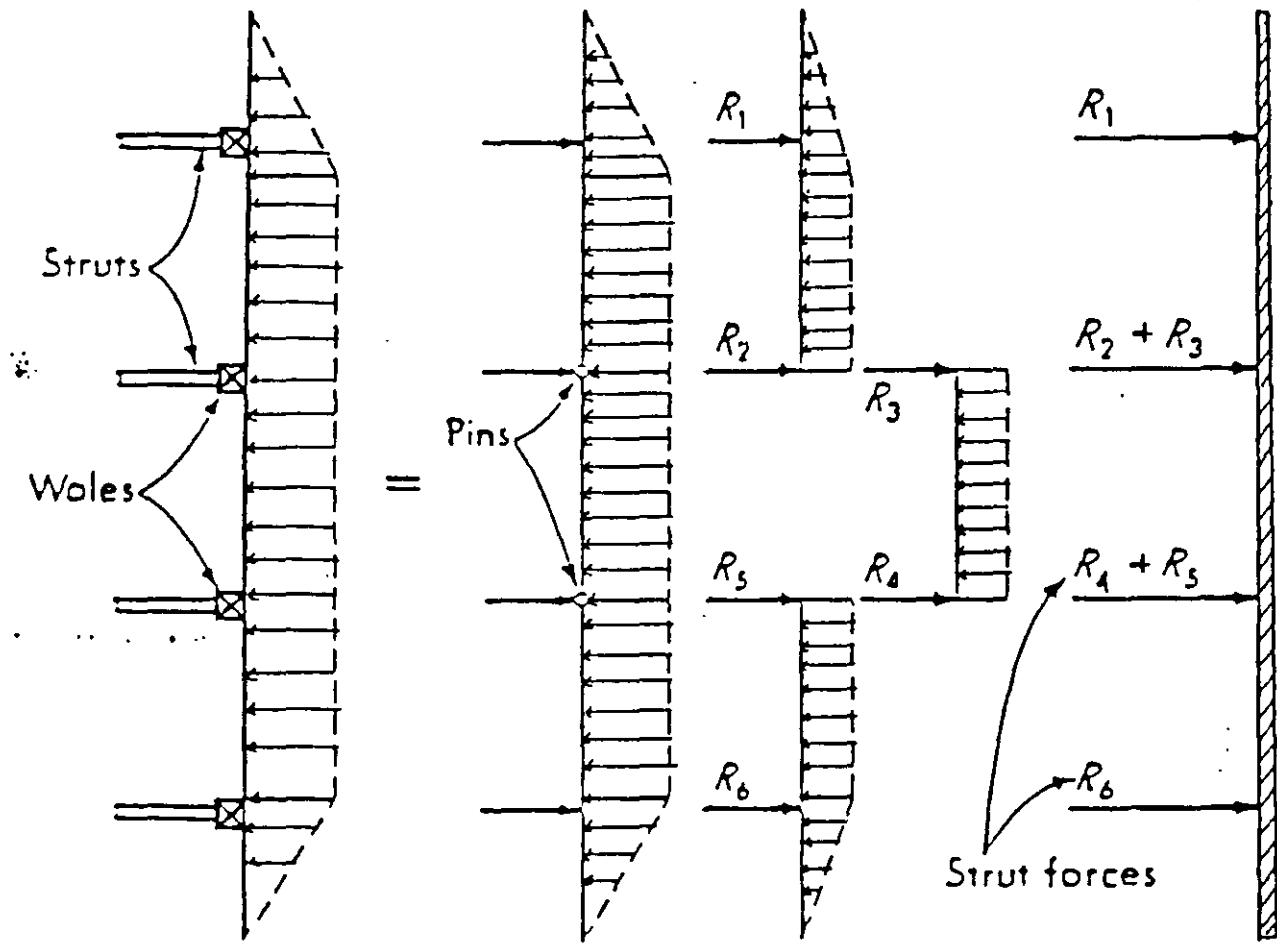
Si  $N_o < 4$ ,  $K_a = 0.2$  a  $0.4$  (los valores menores se emplearán sólo cuando el movimiento de los muros se mantenga en un mínimo y el periodo de construcción sea corto)



$K_o$  : coeficiente de reposo, calculado como  $1 - \text{sen } \phi$ .

Se supone que la sobrecarga es de extensión infinita. Si este no fuera el caso, empléense las fórmulas de la fig 1.5

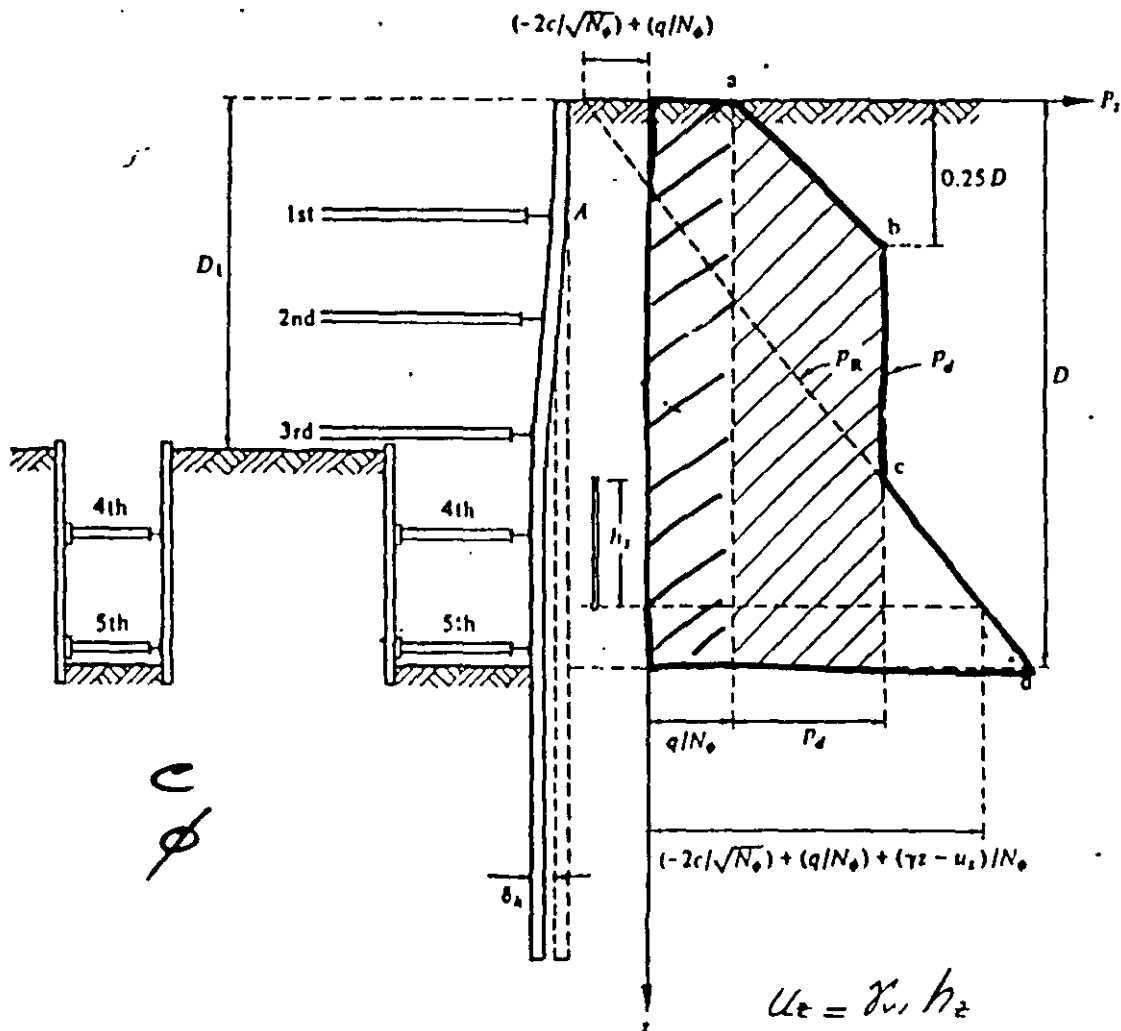
Presiones laterales en excavaciones ademadas



for bending in sheeting

Fig. METODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS DE TABLESTACAS APUNTALADAS.

# EMPUJES EN UN TABLETADO (ZEEVAERT, 1973)



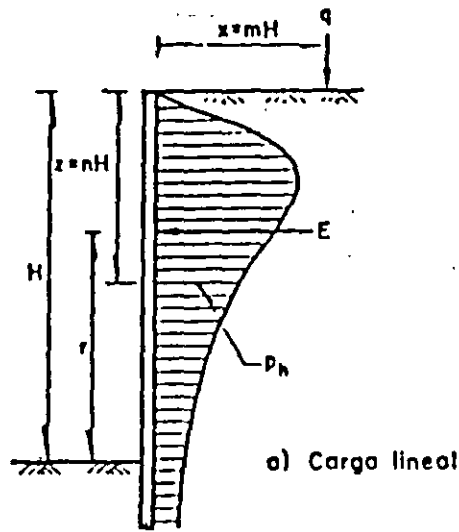
$$E_a' = \frac{D + 0.75D}{2} P_d \quad E_a' = \frac{1.75D}{2} P_d$$

$$P_d = \frac{1.14}{D} E_a'$$

$$P_z = -\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left( \sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z \right)$$

$$P_d = 1.14 \frac{E_a'}{D}$$

$$E_a' = 1.1 \sum_0^D \left[ -\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left( \sum_0^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) \right] \Delta z$$



Para  $m > 0.4$

$$p_h = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$E = \frac{2}{\pi} \frac{q}{m^2 + 1}$$

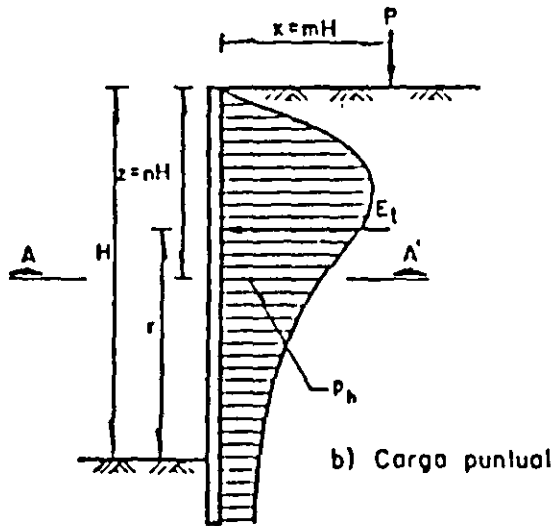
$$r = 0.52 H$$

Para  $m \leq 0.4$

$$p_h = \frac{q}{H} \frac{0.2 n}{(0.16 + n^2)^2}$$

$$E = 0.55 q$$

$$r = 0.6 H$$



Para  $m > 0.4$

$$p_h = 1.77 \frac{P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$p'_h = p_h \cos^2 (1.1 \psi)$$

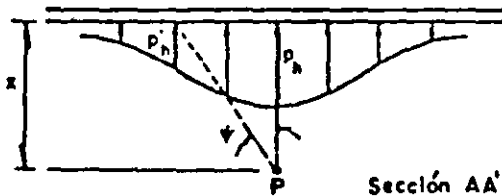
$$E_T = P \frac{0.25}{(1 + m^2)^2}$$

$$r = 0.48 H$$

Para  $m \leq 0.4$

$$p_h = 0.28 \frac{P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

$$r = 0.59 H$$



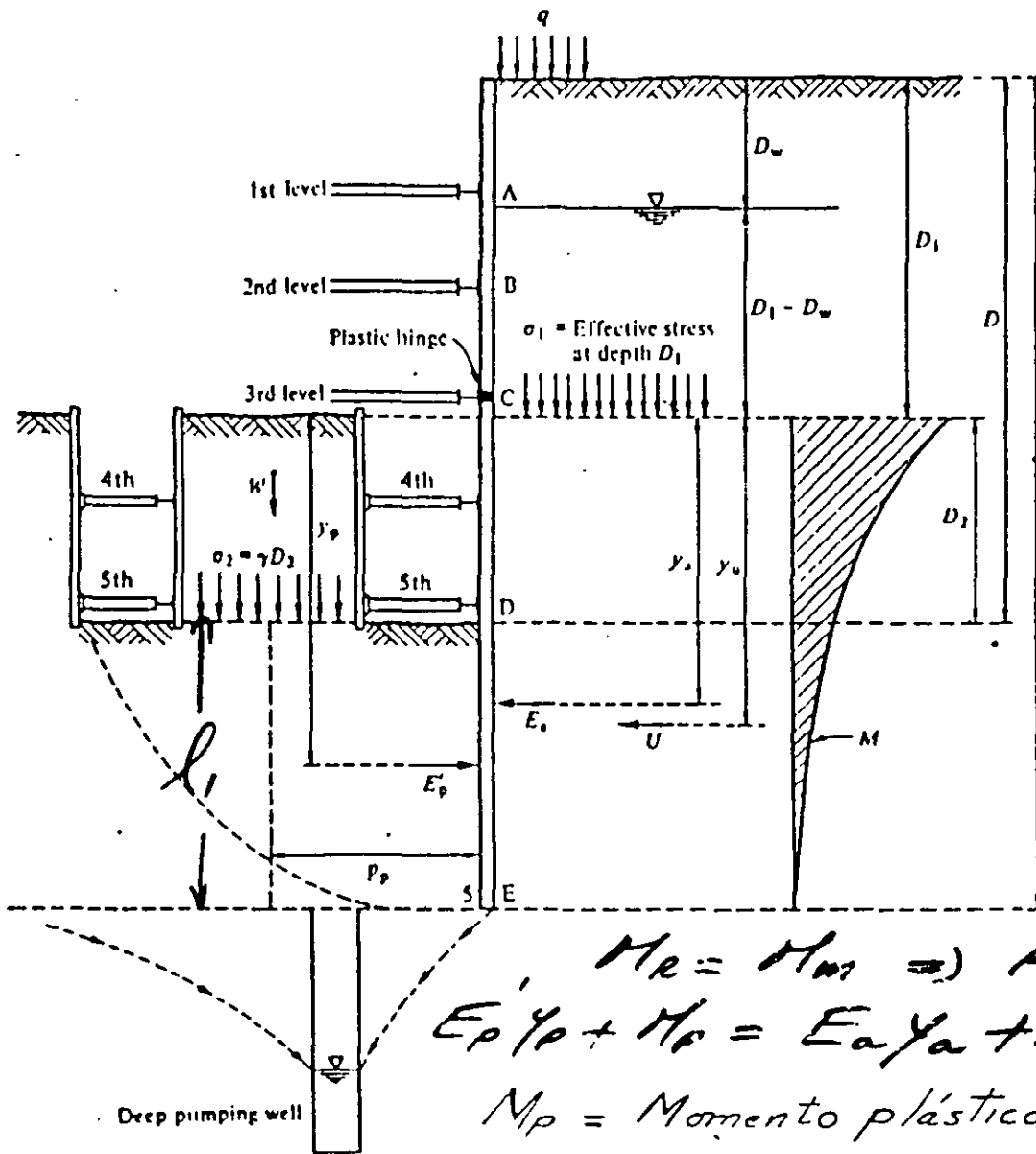
- q carga por unidad de longitud
- $p_h$  esfuerzo horizontal
- E empuje por unidad de longitud
- P carga concentrada
- $E_T$  empuje total

NOTA:

Las distribuciones de presiones están basadas en soluciones elásticas y corregidas por mediciones experimentales.

FIG 1.5 Presiones laterales sobre la pared de una excavación vertical, debidas a sobrecargas superficiales

# EMPUJES EN UN TABLESTACADO



$M_e = M_{01} \Rightarrow FS = 1$   
 $E_p y_p + M_p = E_a y_a + U y_u$   
 $M_p = \text{Momento plástico}$

$$E_p' = \frac{E_a y_a + U y_u - M_p}{y_p}$$

$$P_p = \frac{E_p'}{\underbrace{l - D}_{l_1}}$$

$$FS = \frac{E_p}{E_p'}$$

$E_p$  : empuje pasivo  
 $E_a$  : empuje activo ?

## ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES.

EN EL DISEÑO DE EXCAVACIONES SE CONSIDERAN LOS SIGUIENTES ESTADOS LIMITE (ART. 228, CAP. VIII, RCDF).

### DE FALLA:

A). TALUDES; METODO DE EQUILIBRIO LIMITE.

-MECANISMOS DE EXTRUSION DE ESTRATOS BLANDOS.

B). FALLA POR SUBPRESION DE ESTRATOS PERMEABLES

C). ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS.

-DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE LOS ADEMES.

-EMPUJES SOBRE TROQUELES.

D).ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS.

### DE SERVICIO:

A). EXPANSIONES INSTANTANEAS Y DIFERIDAS POR DESCARGA

-CRITERIOS ELASTICOS, *TEORÍA DE TERZAGHI*

B). ASENTAMIENTO DEL TERRENO NATURAL ADYACENTE A LAS EXCAVACIONES.

# ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

## ESTADOS LIMITE DE FALLA FALLA POR SUBPRESION EN ESTRATOS PERMEABLES

*Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor  $h$ , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo  $h$  del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a :*

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde :

$h$ :	espesor de la capa impermeable.
$h_w$ :	altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.
$\gamma_w$ :	peso volumétrico del agua.
$\gamma_m$ :	peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

**OBSERVACION :** *Cuando el espesor  $h$  sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.*



# ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

## ESTADOS LIMITE DE SERVICIO:

*PRINCIPALES FACTORES QUE AFECTAN LOS MOVIMIENTOS EN EXCAVACIONES ADEMADAS*

**-DISTRIBUCION DE LAS CARGAS APLICADAS A LOS PUNTALES**

**-RELACION EMPUJE DE TIERRAS / REACCION DE PUNTALES**

**-DISTRIBUCION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE**

**-GEOMETRIA DE LA EXCAVACION**

**-RIGIDEZ DEL MURO**

**-SEPARACION DE PUNTALES**

## CRITERIO DE STEINBRENNER PARA CALCULO DE DEFORMACIONES INMEDIATAS

La deformación que se genera en la esquina de un área flexible uniformemente cargada, desde la superficie del suelo hasta la profundidad  $z$ , está dada por:

$$\delta = \frac{q B}{E} [(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2]$$

donde:

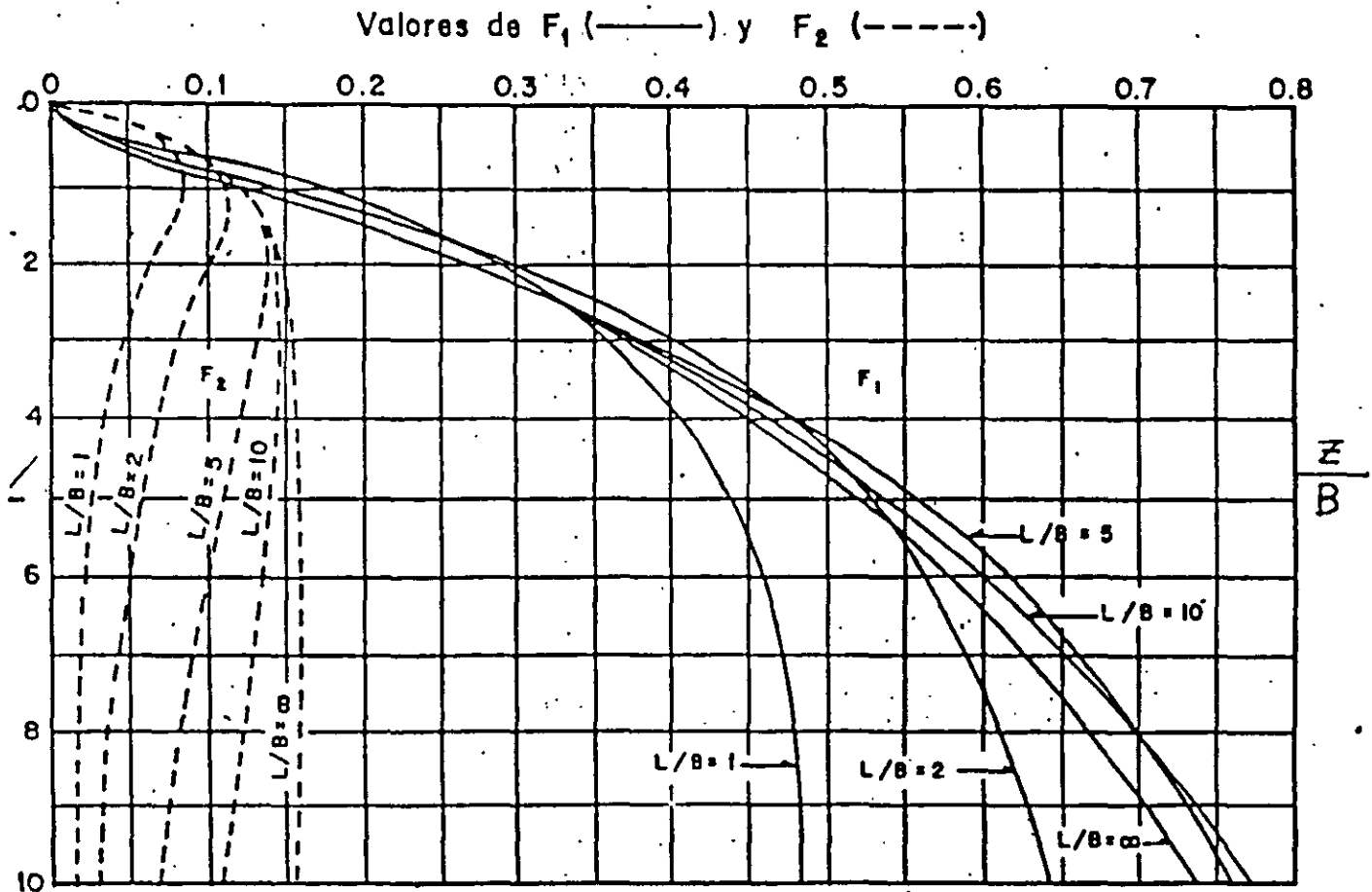
$q$ : carga uniformemente repartida en  $t/m^2$

$B$ : ancho del cimiento en m

$E$ : módulo de elasticidad del suelo, en  $t/m^2$

$\nu$ : relación de Poisson

$F_1$  y  $F_2$ : funciones que dependen de la geometría del cimiento y de la profundidad  $z$



Factores de Influencia  $F_1$  y  $F_2$

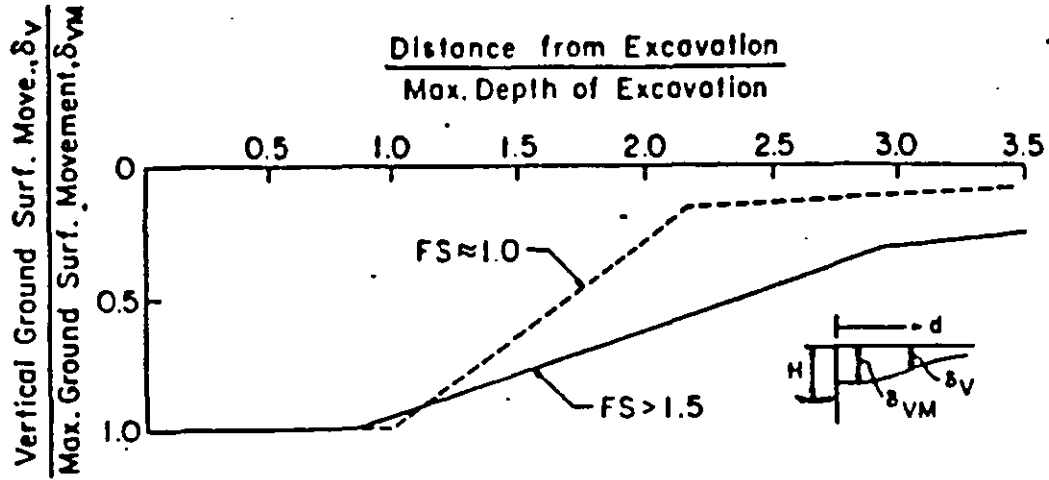


Figure Normalized Distribution of Ground Surface Settlements Due to Excavation in Clay (Mans and Clough, 1981)

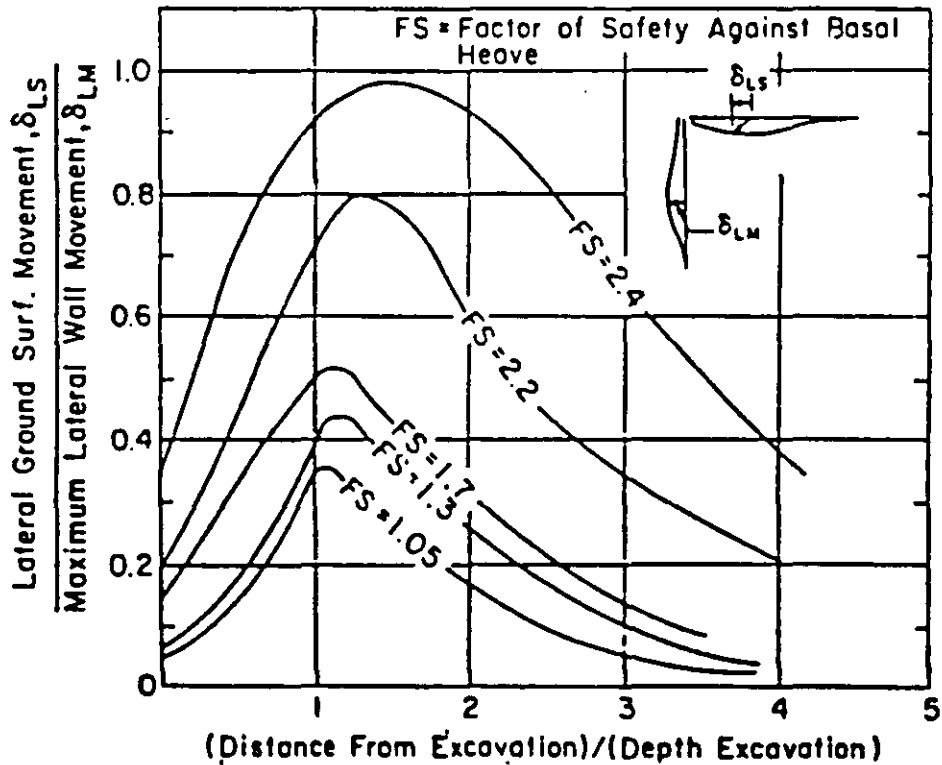


Figure Normalized Distribution of Lateral Ground Surface Movement, Due to Excavation in Clay.

"EFFECTS OF EXCAVATION  
INDUCED MOVEMENTS IN  
CLAY ON ADJACENT  
STRUCTURES", 1986  
E. WAYNE CLOUGH.

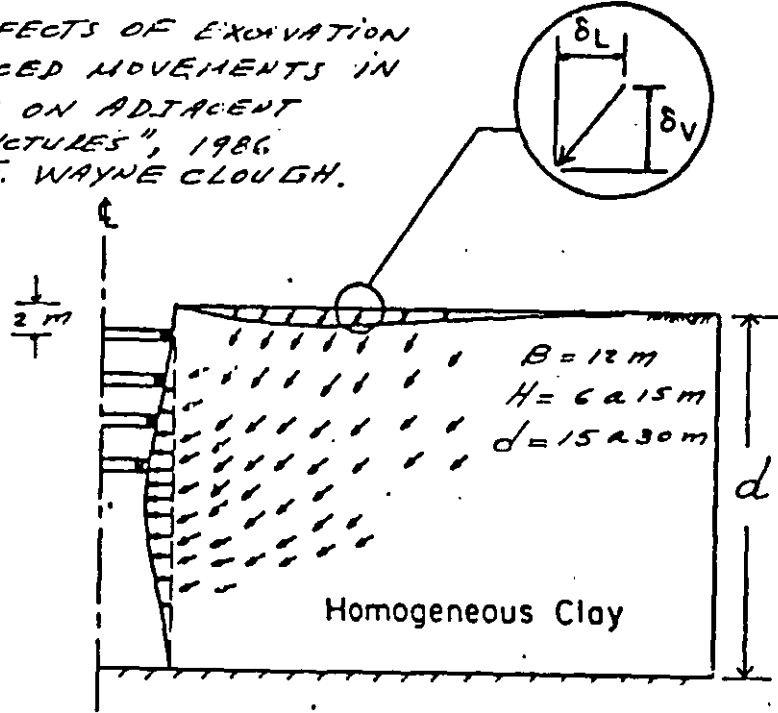
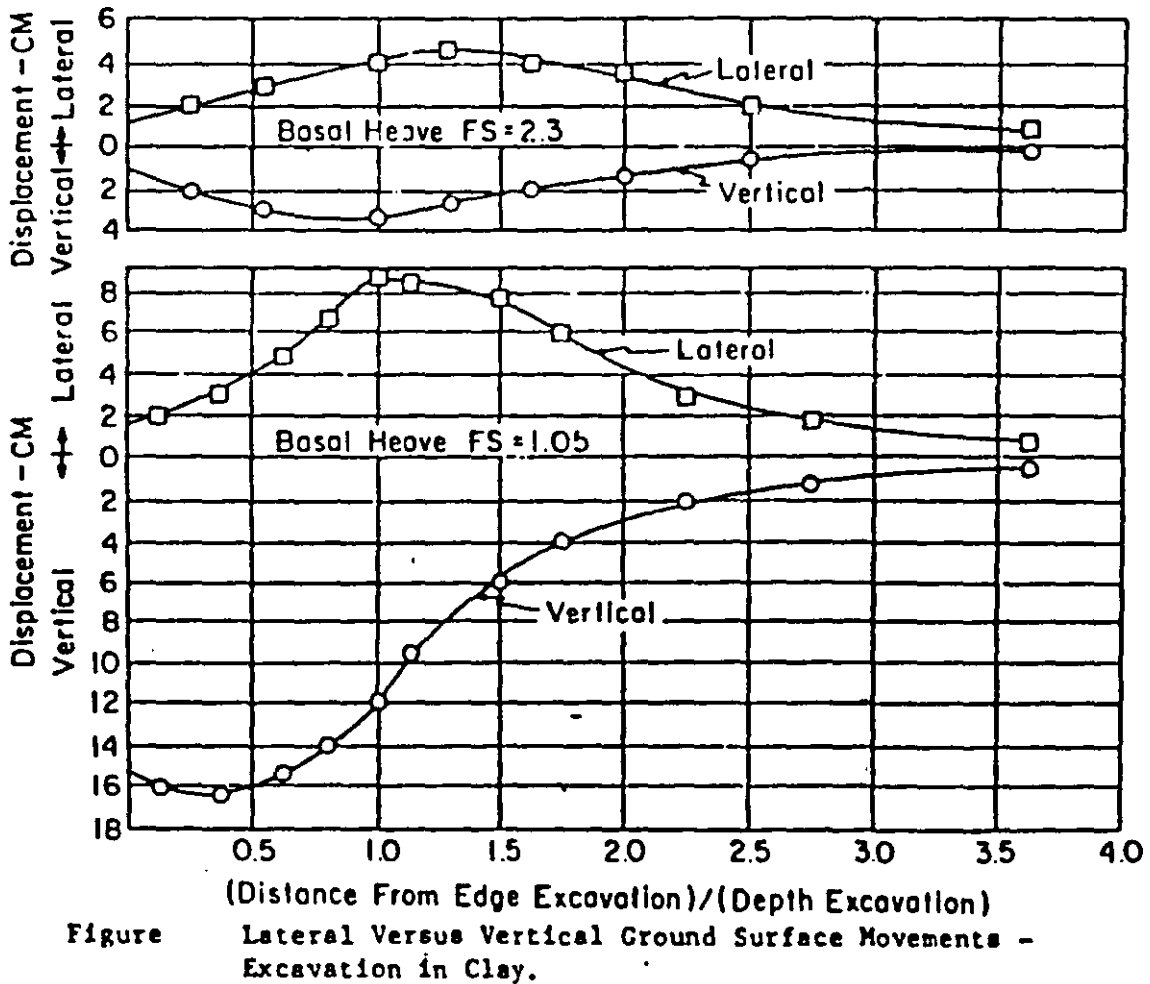


Figure Movement Patterns for Excavation in Soft Clay



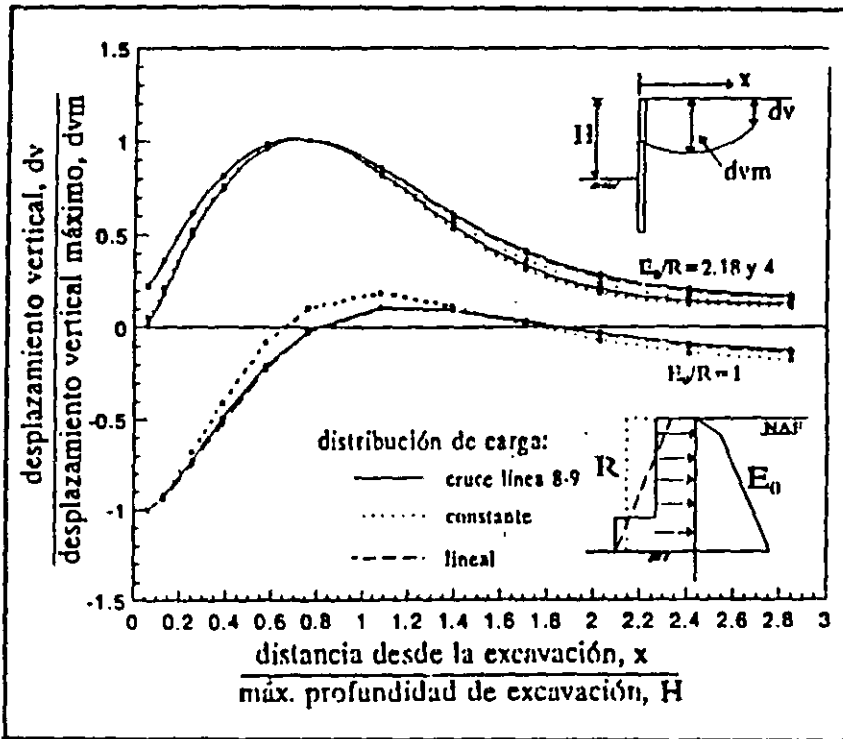


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro.

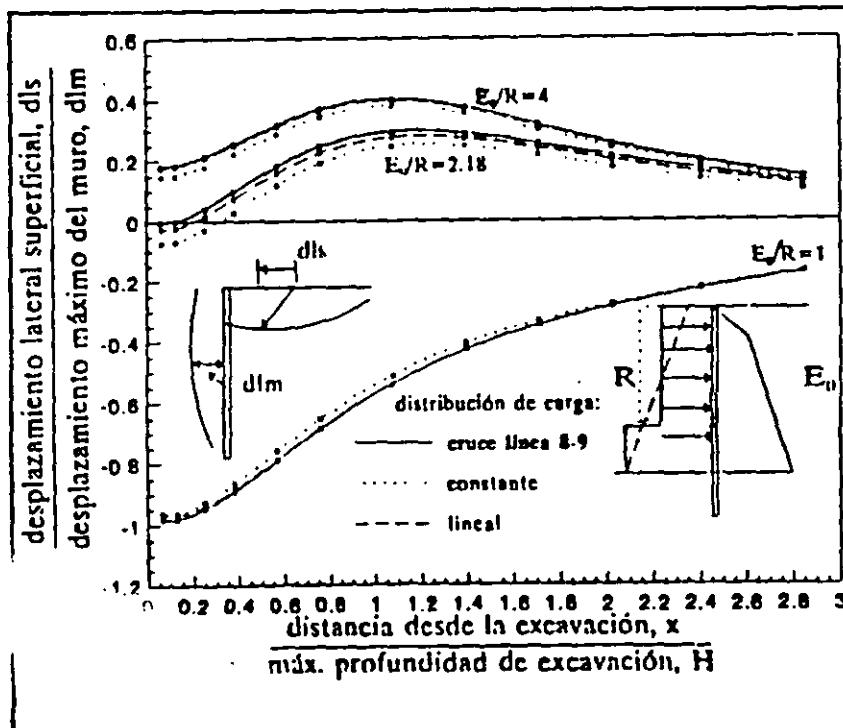


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro.

M. P. ROHO, R. RODRIGUEZ, R. MAGAÑA

PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE MOVIMIENTOS EN EL TERRENO INDUCIDOS POR EXCAVACIONES APUNTALADAS XVII RNMS.

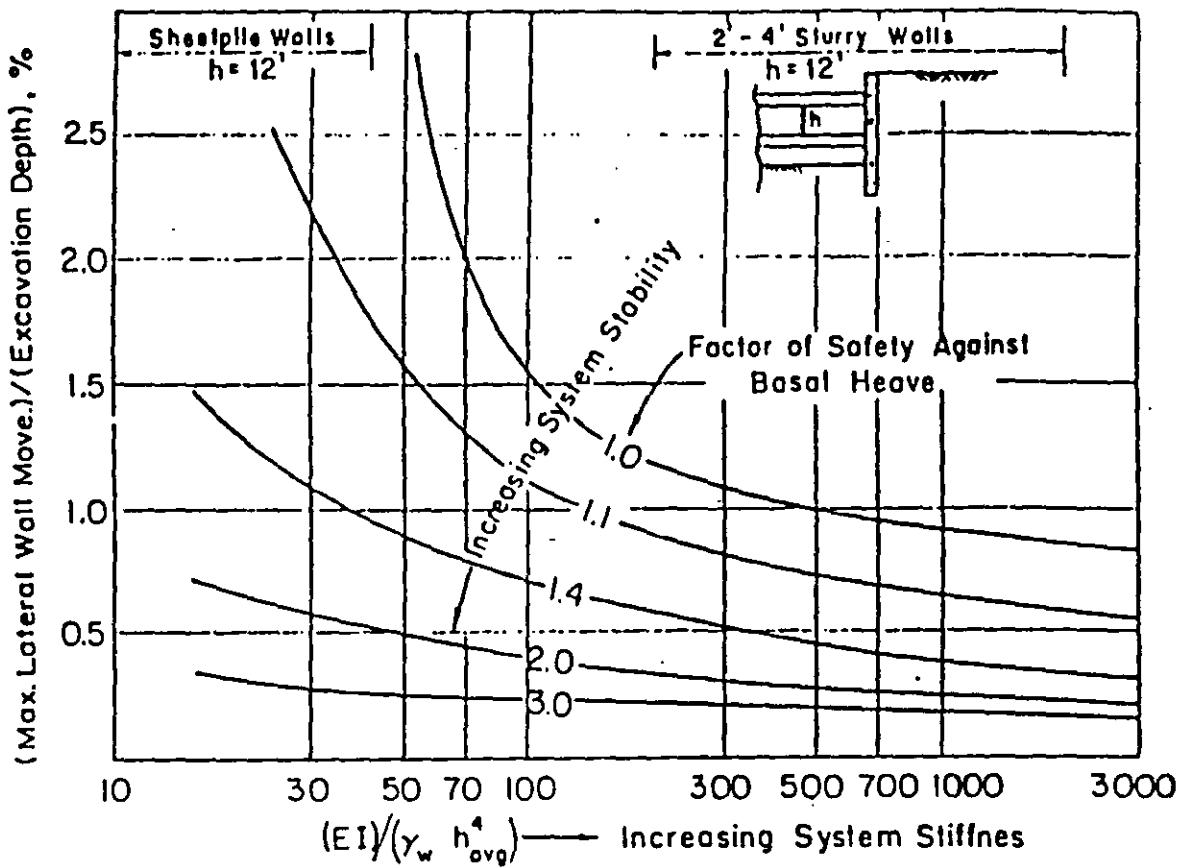
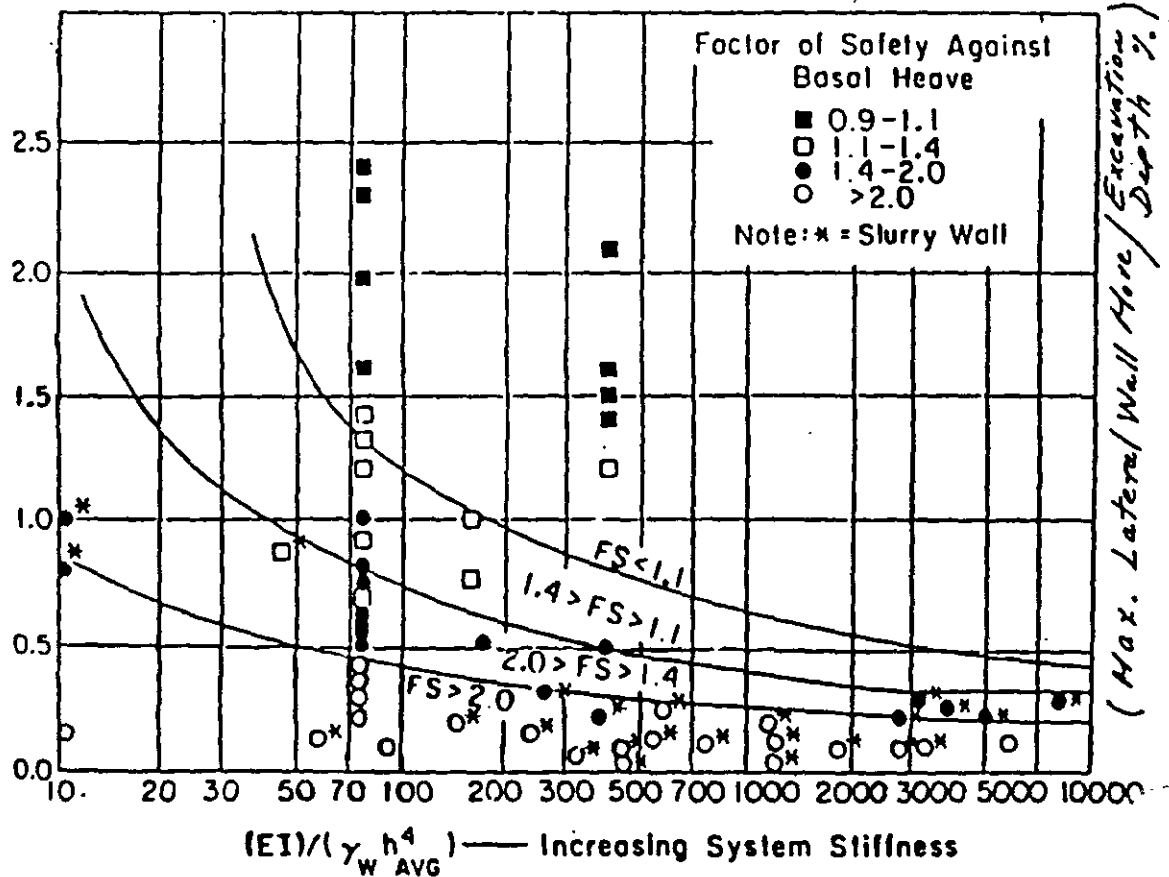


Figure Theoretical Relationship Between Maximum Lateral Wall Movement, Factor of Safety Against Basal Heave and System Stiffness.



Comparison of Field Data and Theoretical Trends for Maximum Lateral Wall Movement.

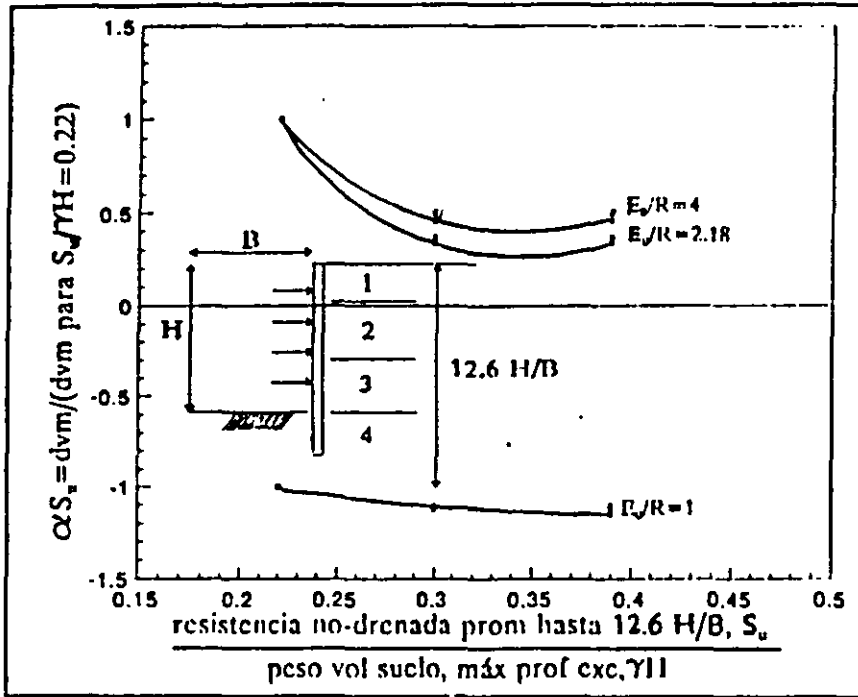


Figura Efecto de la resistencia al corte no-drenada

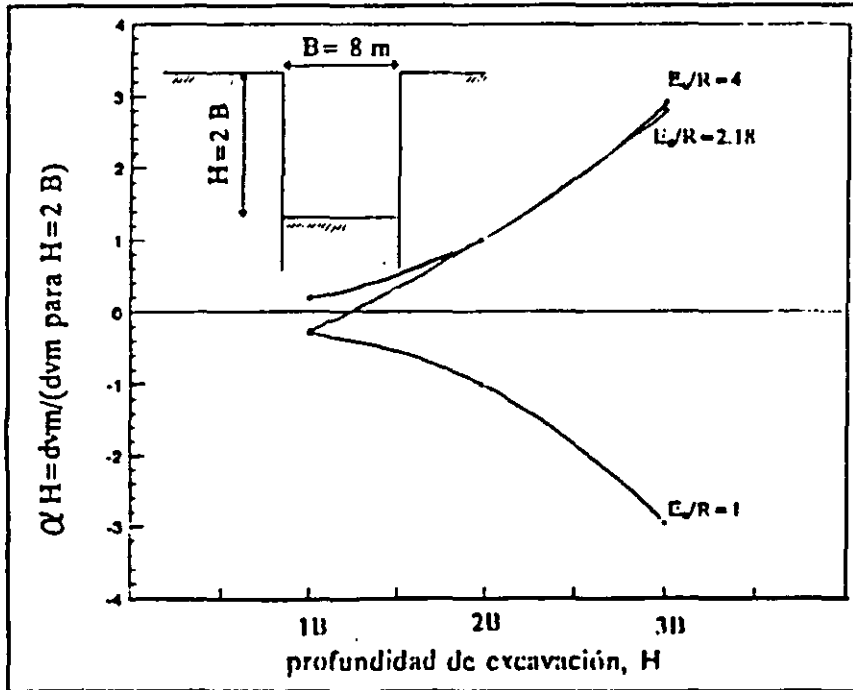


Figura Efecto de la geometría de la excavación.

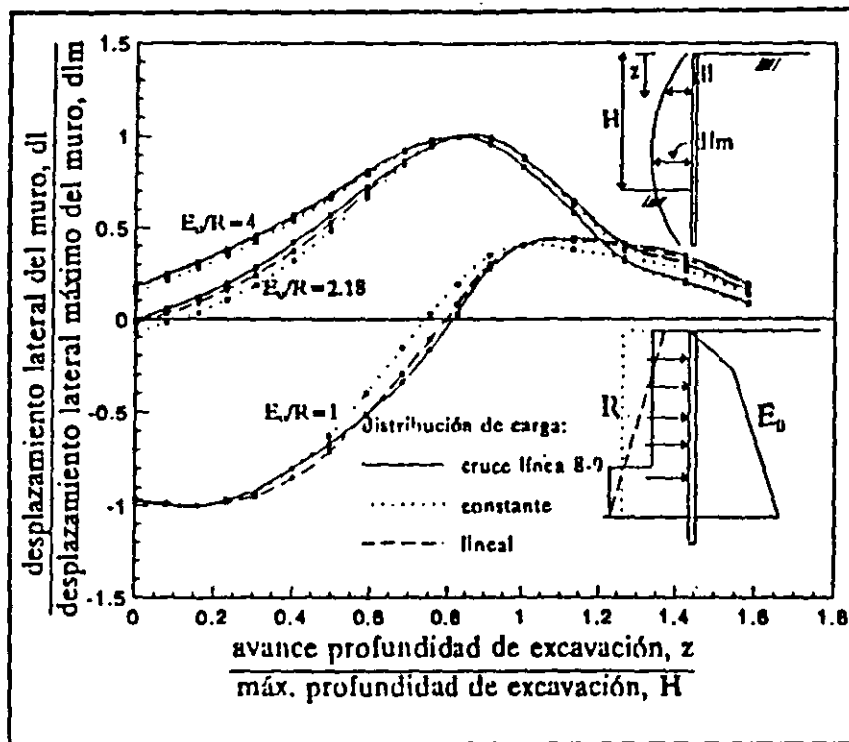


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro.

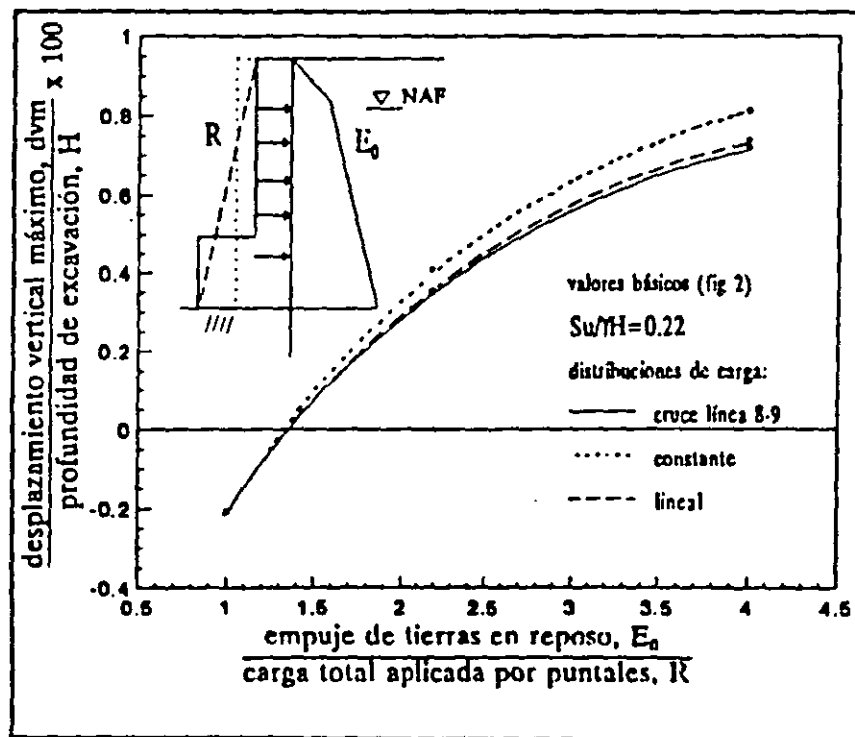
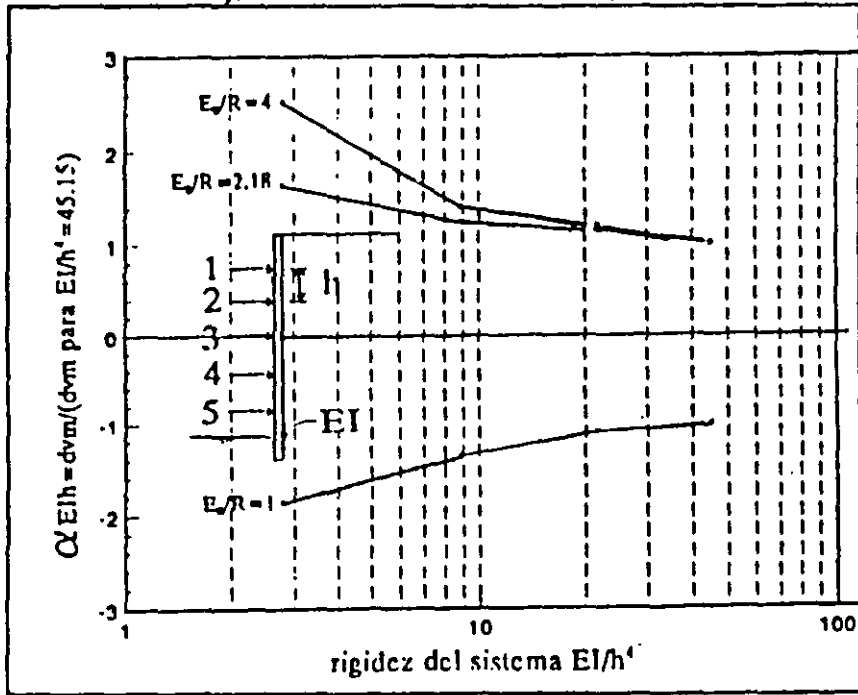
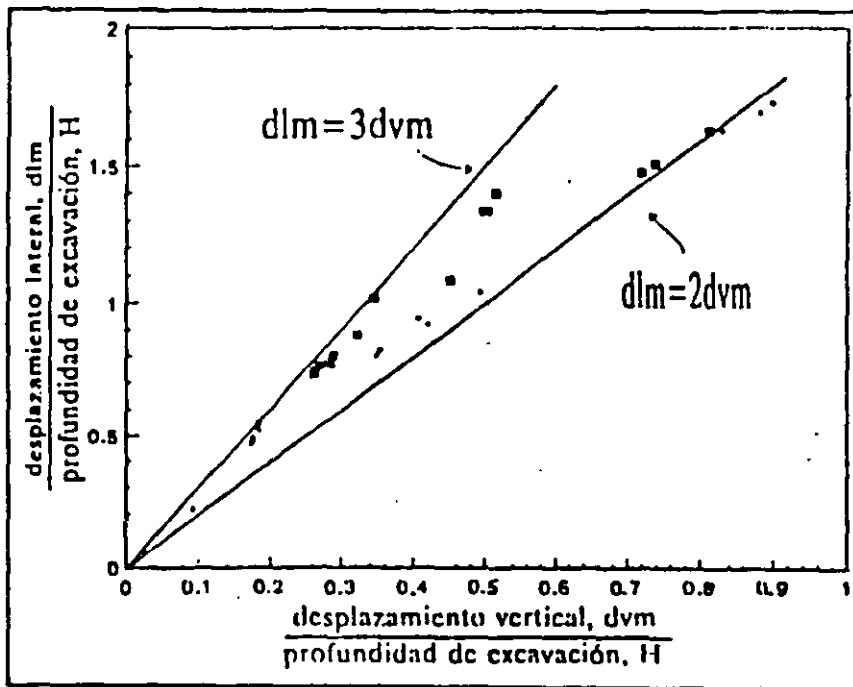


Figura Relación entre  $E_p/R$  y  $dvm/H$





Efecto de la rigidez del muro y la separacion de puntales



Relación normalizada entre  $dvm/H$  y  $dlm/H$

Método simplificado de predicción:

$$\left. \frac{dvm}{H} \right|_{cc} = \left. \frac{dvm}{H} \right|_{cb} (\alpha Sa) (\alpha H) (\alpha EIh)$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
APUNTES DE CIMENTACIONES CAPACIDAD DE CARGA**

**ANEXO I**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**

## APUNTES DE CIMENTACIONES CAPACIDAD DE CARGA

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*  
Héctor Sanginés García\*

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 1993).

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación,
- Flotación;
- Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

### 1. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN SUELO

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi y Peck, 1967).

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el terreno falla como se indica en la fig 1, a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico, actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal.

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata.

La capacidad de carga última está dada por

$$q_u = c N_c + p_v N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (4)$$

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la fig 1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas, las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de  $90^\circ - \phi$ . En las zonas II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica es (fig 2)

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (5)$$

[( $\theta \tan \phi$ ) en radianes]

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale  $\phi$  (fig 2). En cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical (fig 3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale  $\phi$ .

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga  $q_d$  (ec 1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

## 2 EFECTO DE LA FORMA DE LA CIMENTACIÓN

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ec 1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última está dada por

$$q_u = c N_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (6)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 (B/L) \quad (7)$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) \quad (9)$$

En un cimiento de planta circular se toma  $B = L = D$ , siendo D el diámetro del cimiento.

En todos los casos  $B/L \leq 1$ .

## 3. CAPACIDAD DE CARGA RESISTENTE. FACTORES DE RESISTENCIA

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (10)$$

donde  $F_{Ri}$  son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general  $F_{Ri} \leq 1$ .

## 4 PRESIÓN ÚLTIMA SOBRE EL TERRENO FACTORES DE CARGA

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \Sigma Q / A \quad (11)$$

donde

$\Sigma Q$  = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A = área del cimiento

Además

$$q = (1/A) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = (1/A) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (12)$$

donde  $F_{ci}$  son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la

intensidad de las cargas. En general  $F_{ci} \geq 1$ , aun cuando en algunos casos particulares  $F_{ci}$  puede ser menor que uno

La ec 12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (13)$$

## 5. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (fig 4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones  $\Sigma Q$  y  $M$  (fig 4a), desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la fig 4b, donde se ha colocado la fuerza  $\Sigma Q$  de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad  $e$  vale

$$e = M / \Sigma Q \quad (14)$$

Se observa en la fig 4 que se puede considerar un cimiento de ancho  $B'$  sometido únicamente a la carga vertical  $\Sigma Q$ . De la fig 4b

$$B'/2 = B/2 - e \quad \dots \quad B' = B - 2e \quad (15)$$

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical  $\Sigma Q$  y momento  $M$  se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual  $B'$ , dado por la ec 15, en que la excentricidad  $e$  está dada por la ec 14.

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual  $B'$  determinado con la ec 15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido  $B'$ .

## 6. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \leq q_R \quad (16)$$

Sustituyendo las ecs 13 y 10 en la expresión 16

$$\Sigma Q F_c / A \leq c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (17)$$

La desigualdad 17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

## 7. SUELOS FRICCIONANTES

En un suelo puramente friccionante

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la ec 10:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (18)$$

Usualmente  $F_{R2} = F_{R3} = F_R$ , por lo tanto

$$q_R = [p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (19)$$

### 7.1 Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la ec 1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple sólo en suelos de compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto

$$\tan \phi = (2/3) \tan \phi^* \quad (20)$$

donde  $\phi^*$  es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con  $D_r$  mayor que 70% se

debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general, y que para  $D_r$  menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de  $D_r$  se debe interpolar. En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la ec 20 de la siguiente manera

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad (21)$$

$$\phi = \text{ang tan} (\alpha \tan \phi^*) \quad (22)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.67 && \text{para } D_r \leq 0.5 \\ \alpha &= 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) && \text{para } 0.5 < D_r < 0.7 \\ \alpha &= 1.0 && \text{para } D_r \geq 0.7 \end{aligned} \quad (23)$$

### 7.2 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ec 18 con  $p_v = p_v'$  y  $\gamma = \gamma'$ , es decir

$$q_R' = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (24)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua  $u$  al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

Pero

$$p_v = p_v' + u, \quad u = p_v - p_v', \quad u_R = p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} \quad (25)$$

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones:  $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ , y  $F_{R4} = 1$ , por lo que la ec 25 queda

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (26)$$

### 7.3 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que en general el factor  $F_R \leq 0.45$ . Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan  $F_R = 0.35$  para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale (fig 5)

$$h = \frac{B \cos \phi \exp [(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} \quad (27)$$

(Por ejemplo, para  $\phi = 36^\circ$ ,  $h = 1.98 B$ )

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Se distinguen las siguientes condiciones:

a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de  $h$  dado por la ec 27, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma_m$ , siendo  $\gamma_m$  = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF

b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma'$

c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia  $z$  (fig 5), se emplea la ec 28 con

$$\gamma = \gamma' + (z/h) (\gamma_m - \gamma') \quad (29)$$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R \quad (30)$$

donde

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (31)$$

[Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que "en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + (z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (\text{ec 4 de las NC})$$

"donde

$\gamma'$  = peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades z y (B/2) tan (45°+  $\phi/2$ )

$\gamma_m$  = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático".]

#### Ejemplo

(Zapata sometida a carga vertical)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-1 Columna de 25 por 30 cm Zapata de 1.7 m de ancho por 2 m de largo en planta; espesor losa zapata = 30 cm Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi^* = 37^\circ$ ,  $D_r = 58\%$ ,  $s_s = 2.6$ ,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.45$

Considerar las siguientes condiciones:

- Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad
- NAF al nivel de la superficie del terreno
- NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimiento)

#### Solución

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28:

$$q_R = [p_v'(N_{qf_c} - 1) + (1/2)\gamma BN_{\gamma f_c}] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_c = e^{\tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1 + (1.7/2) \tan(31.15^\circ) = 1.514$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 1 - 0.4(1.7/2) = 0.66$$

a) Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6) = 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la ec 27

$$h = 3.159 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.514) - 1) + (1/2)(1.6)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45) + 1.6(0.6) = 24.984 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 24.984 \text{ t/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

b) NAF al nivel de la superficie del terreno

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.985) = 26 + 2.448 + 0.054 + 1.98 = 30.482 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.98(1.1) = 42.081 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 42.081 / 1.7(2) = 12.377 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

$$\gamma_{sat} = 1.985 \text{ t/m}^3, \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$$

$$p_v = 1.985(0.6) = 1.191 \text{ t/m}^2$$

$$p_v' = 1.191 - 0.6 = 0.591 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 28

$$q_R = [0.591((20.983)(1.514) - 1) + (1/2)(0.985)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45) + 1.191 = 15.981 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 12.377 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 15.981 \text{ t/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

c) NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimiento)

Presión última sobre el terreno

$$\Sigma Q = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la ec 27

$h = 2.805 \text{ m}$   
 $\gamma_{\text{sat}} = 1.985 \text{ t/m}^3, \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$   
 Reemplazando en la ec 29  
 $\gamma = 0.985 + (1.4)(1.6 - 0.985)/2.805 = 1.292 \text{ t/m}^3$   
 $p_v = 1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$   
 $p_v' = p_v = 0.96 \text{ t/m}^2$   
 Reemplazando en la ec 28  
 $q_R = [0.96((20.983)(1.514) - 1)$   
 $+ (1/2)(1.292)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45)$   
 $+ 0.96 = 22.914 \text{ t/m}^2$   
 Se debe cumplir la desigualdad 30:  
 $q_{\text{ult}} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 22.914 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$

### Ejemplo

(Zapata sometida a carga vertical y dos momentos)  
 Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-2  
 Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m, espesor losa zapata = 30 cm Profundidad de desplante = 60 cm  
 $\Sigma Q' = 26 \text{ t}, M_y = 4.2 \text{ t m}, M_x = 6.8 \text{ t m}, F_c = 1.4$   
 Terreno de cimentación:  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3, \phi^* = 37^\circ,$   
 $D_r = 58\%, s_s = 2.6, F_c = 1.1, F_R = 0.45$

### Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno  
 La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6)$$

$$= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}, L' = L - 2e_y = 1.5482 \text{ m}$$

$$q_{\text{ult}} = \Sigma Q F_c / A' = \Sigma Q F_c / B' L'$$

$$= 41.658 / 1.421(1.5482) = 18.936 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28.

$$q_R = [p_v'(N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5)$$

$$= 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$$

$$= 1 + (1.421/1.5482) \tan(31.15^\circ) = 1.5547$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B'/L') = 1 - 0.4(1.421/1.5482)$$

$$= 0.6329$$

Sustituyendo en la ec 28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.5547) - 1)$$

$$+ (1/2)(1.6)(1.421)(26.571)(0.6329)](0.45)$$

$$+ 1.6(0.6) = 23.224 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{\text{ult}} = 18.936 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 23.224 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

## 8. SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (fig 6)

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

En una prueba rápida  $c = c_u$  y  $\phi = \phi_u = 0$  (fig 6) Sustituyendo en las ecs 2, 3 y 8

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la ec 10

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (32)$$



Hagamos  $F_{R1} = F_R$   $F_{R2} = 1$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 B/L$$

Skempton encontró que la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo (fig 7), hasta un máximo, después del cual se mantiene constante (Juárez Badillo y Rico, 1976). Por esta razón, dentro del factor de forma podemos agregar el efecto del empotramiento, el factor  $f_c$  queda entonces

$$f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (Normas de Cimentaciones, 1987)

#### Ejemplo

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig E-3

Espesor muro de concreto reforzado 20 cm  
Zapata de 1.3 m de ancho; espesor losa zapata = 20 cm Profundidad de desplante = 50 cm

$$\Sigma Q' = 6 \text{ t/m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: arcilla limosa totalmente saturada,  $\gamma_{sat} = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $c_u = 2.5 \text{ t/m}^2$ ,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.7$

#### Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= 6 + 1.3(0.2)(2.4) + 0.2(0.3)(2.4) \\ &+ (1.3 - 0.2)(0.3)(1.5) = 6 + 0.624 + 0.144 + 0.495 \\ &= 7.263 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c &= 6(1.4) + 0.624(1.4) + 0.144(1.4) + 0.495(1.1) \\ &= 10.020 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 10.020 / 1.3(1) = 7.707 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 33:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. Sustituyendo valores  $f_c = 1 + 0.25(0.2/1.3) + 0.25(1.3/6) = 1.0926$   
 $q_R = 5.14(2)(1.0926)(0.7) + (1.5)(0.3) + (1.6)(0.2) = 8.632 \text{ t/m}^2$

Se debe cumplir la desigualdad 30.

$$q_{ult} = 7.707 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 8.632 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

## 9. SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado y hagamos que éste pierda humedad, durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos intergranulares de compresión en la estructura sólida del terreno (Juárez Badillo y Rico, 1976). A la diferencia entre la presión en el aire y la presión en el agua se le denomina succión, la cual vale  $(u_a - u_w)$ , siendo  $u_a$  = presión en el aire y  $u_w$  = presión en el agua. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular y, por consiguiente, un aumento de la resistencia al corte, tal como se muestra en la fig 8. Vemos en esta figura que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (35)$$

siendo  $(u_a - u_w)$  = succión

En la tabla 1 se muestran valores de  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\phi^b$  para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento  $\sigma_3$  se incrementan tanto la presión en el aire  $u_a$  como la presión en el agua  $u_w$ ; si en los poros del suelo se presenta un estado *abierto* (vacíos del aire interconectados

entre sí; Marsal, 1979), la presión  $u_a$  se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos del grado de saturación  $S_r$ , los poros pasan del estado *abierto* al estado *ocluído* (vacíos del aire no conectados entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua  $u_a \cong u_w$ . Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%. Para  $S_r = 100\%$ ,  $u_a = u_w$ . La ec 35 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (36)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado.

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la ec 35. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (37)$$

y la ec 35 queda

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (38)$$

Podemos observar en la ec 38 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccionante, por lo que podemos aplicar la ec 10 para determinar su capacidad de carga

$$q_R = c N_c f_c F_{p1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (39)$$

O bien, si hacemos  $F_{R1} = F_R$

$$q_R = [c N_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (40)$$

### Ejemplo

Determinar la capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo parcialmente saturado que tiene las siguientes propiedades:

$$c' = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi' = 22.5^\circ, \phi^b = 16.1^\circ, \gamma = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

Zapata corrida  $B = 1.5 \text{ m}$ ,  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D_f = 0.8 \text{ m}$

Considerar una succión en el campo ( $u_a - u_w$ ) =  $1 \text{ kg/cm}^2$ , con  $F_R = 0.45$

### Solución

Aplicando la ec 37, con  $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$ , se obtiene  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$ , y la resistencia al corte vale (ec 38)

$$s = 5.386 + (\sigma - u_a) \tan 22.5^\circ$$

Podemos considerar el material como cohesivo-friccionante con  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$  y  $\phi = \phi' = 22.5^\circ$ . Sustituyendo en las ecs 2 a 9:

$$N_q = 8.228, N_\gamma = 7.644, N_c = 17.451, f_c = 1.094, f_q = 1.155, f_\gamma = 0.85$$

Aplicando la ec 40:

$$q_R = [5.386(17.451)(1.094) + (1.5)(0.8)(8.228)(1.155) + (1/2)(1.5)(1.5)(7.644)(0.85)](0.45) = 54.693 \text{ t/m}^2$$

## 10. SUELOS CEMENTADOS

Es frecuente encontrar en la naturaleza suelos en los que sus partículas se encuentran unidas por algún tipo de cementante. La cementación de los granos es muy variable: puede ser tan fuerte que el suelo se clasifica como roca —por ejemplo algunas tobas de consistencia dura, conocidas como piedra de cantera—, o puede ser tan débil que un pequeño aumento de humedad puede producir la pérdida completa de la cementación. Ejemplos de terrenos cementados son los suelos colapsables, las tobas y los suelos residuales.

Uno de los problemas que se presentan en los suelos cementados consiste en que al aumentar su humedad ocurre una disminución de la resistencia al corte, lo cual afecta obviamente la seguridad del terreno de cimentación

Por lo anterior, en suelos cementados parcialmente saturados conviene realizar pruebas de resistencia al corte variando el grado de saturación del terreno. El cambio de la resistencia en suelos cementados es similar al que ocurre en arcillas parcialmente saturadas, pues en ambos materiales la resistencia aumenta al disminuir el grado de saturación (fig 8). Es interesante notar que la mayor variación ocurre en la cohesión aparente  $c$  del suelo, mientras que el ángulo de fricción interna  $\phi$  cambia muy poco. Se puede inclusive trazar la variación de  $c$  en suelos cementados en función de  $S_r$  (fig 9a).

Una forma aproximada de obtener los parámetros de resistencia en un suelo cementado consiste en realizar pruebas triaxiales drenadas en el material totalmente saturado, con lo que se obtienen  $c'$  y  $\phi'$  del suelo. La variación de la cohesión con el grado

de saturación se puede determinar a partir de pruebas de compresión simple, con lo que se obtiene una curva como la de la fig 9b. A partir de esta gráfica, el ingeniero selecciona un valor desfavorable de  $c_{qu}$ , primordialmente en función de las condiciones de drenaje del suelo. Con esta magnitud de  $c_{qu}$  se obtiene el valor de la cohesión  $c$  del suelo (fig 10)

$$c = c_{qu} [\cos \phi - \tan \phi (1 - \sin \phi)] \quad (41)$$

La capacidad de carga se calcula utilizando las expresiones 39 ó 40, con  $c$  dado por la ec 41 y con  $\phi'$  determinado con los ensayos drenados de compresión triaxial

## 11. OTRAS CLASES DE SUELOS

Los incisos 7 a 10 cubren una amplia gama de suelos en la práctica, pero se pueden encontrar suelos con características intermedias entre ellos. Por ejemplo, una mezcla de arena con arcilla puede presentar bajo ciertas condiciones el comportamiento de un material cohesivo-friccionante. En estos casos, se deben determinar las propiedades de resistencia para las condiciones más desfavorables durante la vida útil de la cimentación, y aplicar la expresión 10

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (42)$$

O bien, si hacemos  $F_{R1} = F_R$

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (43)$$

## 12. USO DE CORRELACIONES

El cálculo de la capacidad de carga de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo –como una prueba de placa- o de ensayos de laboratorio

Sin embargo, en ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alto, o porque no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo – como es el caso de suelos puramente friccionantes, como las arenas limpias-. Para

resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas y propiedades índice o ensayos de campo. En general, la dispersión de valores de las correlaciones es alta, por lo que el ingeniero debe usarlas con precaución. En los siguientes párrafos presentamos algunas correlaciones que se usan con cierta frecuencia en la práctica.

### Suelos friccionantes

La fig 11 contiene la variación del ángulo de fricción interna en función del número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar (Juárez Badillo y Rico, 1976).

La tabla 2 (Meyerhof, 1956) muestra los valores del ángulo de fricción interna en función de la compacidad del suelo.

La relación entre  $N$  y  $q_c$  ( $q_c$  = resistencia en la punta del cono holandés, en  $\text{kg/cm}^2$ ) está dada por (Schmertmann, 1970)

Suelo	$q_c/N$
Limo. Limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5
Arena con grava. Grava	6

Para fines prácticos, en cimientos profundos la resistencia  $q_c$  se puede tomar como la capacidad de carga última del suelo

Las figs 12 y 13 contienen correlaciones entre  $q_c$  y el ángulo de fricción interna para arenas (Tamez et al, 1987).

### Suelos cohesivos

En la tabla 3 se exhibe la variación de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de un suelo cohesivo en función de su consistencia y del número de golpes de la prueba de penetración estándar (Terzaghi y Peck, 1967).

Cuando se emplea el cono holandés la resistencia al corte en condiciones no drenadas está dada por

$$c_u = q_c/N_k \quad (44)$$

La tabla 4 muestra valores típicos del coeficiente  $N_k$  (Santoyo *et al*, 1989).

### 13 EXPERIENCIA LOCAL

Cada localidad se asienta sobre una o varias formaciones geológicas, las cuales exhiben una estratigrafía y propiedades típicas de cada una de ellas.

Una formación geológica presenta problemas de ingeniería propios de la misma. Por lo tanto, el ingeniero debe estar familiarizado con la estratigrafía y propiedades de dicha formación, y observar el comportamiento de las obras construidas en ella, lo cual permite una adecuada calibración entre uso de propiedades mecánicas y conducta de las cimentaciones.

En los siguientes párrafos presentamos magnitudes de propiedades mecánicas para el subsuelo de la ciudad de México, obtenidas a partir de la estadística. Cabe aclarar que estas propiedades el ingeniero las debe emplear con las reservas de caso, pues en general la dispersión de los datos es alta. Desde luego, presentan una mayor confiabilidad aquellas correlaciones en las que se proporcionan magnitudes de la dispersión de los datos (desviación estándar o variancia).

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión

$$c_u = q_c / N_k \quad (44)$$

En la tabla 5 se presentan los valores de  $c_u$  para el subsuelo de la zona del lago de la ciudad de México, en función de la resistencia en la punta del cono  $q_c$  (Santoyo, 1980)

La arcilla de la ciudad de México, que constituye la llamada formación arcillosa superior (Marsal y Mazari, 1959), formación Tacubaya (Zeevaert, 1973) o serie arcillosa superior (Tamez *et al*, 1987), exhibe el siguiente valor de la resistencia al corte  $c_{qu} = q_u / 2$  ( $q_u$  = resistencia a la compresión simple) en función del contenido natural de agua  $w$  (Deméneghi, 1982a)

$$c_{qu} = 0.4994 - 0.0003038 w - 0.11203 t_\alpha \sqrt{0.11449 + (w - 252.8)^2 / 620434} \quad (45)$$

( $c_{qu}$  en  $\text{kg/cm}^2$  y  $w$  en porcentaje del peso seco,  $75 < w < 400\%$ )

La ec 45 se obtuvo con  $N = 69$  pares de valores ( $w, c_{qu}$ ),  $t_\alpha$  es una variable aleatoria con distribución  $t$  de Student, la cual se obtiene para  $N-2$  grados de libertad. En la tabla 6 se proporcionan valores de  $t_\alpha$  para diferentes niveles de confianza  $\alpha$ . Consideremos que un estrato de la formación Tacubaya (o formación arcillosa superior, o serie arcillosa superior) tiene un contenido natural de agua  $w = 250\%$ ; tomando un  $\alpha = 10\%$ , de la tabla 5:  $t_\alpha = 1.2944$ . Aplicando la ec 45 se obtiene  $c_{qu} = 0.1974 \text{ kg/cm}^2$ . Esto indica que existe una probabilidad de 10% de que el valor de la cohesión en dicho estrato sea menor que  $0.1974 \text{ kg/cm}^2$ . La fig 14 muestra la variación de  $c_{qu}$  con  $w$ , para  $\alpha = 10\%$  (Deméneghi, 1982b).

La tabla 7 contiene datos de resistencia al corte de suelos de la zona poniente de la ciudad de México (Deméneghi y Sanginés, 2000). Las tobas están formadas por limos arenosos y arenas limosas, en ocasiones estos suelos contienen cierto porcentaje de arcilla (León, 1976). Las arenas de pómez proceden de materiales pumíticos gris claro (León, 1976) y de una laterita de pómez (Ellstein, 1992).  $c'$  es la cohesión del suelo saturado previamente, en condiciones drenadas,  $c_{nat}$  es la cohesión en estado natural (sin variar su humedad natural) y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

En la tabla 8 la media de la población se toma igual a la media de la muestra. La variancia de la población se estima con la siguiente expresión

$$\sigma^2 = (N-1) s^2 / \chi^2_{1-\alpha_1} \quad (46)$$

donde  $\chi^2_{1-\alpha_1}$  se obtiene para  $N-1$  grados de libertad; para fines prácticos  $\alpha_1$  se puede tomar igual a 40%. Esto quiere decir que la probabilidad de que la variancia de la población sea mayor que  $\sigma^2$  (calculada con la ec 46), es 40%. En la tabla 8 se presentan los parámetros de resistencia de las poblaciones estadísticas de las tobas y de las arenas pumíticas, usando los datos de la tabla 7.

Con los valores de la tabla 8 se pueden hacer inferencias estadísticas de las propiedades

mecánicas. En efecto, aceptando que una población estadística tiene una distribución normal de probabilidad, un valor desfavorable (poco probable) se calcula

$$\text{Valor desfavorable} = \mu - \sigma z_{\alpha_2} \geq 0 \quad (47)$$

La probabilidad de que la magnitud de una propiedad mecánica sea menor que el valor desfavorable calculado con la ec 47, es  $\alpha_2$ .

Aplicando la ec 47, en la tabla 9 se presentan valores desfavorables de los parámetros de resistencia, para las tobas y para las arenas pumíticas, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . El ingeniero puede elegir un cierto nivel de confianza, de acuerdo con su criterio y experiencia, y estimar la probabilidad de ocurrencia de una propiedad mecánica (Deméneghi y Sanginés, 2000).

El uso de la tabla 9 es como sigue: tomando por ejemplo un nivel de confianza  $\alpha_2 = 20\%$ , en la toba existe una probabilidad de 20% de que  $c'$  resulte menor que  $2.092 \text{ t/m}^2$ , que  $c_{nat}$  resulte menor que  $8.931 \text{ t/m}^2$  y que  $\phi$  resulte menor que  $26.073^\circ$ .

Ciudad Universitaria, D F, enero de 2001

## REFERENCIAS

Deméneghi, A, "Sobre el empleo de correlaciones en mecánica de suelos", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 2: 81-87, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982a

Deméneghi, A, "Aplicaciones de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del valle de México", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 4: 95-105 Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982b

Deméneghi, A y Sanginés, H, "Análisis estadístico de propiedades de los suelos de la zona poniente de la ciudad de México", XX Reunión Nal Mec Suelos, vol 2: 379-385, Oaxaca, Oax, Soc Mex Mec Suelos, nov 2000

Ellstein, A, "Medición de la capacidad de carga in-situ mediante un cono dinámico especial", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la

Zona Poniente del Valle de México: 17-21, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992

Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993

Juárez Badillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976

León, J L, "Propiedades del suelo", Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México: 22-36, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1976

Marsal, R J, "Propiedades de los suelos compactados", VI Congr Panam Mec Suelos Ing Ciment, vol I, Lima, 1979

Marsal, R J y Mazarán, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959

Meyerhof, G G, "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", Jour Soil Mech Found Div, SM-1, ASCE, enero 1956

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Departamento del Distrito Federal, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, 1987

Santoyo, E, "Empleo del cono estático en un túnel de la ciudad de México", X Reunión Nal Mec Suelos, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1980

Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E, *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, 1989

Schmertmann, J H, "Static cone to compute static settlement over sand", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3, mayo 1970

Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de *Foundation Engineering*, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Tamez, E, Santoyo, E, Mooser, F y Gutiérrez, C E, *Manual de Diseño Geotécnico*, Vol 1, Covitur, Sria Gral Obras, Depto Distrito Federal, 1987

Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da ed, Wiley, 1967

Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

TABLA 1  
(Fredlund y Rahardjo, 1993)

Experimental Values of  $\phi^b$

Soil Type	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (degrees)	$\phi^b$ (degrees)	Test Procedure	Reference
Compacted shale; $w = 18.6\%$	15.8	24.8	18.1	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Boulder clay; $w = 11.6\%$	9.6	27.3	21.7	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	37.3	28.5	16.2	Consolidated drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	20.3	29.0	12.6	Constant drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	15.5	28.5	22.6	Consolidated water content triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$ , $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	11.3	29.0	16.5	Constant water content triaxial	Satija, (1978)
Madrid grey clay; $w = 29\%$	23.7	22.5*	16.1	Consolidated drained direct shear	Escario (1980)
Undisturbed decomposed granite; Hong Kong	28.9	33.4	15.3	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Undisturbed decomposed rhyolite; Hong Kong	7.4	35.3	13.8	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Tappen-Notch Hill silt; $w = 21.5\%$ , $\rho_d = 1590 \text{ kg/m}^3$	0.0	35.0	16.0	Consolidated drained multistage triaxial	Krahn <i>et al.</i> (1989)
Compacted glacial till; $w = 12.2\%$ , $\rho_d = 1810 \text{ kg/m}^3$	10	25.3	7-25.5	Consolidated drained multistage direct shear	Gan <i>et al.</i> (1988)

\*Average value

(Accapcarp)

TABLA 2  
 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA PARA ARENAS (Meyerhof, 1956)

Estado	Compacidad relativa	N	q <sub>c</sub>	Angulo de fricción interna
			kg/cm <sup>2</sup>	Grados
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 q<sub>c</sub> = resistencia en la punta del cono

TABLA 3  
 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ARCILLAS (Terzaghi y Peck, 1967)

Consistencia	N	Resistencia a la compresión simple, q <sub>u</sub>
		kg/cm <sup>2</sup>
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

TABLA 4  
 VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE N<sub>k</sub> (Santoyo et al. 1989)

Tipo de suelo	N <sub>k</sub>
Arcilla normalmente consolidada (q <sub>c</sub> < 20 kg/cm <sup>2</sup> )	15-18
Arcilla suave con falla local	10-14
Arcilla preconsolidada (q <sub>c</sub> > 25 kg/cm <sup>2</sup> )	22-26
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14
Suelos arcillosos blandos	20

TABLA 5  
 VALORES DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN PRUEBA RÁPIDA (Santoyo, 1980)

Tipo de suelo	q <sub>c</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	Prueba		Torquímetro		Penetrómetro de bolsillo
		T <sub>axial UU</sub>	Compresión simple	Laboratorio	Campo	
Costra seca	5 < q <sub>c</sub> < 10	q <sub>c</sub> /14	q <sub>c</sub> /20	-	-	-
Arcillas blandas	q <sub>c</sub> > 5	q <sub>c</sub> /13	q <sub>c</sub> /16	q <sub>c</sub> /12	q <sub>c</sub> /14	-
Limos arcillosos duros	q <sub>c</sub> > 10	q <sub>c</sub> /24	q <sub>c</sub> /54	-	-	q <sub>c</sub> /29

TABLA 6  
VALORES DE LA VARIABLE ALEATORIA  $t_{\alpha}$  (t DE STUDENT)  
PARA N-2=67 GRADOS DE LIBERTAD

Nivel de confianza $\alpha$ , %	2.5	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$t_{\alpha}$	1.9961	1.6680	1.2944	1.0446	0.8471	0.6782	0.5270	0.3870	0.2544	0.1261	0

TABLA 7  
PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE ARENAS PUMÍTICAS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
Número de valores, N	7	13	20	18	18
Media	6.357	26.169	37.65	4.63	31.367
Variancia, $s^2$	19.560	355.986	167.818	4.463	76.364
Desviación estándar, s	4.423	18.868	12.954	2.113	8.739
Coefficiente de variación	0.696	0.721	0.344	0.456	0.279

TABLA 8  
PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE ARENAS PUMÍTICAS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

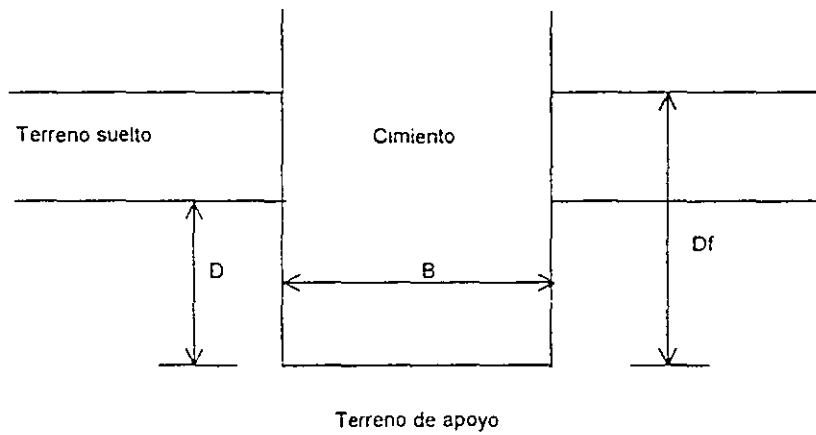
Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
Número de valores, N	7	13	20	18	18
$\gamma$ , cuadrada	4.57	10.182	16.85	14.937	14.937
Media, $\mu$	6.357	26.139	37.65	4.63	31.367
Variancia, $\sigma^2$	25.680	419.547	189.231	5.080	86.910
Desviación estándar, $\sigma$	5.068	20.483	13.756	2.254	9.323

TABLA 9  
VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE (Deméneghi y Sanginés, 2000)

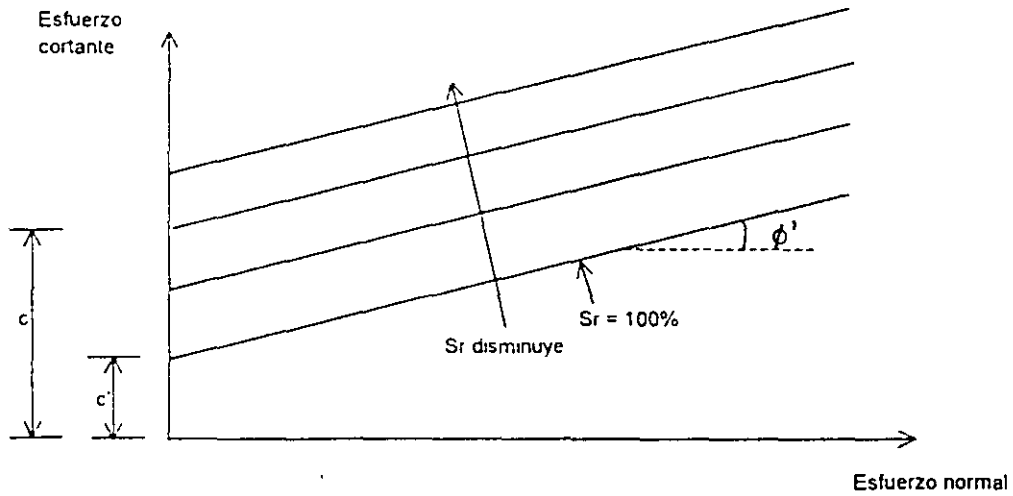
Nivel de confianza $\alpha$ , %	$z_{\alpha/2}$	Tobas			Arenas pumíticas	
		$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
5	1.6449	0	0	15.023	0.923	16.032
10	1.2816	0	0	20.020	1.741	19.419
15	1.0364	1.105	4.941	23.393	2.294	21.705
20	0.8416	2.092	8.931	26.073	2.733	23.521
25	0.6745	2.939	12.354	28.371	3.110	25.079
30	0.5244	3.700	15.428	30.436	3.448	26.478
40	0.2533	5.074	20.981	34.166	4.059	29.005
50	0	6.357	26.169	37.650	4.630	31.367

(Accapcarp)



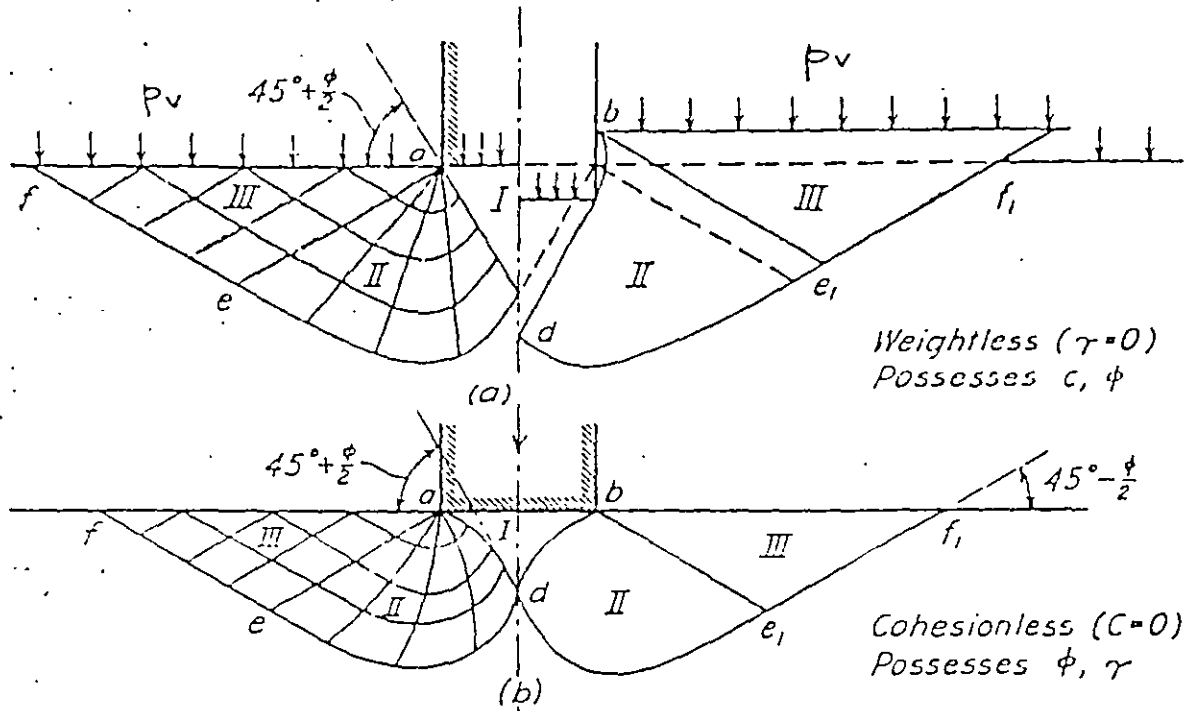


PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO "D" EN EL ESTRATO DE APOYO  
FIGURA 7



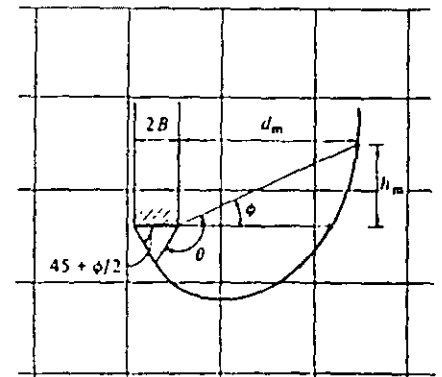
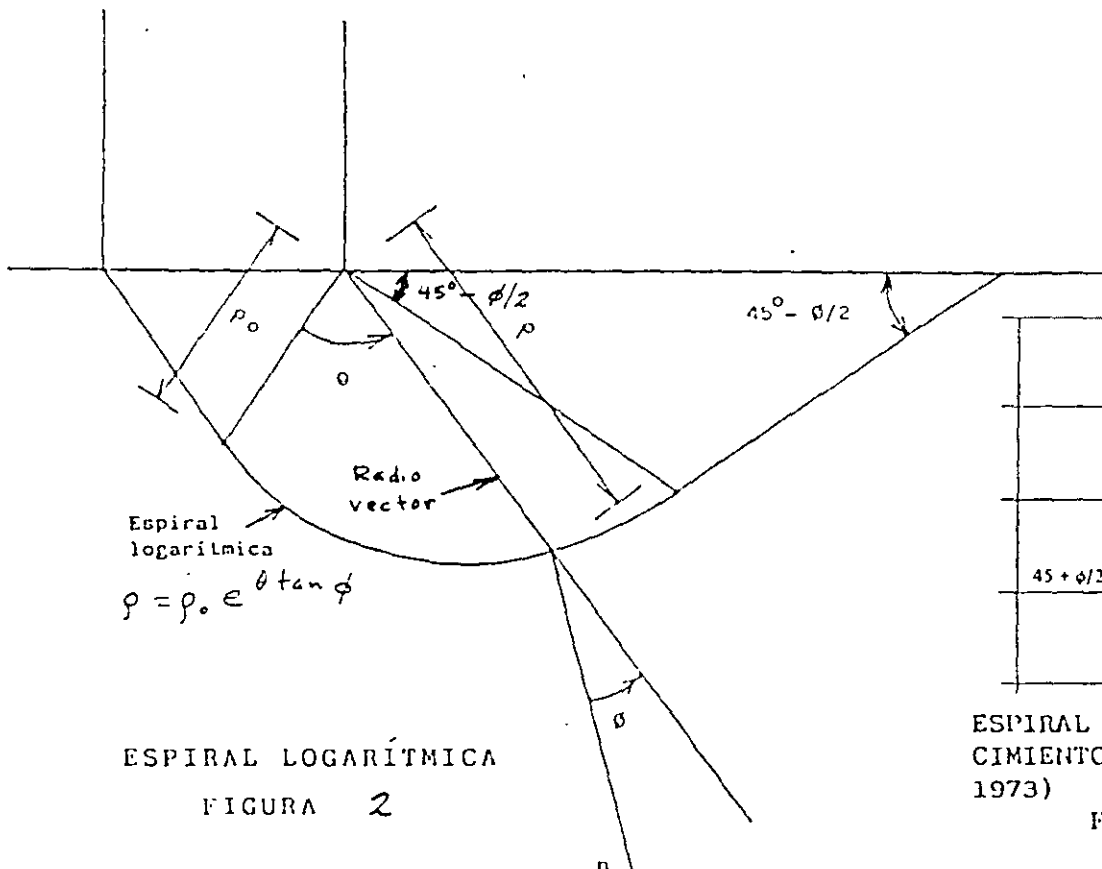
VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE CON EL GRADO DE SATURACIÓN  
FIGURA 8

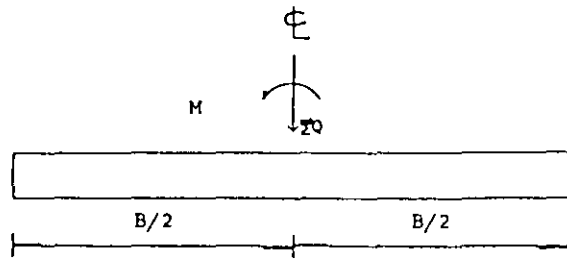
(Accaparf)



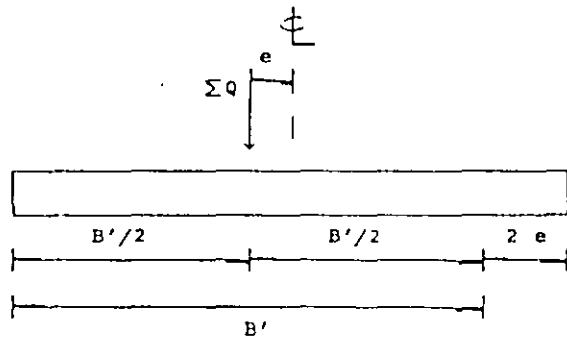
ZONAS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO DESPUÉS DE LA FALLA (TERZAGHI Y PECK, 1967)

FIGURA 1



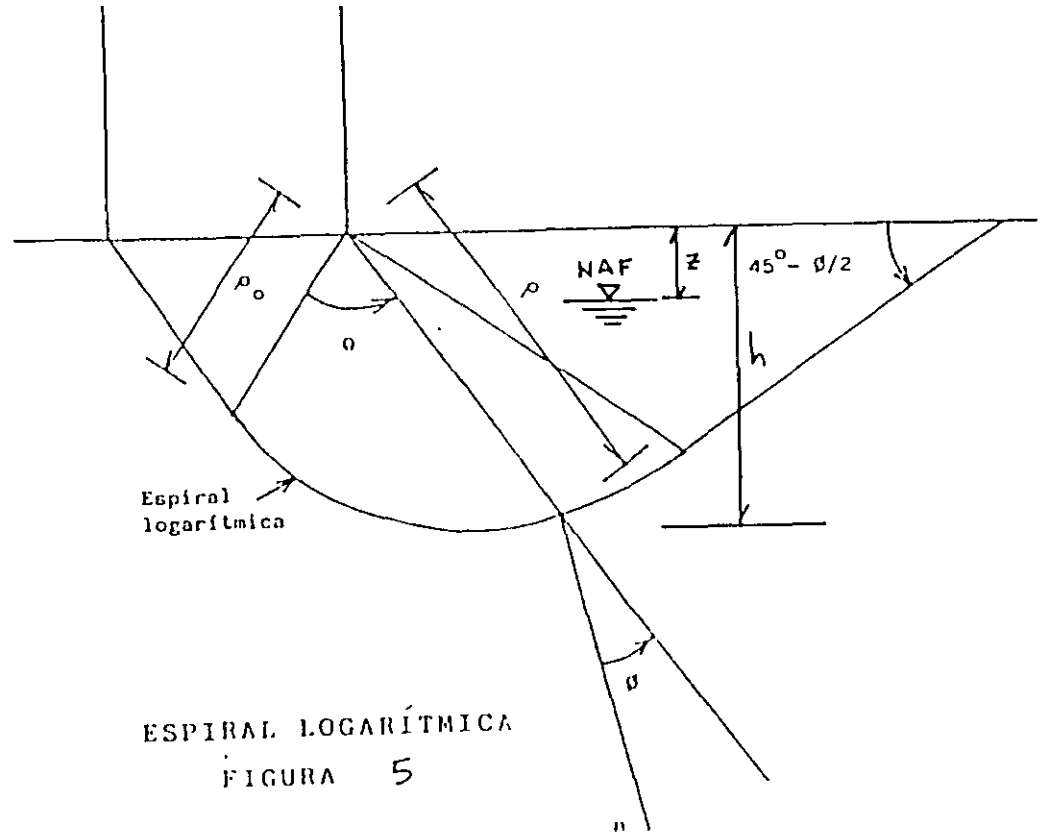


a) Cimiento sometido a carga vertical y momento



b) Cimiento con un sistema de cargas externas equivalente

FIG 4 CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO



ESPIRAL LOGARÍTMICA  
FIGURA 5

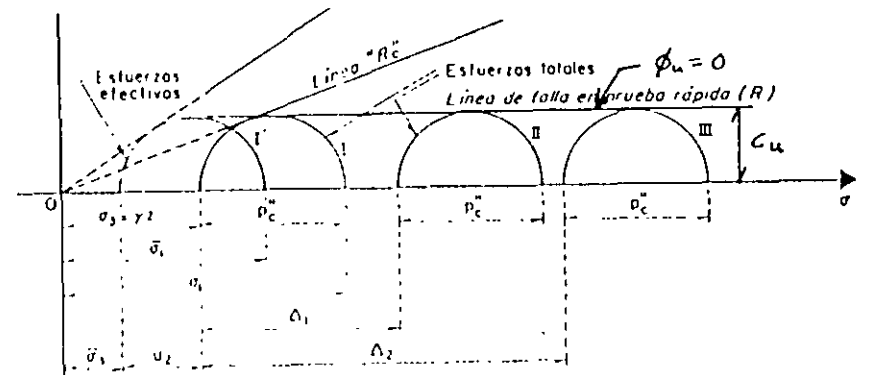
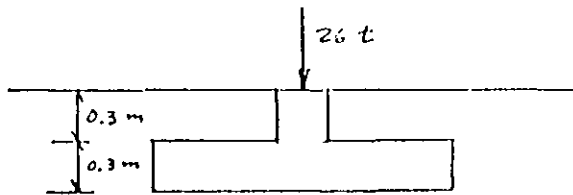
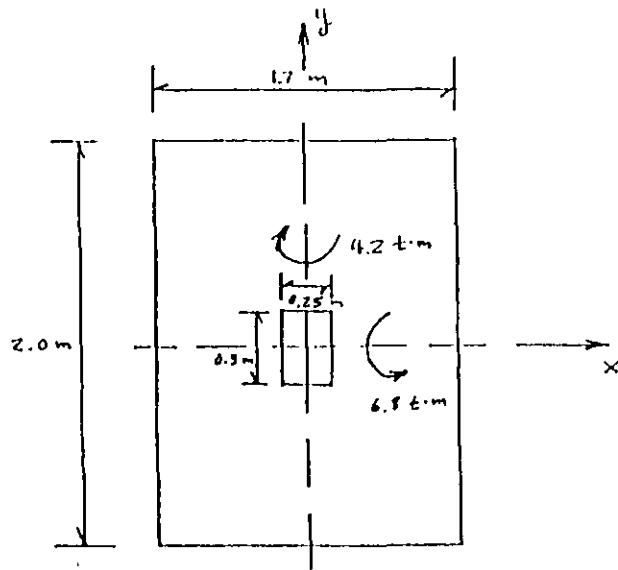


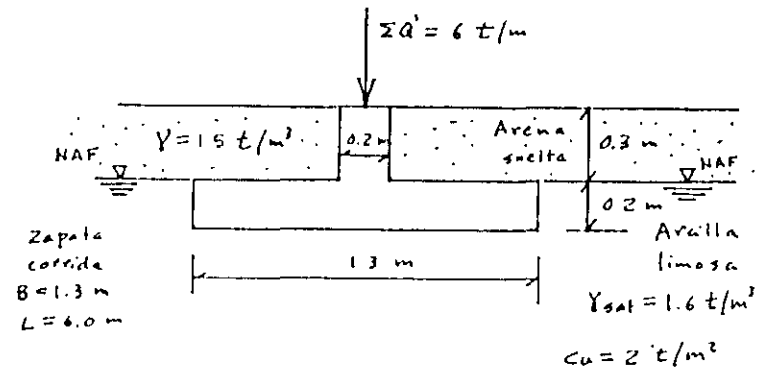
FIG 6 LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

(JUÁREZ BADILLO Y RICO, 1976)



$D_r = 58\%$  ,  $\phi^* = 37^\circ$  ,  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$   
 Arena  $\epsilon_s = 2.6$

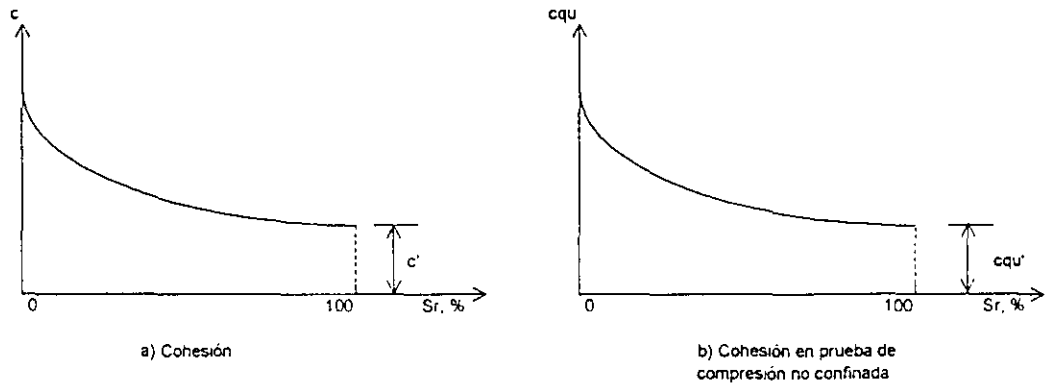
SUELO FRICCIONANTE  
 FIGURA E-2



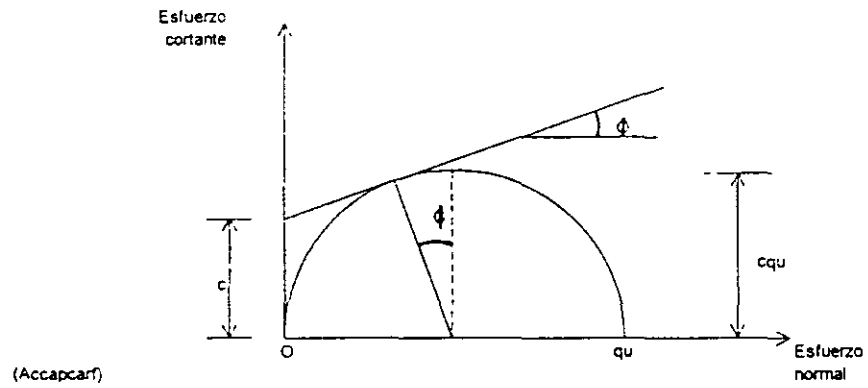
SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

EJEMPLO

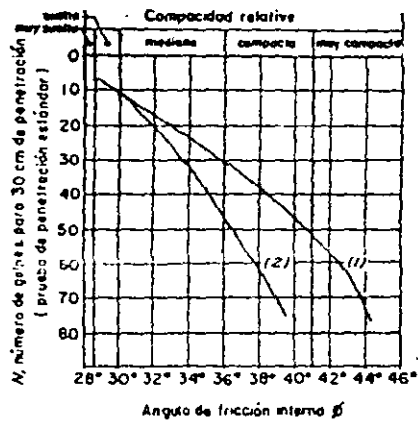
FIGURA E-3



VARIACIÓN DE LA COHESIÓN CON EL GRADO DE SATURACIÓN  
FIGURA 9



OBTENCIÓN DE LA COHESIÓN DEL SUELO  
FIGURA 10

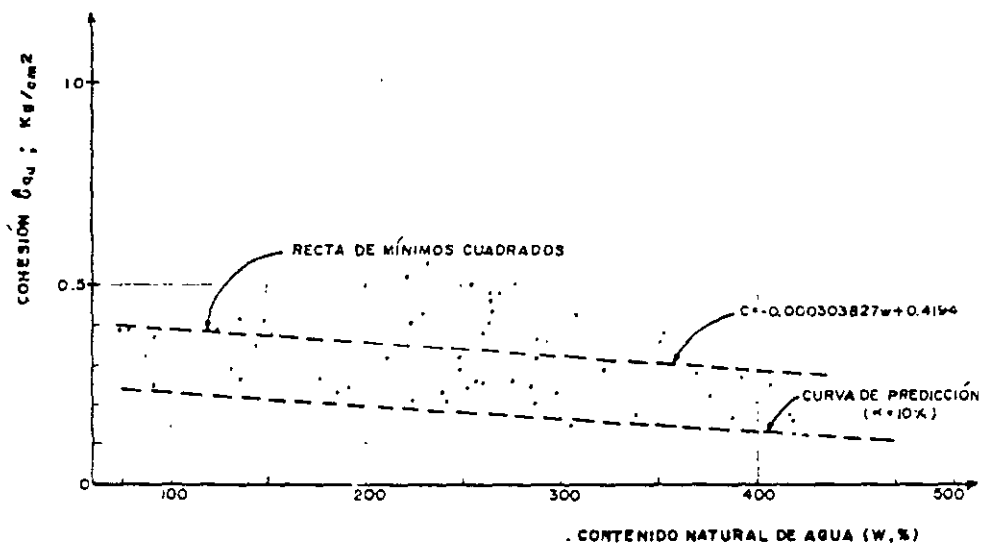


- (1) Relación para arenas de grano anguloso a redondeado de mediana a gruesa
- (2) Relación para arenas finas y para arenas lomas

Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

(Juárez Badillo y Rico, 1976)

FIGURA 11



CORRELACIÓN ESTADÍSTICA ENTRE  $C_{qu}$  Y W  
(Deméneghi, 1982b)

FIGURA 14



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**Diplomado análisis y diseño de  
estructuras y cimentaciones**

**MODULO II: DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D.F**

**TEMA  
ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES**

**ANEXO II**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL 2003**



## ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi-Colina\*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en éste al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (fig 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la fig 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$x_0 = a \operatorname{sen} \Omega t$$

La velocidad de la base vale  $\dot{x}_0 = a \Omega \cos \Omega t$

y la aceleración  $\ddot{x}_0 = -a \Omega^2 \operatorname{sen} \Omega t$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

Desplazamiento relativo  $y = a B_d \operatorname{sen} (\Omega t - \phi)$

Velocidad relativa  $\dot{y} = a \Omega B_d \cos (\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa  $\ddot{y} = -a \Omega^2 B_d \operatorname{sen} (\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}\right]^2 + \left[2\zeta \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)}\right]^2}}$$

$$\phi = \text{ang tan} \frac{2\zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

$\omega_1$  es la frecuencia circular del sistema

$$\omega_1 = \sqrt{K / M}$$

Los desplazamientos absolutos están dados por

Desplazamiento	$x = x_0 + y$
Velocidad	$\dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y}$
Aceleración	$\ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$

Definamos el factor de amplificación de la aceleración como  $e'$  cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \ddot{x} / \max \ddot{x}_0$$

En la fig 3 se muestra la variación de  $f_a$  con el cociente  $T_1 / T$ , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico.

Recordemos que los periodos están dados por

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra)} \quad \text{y} \quad T = 2\pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la fig 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente  $T_1 / T$  y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando  $T_1 / T = 1$ ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor  $f_a$ . Para  $T_1 / T \rightarrow \infty$  la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor  $H$  como el indicado en la fig 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$x_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \operatorname{sen} \Omega t)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia  $\Omega$ .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación  $f_a = A(\Omega)$  como el valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha \operatorname{sen}^2 \beta} \quad (1)$$

donde

$$\alpha = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} - 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} C_s \quad (2)$$

$$\beta = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} + 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} C_s \quad (3)$$

donde  $C_s = \sqrt{G / \rho}$  = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando

$\eta$  = amortiguamiento del suelo blando

$\Omega$  = frecuencia circular natural de la base rígida

$H$  = espesor del suelo blando

$G$  = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

$\rho$  = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que  $\eta \Omega / G = 2 \zeta$  sea una constante. Aplicando las ecs 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

$\omega_n$  = frecuencia circular del modo  $n$  de vibrar

$$\omega_n = (2n - 1) \pi \sqrt{G / \rho} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad (4)$$

Para pequeños valores de  $(\eta \Omega / G)$ , la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2\zeta) \quad (5)$$

$\zeta$  = fracción del amortiguamiento crítico

En la fig 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor  $H = 30.5$  m, con una velocidad de la onda de cortante en el suelo blando  $C_s = 229$  m/s y un peso volumétrico del suelo  $\gamma = 2$  t/m<sup>3</sup>.

La función de amplificación se obtiene empleando las ecs 1 a 3, considerando que  $\eta \Omega / G = 2 \zeta$ .

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide o está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los "picos" de la función de amplificación (fig 4), empleando las ecs 4 y 5. En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN  $A(\omega_n)$

n	$\omega_n$ s <sup>-1</sup>	f ciclos/s	$T_{sn}$ s	A ( $\omega_n$ )
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.03	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad A(\omega_n) = 4 / (2n - 1)\pi (2\zeta)$$

$$f = \omega_n / 2\pi \quad T_{sn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio; en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los periodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el período de vibración de la base firme coincide con el período natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (fig 4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del

suelo es de 20 % . Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente  $T_{s1} / T$ , donde  $T_{s1}$  es el período natural de vibración del estrato blando y  $T$  es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (fig 1), los períodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4 H \sqrt{\rho / G} / (2n - 1) \quad (6)$$

$$n = 1, 2, \dots$$

donde  $\rho$  = masa específica del suelo  
 $G$  = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo

El primer modo de vibrar, o modo fundamental, se obtiene para  $n = 1$ :

$$T_{s1} = 4 H \sqrt{\rho / G} \quad (7)$$

Para la estimación del período natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert (1973, 1980). Para la determinación del módulo de rigidez dinámico de la arcilla del valle de México, puede consultarse a Jaime et al (1987).

El período de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismo 1987):

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (8)$$

donde  $T_o$  = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este período se debe a la flexibilidad propia de la estructura)

$T_x$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza

$T_r$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza

El período natural de vibración por rotación de una masa está dado por

$$T_r = 2 \pi \sqrt{M H^2 / K_r} = 2 \pi H \sqrt{M / K_r} \quad (9)$$

$$T_r = 2 \pi \sqrt{W H^2 / g K_r} \quad g = \text{aceleración de la gravedad} \quad (10)$$

Las Normas de Sismo, en el inciso A.7 del Apéndice, establecen que "para el cálculo de  $T_x$  se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale  $K_x$ , en t/m:

$$T_x = 2 \pi (W'_0 / g K_x)^{1/2} \quad (11)$$

donde  $T_x$  está en segundos,  $W'_0$  es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en toneladas, y "g" es la aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ . El valor de  $W'_0$  no se tomará menor de  $0.7 W_0$ .

"Para el cálculo de  $T_r$  se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez  $K_r$ , en t.m/radián:

$$T_r = 2 \pi (J / g K_r)^{1/2} \quad (12)$$

donde  $T_r$  está en segundos y "J" es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en  $t.m^2$ , con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

"Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se obtendrán de la tabla 1, en que G es el módulo de rigidez medio, en  $t/m^2$ , del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes  $R_x$  y  $R_r$ , en metros, se calcularán empleando las expresiones

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} \quad (13)$$

$$R_r = (4 I / \pi)^{1/4} \quad (14)$$

"en las que A, en  $m^2$ , es el área de la superficie neta de cimentación, e I, en  $m^4$ , es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza" (Normas de Sismo 1987).

Una vez que se conocen los periodos de vibración del suelo  $T_{s1}$  y de la estructura  $T_1$ , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación  $f_a$  (fig 5), definido como el cociente de la máxima aceleración en el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando. Para entrar en el espectro de la fig 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980):

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1} \quad (15)$$

donde  $g_1 = g_o g_r (T'_1)^2 / (g_o T_r^2 + g_r T_o^2)$  (16)

$$T'_1 = \sqrt{T_o^2 + T_r^2}$$

$$g_o = 1 - \zeta_o^2$$

$$g_r = 1 - \zeta_r^2$$

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando  $T_1 / T_{s1} = 1$ . Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el periodo natural de vibración del suelo con el periodo natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona, en la ciudad de México, el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que "la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión:

$$a = (1 + 3 T / T_o) c / 4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_o"$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo  $T = 0$  en esta expresión (pues para  $T = 0$  la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto  $a = c_s = c / 4$  en la superficie.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento):

Zona	Coficiente sísmico c	Coficiente $c_s$ (superficie)	Aceleración (superficie) $\text{cm/s}^2$
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de  $98 \text{ cm/s}^2$ .

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar "c" (Normas de Sismo, Apéndice): "en sitios en que se conozca el período dominante del terreno  $T_{s1}$ , y que se hallen en las partes sombreadas de la fig 3.1 (de esas Normas), también se adoptará  $c = 0.4$  para estructuras del grupo B, y  $0.6$  para las del A; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / (4 + T_{s1}^2) \quad (17)$$

Vemos que el coeficiente sísmico depende del período de vibración dominante del suelo  $T_{s1}$ . Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie  $c_s = c / 4$  y que la aceleración en la superficie, en  $\text{cm/s}^2$ , es igual a  $c_s$  por 980, en la fig 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período  $T_{s1}$ .

#### EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características:

Masa =  $217.5 \text{ t.s}^2/\text{m}$

Peso =  $2133 \text{ t}$

Período de la estructura  $T_0 = 0.3 \text{ s}$

Amortiguamiento en la estructura  $\zeta_0 = 5 \%$

Período por rotación  $T_r = 0.76 \text{ s}$

Amortiguamiento en el terreno de cimentación  $\zeta_r = 15 \%$

Período por traslación  $T_x = 0.22 \text{ s}$

Período del terreno de cimentación  $T_{s1} = 2.4 \text{ s}$

#### Solución

El período acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_0^2 + T_x^2 + T_r^2} = 0.85 \text{ s}$$

Obtenemos el cociente  $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la fig 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980):

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_0 g_r (T_1')^2 / (g_0 T_r^2 + g_r T_0^2)$$

donde  $T_1' = \sqrt{T_0^2 + T_r^2} = 0.817 \text{ s}$



$$g_o = 1 - \zeta_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \zeta_r^2 = 0.9775$$

Sustituyendo  $g_1 = 0.98$   $\zeta_o = 0.141$

Es decir, el sistema acoplado tiene un amortiguamiento de 14.1 % .

Entrando al espectro para diseño sísmico (fig 5, Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación  $f_a = 1.9$  .

Considerando una aceleración en la superficie de  $98 \text{ cm/s}^2$ , la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dada por  $(98)(1.9) = 186 \text{ cm/s}^2$  .

#### REFERENCIAS

- Jaime, A, Romo, M P, Ovando, E y Legorreta, H, "Algunos aspectos del comportamiento dinámico de la arcilla del valle de México", Simposio sobre Generación, Propagación y Efectos de Temblores, SMF, SMMS, UGM y SMIS, México, D F, abril de 1987
- Newmark, N M y Rosenblueth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986
- Roesset, J M, "Fundamentals of soil amplification", Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969
- Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973
- Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980

TABLA I

Tabla A7.1 Valores de  $K_x$ ,  $K_r$  y  $K_v$

En la zona II

Profundidad de desplante(1)	$K_x$	$K_r$ (2)	$K_v$	
			Losa	Zapata
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

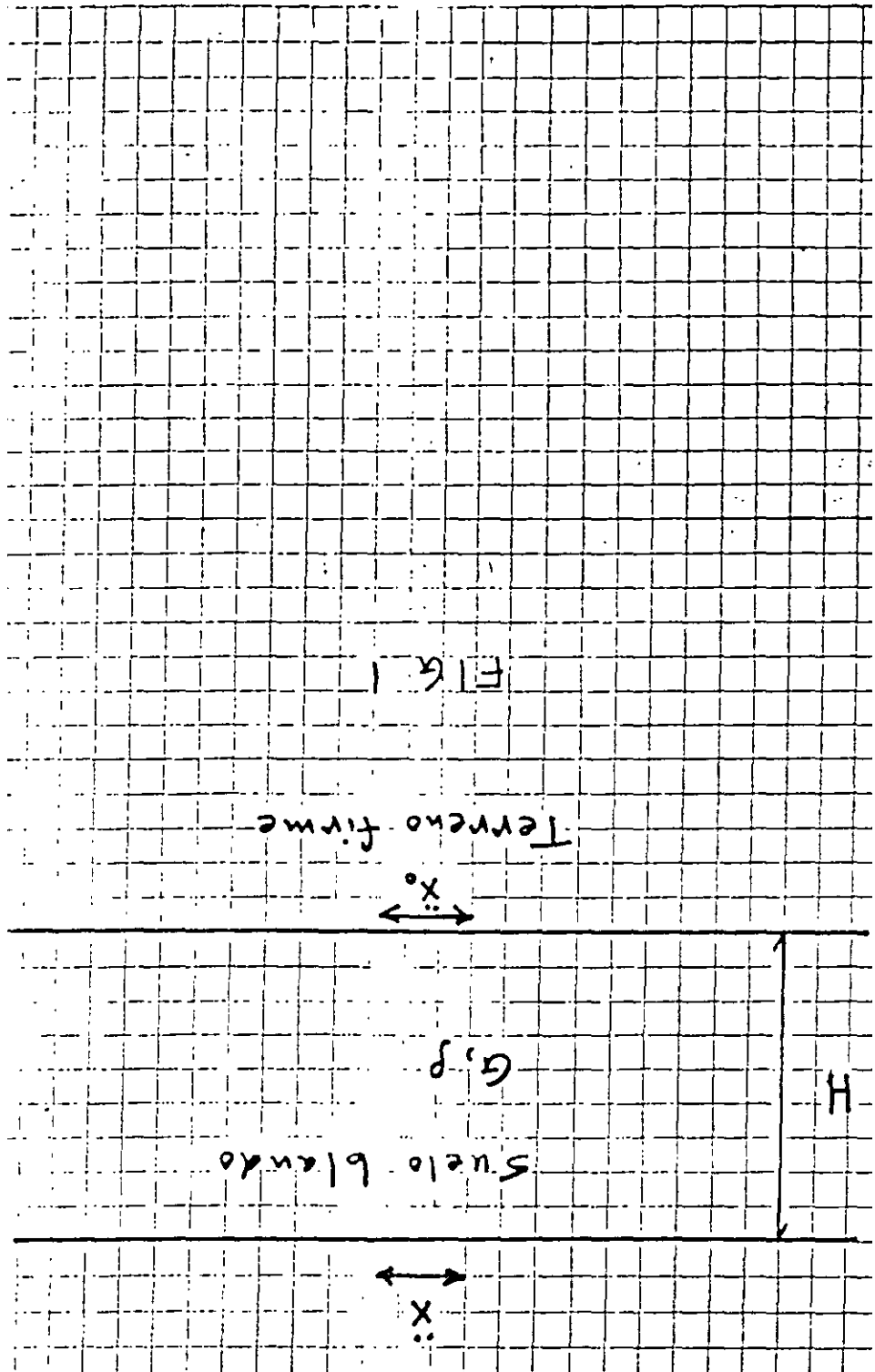
Profundidad de desplante(1)	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $K_r$  infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4.  $K_p$  se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.



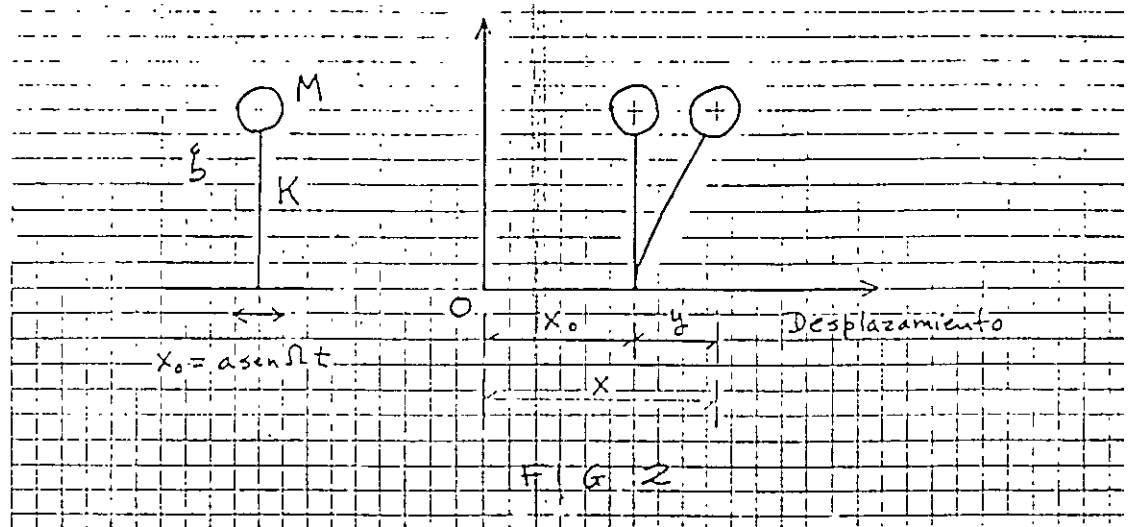


FIG 2

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

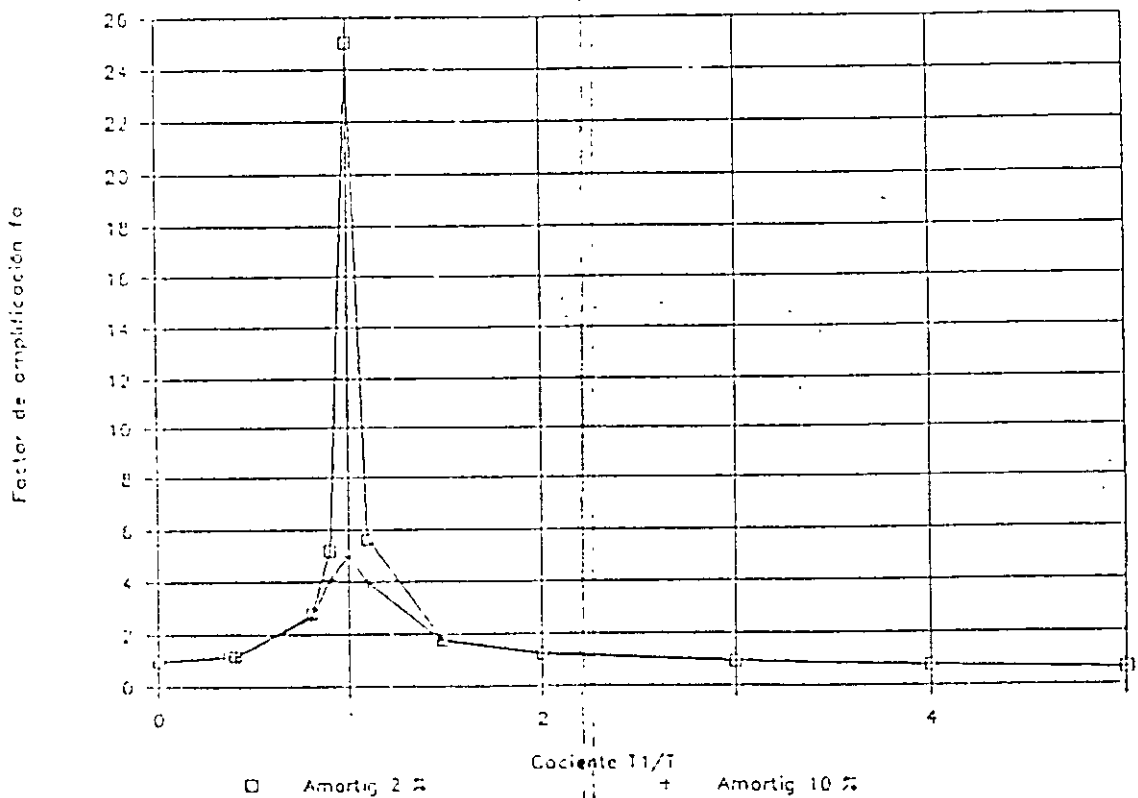


FIG 3

# VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

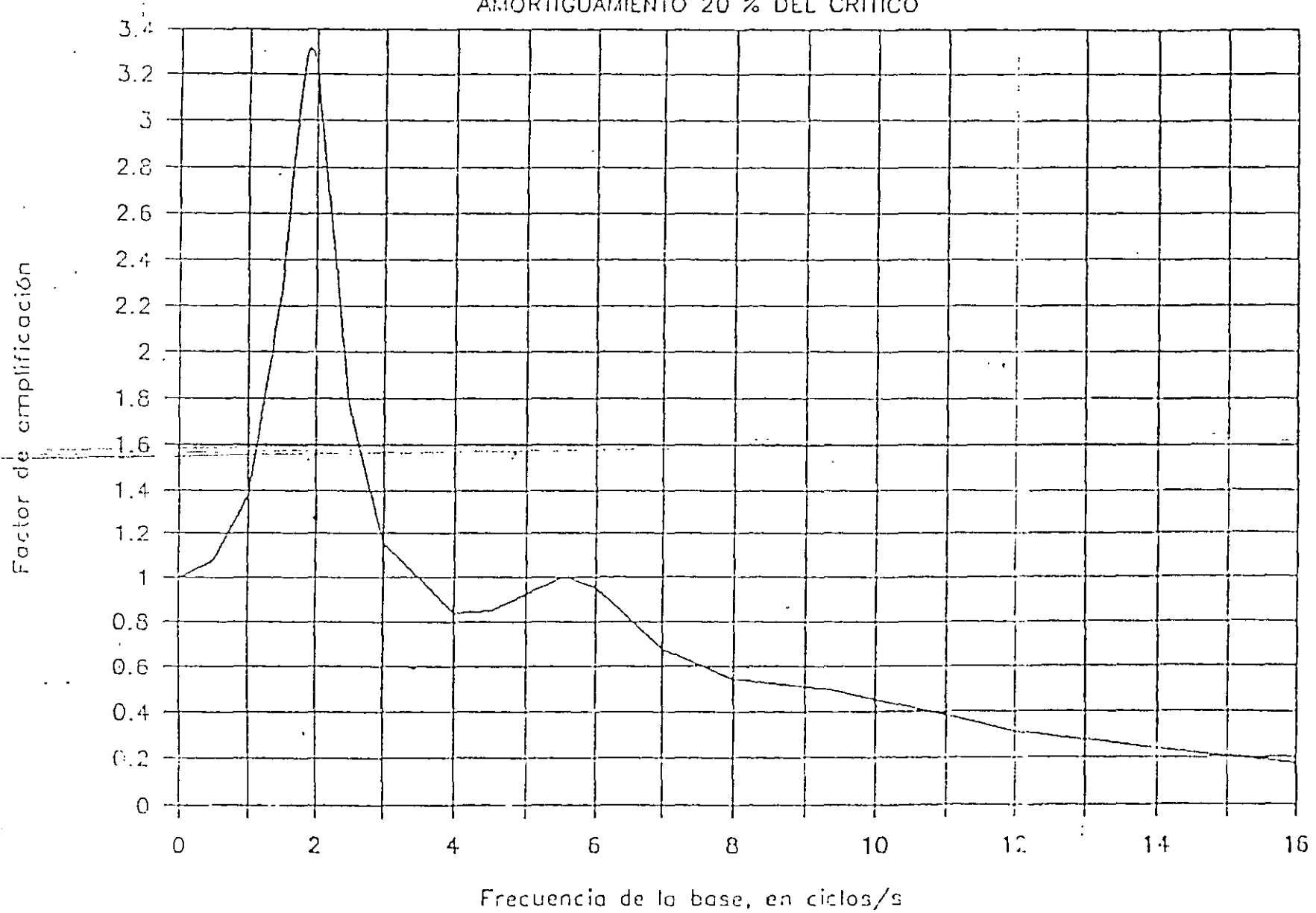
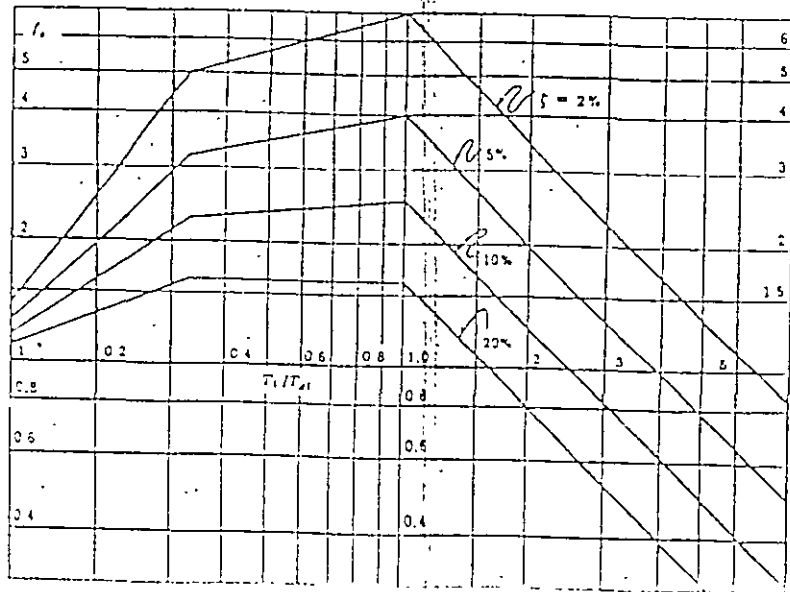


FIG 4



Espectro envolvente para diseño sísmico (Zeevaert 1980)

FIG 5

### ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERRENO CIUDAD DE MÉXICO

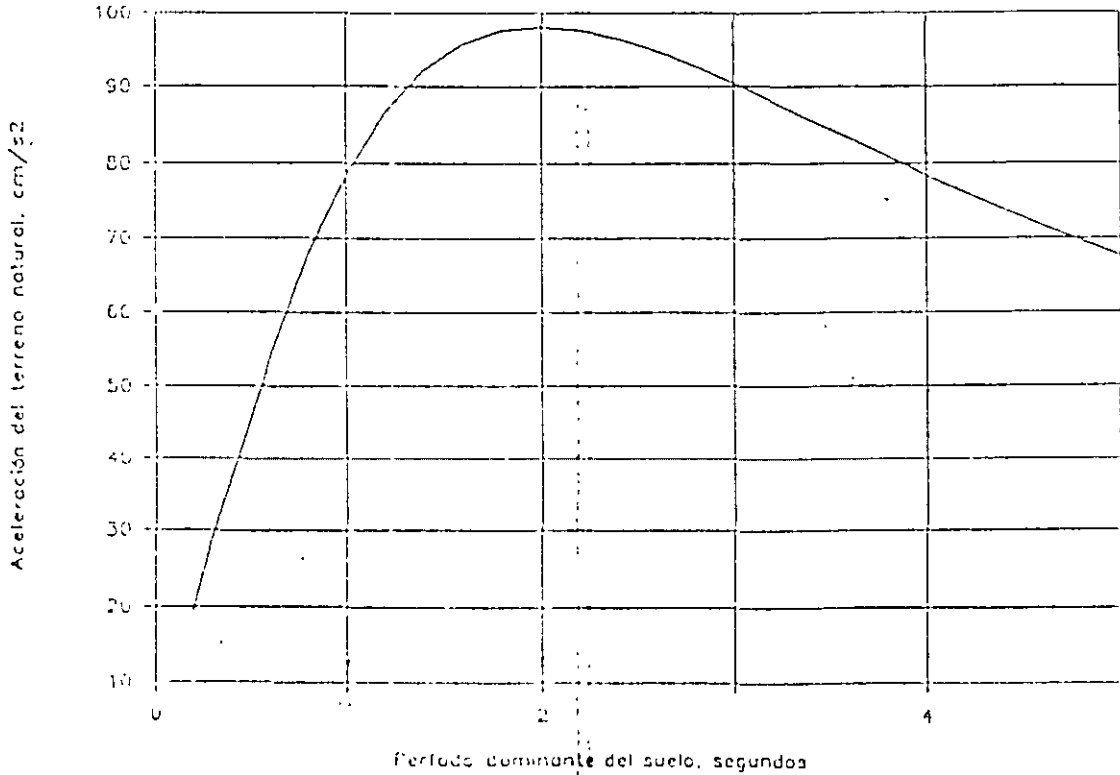


FIG 6



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES**

### **MÓDULO II DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

#### **TEMA**

Apuntes de cimentaciones  
Interacción suelo estructura

**EXPOSITOR: M. en I. AGUSTIN DEMÈNEGHI COLINA  
PALACIO DE MINERÍA  
ABRIL DEL2003**

## APUNTES DE CIMENTACIONES INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina\*  
Héctor Sanginés García\*

### NOTA PRELIMINAR

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la *interacción estática suelo-estructura*, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la *interacción dinámica suelo-estructura*.

### INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: (a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, (b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y (c) se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: (i) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los

apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas), y (ii) cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

### Interacción suelo-zapatas aisladas

#### *Definición de módulo de reacción*

Para llevar a cabo la interacción suelo-zapatas aisladas, se hace uso del concepto de módulo de reacción o módulo de rigidez del terreno de cimentación, el cual se presenta en los siguientes párrafos.

Definamos el módulo de reacción o rigidez lineal vertical de un cimiento de la siguiente forma

$$K_v = Q_v / \delta_v \quad (1)$$

donde  $Q_v$  es la fuerza vertical aplicada al cimiento y  $\delta_v$  es el asentamiento vertical ocasionado por  $Q_v$ .

Se define la rigidez lineal horizontal de un cimiento

$$K_h = Q_h / \delta_h \quad (2)$$

donde  $Q_h$  es la fuerza horizontal aplicada al cimiento y  $\delta_h$  es el desplazamiento horizontal producido por  $Q_h$ .

Se define la rigidez a la rotación de un cimiento

$$K_r = M / \theta \quad (3)$$

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM



donde  $M$  es el momento aplicado al cimiento y  $\theta$  el ángulo —en radianes— producido por dicho momento.

#### Análisis de la interacción suelo-zapatas aisladas

Ilustremos la solución de la interacción suelo-zapatas aisladas con el marco de la fig 1 (ejemplo 1). La rigidez vertical del terreno de cimentación vale  $K_v = 2331.96$  t/m, la rigidez horizontal  $K_h = 1901.38$  t/m y la rigidez a la rotación  $K_r = 1102.81$  t.m/rad.

Utilizaremos el método de rigideces para el análisis de la estructura (véase el anexo 1), en el que se debe cumplir

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (4)$$

donde

$\underline{K}$  = matriz de rigidez de la estructura

$\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos

$\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento

$\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La formación de la matriz  $\underline{K}$  y de los vectores  $\underline{\delta}$ ,  $\underline{P}^e$  y  $\underline{P}^c$ , para el marco de la fig 1, viene descrito en el anexo 1; como resultado de esto, en la fig 2 se exhiben los grados de libertad de la estructura, y en las tablas 1, 2 y 3 la matriz de rigidez  $\underline{K}$ , el vector de cargas de empotramiento  $\underline{P}^e$  y el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$  de toda la estructura, respectivamente. (En la tabla 1 sólo incluimos los renglones de  $\delta_1$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_5$ ,  $\delta_7$ ,  $\delta_9$  y  $\theta_{11}$ , porque, por simetría  $\delta_2 = \delta_1$ ,  $\delta_4 = -\delta_3$ ,  $\theta_6 = -\theta_5$ ,  $\delta_8 = \delta_7$ ,  $\delta_{10} = -\delta_9$ ,  $\theta_{12} = -\theta_{11}$ .)

La rigidez del terreno de cimentación se puede incluir en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$ , de la siguiente forma: las fuerzas  $Q_v$ ,  $Q_h$  y  $M$  se pueden obtener con las ecs 1 a 3

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (5)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (6)$$

$$M = K_r \theta \quad (7)$$

En la fig 3 se muestran las reacciones del terreno en función de las rigideces del mismo y de los desplazamientos.

Usando las ecs 5 a 7 calculamos las fuerzas  $Q_{v1}$ ,  $Q_{v2}$ ,  $Q_{h3}$ ,  $Q_{h4}$ ,  $M_5$  y  $M_6$ :

$$Q_{v1} = 2231.96 \delta_1, \quad Q_{v2} = 2231.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, \quad Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, \quad M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2231.96 \delta_1 \\ 2231.96 \delta_2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Reemplazando en la ec 4 los valores de  $\underline{K}$  (tabla 1),  $\underline{P}^e$  (tabla 2) y  $\underline{P}^c$  (ec 8), y resolviendo el sistema de ecuaciones, obtenemos

$$\delta_1 = 0.010291 \text{ m}, \quad \delta_3 = 0.0055104 \text{ m}$$

$$\theta_5 = 0.00049148, \quad \delta_7 = 0.013289 \text{ m}$$

$$\delta_9 = -0.000078886 \text{ m}, \quad \theta_{11} = -0.0054707$$

Los elementos mecánicos en las barras de la estructura se calculan siguiendo el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector.)

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$Q_{v1} = Q_{v2} = 2331.96(0.010291) = 23.998 \text{ t}$$

$$Q_{h3} = 1901.38(0.0055104) = 10.477 \text{ t}$$

$$Q_{h4} = 1901.38(-0.0055104) = -10.477 \text{ t}$$

$$M_5 = 1102.81(0.00049148) = 0.542 \text{ t.m}$$

$$M_6 = 1102.81(-0.00049148) = -0.542 \text{ t.m}$$

Resolvamos otro ejemplo, el de la fig 4 (ejemplo 2), despreciando los efectos de acortamiento de barras. En la fig 5 y en la tabla 4 se exhiben la numeración de barras y grados de libertad. Las matrices de rigidez y los vectores de cargas de

empotramiento se hallan con los valores del anexo 3 (marcos planos con barras ortogonales, sin considerar el acortamiento de barras).

Barra 1  
Matriz de rigidez

$\theta_5$	$\theta_7$	$\delta_3$	
1299.52	649.76	423.76	$\theta_5$
649.76	1299.52	423.76	$\theta_7$
423.76	423.76	184.24	$\delta_3$

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_7 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Barra 2  
Matriz de rigidez

$\theta_6$	$\theta_8$	$\delta_4$	
1299.52	649.76	423.76	$\theta_6$
649.76	1299.52	423.76	$\theta_8$
423.76	423.76	184.24	$\delta_4$

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_8 \\ \delta_4 \end{matrix}$$

Barra 3  
Matriz de rigidez

$\theta_7$	$\theta_8$	$\delta_1$	$\delta_2$	
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	$\theta_7$
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	$\theta_8$
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	$\delta_1$
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	$\delta_2$

$$\underline{P}_3^e = \begin{bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se exhiben en las tablas 5 y 6. (En la tabla 5 sólo incluimos los renglones de  $\delta_1$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_5$  y  $\theta_7$ , porque, por simetría  $\delta_2 = \delta_1$ ,  $\delta_4 = -\delta_3$ ,  $\theta_6 = -\theta_5$ ,  $\theta_8 = -\theta_7$ .)

El vector  $\underline{\delta}$  es

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \theta_7 \\ \theta_8 \end{bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas vale (fig 4)

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} Q_{v1}-1.2 \\ Q_{v2}-1.2 \\ Q_{h3} \\ Q_{h4} \\ M_5 \\ M_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

La rigidez del terreno de cimentación la incluimos con las ecs 5 a 7 (obtenidas de las ecs 1 a 3)

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (9)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (10)$$

$$M = K_r \theta \quad (11)$$

En la fig 6 se indican las reacciones del suelo en función de las rigideces y los desplazamientos.

Sustituyendo valores

$$Q_{v1} = 2331.96 \delta_1, \quad Q_{v2} = 2331.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, \quad Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, \quad M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2331.96 \delta_1 - 1.2 \\ 2331.96 \delta_2 - 1.2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Reemplazando en la ec 4

$$\begin{aligned} -4.62 - 1.2 + 2331.96 \delta_1 &= 0 & (\delta_1) \\ 184.24 \delta_3 + 423.76 \theta_5 + 423.76 \theta_7 + 1901.38 \delta_3 &= 0 & (\delta_3) \\ 423.76 \delta_3 + 1299.52 \theta_5 + 649.76 \theta_7 + 1102.81 \theta_5 &= 0 & (\theta_5) \\ 426.76 \delta_3 + 649.76 \theta_5 + 5284.72 \theta_7 + 4.62 &= 0 & (\theta_7) \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0024958 \text{ m}, \delta_3 = 0.00014033 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00022213, \theta_7 = -0.00091278 \end{aligned}$$

Para hallar los elementos mecánicos, se utiliza el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector).

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= Q_{v2} = 2331.96(0.0024958) = 5.82 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.00014033) = 0.267 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.00014033) = -0.267 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00022213) = 0.245 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00022213) = -0.245 \text{ t.m} \end{aligned}$$

#### Determinación de los módulos de reacción del suelo

La determinación de las rigideces  $K_v$ ,  $K_h$  y  $K_r$  se lleva a cabo usando su definición dada por las ecs 1 a 3. Por ejemplo, el módulo  $K_v$  se obtiene aplicando a la zapata una carga vertical  $Q_v$  y calculando el asentamiento que produce dicha carga.

Dado el carácter no lineal de los suelos, es necesario que tanto la carga sobre el cimiento, como sus dimensiones, sean lo más cercano posible a sus magnitudes definitivas en la estructura, pues de otro modo la determinación de las rigideces será sólo aproximada.

#### Ejemplo

Determinar la rigidez lineal vertical  $K_v$  de la zapata de la fig E-1, utilizando para ello la fórmula de Burland y Burbridge. El subsuelo está formado por una arena normalmente cargada,  $N = 15$  golpes.

#### Solución

El asentamiento en milímetros de la zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985):

$$\begin{aligned} \delta &= q_n B^{0.7} I_c \\ I_c &= 1.17/N^{1.4} \end{aligned}$$

$q_n$  = incremento neto de presión, en kPa  
 $B$  = ancho de la cimentación, en metros

Sustituyendo valores

$$\begin{aligned} q_n &= 26/1.7(2) = 7.647 \text{ t/m}^2 = 74.995 \text{ kPa} \\ I_c &= 0.0264 \\ B &= 1.7 \text{ m} \\ \delta &= 2.870 \text{ mm} = 0.00287 \text{ m} \\ \text{El módulo } K_v &\text{ vale (ec 1)} \\ K_v &= 26/0.00287 = 9059.2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

La teoría de la elasticidad proporciona los siguientes valores de los módulos de reacción, para un cimiento somero de planta circular

$$K_v = 2ER/(1-\nu^2) \quad (12)$$

$$K_h = 32(1-\nu)GR/(7-8\nu) \quad (13)$$

$$K_r = 8GR^3/3(1-\nu) \quad (14)$$

Estas fórmulas se pueden usar en zapatas rectangulares cuando  $B < L < 2.5B$ , mediante el siguiente artificio:

Sea  $A = BL$  el área del cimiento rectangular,

$$R = \sqrt{A/\pi} \quad (15)$$

Para calcular  $K_v$  y  $K_h$  usamos las ecs 12 y 13 con  $R$  obtenida de la ec 15.

Sea  $I$  = momento de inercia del cimiento alrededor del eje que se desea calcular  $K_r$

$$R = \sqrt[4]{4I/\pi} \quad (16)$$

$K_r$  se computa con la ec 14, con  $R$  obtenida de la ec 16.

Por lo ya señalado antes, los cálculos de los módulos de reacción con las ecs 12 a 14 son sólo aproximados, pues el comportamiento real de los suelos es no lineal.

Otra forma aproximada de obtener los módulos de reacción es mediante la realización de pruebas de placa (Zeevaert, 1973). Sea  $k_v$  el módulo de rigidez unitario, definido como

$$k_v = Q_v/\delta_v A \quad (17)$$

Siendo  $A$  = área del cimiento.

Si  $\bar{k}_{v1}$  es el módulo de rigidez vertical determinado con una prueba de placa de un pie de

lado, se puede emplear la siguiente fórmula (Terzaghi, 1955)

$$k_v = k_{s1} [(B+0.3)/2B]^2 \quad (18)$$

donde B es el ancho de la zapata en metros. En el caso de arcillas

$$k_v = k_{s1} [(n+0.5)/1.5n] \quad (19)$$

donde  $n = L/B$ , siendo L la longitud del cimiento.

La tabla 7 contiene valores propuestos por Terzaghi (1955) para  $k_{s1}$ . Cabe destacar que las ecs 18 y 19 se deben usar con precaución, pues sólo son aproximadamente válidas cuando el suelo es isotrópico hasta una profundidad bajo el desplante del cimiento igual al ancho del mismo (Zeevaert, 1973). Por lo mismo, dichas ecuaciones no son aplicables a suelos estratificados.

#### Interacción suelo-cimiento continuo

Sea un cimiento totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado. El asentamiento a largo plazo toma la forma indicada en la fig 7a; el diagrama de reacción del terreno en este caso es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la fig 7b; por ser el cimiento totalmente flexible, la reacción del suelo es también uniforme.

Sea ahora una placa de una rigidez infinita apoyada en una arcilla totalmente saturada (fig 8a). El hundimiento es uniforme, pero el diagrama de reacción a largo plazo toma la forma indicada en la fig 8a. Si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma de la fig 8b.

Vemos entonces que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita. En los siguientes incisos veremos cómo se realiza la interacción suelo-estructura para estructuras de cimentación de rigidez finita.

#### *Interacción suelo-zapata corrida*

Consideremos un marco estructural con una cimentación a base de una zapata corrida (fig 9a), en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (fig 9, b y c).

Comencemos con el diagrama de reacciones. En el caso general, la forma del diagrama es diferente de una reacción uniforme (fig 9b). Sustituyamos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes  $r_1, r_2, \dots, r_n$  (fig 10a); el análisis estructural lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones  $r_i$  como incógnitas. A continuación, aplicando la tercera ley de Newton, aplicamos las cargas  $r_i$  sobre el terreno (fig 10b), y obtenemos los hundimientos de éste en función de las  $r_i$ , empleando el método de Chamecki (1956). El problema de la interacción se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

#### a) Análisis estructural

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces. La matriz de rigidez, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas se obtienen como se indica en el anexo 1.

En una barra de cimentación (fig 11), el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale

$$(P_n)^T = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s & \theta_p' \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s & \theta_s' \\ -wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s & \delta_r' \\ -wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s & \delta_s' \\ 0 & \delta_p' \\ 0 & \delta_s' \\ 0 & \theta_p' \\ 0 & \theta_s' \end{bmatrix}$$

En el sistema global, dado que  $\alpha = \beta = 0$ , el vector de cargas de empotramiento queda (anexo 1)

$$E_m^* = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192)L^2 r_i - (5/192)L^2 r_s & \theta_p \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_i + (11/192)L^2 r_s & \theta_q \\ -wL/2 + (13/32)L r_i + (3/32)L r_s & \delta_r \\ -wL/2 + (3/32)L r_i + (13/32)L r_s & \delta_s \\ 0 & \delta_u \\ 0 & \delta_v \\ 0 & \theta_a \\ 0 & \theta_b \end{bmatrix} \quad (20)$$

### b) Cálculo de deformaciones del suelo

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción  $r_k$  actuando en la superficie (fig 12); la presión vertical vale  $r_k d_k/a_k$ , donde  $d_k$  y  $a_k$  son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor  $H_j$ , debida a la carga  $r_k$  vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zj}) H_j \sigma_{zjk}$$

pero

$$\sigma_{zjk} = I_{zjk} r_k d_k/a_k \quad (21)$$

donde  $I_{zjk}$  es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$  (Zeevaert, 1973).

$E_{zj}$  es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto  $ij$ .

Sustituyendo

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zj}) H_j I_{zjk} r_k d_k/a_k,$$

La deformación del estrato  $j$ , debida a todas las cargas vale

$$\delta_{jk} = (1/E_{zj}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{zjk} r_k d_k/a_k,$$

donde  $n_r$  = número total de cargas  $r_k$ .

Si consideramos además una deformación previa  $\delta_{oi}$ , el asentamiento bajo el punto  $i$  vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} (1/E_{zj}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{zjk} r_k d_k/a_k \quad (22)$$

donde  $n_e$  = número total de estratos.

En la ec 22, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas  $r_k$ .

Cabe aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de  $E_{zj}$  tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto,  $E_{zj}$  está dado por

$$E_{zj} = \sigma_{zj}/\epsilon_{zj} \quad (23)$$

Siendo  $\sigma_{zj}$  el esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$  (a la mitad del estrato  $j$ ), y  $\epsilon_{zj}$  la deformación lineal unitaria vertical del estrato  $j$ .  $\epsilon_{zj}$  se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal.

Los esfuerzos normales vertical y horizontales se obtienen aplicando la ec 21 para todas las cargas  $r_k$ , es decir

$$\sigma_{zj} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{zjk} r_k d_k/a_k \quad (24)$$

$$\sigma_{xj} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{xjk} r_k d_k/a_k \quad (25)$$

$$\sigma_{yj} = \sum_{k=1}^{n_r} I_{yjk} r_k d_k/a_k \quad (26)$$

### c) Compatibilidad de deformaciones

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura (Deméneghi, 1996).

#### Comportamiento no lineal

Ilustraremos la forma de realizar el análisis de interacción no lineal suelo-zapata corrida con el cimiento de la fig 13 (ejemplo 3). Para el cálculo de las deformaciones del suelo usar el método

no lineal del anexo 1 del capítulo 2, con las propiedades indicadas en la tabla 8.

#### a) Análisis estructural

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, descrito en el anexo 1. En la fig 14 se muestran los grados de libertad y en la fig 15 el sistema de cargas sobre la estructura. Las matrices de rigidez se obtienen con los valores del anexo 3, dado que se trata de barras horizontales. Los vectores de cargas de empotramiento se calculan con la ec 20.

##### Matriz de rigidez. Barra 1

$\theta_4$	$\theta_5$	$\delta_1$	$\delta_2$	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	$\theta_4$
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	$\theta_5$
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	$\delta_1$
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	$\delta_2$

##### Matriz de rigidez. Barra 2

$\theta_5$	$\theta_6$	$\delta_2$	$\delta_3$	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	$\theta_5$
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	$\theta_6$
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	$\delta_2$
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	$\delta_3$

##### Vector de cargas de empotramiento Barra 1

$$\underline{P}_1^* = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \\ -3.15733 + 0.26667r_1 + 0.58667r_2 \\ -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -5.92 + 0.3r_1 + 1.3r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

##### Vector de cargas de empotramiento. Barra 2

$$\underline{P}_2^* = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_2 - 0.26667r_3 \\ -3.15733 + 0.26667r_2 + 0.58667r_3 \\ -5.92 + 1.3r_2 + 0.3r_3 \\ -5.92 + 0.3r_2 + 1.3r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura (tabla 9) es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras, el cual vale

$$\underline{P}^* = \begin{bmatrix} -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -11.84 + 0.6r_1 + 2.6r_2 \\ 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

(Sólo se muestran los renglones correspondientes a  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  y  $\theta_4$  porque, por simetría  $\delta_3 = \delta_1$ ,  $\theta_6 = -\theta_4$  y  $\theta_5 = 0$ ).

El vector de cargas concentradas vale

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

La condición de equilibrio de cargas en los nudos de la estructura conduce a la siguiente expresión (anexo 1)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^* + \underline{P}^c = 0$$

Sustituyendo valores

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3r_1 + 0.3r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (27)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6r_1 + 2.6r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (28)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 = 0 \quad (29)$$

#### b) Cálculo de asentamientos

Hallemos el asentamiento bajo el punto 1 (fig 16a). Haciendo  $i = 1$  en la ec 21

$$\delta_1 = (1/E_{z11})H_1(l_{z111}r_1d_1/a_1 + l_{z112}r_2d_2/a_2 + l_{z113}r_3d_3/a_3) + (1/E_{z12})H_2(l_{z121}r_1d_1/a_1 + l_{z122}r_2d_2/a_2 + l_{z123}r_3d_3/a_3) \quad (30)$$

Los módulos de deformación  $E_{z11}$  y  $E_{z12}$  están dados por (ec 23)

$$E_{z11} = \sigma_{z11}/\epsilon_{z11} \quad (31)$$

$$E_{z12} = \sigma_{z12}/\epsilon_{z12} \quad (32)$$

Las deformaciones unitarias  $\epsilon_{z11}$  y  $\epsilon_{z12}$  las obtendremos usando el procedimiento no lineal expuesto en el anexo 1 del cap 2, con las siguientes expresiones:

Deformación por cambio de forma

$$\varepsilon_{cf} = 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2}}{A_{cf}} \left( \frac{f}{c} \right) \left[ - \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c \sigma_z)^{s-2}} + \frac{p_{ce}}{(s-1)(p_{ce} + c \sigma_z)^{s-1}} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (33)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{co}' \quad (34)$$

$$f = 1 - v [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (35)$$

$$c = b_1 + b_2 [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (36)$$

$$b_1 = b_2 = 1/3$$

Deformación por cambio de volumen

$$\varepsilon_{cv} = 1 - \exp \left\{ - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (37)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vo}' \quad (38)$$

Ilustremos la aplicación del procedimiento calculando el módulo  $E_{z11}$ . Los esfuerzos  $\sigma_{z11}$ ,  $\sigma_{x11}$  y  $\sigma_{y11}$  se obtienen con las ecs 24 a 26.

$$\sigma_{z11} = l_{z111} r_1 d_1/a_1 + l_{z112} r_2 d_2/a_2 + l_{z113} r_3 d_3/a_3 \quad (39)$$

$$\sigma_{x11} = l_{x111} r_1 d_1/a_1 + l_{x112} r_2 d_2/a_2 + l_{x113} r_3 d_3/a_3 \quad (40)$$

$$\sigma_{y11} = l_{y111} r_1 d_1/a_1 + l_{y112} r_2 d_2/a_2 + l_{y113} r_3 d_3/a_3 \quad (41)$$

Obtengamos como ejemplo los valores de influencia  $l_{z111}$ ,  $l_{x111}$  e  $l_{y111}$ . Se coloca una presión unitaria  $q = 1 \text{ t/m}^2$  en el área  $a_1$  (fig 16) y se computan los esfuerzos normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos

$$\sigma_z = l_{z111} = 0.4868711 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x = l_{x111} = 0.227869 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y = l_{y111} = 0.2098534 \text{ t/m}^2$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar. En la tabla 10 se presentan sus magnitudes.

Sustituyendo en la ec 39

$$\begin{aligned} \sigma_{z11} &= 0.4868711 r_1 (1.6)/1.6(2) + 0.001743138 r_2 (3.2)/3.2(2) \\ &+ 0.00001886487 r_3 (1.6)/1.6(2) \\ \sigma_{z11} &= 0.24343555 r_1 + 0.000871569 r_2 + 0.000009432435 r_3 \quad (42) \end{aligned}$$

En forma análoga se obtienen  $\sigma_{x11}$  y  $\sigma_{y11}$

$$\sigma_{x11} = 0.1139345 r_1 + 0.00665339 r_2 + 0.00131314 r_3 \quad (43)$$

$$\sigma_{y11} = 0.1049267 r_1 + 0.017307215 r_2 + 0.002810045 r_3 \quad (44)$$

Para el inicio de los cálculos consideramos una reacción uniforme

$$r_1 = r_2 = r_3 = [35(2)+50]/6.4 + 3.7 = 22.45 \text{ t/m}$$

Reemplazando en las ecs 42 a 44

$$\sigma_{z11} = 5.4849 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x11} = 2.7367 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y11} = 2.8072 \text{ t/m}^2$$

A continuación calculamos las deformaciones por cambio de forma y por cambio de volumen.

Cambio de forma (ecs 33 a 36)

$$p_{ce} = 0.9914 \text{ t/m}^2$$

$v = 0.5$  (se considera que la deformación por cambio de forma ocurre a volumen constante)

$$f = 0.4946, c = 0.6703$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00075907$$

Cambio de volumen (ecs 37 y 38)

$$p_{ve} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon_{cv} = 0.001028$$

$$\varepsilon_{z11} = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{cv} = 0.00178703$$

Sustituyendo valores en la ec 31

$$E_{z11} = 5.4849/0.00178703 = 3069.334 \text{ t/m}^2$$

En forma similar se obtiene

$$E_{z12} = 3293.065 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 30, y considerando que por simetría  $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.00013151 r_1 + 0.0000099976 r_2 \quad (45)$$

De manera similar obtenemos

$$\delta_2 = 0.000021166 r_1 + 0.00027335 r_2 \quad (46)$$

### c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo equivale a resolver el sistema formado por las ecuaciones 27, 28, 29, 45 y 46. Obtenemos

$$\delta_1 = 0.0044939 \text{ m}, \delta_2 = 0.0038785 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00055543$$

$$r_1 = 33.289 \text{ t/m}, r_2 = 11.611 \text{ t/m}$$

Con los nuevos valores de  $r_1 = r_3$  (por simetría) y  $r_2$  se repite el proceso hasta que éstos ya no cambien en dos iteraciones sucesivas. Esto se logra en la iteración 6, en la que se obtiene

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.0046612 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.0037665 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00067864 \\ r_1 &= 31.534 \text{ t/m}, \quad r_2 = 13.366 \text{ t/m}\end{aligned}$$

#### Comportamiento lineal

En forma aproximada, se puede resolver la interacción considerando que la deformación bajo el punto  $i$  de un estrato de suelo de espesor  $H_j$  está dada por

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) [\sigma_{zji} - \nu(\sigma_{xji} + \sigma_{yji})] \quad (47)$$

donde  $E_{ij}$  es el módulo de deformación del suelo y  $\nu$  su relación de Poisson.

Sustituyendo las ecs 24 a 26 en la ec 47

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} [I_{zjk} - \nu(I_{xjk} + I_{yjk})] r_k d_k / a_k$$

Sea

$$I_{ijk} = I_{zjk} - \nu(I_{xjk} + I_{yjk}) \quad (48)$$

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Tomando en cuenta todos los estratos de subsuelo, y una posible deformación previa  $\delta_\alpha$ , la deformación del punto  $i$  es

$$\delta_i = \delta_\alpha + \sum_{j=1}^{ne} (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (49)$$

Ilustremos el desarrollo del procedimiento lineal con la zapata de la fig 17 (ejemplo 4).

El análisis estructural es similar al del ejemplo 3 del método no lineal.

En el suelo, desarrollamos la ec 49 para  $i = 1$ :

$$\begin{aligned}\delta_1 &= (H_1/E_{11}) (I_{111}r_1d_1/a_1 + I_{112}r_2d_2/a_2 + I_{113}r_3d_3/a_3) \\ &+ (H_{12}/E_{12}) (I_{121}r_1d_1/a_1 + I_{122}r_2d_2/a_2 + I_{123}r_3d_3/a_3)\end{aligned}$$

En la tabla 10 se muestran los valores de influencia para este problema. Sustituyendo valores

$$\begin{aligned}\delta_1 &= (0.8/500)[(0.194828/2)r_1 - (0.02614844/2)r_2 \\ &- (0.00174077/2)r_3] + (1.6)/(560)[(0.23528931/2)r_1 \\ &- (0.00780255/2)r_2 - (0.00481864/2)r_3]\end{aligned}$$

Tomando en cuenta que  $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (50)$$

En forma análoga se obtiene

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (51)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 27, 28, 29, 50 y 51:

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.014285 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.013224 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00075212 \\ r_1 &= 30.487 \text{ t/m}, \quad r_2 = 14.413 \text{ t/m}\end{aligned}$$

[Nota: Es importante que los módulos de deformación  $E_{ij}$  se determinen considerando el efecto de la presión de confinamiento en el terreno, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria de los suelos es no lineal, así como la posible variación con el tiempo de las propiedades mecánicas.]

#### Interacción estructura-suelo plástico parcialmente saturado

En un suelo plástico parcialmente saturado, además de los asentamientos producidos por las cargas de una estructura, se presentan deformaciones debidas a cambios de humedad en el suelo. Un ejemplo de esta clase de fenómeno lo constituyen las arcillas expansivas, que sufren fuertes cambios volumétricos al variar su humedad natural.

Para ilustrar el fenómeno anterior, consideremos el cimiento de la fig 18 (ejemplo 5). La aplicación de la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

conduce al siguiente sistema de ecuaciones

$$(\delta_1): 10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0 \quad (52)$$

$$(\delta_2): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (53)$$



$$\begin{aligned} (\theta_4): & -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 \\ & -0.91667r_1 - 0.41667r_2 + 4.9333 = 0 \end{aligned} \quad (54)$$

Supongamos que con las consideraciones hechas en los incisos anteriores, se hallan las siguientes deformaciones del suelo en función de las cargas (matriz de flexibilidades del suelo)

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \quad (55)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad (56)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52 a 56 obtenemos

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m}, \delta_2 = 0.020075 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m}, r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

Supongamos que por un aumento de humedad en el suelo, en campo libre la arcilla sufre una expansión de 3 cm en los puntos 1 y 3, y de 5 cm en el punto 2 (fig 16). Aplicando la ec 49 en las ecs 55 y 56 obtenemos

$$\delta_1 = -0.03 + 0.000817668r_1 + 0.0000349723r_2 \quad (57)$$

$$\delta_2 = -0.05 + 0.0000634471r_1 + 0.00163405r_2 \quad (58)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52, 53, 54, 57 y 58

$$\delta_1 = -0.013950 \text{ m}, \delta_2 = -0.018469 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0020384$$

$$r_1 = 18.835 \text{ t/m}, r_2 = 18.565 \text{ t/m}$$

Nótese el cambio notable en las reacciones del suelo por las expansiones de la arcilla.

#### Método iterativo

La interacción suelo-estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por "resortes", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce a priori la "constante del resorte", pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está buscando, se tiene que recurrir a un procedimiento iterativo (Chamecki, 1956), que consiste en suponer valores iniciales de las "constantes de los resortes", y con ellas computar por una parte las deformaciones de la

estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la "constante del resorte"; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

El método se usa de la siguiente forma:

- a) En el terreno se entra con las cargas  $r_i$  y se determinan las deformaciones  $\delta_i$  con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme); los módulos de reacción (o "constantes de los resortes") se obtienen

$$K_{ri} = r_i d_i / \delta_i \quad (59)$$

- b) En la estructura se entra con las  $K_{ri}$  y se calculan las deformaciones; las reacciones  $r_i$  por unidad de longitud (en t/m) se obtienen

$$r_i = K_{ri} \delta_i / d_i \quad (60)$$

donde  $d_i$  es la longitud en que actúa  $r_i$ .

Con estos valores de  $r_i$  se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustremos el proceso anterior con la zapata de la fig 19 (ejemplo 6). Los datos de estructura y suelo son los mismos del ejemplo 3 (fig 13). De acuerdo con la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^* + \underline{P}^c = 0$$

Las reacciones del terreno se pueden incorporar en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$  (fig 19b). De esta forma, obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} (\delta_1): & (21365.442 + K_{r1})\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 \\ & - 5.92 - 35 = 0 \end{aligned} \quad (81)$$

$$\begin{aligned} (\delta_2): & -42730.884\delta_1 + (42730.884 + K_{r2})\delta_2 + 68369.414\theta_4 \\ & - 11.84 - 50 = 0 \end{aligned} \quad (82)$$

$$\begin{aligned} (\theta_4): & -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 \\ & + 3.15733 = 0 \end{aligned} \quad (83)$$

En el terreno de cimentación habíamos obtenido la siguiente matriz de flexibilidades (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (64)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (65)$$

Las iteraciones se realizan de la siguiente forma

1ra iteración

Iniciamos el proceso considerando una reacción uniforme  $r_1 = r_2 = r_3 = 22.45 \text{ t/m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.010139	0.021385	3542.592	3359.425

Estructura. Con los  $K_v$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013295	0.014729	29.437	15.463

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los  $r_i$  anteriores y aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013743	0.014290	3427.089	3462.699

Estructura. Con los  $K_v$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013498	0.014775	28.912	15.988

3ra iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013473	0.014823	3433.619	3451.506

Estructura. Con los  $K_v$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014783	28.956	15.944

4ta iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013495	0.014779	3433.069	3452.402

Estructura. Con los  $K_v$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014782	28.952	15.948

Apreciamos que en la 4ta iteración las deformaciones de suelo y estructura prácticamente coinciden.

*Método aproximado para tomar en cuenta la rigidez angular de las columnas que llegan a la estructura de cimentación*

Los procedimientos de interacción vistos en los incisos anteriores permiten tomar en cuenta todos los pisos de la estructura. Con el propósito de presentar ejemplos que se puedan resolver "a mano", sin el auxilio de la computadora, hemos presentado ejemplos muy sencillos, en los cuales, y sólo para fines didácticos, se considera únicamente la estructura de cimentación.

Supongamos que se desea hacer el análisis preliminar de una subestructura, sin tomar en cuenta los niveles superiores. En este caso, las columnas transmiten las cargas a la cimentación, pero como están unidas a la infraestructura, también imponen una condición de continuidad estructural en los nudos correspondientes. La presencia de una columna provoca que en el nudo se presente un momento flexionante que vale  $K_e \theta$ , donde  $K_e$  es la rigidez a la rotación de la columna (rigidez angular) y  $\theta$  es el ángulo que gira el nudo en cuestión. Este momento flexionante se agrega en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$  de la ec 4

$$K \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec } 4)$$

Ilustremos el procedimiento con el ejemplo 4, considerando que las columnas tienen una rigidez angular  $K_e = 6215.222 \text{ t.m/rad}$ . El vector  $\underline{P}^c$  es

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 6215.222\theta_4 \\ 6215.222\theta_5 \\ 6215.222\theta_6 \end{bmatrix} \begin{array}{l} \text{Grado de libertad} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{array}$$

Aplicando la ec 4, el sistema de ecuaciones 27 a 29 queda modificado de la siguiente forma

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3 r_1 + 0.3 r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (66)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6 r_1 + 2.6 r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (67)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 + 6.215.222\theta_4 = 0 \quad (68)$$

En el terreno habíamos obtenido (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (69)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (70)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 66 a 70

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

#### Determinación de elementos mecánicos

Los elementos mecánicos se obtienen como se indica en el anexo 1. Para una barra horizontal de cimentación, despreciando el acortamiento de la misma, son las siguientes (sistema global, fig 20)

Dirección x (sistema global)

$$M_c = wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s + (4EI/L)\theta_p + (2EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (71)$$

$$M_q = -wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s + (2EI/L)\theta_p + (4EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (72)$$

$$V_r = -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_p - (6EI/L^2)\theta_q + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (73)$$

$$V_s = -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_p + (6EI/L^2)\theta_q - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (74)$$

$$M_a = (GI_t/L)\theta_a - (GI_t/L)\theta_b \quad (75)$$

$$M_b = - (GI_t/L)\theta_a + (GI_t/L)\theta_b \quad (76)$$

Dirección y (sistema global)

$$M_a = -wL^2/12 + (11/192)L^2r_r + (5/192)L^2r_s - (4EI/L)\theta_a - (2EI/L)\theta_b - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (77)$$

$$M_b = wL^2/12 - (5/192)L^2r_r - (11/192)L^2r_s - (2EI/L)\theta_a - (4EI/L)\theta_b - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (78)$$

$$V_r = -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_a + (6EI/L^2)\theta_b + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (79)$$

$$V_s = -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_a - (6EI/L^2)\theta_b - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (80)$$

$$M_p = - (GI_t/L)\theta_p + (GI_t/L)\theta_q \quad (81)$$

$$M_q = (GI_t/L)\theta_p - (GI_t/L)\theta_q \quad (82)$$

Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante en una barra de la cimentación (fig 20) se obtienen con las siguientes expresiones (dirección x)

$$x \leq L/2: V = -V_r + (r_r - w)x \quad (83)$$

$$M = -M_p - V_r x - (r_r - w)x^2/2 \quad (84)$$

$$M_{\max} \text{ para } x = V_r/(r_r - w) \quad (85)$$

$$x \geq L/2: V = -V_r - wx + r_r L/2 + r_s (x - L/2) \quad (86)$$

$$M = -V_r x - wx^2/2 + (r_r L/2)(x - L/2) + (r_s/2)(x - L/2)^2 \quad (87)$$

$$M_{\max} \text{ para } x = [V_r + (r_s - r_r)L/2]/(r_s - w) \quad (88)$$

En las ecs 83 a 88, el cortante es positivo si va hacia arriba a la izquierda de la barra, mientras que el momento es positivo si produce compresión en las fibras superiores de la barra.

Calculemos los elementos mecánicos en los nudos de la estructura del inciso anterior (ejemplo 4, fig 17, con  $K_e = 6215.222 \text{ t.m/rad}$  en las columnas). Habíamos obtenido

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

Aplicando las ecs 71 a 74

$$M_p = 3.7(3.2)^2/12 - (11/192)(3.2)^2(30.303) - (5/192)(3.2)^2(14.597) + [(4)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0.00057055) + [(2)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0) - (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.01419) + - (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.013411)$$

$$M_p = -3.534 \text{ t.m}$$

$$M_q = 7.662 \text{ t.m}$$

$$V_r = 35 \text{ t}$$

$V_s = 25 \text{ t}$

Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se hallan con las ecs 83 a 88. Sin embargo, en la práctica conviene modelar la estructura de cimentación con cuatro o más barras, para obtener mayor precisión. En el siguiente capítulo se presenta un ejemplo de análisis y diseño de una zapata corrida empleando ocho barras en la estructura de cimentación; en ese ejemplo se expone la forma de obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

*Interacción suelo-losa de cimentación*

Una losa de cimentación se puede modelar como una retícula de barras ortogonales entre sí. La solución es más precisa a medida que se incrementa el número de éstas. Para una retícula de barras horizontales, se puede despreciar el acortamiento de barras; además  $\alpha = 0$ . La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra quedan como se muestra en el anexo 3 (para su obtención se tomaron las fórmulas del anexo 1).

Ilustraremos el análisis de una losa con la retícula de la fig 21 (Deméneghi, 1996). La estratigrafía y propiedades se muestran en la fig 22. Se desprecian los efectos de acortamiento de barras. La numeración de barras y de grados de libertad se exhiben en la fig 23. Como ilustración presentamos los de las barras 1 y 7, para el sistema global:

Barra	$\theta_p$	$\theta_c$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$
1	$\theta_{10}$	$\theta_{12}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{11}$	$\theta_{13}$
7	$\theta_{10}$	$\theta_{16}$	$\delta_1$	$\delta_4$	$\theta_{11}$	$\theta_{17}$

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Utilizando los valores del anexo 3 se obtienen las matrices  $K_1$  y  $K_7$ , que se muestran en las tablas 12 y 13, respectivamente. La matriz de rigidez de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo, en la tabla 14 se presenta la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

Determinemos a continuación los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Aplicando la ec 20

$$P_1^e = \begin{bmatrix} 1.233-1.0593r_1-0.4815r_2 \\ -1.233+0.4815r_1+1.0593r_2 \\ -1.72+1.747r_1+0.4031r_2 \\ -1.72+0.4031r_1+1.747r_2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 12 \\ 1 \\ 2 \\ 11 \\ 13 \end{matrix}$$

GL = grado de libertad

$$P_7^e = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1.72+1.747r_1+0.4031r_4 \\ -1.72+0.4031r_1+1.747r_4 \\ 1.233-1.0593r_1-0.4815r_4 \\ -1.233+0.4815r_1+1.0593r_4 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 16 \\ 1 \\ 4 \\ 11 \\ 17 \end{matrix}$$

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura, para los primeros 5 grados de libertad

$$P^e = \begin{bmatrix} -3.44+3.494r_1+0.4031r_2+0.4031r_4 \\ -6.88+0.4031r_1+5.241r_2+0.4031r_3+0.4031r_5 \\ -3.44+0.4031r_2+3.494r_3+0.4031r_6 \\ -6.88+0.4031r_1+5.241r_4+0.4031r_5+0.4031r_7 \\ -13.76+0.4031r_2+0.4031r_4+6.988r_5+0.4031r_6 \\ \phantom{-13.76+0.4031r_2+0.4031r_4+6.988r_5+0.4031r_6} +0.4031r_8 \end{bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad vale

$$P^c = \begin{bmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 4 y tomando en cuenta que por simetría

$$\begin{aligned} \delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & & \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 = r_3 = r_7 = r_9 & & r_2 = r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} = \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} = \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representa el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de libertad 1

$$773.14\delta_1 - 773.14\delta_2 - 1662.24\theta_{10} + 3.494r_1 + 0.8062r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (a)$$

Grado de libertad 2

$$-773.14\delta_1 + 859.767\delta_2 - 86.62\delta_5 + 1662.24\theta_{10} - 186.23\theta_{13} + 0.8062r_1 + 5.24r_2 + 0.403r_5 - 6.88 = 0 \quad (b)$$

Grado de libertad 5

$$-346.48\delta_2 + 346.48\delta_5 + 744.92\theta_{13} + 1.6124r_2 + 6.988r_5 - 13.76 = 0 \quad (c)$$

Grado de libertad 10

$$-831.12\delta_1 + 831.12\delta_2 + 2692.76\theta_{10} - 310.23\theta_{13} - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 + 1.233 = 0 \quad (d)$$

Grado de libertad 13

$$-186.23\delta_2 + 186.23\delta_5 - 620.46\theta_{10} + 1154.32\theta_{13} - 1.0593r_2 - 0.4815r_5 + 2.465 = 0 \quad (e)$$

Las deformaciones del terreno de cimentación se determinan con el procedimiento indicado en el inciso de análisis lineal. Presentamos a continuación como ejemplo la obtención de  $\delta_1$

$$\begin{aligned} \delta_1 = & 0.0154(2.4)[0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.0001625(6.45r_8)/9.245 + 0.0002824(4.3r_9)/4.6225] \\ & + 0.0222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.002638(6.45r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Aprovechando la simetría de la estructura obtenemos (Deméneghi, 1996)

$$\delta_1 = 0.012733r_1 + 0.0033854r_2 + 0.00063012r_5 \quad (f)$$

$$\delta_2 = 0.0036877r_1 + 0.020326r_2 + 0.0021424r_5 \quad (g)$$

$$\delta_5 = 0.0028714r_1 + 0.010629r_2 + 0.025023r_5 \quad (h)$$

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra reemplazando las ecs  $f$ ,  $g$  y  $h$  en las ecs  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  y  $e$ , o resolviendo el sistema de ecuaciones de la  $a$  a la  $h$ :

$$r_1 = 3.235 \text{ t/m}, r_2 = 1.082 \text{ t/m}, r_5 = 1.149 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760, \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m}, \delta_2 = 0.03638 \text{ m}, \delta_5 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración, hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7 (sistema local, para lo que se aplican las ecs 71 a 82

Barra 1 (dirección  $x$ )

$$M_{10} = -1.403 \text{ t.m}, M_{12} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V_1 = 4.8 \text{ t}, V_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M_{11} = -1.404 \text{ t.m}, M_{13} = 1.404 \text{ t.m}$$

Barra 7 (dirección  $y$ )

$$M_{11} = -1.403 \text{ t.m}, M_{17} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V_1 = 4.8 \text{ t}, V_4 = 1.042 \text{ t}$$

$$M_{10} = 1.404 \text{ t.m}, M_{16} = -1.404 \text{ t.m}$$

## REFERENCIAS

Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civil Eng, part I: 1325-1381, 1985

Chamecki, S, "Structural rigidity in calculating settlements", Jour Soil Mech Found Div, Proc ASCE, Vol 88, N° SM1, 1956

Deméneghi, A, "Interacción estática suelo estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nal Mec Suelos, Vol 1: 303-310, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1993

Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de Foundation Engineering, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K, "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Géotechnique, V, 1955

Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Acise9, Acisef3, Isezc24, Isezc3, Isezc31, Isezc3, Iske7, Iske84, Iske85, Maribo8, Iske86, Islcb1)

TABLA 1												
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 1)												
Delta 1	Delta 2	Delta 3	Delta 4	Theta 5	Theta 6	Delta 7	Delta 8	Delta 9	Delta 10	Theta 11	Theta 12	
31913.82	0	12719.58	0	-114.832	0	-31913.8	0	-12719.5	0	-114.832	0	Delta 1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 2
12719.58	0	5202.665	0	287.082	0	-12719.5	0	-5202.66	0	287.082	0	Delta 3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 4
-114.832	0	287.082	0	1110.049	0	114.833	0	-287.082	0	555.025	0	Theta 5
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Theta 6
-31913.82	0	-12719.5	0	114.833	0	32578.02	-664.2	12719.58	0	-1877.77	-1992.6	Delta 7
---	---	---	---	---	---	-664.2	32578.02	0	-12719.58	1992.6	1877.77	Delta 8
-12719.5	0	-5202.665	0	-287.081	0	12719.58	0	71622.66	-66420	-287.08	0	Delta 9
---	---	---	---	---	---	0	-12719.58	-66420	71622.66	0	-287.08	Delta 10
-114.832	0	287.082	0	555.025	0	-1877.77	1992.6	-287.08	0	9080.45	3985.2	Theta 11
---	---	---	---	---	---	-1992.6	1877.77	0	-287.08	3985.2	9080.45	Theta 12
TABLA 2						TABLA 3						
VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO (EJEMPLO 1)						VECTOR DE CARGAS CONCENTRADAS (EJEMPLO 1)						
0	Delta 1					Qv1	Delta 1					
0	Delta 2					Qv2	Delta 2					
0	Delta 3					Qh3	Delta 3					
0	Delta 4					Qh4	Delta 4					
0	Theta 5					M5	Theta 5					
0	Theta 6					M6	Theta 6					
-24	Delta 7					0	Delta 7					
-24	Delta 8					0	Delta 8					
0	Delta 9					0	Delta 9					
0	Delta 10					0	Delta 10					
24	Theta 11					0	Theta 11					
-24	Theta 12					0	Theta 12					
(Acise)												

**TABLA 4**  
**NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 2)**

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_v$	$\alpha$
						grados
1	$\theta_5$	$\theta_7$	$\delta_1$	$\delta_1$	$\delta_3$	90
2	$\theta_6$	$\theta_8$	$\delta_2$	$\delta_2$	$\delta_4$	90
3	$\theta_7$	$\theta_8$	$\delta_1$	$\delta_2$	-	0

**TABLA 5**  
**MATRIZ DE RIGIDEZ DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)**

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\theta_5$	$\theta_6$	$\theta_7$	$\theta_8$	
664.2	-664.2	0	0	0	0	-1992.6	-1992.6	$\delta_1$
—	—	—	—	—	—	—	—	$\delta_2$
0	0	184.24	0	423.76	0	423.76	0	$\delta_3$
—	—	—	—	—	—	—	—	$\delta_4$
0	0	423.76	0	1299.52	0	649.76	0	$\theta_5$
—	—	—	—	—	—	—	—	$\theta_6$
-1992.6	1992.6	423.76	0	649.76	0	9269.92	3985.2	$\theta_7$
—	—	—	—	—	—	—	—	$\theta_8$

**TABLA 6**  
**VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO**  
**DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)**

-4.62	$\delta_1$
-4.62	$\delta_2$
0	$\delta_3$
0	$\delta_4$
0	$\theta_5$
0	$\theta_6$
4.62	$\theta_7$
-4.62	$\theta_8$

**TABLA 8**  
**PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN. EJEMPLO 3**

Estrato	$A_{cf}$	$s_{cf}$	$A_{cv}$	$s_{cv}$	$v$	$K_c$	$\gamma, t/m^3$
1	360	1.69	733	0.705	0.295	0.418	1.8
2	480	1.67	879	0.715	0.295	0.418	1.8

(Acise, Acisef3,lsezc24,lsezc3,lsezc31,lsezc32)

TABLA 9					
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 3)					
Delta 1	Delta 2	Delta 3	Theta 4	Theta 6	
21365.442	-21365.442	0	-34184.707	0	Delta 1
-21365.442	42730.884	-21365.442	34184.707	-34184.707	Delta 2
-34184.707	34184.707	0	72927.375	0	Theta 4
TABLA 10					
VALORES DE INFLUENCIA (EJEMPLO 3)					
RELACIÓN DE POISSON = 0.295					
Punto	lzijk	lxijk	lyijk		
1,1,1	0.4868711	0.227869	0.2098534		
1,1,2	0.00174314	0.01330678	0.03461443		
1,1,3	1.8865E-05	0.00262627	0.00566201		
1,2,1	0.2791369	0.03057748	0.00698428		
1,2,2	0.0402185	0.06823199	0.00918785		
1,2,3	0.000992	0.00672907	0.00316839		
2,1,1	0.00163603	0.0152252	0.02429731		
2,1,2	0.9737421	0.455738	0.4197068		
2,1,3	0.001636	0.01522519	0.02429731		
2,2,1	0.03557754	0.04996888	0.00492169		
2,2,2	0.5582739	0.06115496	0.01396855		
2,2,3	0.03557754	0.04996888	0.00492169		
3,1,1	1.8865E-05	0.00262627	0.00566202		
3,1,2	0.00174314	0.01330677	0.03461443		
3,1,3	0.4868711	0.227869	0.2098534		
3,2,1	0.000992	0.00672907	0.00316839		
3,2,2	0.0402185	0.06823199	0.00918784		
3,2,3	0.2791369	0.03057749	0.00698429		
(Aceise)					



TABLA 11					
VALORES DE INFLUENCIA (EJEMPLO 4)					
RELACIÓN DE POISSON = 0.5					
Punto	lzijk	lxijk	lyijk	nu	lijk
1,1,1	0.4868711	0.3181542	0.265932	0.5	0.194828
1,1,2	0.001743138	0.05265242	0.003130734	0.5	-0.02614844
1,1,3	1.88649E-05	0.003480822	0.000038445	0.5	-0.00174077
1,2,1	0.2791369	0.05794332	0.02975186	0.5	0.23528931
1,2,2	0.0402185	0.09123936	0.004802749	0.5	-0.00780255
1,2,3	0.000992	0.0114948	0.000126474	0.5	-0.00481864
2,1,1	0.001636028	0.04312015	0.002917856	0.5	-0.02138298
2,1,2	0.9737421	0.6363085	0.531864	0.5	0.38965585
2,1,3	0.001635999	0.04312015	0.002917856	0.5	-0.021383
2,2,1	0.03557754	0.06498982	0.004221957	0.5	0.00097165
2,2,2	0.5582739	0.1158866	0.05950371	0.5	0.47057875
2,2,3	0.03557754	0.06498982	0.004221957	0.5	0.00097165
3,1,1	1.88649E-05	0.003480822	0.000038445	0.5	-0.00174077
3,1,2	0.001743138	0.05265242	0.003130734	0.5	-0.02614844
3,1,3	0.4868711	0.3181542	0.265932	0.5	0.194828
3,2,1	0.000992	0.0114948	0.000126474	0.5	-0.00481864
3,2,2	0.0402185	0.09123936	0.004802749	0.5	-0.00780255
3,2,3	0.2791369	0.05794332	0.02975186	0.5	0.23528931
(Isezc3)					

TABLA 12  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 1,  $K_1$

$\theta_{10}$	$\theta_{12}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{11}$	$\theta_{13}$	
2382.530	1191.265	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{10}$
1191.265	2382.530	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{12}$
-831.115	-831.115	386.565	-386.565	0	0	$\delta_1$
831.115	831.115	-386.565	386.565	0	0	$\delta_2$
0	0	0	0	310.08	-310.08	$\theta_{11}$
0	0	0	0	-310.08	310.08	$\theta_{13}$

TABLA 13  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 7,  $K_7$

$\theta_{10}$	$\theta_{16}$	$\delta_1$	$\delta_4$	$\theta_{11}$	$\theta_{17}$	
310.08	-310.08	0	0	0	0	$\theta_{10}$
-310.08	310.08	0	0	0	0	$\theta_{16}$
0	0	386.565	-386.565	831.115	831.115	$\delta_1$
0	0	-386.565	386.565	-831.115	-831.115	$\delta_4$
0	0	831.115	-831.115	2382.530	1191.265	$\theta_{11}$
0	0	831.115	-831.115	1191.265	2382.530	$\theta_{17}$

TABLA 14  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA  $K$ , PARA LOS PRIMEROS CINCO GRADOS DE LIBERTAD. SISTEMA GLOBAL

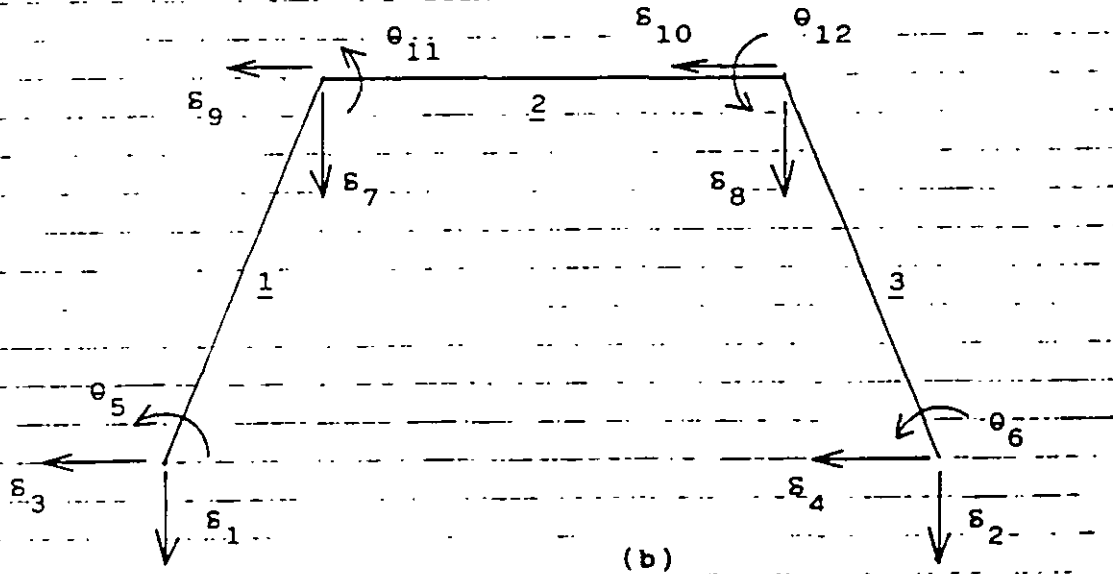
$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	
773.130	-3866.565	0	-386.565	0	$\delta_1$
-386.565	859.750	-386.565	0	-86.619	$\delta_2$
0	-386.565	773.130	0	0	$\delta_3$
-386.565	0	0	859.750	-86.619	$\delta_4$
0	-86.619	0	-86.619	346.477	$\delta_5$

TABLA 7

Proposed average values of  $\bar{k}_{s1}$  for 1-ft X 1-ft square plates and long 1-ft wide strips, after Karl Terzaghi (1955)

	Average $\bar{k}_{s1}$ values		Range of $\bar{k}_{s1}$ values	
	tons/ft <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	tons/ft <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>
Sand: loose	40	1.29	20-60	0.64-1.92
medium	130	4.17	60-300	1.92-9.62
dense	500	16.10	300-1000	9.62-32.1
Clay: stiff	75	2.41	50-100	1.6-3.21
very stiff	150	4.82	100-200	3.21-6.42
hard	300	9.64	300	9.60

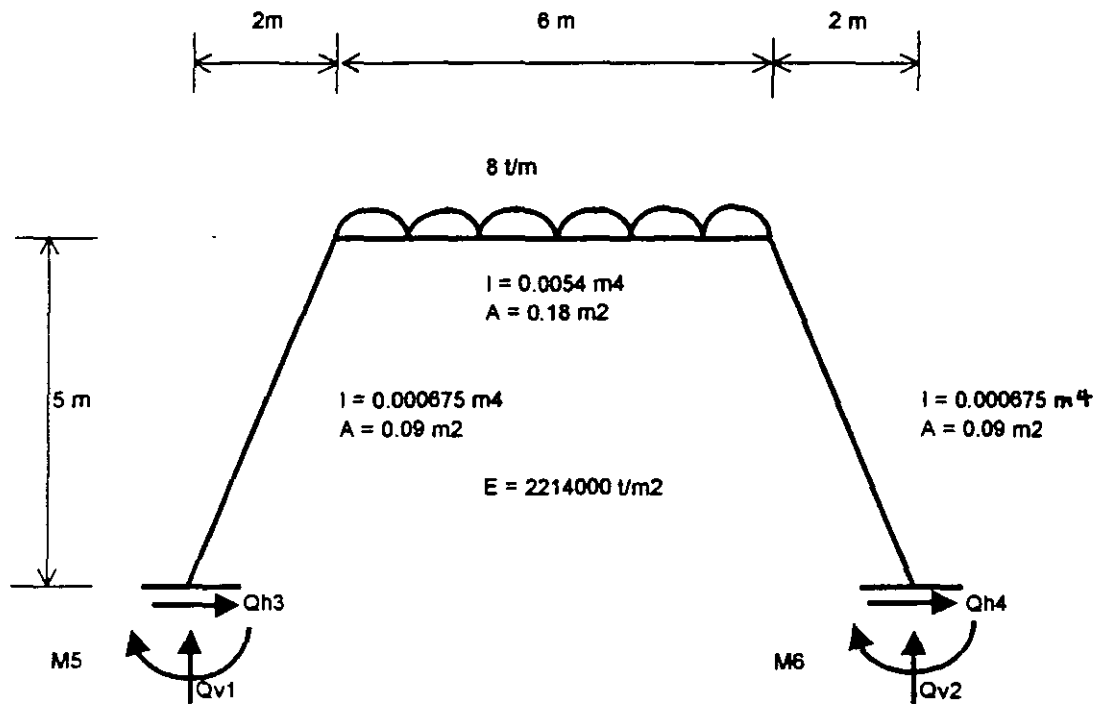
For dry sand multiply by 1.5 and for submerged sand by 0.6. Here 1 ton = 2000 lb.



(b)

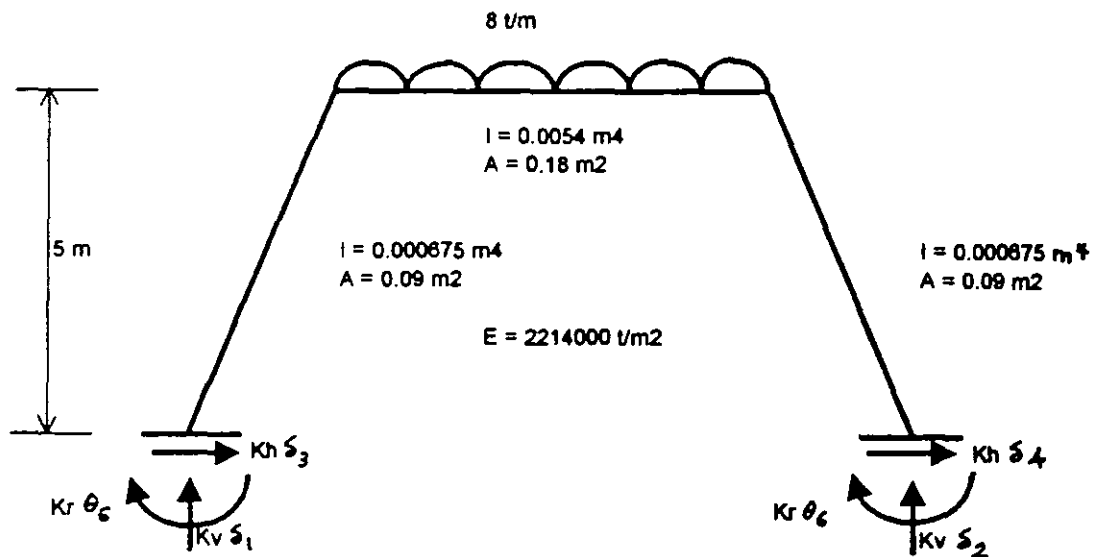
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

FIGURA 2

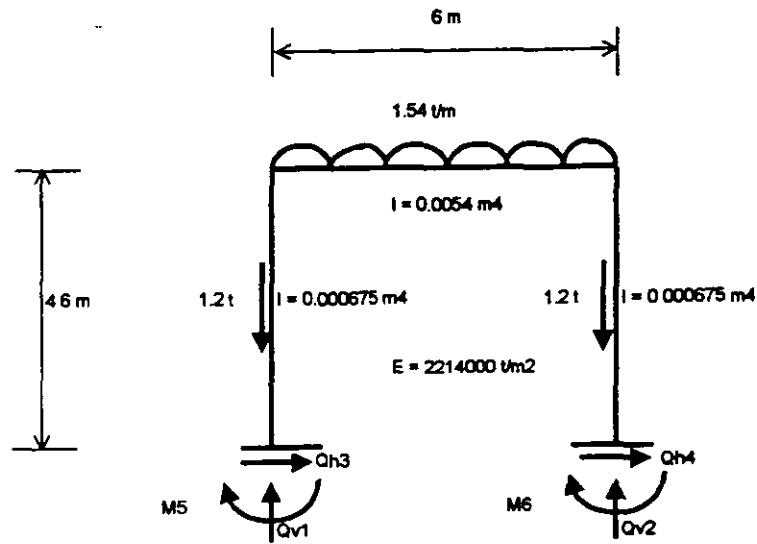


(Acisef)

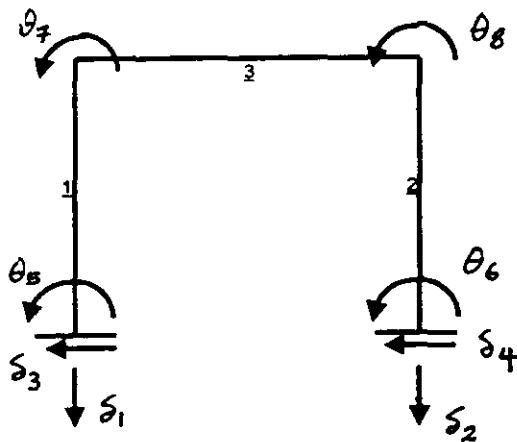
GEOMETRÍA Y CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA  
BARRAS INCLINADAS  
FIGURA 1



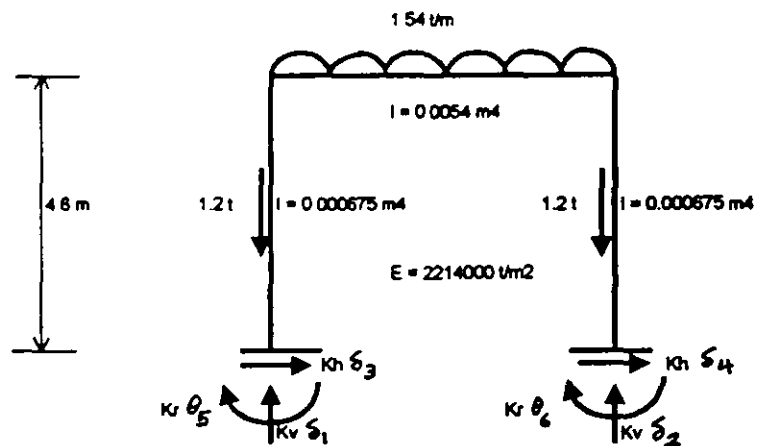
REACCIONES DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN  
FIGURA 3



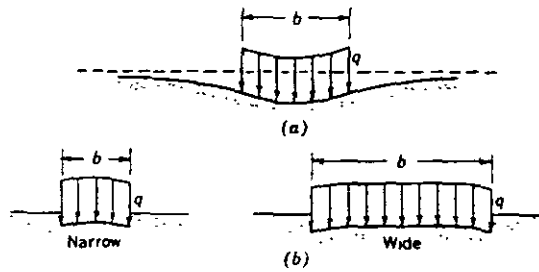
GEOMETRÍA Y CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA  
FIGURA 4



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD  
FIGURA 5

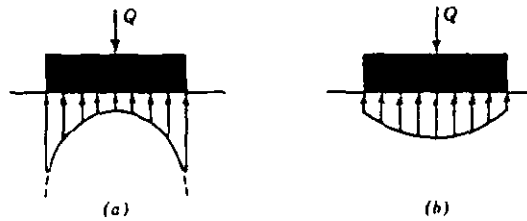


REACCIONES DEL TERRENO  
FIGURA 6



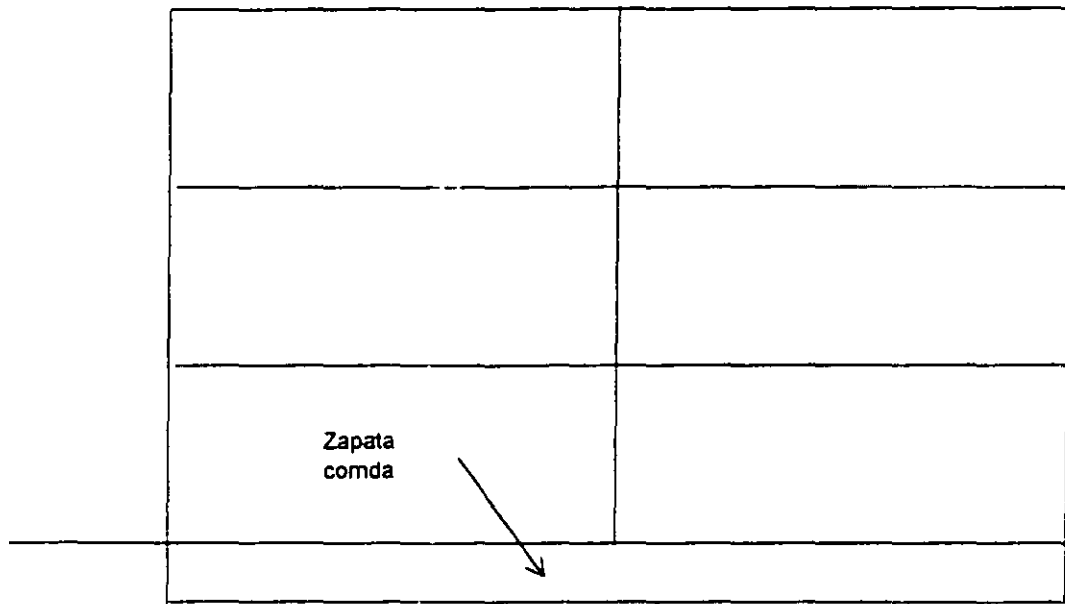
Profile of distortion settlement of a uniform load on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material, such as a saturated clay; (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURA 7



Contact pressure on the base of a rigid foundation on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material, such as a saturated clay; (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURA 8



MARCO ESTRUCTURAL (a)



DIAGRAMA DE ASENTAMIENTOS (b)

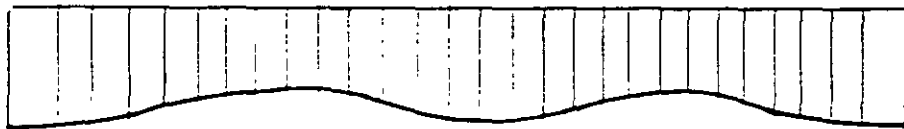
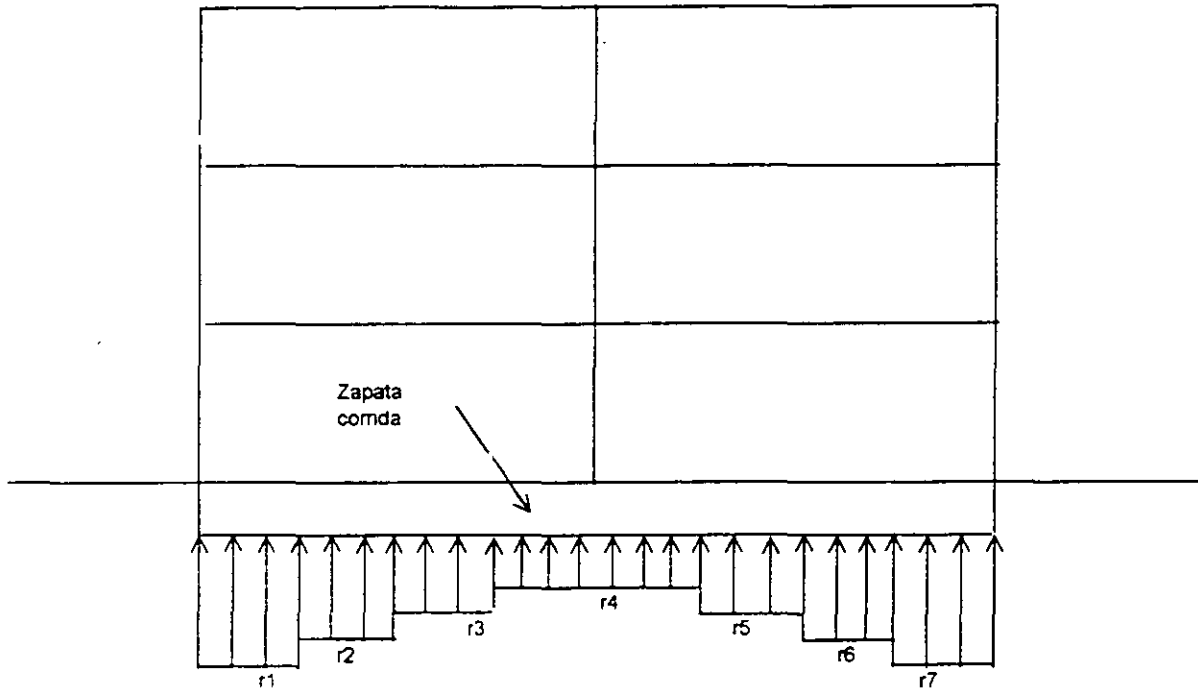


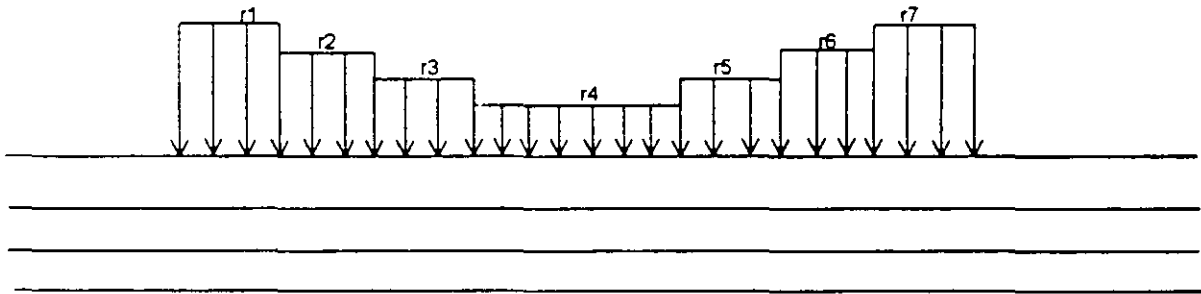
DIAGRAMA DE REACCIONES (c)

(Aciser3)

MARCO ESTRUCTURAL CON CIMENTACIÓN  
A BASE DE ZAPATA CORRIDA  
FIGURA 9



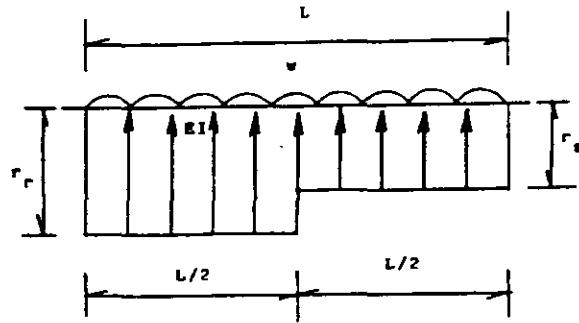
(a) REACCIONES DEL TERRENO



(b) CARGAS SOBRE EL TERRENO

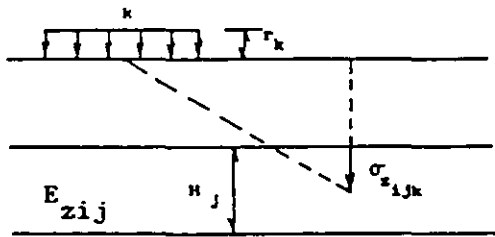
CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO  
FIGURA 10





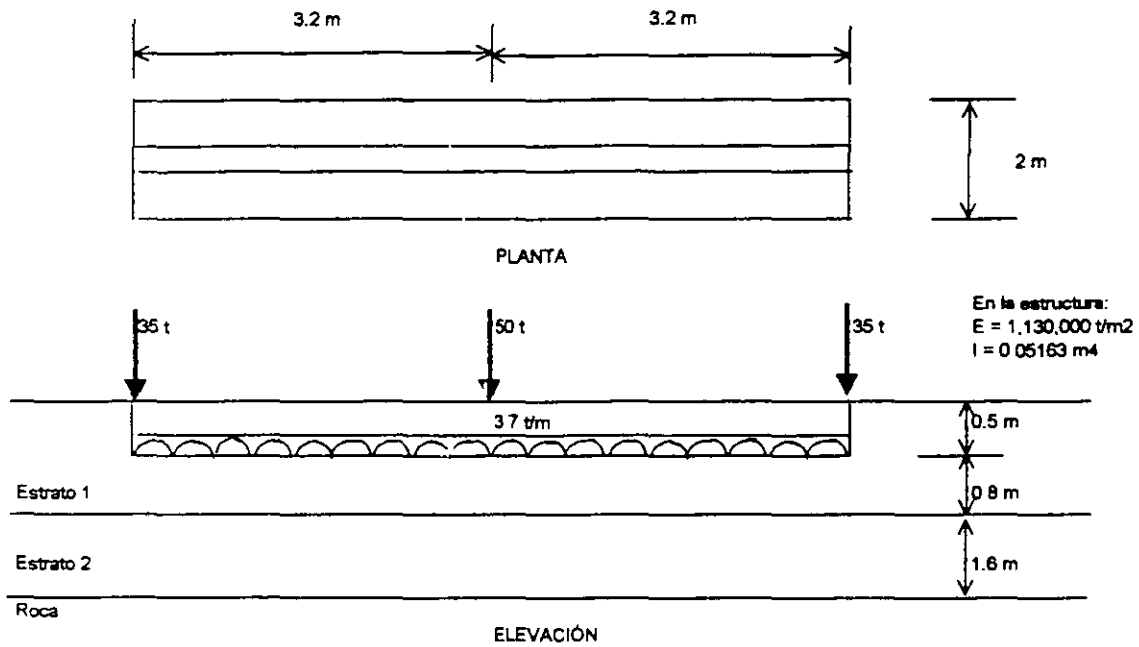
GEOMETRÍA Y CARGAS  
BARRA DE CIMENTACIÓN

FIGURA 11  
(Deméneghi, 1996)

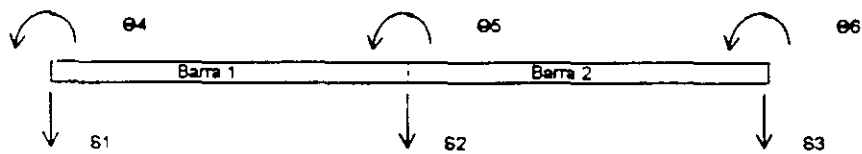


CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS  
DEL TERRENO

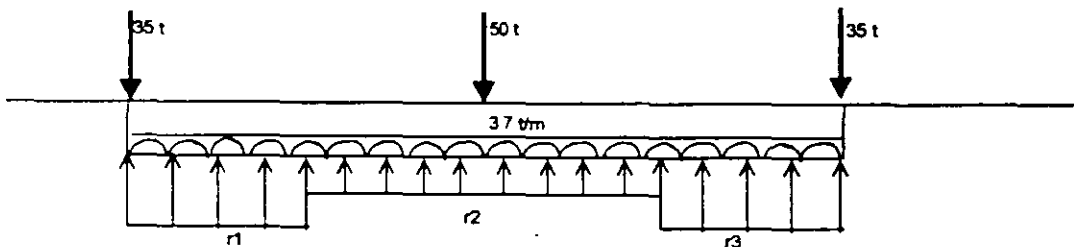
FIGURA 12  
(Deméneghi, 1996)



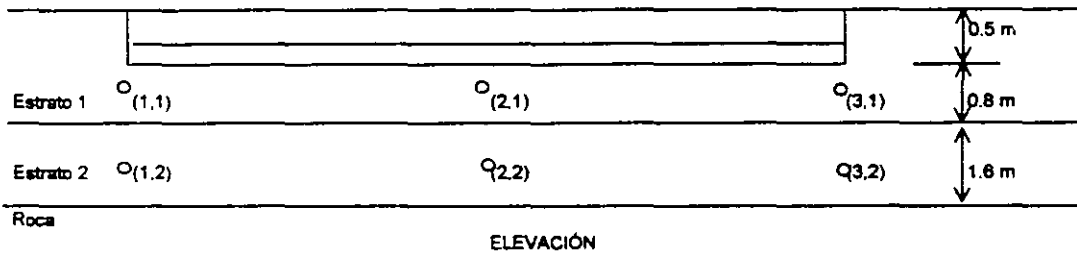
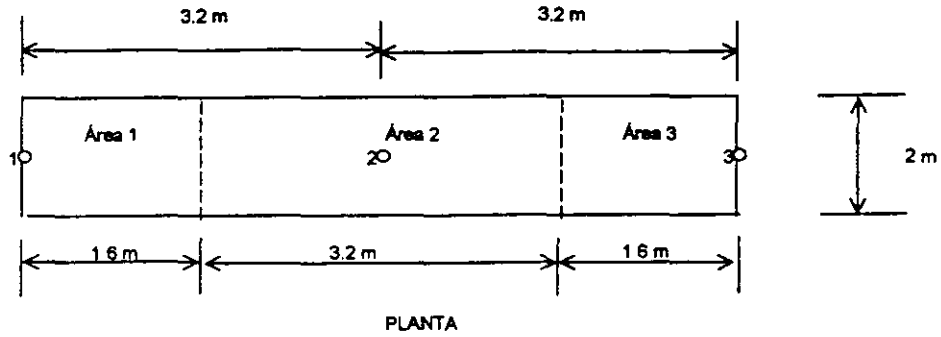
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y  
 TERRENO DE CIMENTACIÓN (EJEMPLO 3)  
 FIGURA 13



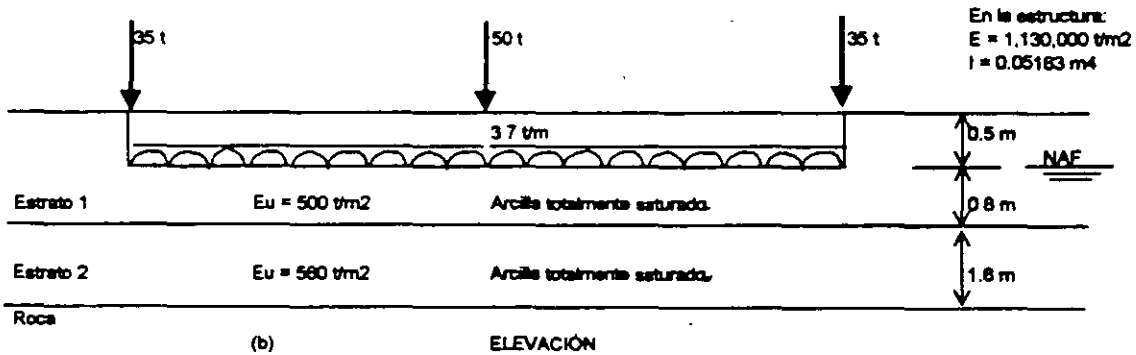
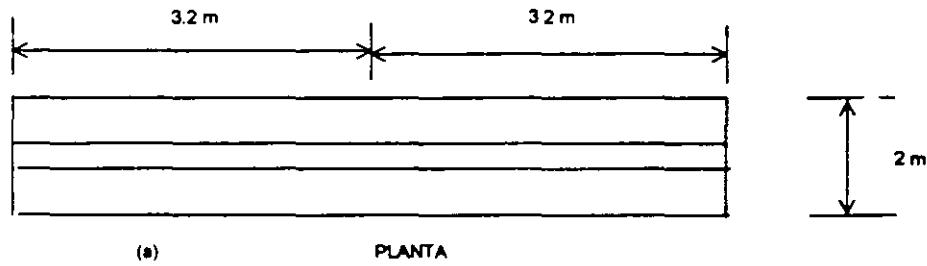
NUMERACIÓN DE BARRAS  
 Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 3)  
 FIGURA 14



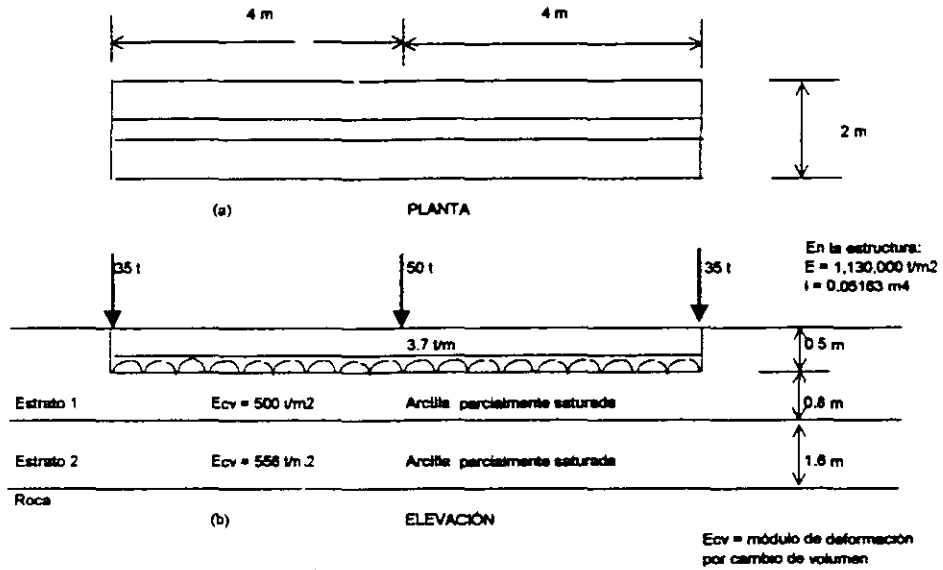
SISTEMA DE CARGAS  
 SOBRE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 3)  
 FIGURA 15



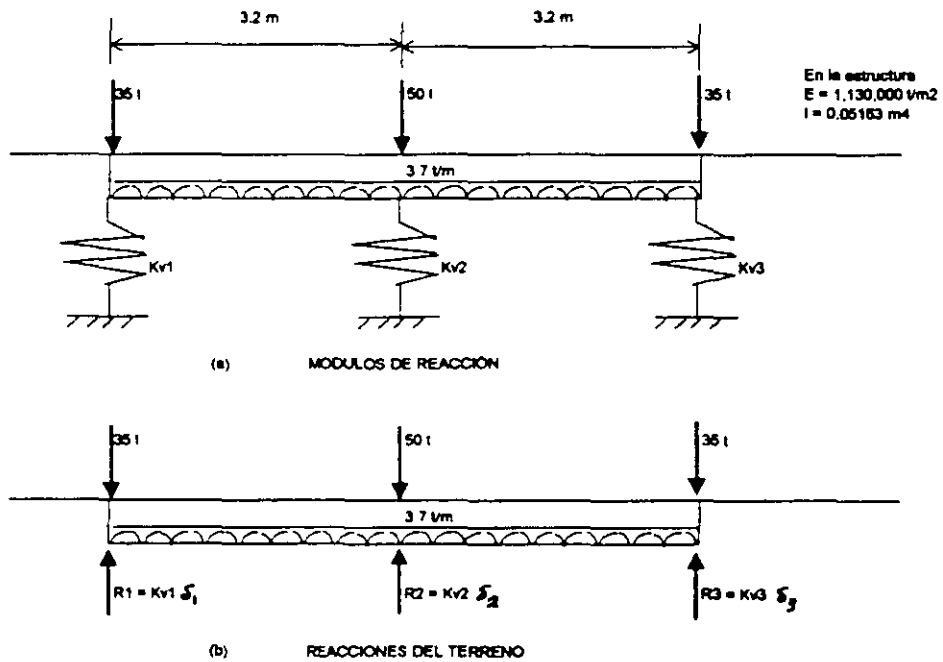
CÁLCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA (EJEMPLO 3)  
FIGURA 16



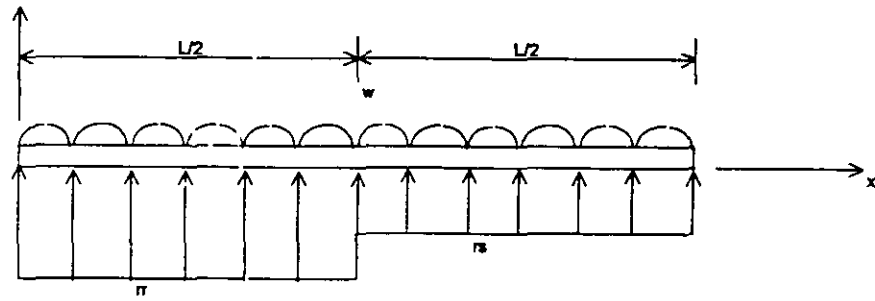
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO DE CIMENTACIÓN (EJEMPLO 4)  
FIGURA 17



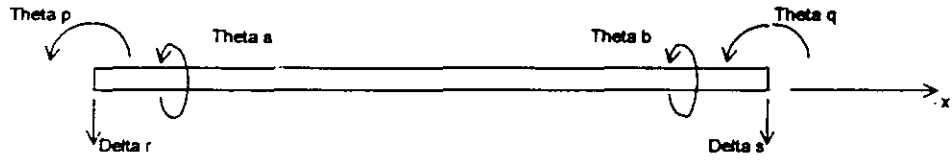
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO DE CIMENTACIÓN (EJEMPLO 5) FIGURA 18



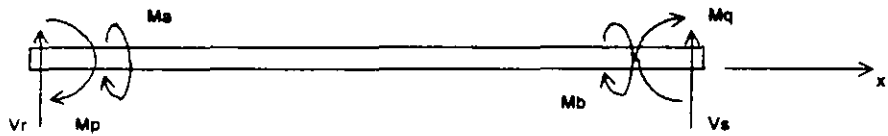
MÉTODO ITERATIVO (EJEMPLO 6) FIGURA 19



a) Cargas sobre la barra



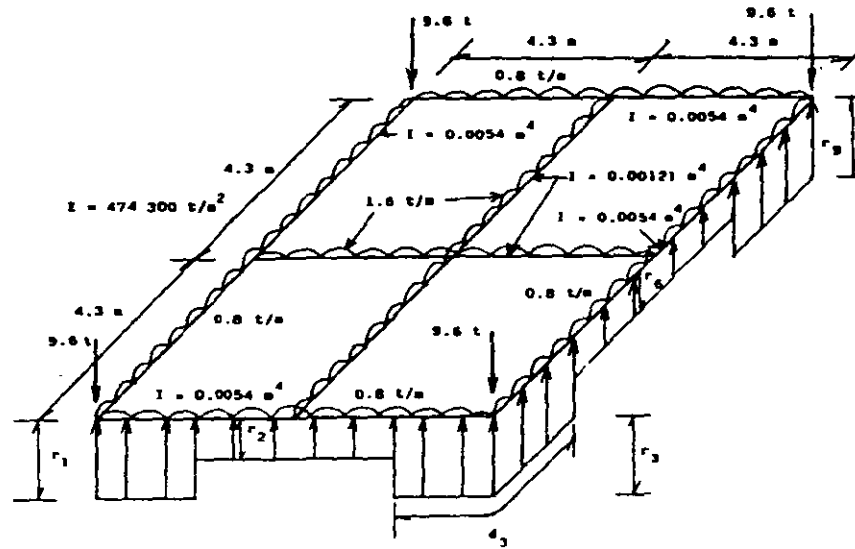
b) Grados de libertad



c) Elementos mecánicos  
(Barra sobre nudo)

(Acise3)

ELEMENTOS MECÁNICOS SOBRE UNA BARRA DE CIMENTACIÓN  
SISTEMA GLOBAL  
FIGURA 20



GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

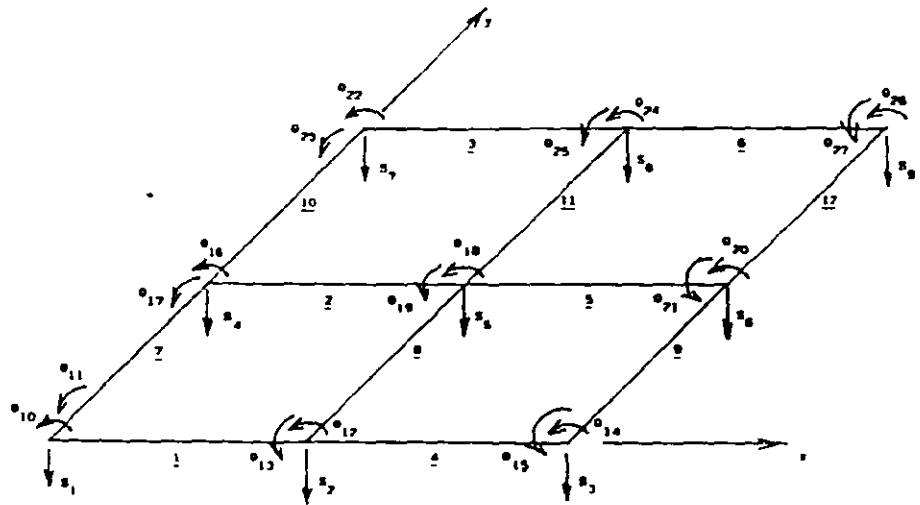
(Deméneghi, 1996)

FIGURA 21

$1/E_s = 0.0154 \text{ m}^2/\text{t}, \nu=0$	2.4 m	Estrato 1
$1/E_s = 0.0222 \text{ m}^2/\text{t}, \nu=0$	2.0 m	Estrato 2

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES (EJEMPLO)

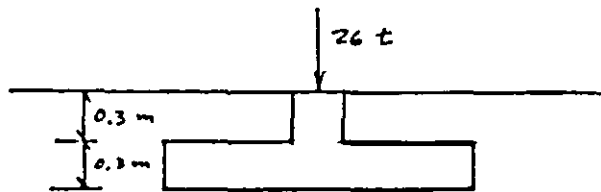
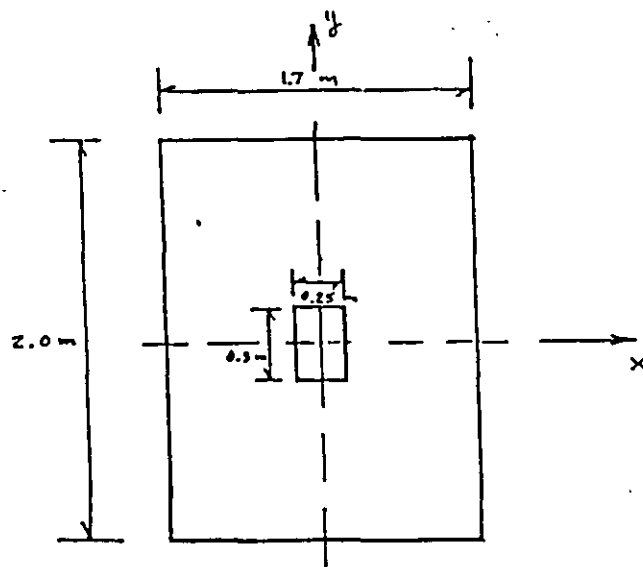
FIGURA 22



NUMERACION DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

(Deméneghi, 1996)

FIGURA 23



$\mathcal{D}_r = 50\%$  ,  $\phi^* = 37^\circ$  ,  $\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$

Arena  $c_s = 2.6$

$N = 15 \text{ golpes}$

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA E-1

ANEXO 2  
 MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA. SISTEMA GLOBAL  
 MARCO CON BARRAS ORTOGONALES  
 SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS, NI EFECTOS DE TORSIÓN

Barras horizontales

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\theta_q$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$\delta_r$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$\delta_s$

Elementos mecánicos (barra sobre nudo)

$$M_p = wL^2 + (4EI/L) \theta_p + (2EI/L) \theta_q - (6EI/L^2) \delta_r + (6EI/L^2) \delta_s$$

$$M_q = -wL^2 + (2EI/L) \theta_p + (4EI/L) \theta_q - (6EI/L^2) \delta_r + (6EI/L^2) \delta_s$$

$$V_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta_p - (6EI/L^2) \theta_q + (12EI/L^3) \delta_r - (12EI/L^3) \delta_s$$

$$V_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta_p + (6EI/L^2) \theta_q - (12EI/L^3) \delta_r + (12EI/L^3) \delta_s$$

Barras verticales

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_u$	$\delta_v$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\theta_q$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$\delta_u$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$\delta_v$

Elementos mecánicos (barra sobre nudo)

$$M_p = wL^2 + (4EI/L) \theta_p + (2EI/L) \theta_q + (6EI/L^2) \delta_u - (6EI/L^2) \delta_v$$

$$M_q = -wL^2 + (2EI/L) \theta_p + (4EI/L) \theta_q + (6EI/L^2) \delta_u + (6EI/L^2) \delta_v$$

$$V_u = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta_p + (6EI/L^2) \theta_q + (12EI/L^3) \delta_u - (12EI/L^3) \delta_v$$

$$V_v = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta_p - (6EI/L^2) \theta_q - (12EI/L^3) \delta_u + (12EI/L^3) \delta_v$$



ANEXO 3

MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA DE UNA RETÍCULA DE CIMENTACIÓN,  $\alpha = 0$   
 SISTEMA GLOBAL  
 SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS

DIRECCIÓN  $x$ ,  $\beta = 0$

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	$\theta_q$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	0	0	$\delta_r$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	0	0	$\delta_s$
0	0	0	0	$GI_t/L$	$-GI_t/L$	$\theta_a$
0	0	0	0	$-GI_t/L$	$GI_t/L$	$\theta_b$

DIRECCIÓN  $y$ ,  $\beta = 90^\circ$

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$	
$GI_t/L$	$-GI_t/L$	0	0	0	0	$\theta_p$
$-GI_t/L$	$GI_t/L$	0	0	0	0	$\theta_q$
0	0	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\delta_r$
0	0	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\delta_s$
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$4EI/L$	$2EI/L$	$\theta_a$
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$2EI/L$	$4EI/L$	$\theta_b$

VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO. BARRA DE CIMENTACIÓN. SISTEMA GLOBAL

$$P_m^e = \begin{bmatrix} [wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s] \cos \beta \\ [-wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s] \cos \beta \\ [-wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s] \cos \alpha \\ [-wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s] \cos \alpha \\ [-wL^2/12 + (11/192)L^2 r_r + (5/192)L^2 r_s] \sin \beta \\ [wL^2/12 - (5/192)L^2 r_r - (11/192)L^2 r_s] \sin \beta \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix}$$

MÉTODO DE RIGIDECES  
MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

Agustín Deméneghi Colina\*

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura está empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde

- $\underline{K}$  = matriz de rigideces de la estructura
- $\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos
- $\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento
- $\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida  $w$  (fig 1). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig 2): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamiento horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b).

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Demos un giro  $\theta'_p$  en el extremo izquierdo de la barra. En la fig 3a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la fig 3b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro  $\theta'_q$  en el extremo derecho. Las figs 3c y 3d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical  $\delta'_r$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical  $\delta'_s$  en el nudo derecho, respectivamente. Las figs 3e y 3f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal  $\delta'_u$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal  $\delta'_v$  en el nudo derecho. Las figs 3g y 3h contienen los momentos producidos por un giro de torsión  $\theta'_a$  en el nudo izquierdo y un giro de torsión  $\theta'_b$  en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra  $m$  valen

$$M'_p = wL^2/12 + (4EI/L) \theta'_p + (2EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (2)$$

$$M'_q = -wL^2/12 + (2EI/L) \theta'_p + (4EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (3)$$

$$V'_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta'_p - (6EI/L^2) \theta'_q + (12EI/L^3) \delta'_r - (12EI/L^3) \delta'_s \quad (4)$$

$$V'_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta'_p + (6EI/L^2) \theta'_q - (12EI/L^3) \delta'_r + (12EI/L^3) \delta'_s \quad (5)$$

$$N'_u = (AE/L) \delta'_u - (AE/L) \delta'_v \quad (6)$$

$$N'_v = - (AE/L) \delta'_u + (AE/L) \delta'_v \quad (7)$$

$$M'_a = (GI_t/L) \theta'_a - (GI_t/L) \theta'_b \quad (8)$$

$$M'_b = - (GI_t/L) \theta'_a + (GI_t/L) \theta'_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones  $b$  por  $h$ , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al 1970)

$$I_t \approx \frac{h b^3}{3} [1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 (\frac{b}{h})^5] \quad (10)$$

$$h \geq b$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e)'_m \quad (11)$$

donde

$$\underline{K}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p & \theta'_q & \delta'_r & \delta'_s & \delta'_u & \delta'_v & \theta'_a & \theta'_b \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{matrix} \quad (12)$$

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$(\underline{P}^e)'_m = \begin{bmatrix} wL^2/12 \\ -wL^2/12 \\ -wL/2 \\ -wL/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$\underline{K}'_m$  = matriz de rigidez de la barra  $m$

$\underline{\delta}'_m$  = vector de desplazamientos de la barra  $m$

$(\underline{P}^e)'_m$  = vector de cargas de empotramiento de la barra  $m$

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí (fig 4); en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En la fig 5 se presenta la transformación de un vector del sistema global  $x-y$  al sistema local  $x'-y'$ . Aplicando las ecuaciones de la fig 5 a la barra inclinada de la fig 6 (despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical):

$$\begin{aligned} \theta'_p &= \theta_p & \theta'_q &= \theta_q \\ \delta'_r &= \delta_r \cos \alpha - \delta_u \operatorname{sen} \alpha \\ \delta'_s &= \delta_s \cos \alpha - \delta_v \operatorname{sen} \alpha \\ \delta'_u &= \delta_r \operatorname{sen} \alpha + \delta_u \cos \alpha \\ \delta'_v &= \delta_s \operatorname{sen} \alpha + \delta_v \cos \alpha \\ \theta'_a &= \theta''_a \cos \alpha \\ \theta'_b &= \theta''_b \cos \alpha \end{aligned}$$

Aplicando las expresiones de la fig 5 a la barra de la fig 7:

$$\begin{aligned} \theta'_p &= \theta_p \cos \beta - \theta''_a \operatorname{sen} \beta \\ \theta'_q &= \theta_q \cos \beta - \theta''_b \operatorname{sen} \beta \\ \theta''_a &= \theta_p \operatorname{sen} \beta + \theta'_a \cos \beta \\ \theta''_b &= \theta_q \operatorname{sen} \beta + \theta'_b \cos \beta \end{aligned}$$

Sean

$$\delta'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\underline{\delta}_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

Es decir

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (17)$$

donde

$$\underline{T}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & 0 \\ 0 & \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (18)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (19)$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (20)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (21)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (22)$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (23)$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (24)$$

$$\theta'_a = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (25)$$

$$\theta'_b = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (26)$$

En el sistema local  $x'-z'$  (fig 6)

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (27)$$

Pero

$$(\underline{P}^c)'_m = \underline{T}_m \underline{P}^c_m \quad (28)$$

y

$$\underline{P}'_m = \underline{T}_m \underline{P}_m \quad (29)$$

Sustituyendo la ec 29 en la ec 27

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (30)$$

Sustituyendo las ecs 17 y 28 en la ec 30

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{T}_m \underline{P}^c_m$$

Premultiplicando por  $\underline{T}_m^{-1}$

$$\underline{P}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m$$

donde

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\sqrt{\cos \alpha}} & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\sqrt{\cos \alpha}} \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\sqrt{\cos \alpha}} & 0 \\ 0 & -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\sqrt{\cos \alpha}} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (31)$$

En el sistema global

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m \quad (32)$$

donde

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (33)$$

Sustituyendo las ecs 12, 18 y 31 en la ec 33, se obtiene la matriz  $\underline{K}_m$ , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}^{-1} (\underline{P}_m^e)', \quad (34)$$

Para una barra sometida a una carga uniforme  $w$  en el sistema local  $x'-z'$ , el vector  $\underline{P}_m^e$  vale

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{bmatrix} \quad (35)$$

La ec 33 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ . Las ecs 34 ó 35 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ .

En resumen, primero se utilizan la tabla 1 y las 34 ó 35 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global  $x-y-z$  (vector  $\underline{\delta}$ ). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ec 17 ó las ecs 19 a 26:

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (\text{ec 17})$$

A continuación, los elementos mecánicos en la barra  $m$  se determinan con la ec 11 ó con las ecs 2 a 9:

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}_m^e)' \quad (\text{ec 11})$$



**Ejemplo 1**

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 8a.

**Solución**

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 8b). En este ejemplo no se toman en cuenta los efectos de torsión ( $\beta = 0$ ).

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_u$	$\delta_v$	$\alpha$ Grados
1	$\theta_5$	$\theta_{11}$	$\delta_1$	$\delta_7$	$\delta_3$	$\delta_9$	68.2
2	$\theta_{11}$	$\theta_{12}$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	0
3	$\theta_6$	$\theta_{12}$	$\delta_2$	$\delta_8$	$\delta_4$	$\delta_{10}$	111.8

Empleando la tabla 1 se obtienen las matrices de rigidez de las barras 1, 2 y 3, las cuales se muestran en las tabla 2. La matriz de rigidez de la estructura completa en el sistema global es la suma de las matrices de todas y cada una de las barras.

Sumando las matrices de las barras 1, 2 y 3 (tabla 2) obtenemos

$$\underline{K} = \begin{bmatrix}
 \delta_7 & \delta_8 & \delta_9 & \delta_{10} & \theta_{11} & \theta_{12} \\
 32578.02 & -664.2 & 12719.58 & 0 & -1877.77 & -1992.6 \\
 -664.2 & 32578.02 & 0 & -12719.58 & 1992.6 & 1877.77 \\
 12719.58 & 0 & 71622.66 & -66420 & -287.08 & 0 \\
 0 & -12719.58 & -66420 & 71622.66 & 0 & -287.08 \\
 -1877.77 & 1992.6 & -287.08 & 0 & 9080.45 & 3985.2 \\
 -1992.6 & 1877.77 & 0 & -287.08 & 3985.2 & 9080.45
 \end{bmatrix}
 \begin{matrix}
 \delta_7 \\
 \delta_8 \\
 \delta_9 \\
 \delta_{10} \\
 \theta_{11} \\
 \theta_{12}
 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \\ 0 \\ 24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} \qquad \underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \qquad \text{(ec 1)}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_7 &= 0.00080245 \text{ m} & \delta_8 &= 0.00080245 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.00008378 \text{ m} & \delta_{10} &= 0.00008378 \text{ m} \\ \theta_{11} &= -0.00473308 & \theta_{12} &= 0.00473308 \end{aligned}$$

Además  $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \theta_5 = \theta_6 = 0$

Los elementos mecánicos en cada barra se hallan con el empleo de la ec 11:

$$\underline{P}'_1 = \underline{K}'_1 \underline{\delta}'_1 + (\underline{P}^e)' \quad (\text{ec 11})$$

Las matrices de cada barra en el sistema local ( $\underline{K}'_m$ ) se obtienen con la ec 12. En la tabla 3 se exhiben estas matrices para las tres barras de la estructura.

El vector de desplazamientos  $\underline{\delta}'_m$  se halla con el uso de las ecs 19 a 26, mientras que los elementos mecánicos en cada barra (sistema local) se determinan con el empleo de las ecs 2 a 9. La tabla 4 contiene el cómputo de desplazamientos y elementos mecánicos para las barras 1, 2 y 3.

### Ejemplo 2

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 9a. Despreciar el fenómeno de acortamiento de barras.

### Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 9b):

#### SISTEMA GLOBAL x-y

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$
1	-	$\theta_2$	-	$\delta_1$	-	$\theta_3$
2	$\theta_2$	-	$\delta_1$	-	$\theta_3$	-

#### SISTEMA LOCAL x'-y'

Barra	$\theta'_p$	$\theta'_q$	$\delta'_r$	$\delta'_s$	$\theta'_a$	$\theta'_b$
1	-	$\theta'_2$	-	$\delta'_1$	-	$\theta'_3$
2	$\theta'_3$	-	$\delta'_1$	-	$\theta'_2$	-

Los desplazamientos están relacionados entre sí, de acuerdo con las ecs 19 a 26

Barra 1

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = \theta_3$$

Barra 2

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = -\theta_3$$

Las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento en el sistema global, se hallan con los valores de la tabla 1 y las ecs 34 ó 35:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \\ & 7970.40 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & 0 & & & \\ & & \delta_1 & & \\ & & 1992.60 & & \\ & & 0 & & \\ & & 0 & & \theta_3 \\ & & & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \\ & 384.38 & & & \\ & 0 & & & \\ & 0 & & & \\ & & \delta_1 & & \\ & & 664.20 & & \\ & & 1992.60 & & \\ & & 1992.60 & & \theta_3 \\ & & & & 7570.4 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras, es decir

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} & \delta_1 & & & \\ & 1328.40 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & & \theta_2 & & \\ & & 8354.78 & & \\ & & 0 & & \\ & & 0 & & \theta_3 \\ & & & & 8354.78 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -48 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec } 1)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.09671 \text{ m} \\ \theta_2 &= -0.020194 \quad \theta_3 = -0.020194 \end{aligned}$$

Para obtener los elementos mecánicos en las barras, trabajamos en el sistema local, en el que las matrices  $\underline{K}'_m$  valen (ec 12):

$$\underline{K}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 & \delta'_1 & \theta'_3 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 & \delta'_1 & \theta'_2 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ec 11

Barra 1

$$M'_2 = 7.75 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 0$$

$$M'_3 = - 7.76 \text{ t.m}$$

Barra 2

$$M'_3 = - 7.75 \text{ t.m}$$

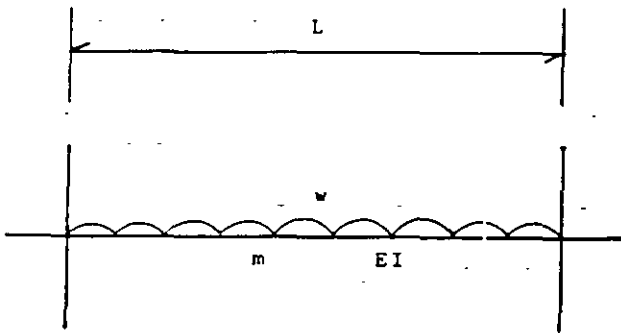
$$V'_1 = 0$$

$$M'_2 = - 7.76 \text{ t.m}$$

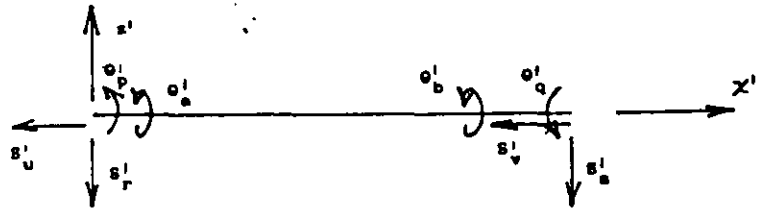
Los momentos obtenidos son de barra sobre nudo; éstos se exhiben en la fig 9c.

REFERENCIA

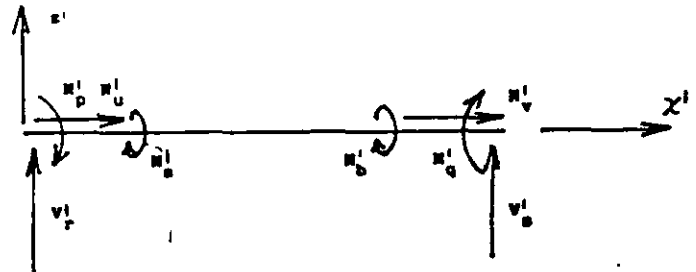
Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970



Barra m  
FIGURA 1



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos  
(barra sobre nudo)

CONVENCIÓN DE SIGNOS

(ADSMRI9)

FIGURA 2

**TABLA 1**

NOMBRE: MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA INCLINADA

FECHA: 23/04/96

PROGRAMA: MARIGBI

Sean	$D = 4 EI/L$ $F = Git/L$	$M = 6 EI/L2$		$N = 12 EI/L3$		$Q = AE/L$		
	$SA = \text{sen } A$ $CA = \text{cos } A$	$S2A = \text{sen}^2 A$ $C2A = \text{cos}^2 A$		$SB = \text{sen } B$ $CB = \text{cos } B$		$S2B = \text{sen}^2 B$ $C2B = \text{cos}^2 B$		
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb	
$D C2B$ $F S2B$	$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$- M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$- M CB SA$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F SB CB$	tp
$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$D C2B$ $+ F S2B$	$- M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$- M CB SA$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	tq
$- M CA CB$	$- M CA CB$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$M CA SB$	$M CA SB$	dr
$M CA CB$	$M CA CB$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- M CA SB$	$- M CA SB$	ds
$M SA CB$	$M SA CB$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$- M SA SB$	$- M SA SB$	du
$- M SA CB$	$- M SA CB$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$M SA SB$	$M SA SB$	dv
$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$M CA SB$	$- M CA SB$	$- M SA SB$	$M SA SB$	$D S2B$ $+ F C2B$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	ta
$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$M CA SB$	$- M CA SB$	$- M SA SB$	$M SA SB$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	$D S2B$ $+ F C2B$	tb







**TABLA 4**

Sistema local

Barra 1

tp'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'	
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'		
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	-2.51077 Mp'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	-5.13775 Mq'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	1.420296 Vr'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	-1.42029 Vs'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	-26.4169 Vu'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	26.41699 Vv'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	0 Ma'
	0	-0.00473	0	0.000375	0	0.000713	0	0	0 Mb'

Sistema local

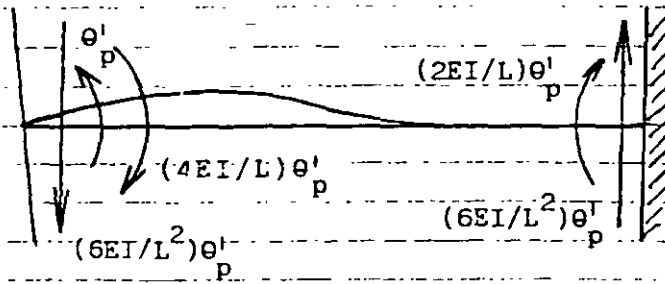
Barra 2

tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	5.137729 Mp'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	-5.13772 Mq'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	24 Vr'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	24 Vs'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	-11.1293 Vu'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	11.12933 Vv'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	0 Ma'
-0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0	0 Mb'

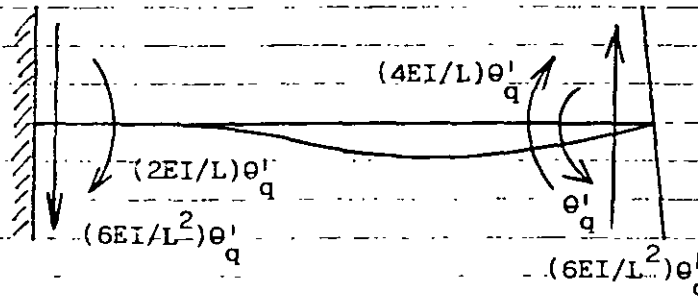
Sistema local

Barra 3

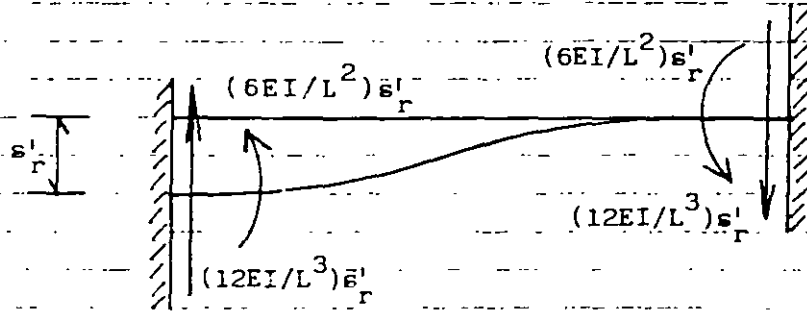
tp'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'	
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'		
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	2.510777 Mp'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	5.137754 Mq'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	-1.42029 Vr'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	1.420296 Vs'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	-26.4169 Vu'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	26.41699 Vv'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	0 Ma'
	0	0.004733	0	-0.00037	0	0.000713	0	0	0 Mb'



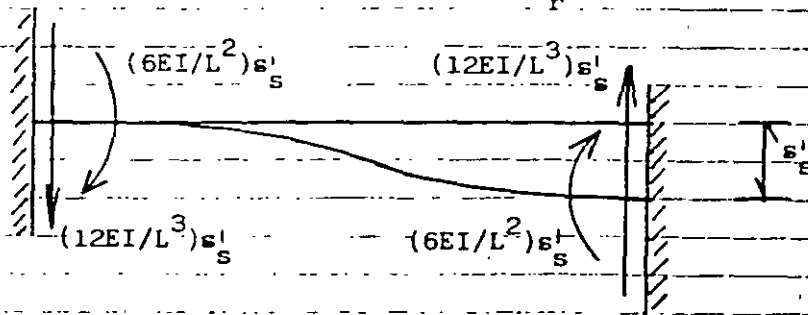
a) Giro  $\theta'_p$



b) Giro  $\theta'_q$



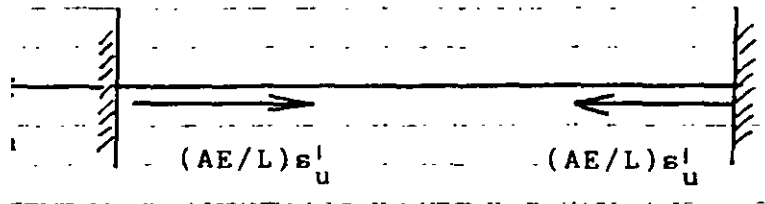
c) Desplazamiento  $s'_r$



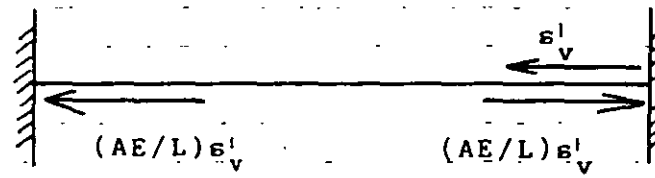
d) Desplazamiento  $s'_s$

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

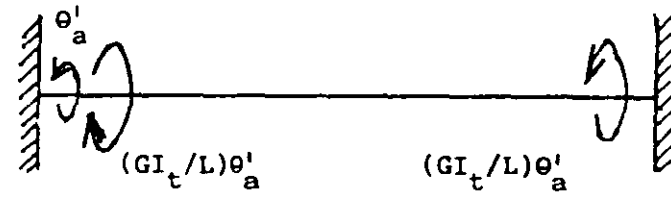
FIGURA 3



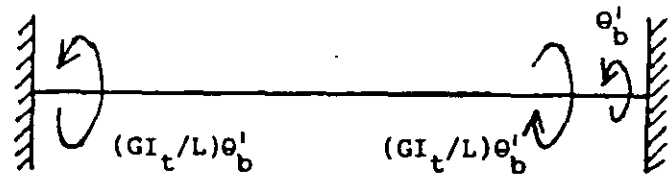
e) Desplazamiento  $s'_u$



f) Desplazamiento  $s'_v$



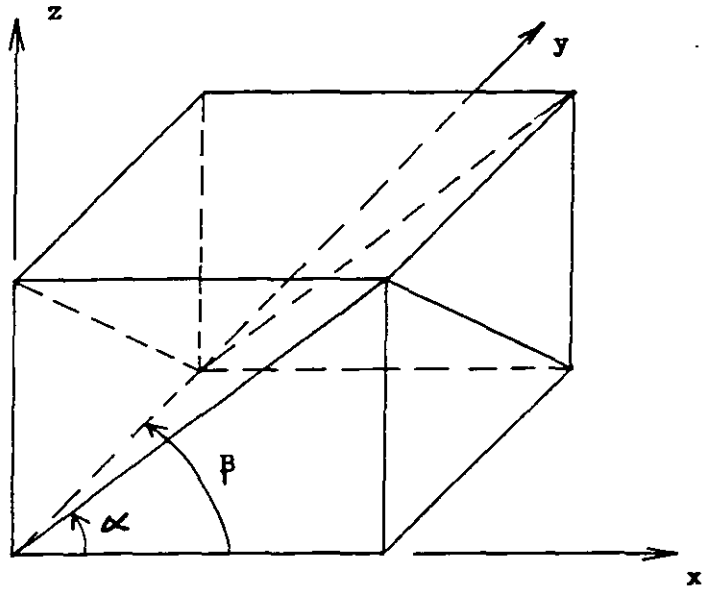
g) Giro  $\theta'_a$



h) Giro  $\theta'_b$

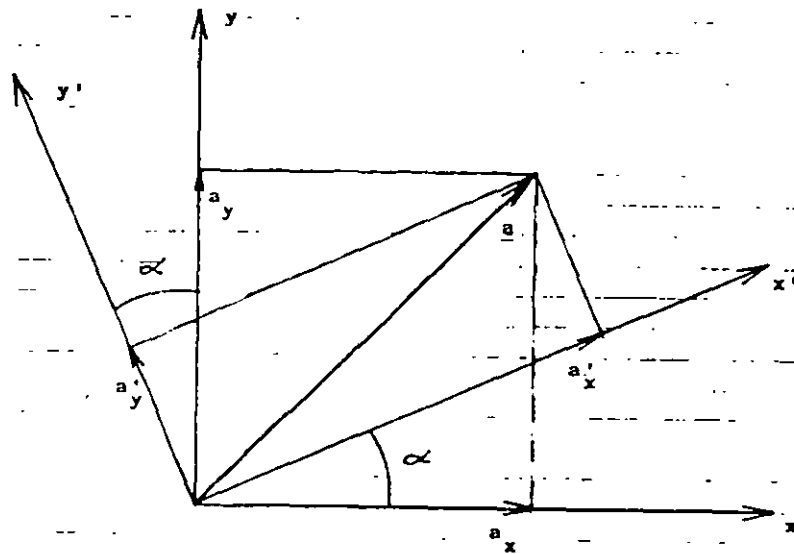
ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR  
DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

FIGURA 3



MARCOS PLANOS ORTOGONALES ENTRE SÍ

FIGURA 4

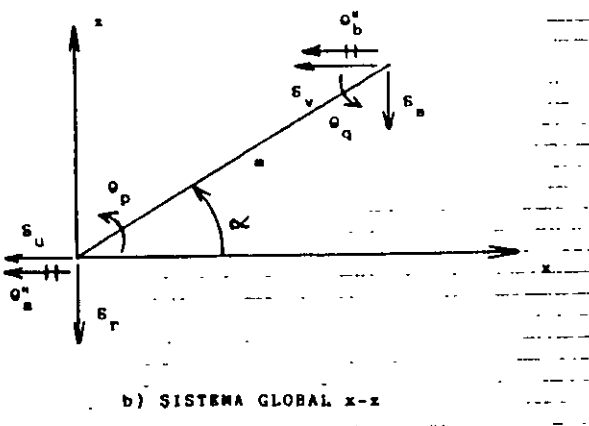
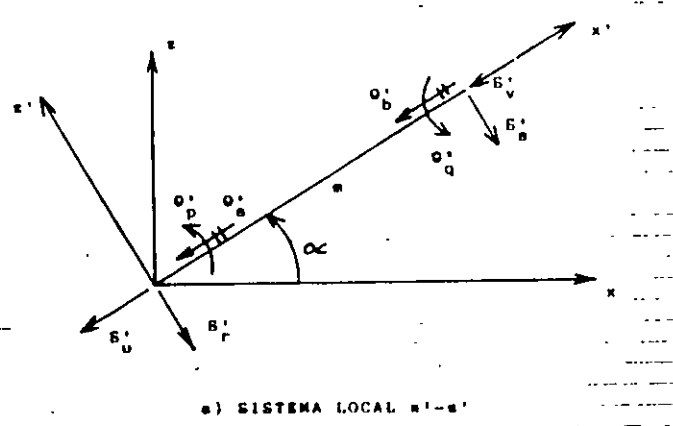


$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \operatorname{sen} \alpha$$

$$a'_y = -a_x \operatorname{sen} \alpha + a_y \cos \alpha$$

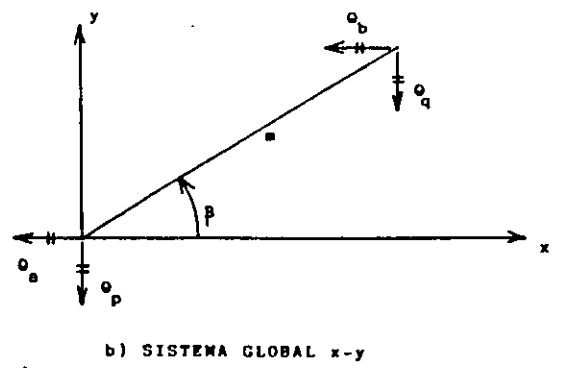
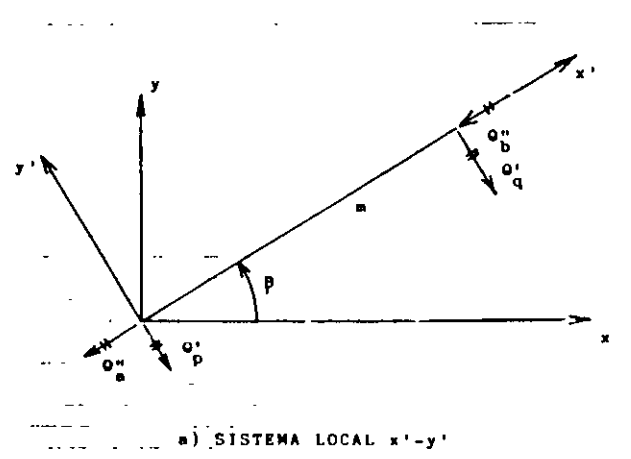
TRANSFORMACIÓN DE UN VECTOR DEL SISTEMA GLOBAL x-y AL SISTEMA LOCAL x'-y'

FIGURA 5



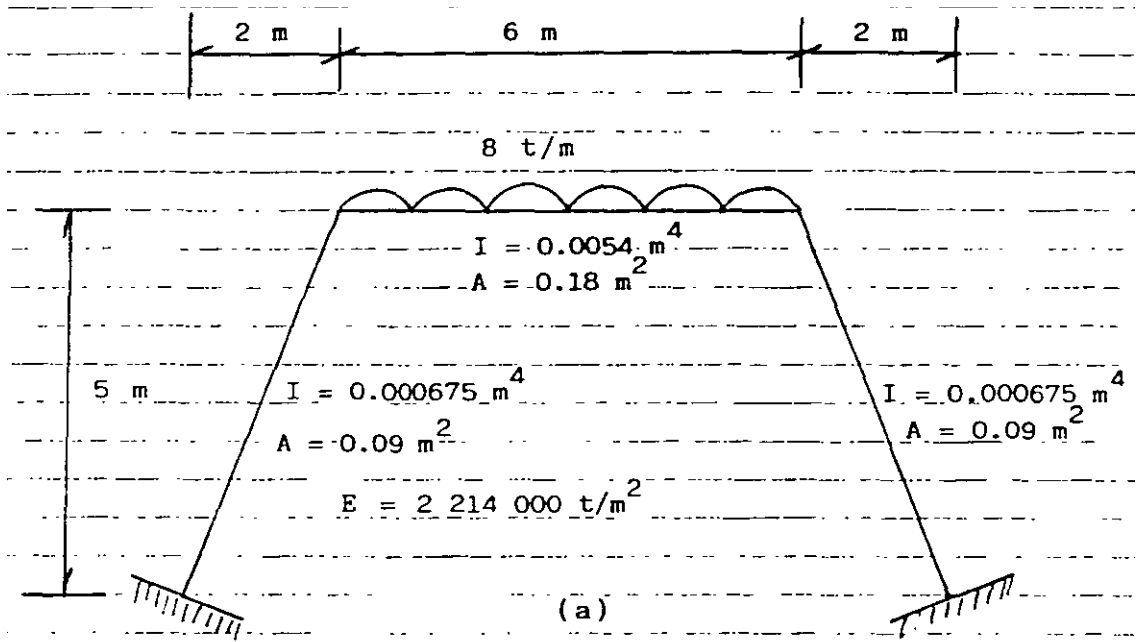
DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

FIGURA 6

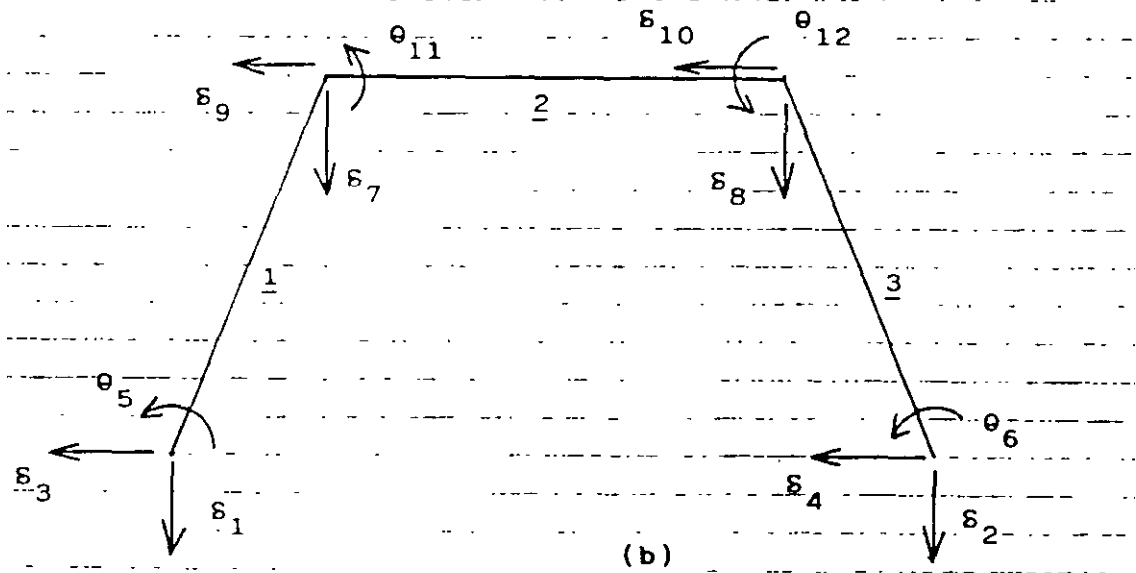


GIROS DE LA BARRA PARALELOS AL PLANO  $x-y$

FIGURA 7

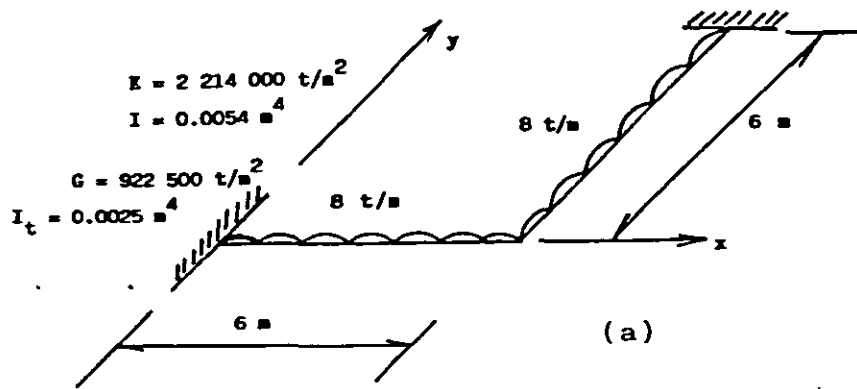


GEOMETRÍA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (EJEMPLO)

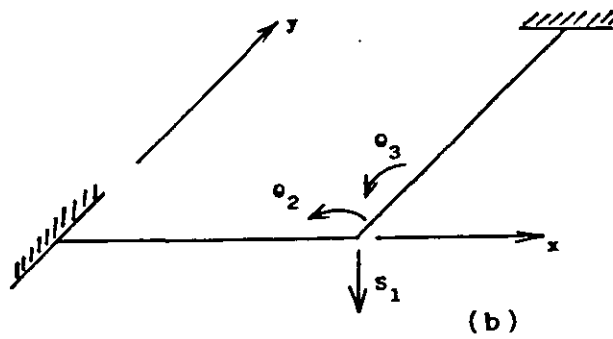


NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

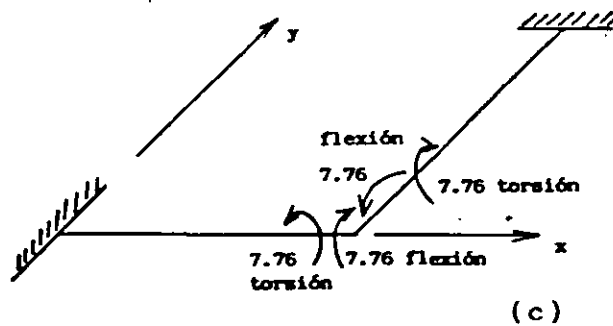
FIGURA 8



GEOMETRÍA Y CARGAS (EJEMPLO)



GRADOS DE LIBERTAD



MOMENTOS EN t.m

FIGURA 9

## ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi Colina\*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en éste al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (fig 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la fig 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$x_0 = a \operatorname{sen} \Omega t$$

La velocidad de la base vale  $\dot{x}_0 = a \Omega \cos \Omega t$

y la aceleración  $\ddot{x}_0 = -a \Omega^2 \operatorname{sen} \Omega t$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976).

Desplazamiento relativo  $y = a B_d \operatorname{sen} (\Omega t - \phi)$

Velocidad relativa  $\dot{y} = a \Omega B_d \cos (\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa  $\ddot{y} = -a \Omega^2 B_d \operatorname{sen} (\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM



$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}\right]^2 + \left[2\zeta \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)}\right]^2}}$$

$$\phi = \text{ang tan} \frac{2\zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

$\omega_1$  es la frecuencia circular del sistema

$$\omega_1 = \sqrt{K / M}$$

Los desplazamientos absolutos están dados por

Desplazamiento	$x = x_0 + y$
Velocidad	$\dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y}$
Aceleración	$\ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$

Definamos el factor de amplificación de la aceleración como cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \ddot{x} / \max \ddot{x}_0$$

En la fig 3 se muestra la variación de  $f_a$  con el cociente  $T_1 / T$ , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico.

Recordemos que los periodos están dados por

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra)} \quad \text{y} \quad T = 2\pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la fig 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente  $T_1 / T$  y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando  $T_1 / T = 1$ ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor  $f_a$ . Para  $T_1 / T \rightarrow \infty$  la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor  $H$  como el indicado en la fig 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$x_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \operatorname{sen} \Omega t)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia  $\Omega$ .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación  $f_a = A(\Omega)$  como el valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha \operatorname{sen}^2 \beta} \quad (1)$$

donde

$$\alpha = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} - 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} C_s \quad (2)$$

$$\beta = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} + 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} C_s \quad (3)$$

donde  $C_s = \sqrt{G / \rho}$  = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando

$\eta$  = amortiguamiento del suelo blando

$\Omega$  = frecuencia circular natural de la base rígida

$H$  = espesor del suelo blando

$G$  = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

$\rho$  = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que  $\eta \Omega / G = 2 \zeta$  sea una constante. Aplicando las ecs 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

$\omega_n$  = frecuencia circular del modo  $n$  de vibrar

$$\omega_n = (2n - 1) \pi \sqrt{G / \rho} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad (4)$$

Para pequeños valores de  $(\eta \Omega / G)$ , la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2\zeta) \quad (5)$$

$\zeta$  = fracción del amortiguamiento crítico

En la fig 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor  $H = 30.5$  m, con una velocidad de la onda de cortante en el suelo blando  $C_s = 229$  m/s y un peso volumétrico del suelo  $\gamma = 2$  t/m<sup>3</sup>. La función de amplificación se obtiene empleando las ecs 1 a 3, considerando que  $\eta \Omega / G = 2 \zeta$ .

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide o está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los "picos" de la función de amplificación (fig 4), empleando las ecs 4 y 5. En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN A ( $\omega_n$ )

n	$\omega_n$ s <sup>-1</sup>	f ciclos/s	$T_{sn}$ s	A ( $\omega_n$ )
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.03	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad A(\omega_n) = 4 / (2n - 1)\pi (2\zeta)$$

$$f = \omega_n / 2\pi \quad T_{sn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio; en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los períodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el período de vibración de la base firme coincide con el período natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (fig 4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento

suelo es de 20 %. Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente  $T_{s1} / T$ , donde  $T_{s1}$  es el período natural de vibración del estrato blando y  $T$  es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (fig 1), los períodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4 H \sqrt{\rho / G} / (2n - 1) \quad (6)$$

$n = 1, 2, \dots$

donde  $\rho$  = masa específica del suelo  
 $G$  = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo

El primer modo de vibrar, o modo fundamental, se obtiene para  $n = 1$ :

$$T_{s1} = 4 H \sqrt{\rho / G} \quad (7)$$

Para la estimación del período natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert (1973, 1980). Para la determinación del módulo de rigidez dinámico de la arcilla del valle de México, puede consultarse a Jaime et al (1987).

El período de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismo 1987):

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (8)$$

donde  $T_o$  = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este período se debe a la flexibilidad propia de la estructura)

$T_x$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza

$T_r$  = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza

El período natural de vibración por rotación de una masa está dado por

$$T_r = 2 \pi \sqrt{M H^2 / K_r} = 2 \pi H \sqrt{M / K_r} \quad (9)$$

$$T_r = 2 \pi \sqrt{W H^2 / g K_r} \quad g = \text{aceleración de la gravedad} \quad (10)$$

Las Normas de Sismo, en el inciso A.7 del Apéndice, establecen que "para el cálculo de  $T_x$  se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale  $K_x$ , en t/m:

$$T_x = 2 \pi (W'_0 / g K_x)^{1/2} \quad (11)$$

donde  $T_x$  está en segundos,  $W'_0$  es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en toneladas, y "g" es la aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>. El valor de  $W'_0$  no se tomará menor de 0.7  $W_0$ .

"Para el cálculo de  $T_r$  se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez  $K_r$ , en t.m/radián:

$$T_r = 2 \pi (J / g K_r)^{1/2} \quad (12)$$

donde  $T_r$  está en segundos y "J" es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en t.m<sup>2</sup>, con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

"Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se obtendrán de la tabla 1, en que G es el módulo de rigidez medio, en t/m<sup>2</sup>, del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes  $R_x$  y  $R_r$ , en metros, se calcularán empleando las expresiones

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} \quad (13)$$

$$R_r = (4 I / \pi)^{1/4} \quad (14)$$

"en las que A, en m<sup>2</sup>, es el área de la superficie neta de cimentación, e I, en m<sup>4</sup>, es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza" (Normas de Sismo 1987).

Una vez que se conocen los periodos de vibración del suelo  $T_{s1}$  y de la estructura  $T_1$ , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación  $f_a$  (fig 5), definido como el cociente de la máxima aceleración en el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando. Para entrar en el espectro de la fig 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980):

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1} \quad (15)$$

donde  $g_1 = g_o g_r (T'_1)^2 / (g_o T_r^2 + g_r T_o^2) \quad (16)$

$$T'_1 = \sqrt{T_o^2 + T_r^2}$$

$$g_o = 1 - \zeta_o^2$$

$$g_r = 1 - \zeta_r^2$$

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando  $T_1 / T_{s1} = 1$ . Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el periodo natural de vibración del suelo con el periodo natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona, en la ciudad de México, el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que "la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión:

$$a = (1 + 3 T / T_a) c / 4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo  $T = 0$  en esta expresión (pues para  $T = 0$  la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto  $a = c_s = c / 4$  en la superficie.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento):

Zona	Coficiente sísmico c	Coficiente $c_s$ (superficie)	Aceleración (superficie) $\text{cm/s}^2$
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III, la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de  $98 \text{ cm/s}^2$ .

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar "c" (Normas de Sismo, Apéndice): "en sitios en que se conozca el período dominante del terreno  $T_{s1}$ , y que se hallen en las partes sombreadas de la fig 3.1 (de esas Normas), también se adoptará  $c = 0.4$  para estructuras del grupo B, y  $0.6$  para las del A; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / (4 + T_{s1}^2) \quad (17)$$

Vemos que el coeficiente sísmico depende del período de vibración dominante del suelo  $T_{s1}$ . Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie  $c_s = c / 4$  y que la aceleración en la superficie, en  $\text{cm/s}^2$ , es igual a  $c_s$  por 980, en la fig 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período  $T_{s1}$ .

#### EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características:

Masa =  $217.5 \text{ t.s}^2/\text{m}$

Peso =  $2133 \text{ t}$

Período de la estructura  $T_o = 0.3 \text{ s}$

Amortiguamiento en la estructura  $\zeta_o = 5 \%$

Período por rotación  $T_r = 0.76 \text{ s}$

Amortiguamiento en el terreno de cimentación  $\zeta_r = 15 \%$

Período por traslación  $T_x = 0.22 \text{ s}$

Período del terreno de cimentación  $T_{s1} = 2.4 \text{ s}$

#### Solución

El período acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2} = 0.85 \text{ s}$$

Obtenemos el cociente  $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la fig 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980):

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_o g_r (T_1')^2 / (g_o T_r^2 + g_r T_o^2)$$

donde  $T_1' = \sqrt{T_o^2 + T_r^2} = 0.817 \text{ s}$

$$g_o = 1 - \zeta_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \zeta_r^2 = 0.9775$$

Sustituyendo  $g_1 = 0.98$   $\zeta_o = 0.141$

Es decir, el sistema acoplado tiene un amortiguamiento de 14.1 % .

Entrando al espectro para diseño sísmico (fig 5, Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación  $f_a = 1.9$  .

Considerando una aceleración en la superficie de  $98 \text{ cm/s}^2$ , la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dada por  $(98)(1.9) = 186 \text{ cm/s}^2$  .

#### REFERENCIAS

Jaime, A, Romo, M P, Ovando, E y Legorreta, H, "Algunos aspectos del comportamiento dinámico de la arcilla del valle de México", Simposio sobre Generación, Propagación y Efectos de Temblores, SMF, SMMS, UGM y SMIS, México, D F, abril de 1987

Newmark, N M y Rosenblueth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986

Roesset, J M, "Fundamentals of soil amplification", Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973

Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980

Temblores



**TABLA I**

**Valores de  $K_x$ ,  $K_r$  y  $K_v$**

En la zona II

Profundidad de desplante (1)	$K_x$	$K_r$ (2)	$K_v$ Losa	$K_v$ Zapata
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

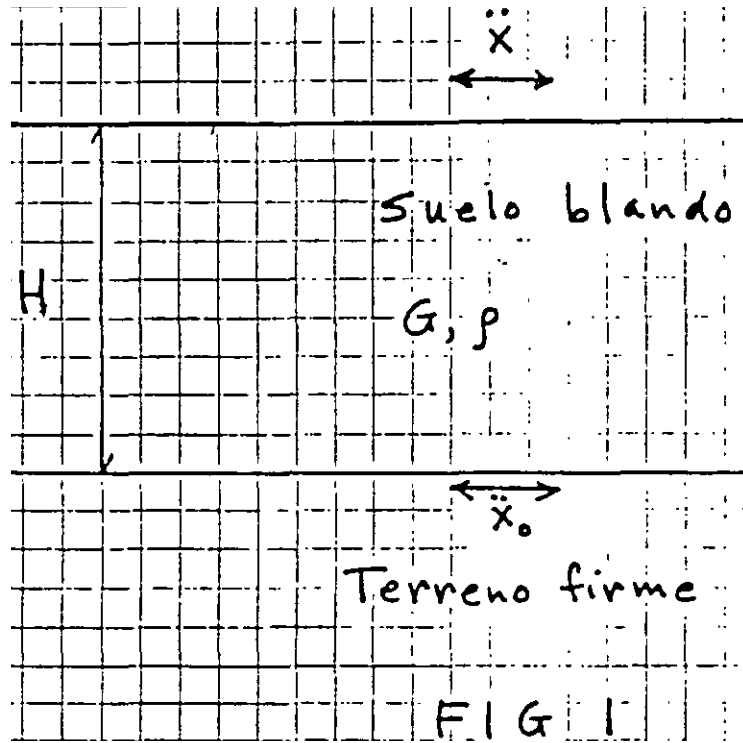
Profundidad de desplante (1)	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

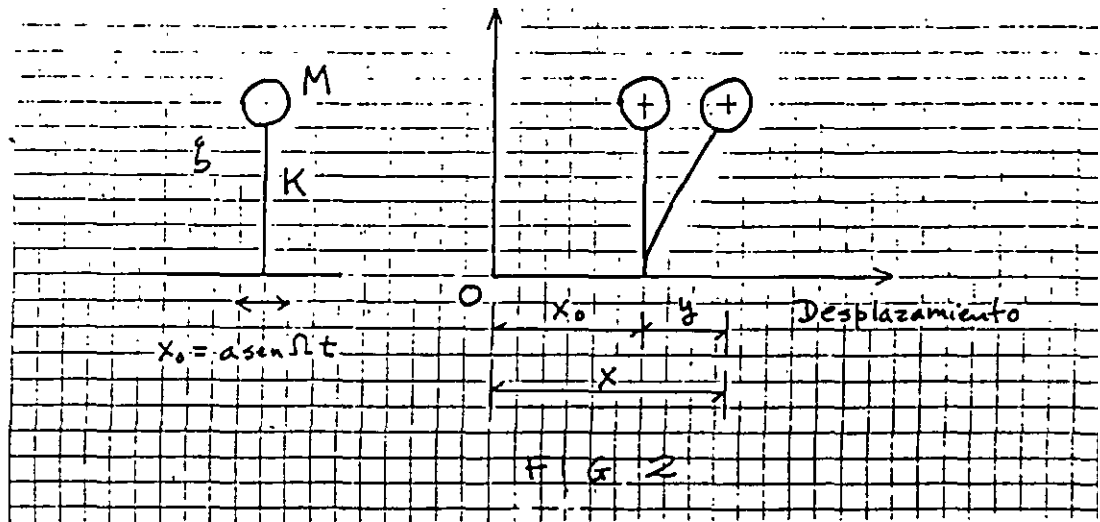
1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $K_r$  infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4.  $K_p$  se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volco, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.





### VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

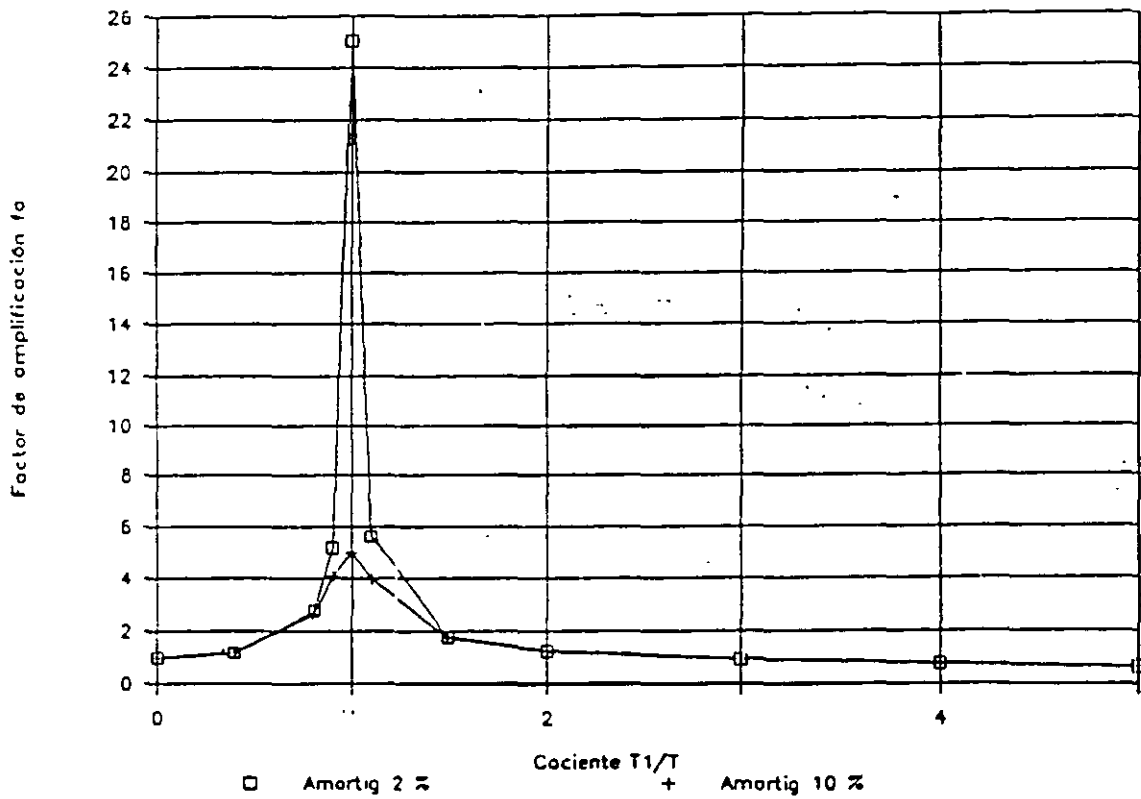


FIG 3

# VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

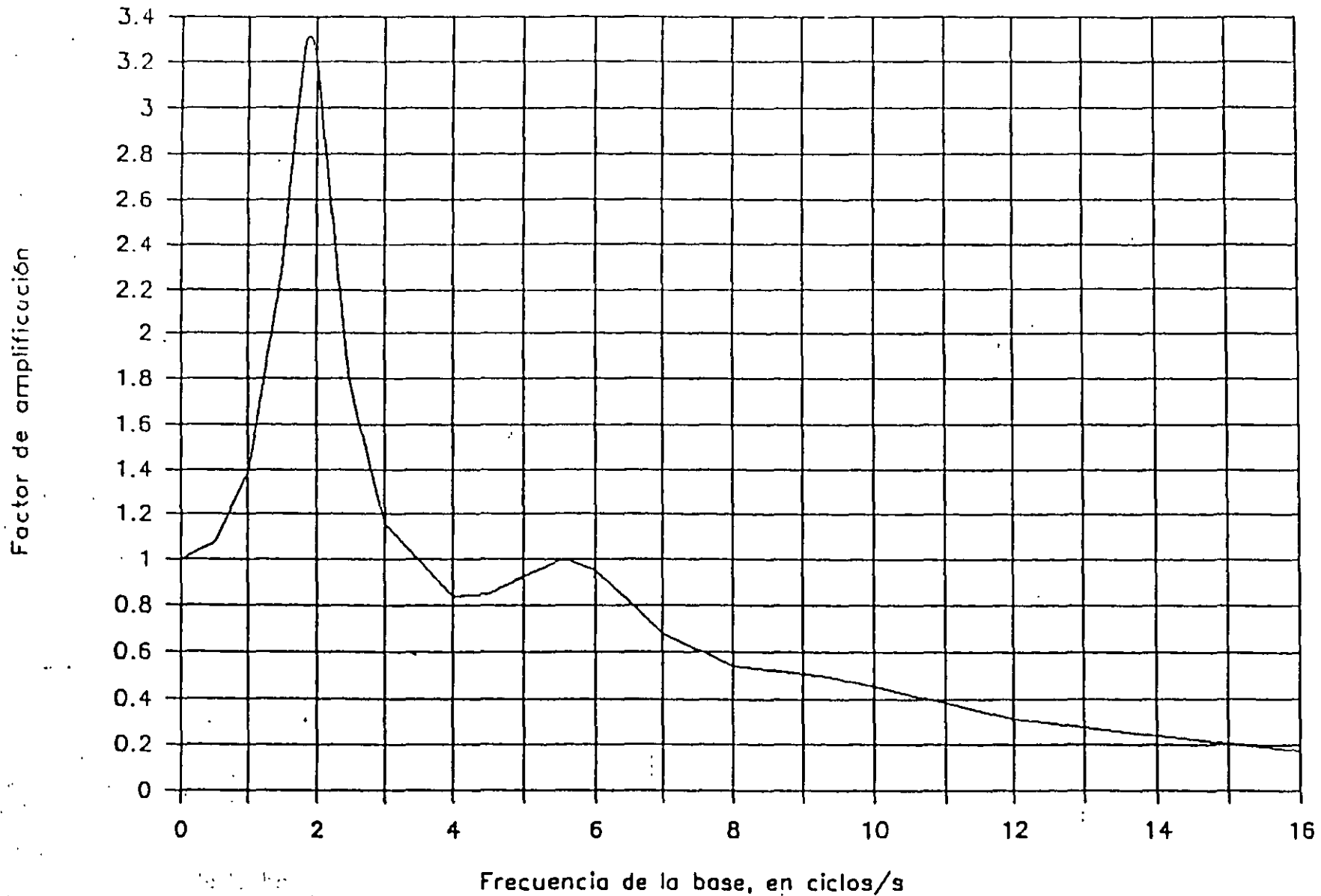
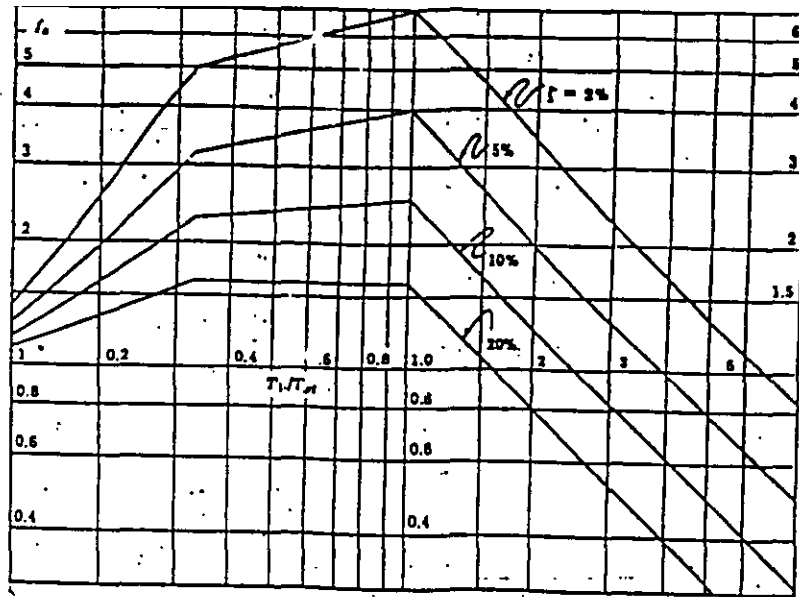


FIG 4



Espectro envolvente para diseño sísmico. (Zeevaert 1980)

FIG 5

### ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERRENO CIUDAD DE MÉXICO

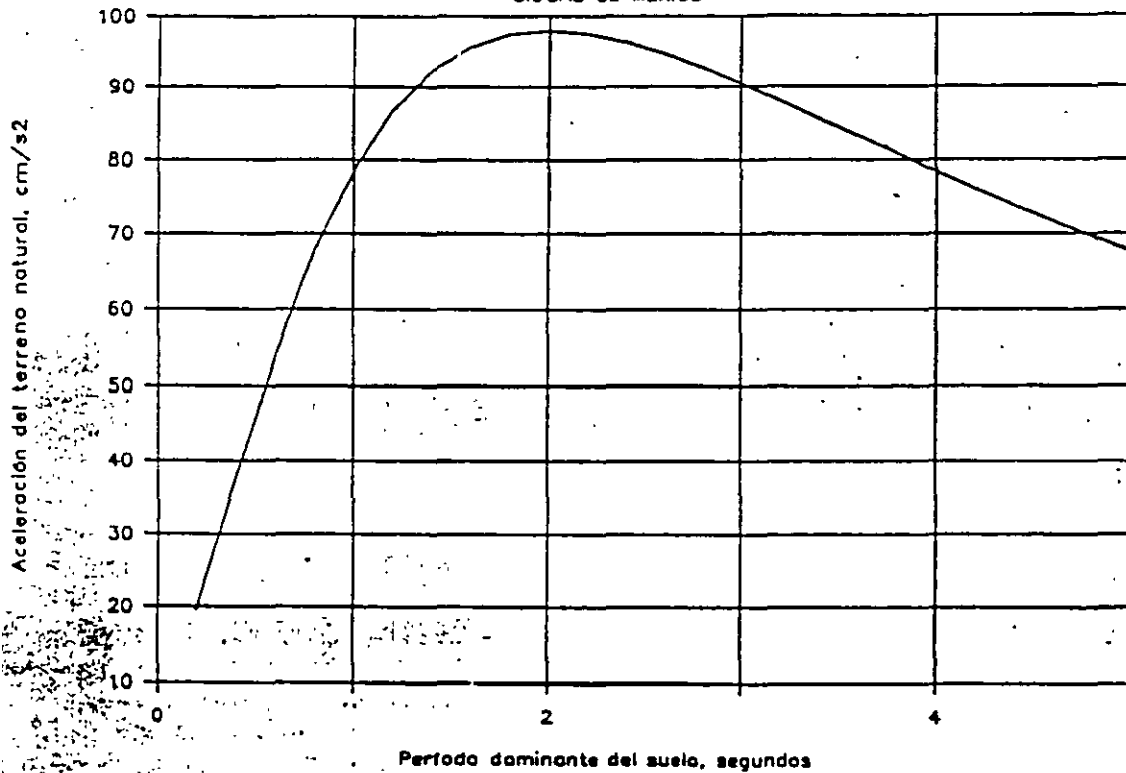


FIG 6

**APUNTES DE DINÁMICA DE SUELOS  
VIBRACIONES DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD**

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*  
Héctor Sanginés García\*

**VIBRACIONES LIBRES**

Consideremos un sistema de un grado de libertad, como el mostrado en la fig 1. Se trata de un cuerpo de masa  $M$  unido a una base firme mediante una barra de cierta rigidez lateral. La rigidez  $K$  se define como el cociente de la fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del cuerpo, dividida entre el desplazamiento horizontal que produce dicha fuerza, es decir

$$K = P/\delta$$

El amortiguamiento  $C$  toma en cuenta la disipación de energía que se produce durante el movimiento (fundamentalmente por fricción interna en el sistema). Se ha observado que la disipación de energía se puede representar mediante una fuerza que se opone al movimiento, la cual es proporcional a la velocidad del cuerpo; esta fuerza vale  $C \dot{u}$ .

Por el principio de D'Alembert, la fuerza de inercia es igual al producto  $M\ddot{u}$  pero tiene sentido contrario a la aceleración. Esta fuerza de inercia se agrega al equilibrio dinámico del cuerpo.

El fenómeno físico que estamos estudiando consiste en dar inicialmente un desplazamiento horizontal  $\delta_0$  al cuerpo, para después soltarlo y dejarlo vibrar libremente.

La ecuación de movimiento (equilibrio dinámico, fig 1b) da lugar a la siguiente expresión

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (1)$$

Supongamos inicialmente que no hubiera amortiguamiento,  $C = 0$  en la ec 1

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (2)$$

La ec 2 es una ecuación diferencial homogénea de segundo orden. Su ecuación característica es

$$M\lambda^2 + K\lambda^0 = 0, \quad M\lambda^2 + K = 0 \quad (3)$$

La solución de la ecuación característica es

$$\lambda_1 = \sqrt{-K/M} = \sqrt{K/M} i$$

$$\lambda_2 = -\sqrt{-K/M} = -\sqrt{K/M} i$$

$$\text{Sea } \omega = \sqrt{K/M} \quad (4)$$

$\omega$  = frecuencia circular natural del sistema

Cuando las raíces de una ecuación característica son complejas, la solución de una ecuación diferencial homogénea de segundo orden está dada por

$$u = C_1 e^{at} \cos bt + C_2 e^{at} \sin bt$$

Donde  $a$  es la parte real y  $b$  la parte imaginaria del número complejo. Por lo tanto

$$u = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t \quad (5)$$

$$\dot{u} = -C_1 \omega \sin \omega t + C_2 \omega \cos \omega t \quad (6)$$

De acuerdo con las condiciones iniciales, para  $t = 0$ ,  $\dot{u} = 0$ . Reemplazando en la ec 6,  $C_2 = 0$ . Para  $t = 0$ ,  $u = \delta_0$ . Sustituyendo en la ec 5,  $\delta_0 = C_1$ , y

$$u = \delta_0 \cos \omega t \quad (7)$$

En la fig 2 se muestra la variación de  $u$  en función del tiempo  $t$ .

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Se define el período  $T$  como el tiempo en que la masa cumple un ciclo de movimiento, es decir, cuando la masa pasa por el mismo punto, con el mismo sentido del movimiento. En la fig 2 observamos que  $\omega T = 2\pi$ , y

$$T = 2\pi/\omega \quad (8)$$

$$T = 2\pi \sqrt{M/K} \quad (9)$$

$T$  es el período natural de vibración del sistema de un grado de libertad.

Se define la frecuencia natural del sistema como el inverso del período

$$f = 1/T = \omega/2\pi \quad (10)$$

$$f = \sqrt{K/M} / 2\pi \quad (11)$$

La frecuencia mide el número de ciclos de movimiento por unidad de tiempo.

La velocidad de la masa se halla derivando con respecto al tiempo la ec 7

$$\dot{u} = -\omega \delta_0 \sin \omega t \quad (12)$$

La aceleración se obtiene derivando la ec 12 con respecto al tiempo

$$\ddot{u} = -\omega^2 \delta_0 \cos \omega t = -\omega^2 u \quad (13)$$

Vemos que la aceleración es igual al desplazamiento multiplicado por el cuadrado de  $\omega$ , con signo contrario.

#### Ejemplo

Una masa se mueve en vibración libre, con una amplitud de 4 cm y un período de 0.75 s. Hallar la máxima velocidad y la máxima aceleración, suponiendo un amortiguamiento nulo.

#### Solución

$$T = 2\pi/\omega \quad \omega = 2\pi/T = 8.378 \text{ s}^{-1}$$

$$\dot{x} = -8.738(4) = -33.51 \text{ cm/s}$$

$$\ddot{x} = -280.735 \text{ cm/s}^2$$

#### Ejemplo

En un sistema de un grado de libertad se da un desplazamiento inicial  $\delta_0 = 5.08$  cm a una masa de 3.63 kg de peso. La constante del resorte es  $K = 0.7143$  kg/cm. Calcular la frecuencia del sistema en ciclos por segundo, considerando un amortiguamiento nulo.

#### Solución

$$M = 3.63/9.81 = 0.37 \text{ kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}$$

$$K = 71.43 \text{ kg/m}$$

$$\omega = (K/M)^{1/2} = 13.894 \text{ s}^{-1}$$

$$f = \omega/2\pi = 2.211 \text{ ciclos/s} = 2.211 \text{ Hz}$$

## VIBRACIONES LIBRES AMORTIGUADAS

Consideremos ahora que si hay disipación de energía en el sistema (fig 1), es decir, existe amortiguamiento:  $C \neq 0$ . El movimiento queda representado por la ec 1

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (\text{ec } 1)$$

La ecuación característica es

$$M\lambda^2 + C\lambda + K = 0, \quad M\lambda^2 + C\lambda + K = 0 \quad (14)$$

Las raíces de la ec 14 son

$$\lambda_1 = -C/2M + \sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$$

$$\lambda_2 = -C/2M - \sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$$

Las raíces  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  pueden ser reales o complejas dependiendo del valor del radical  $\sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$ , es decir, es función del signo de la cantidad  $(C/2M)^2 - K/M$ . Distinguimos tres casos:

I. Dos raíces reales diferentes

Si las raíces son reales:  $(C/2M)^2 - K/M > 0$ . La solución de la ec 1 está dada por

$$u = C_1 e^{\lambda_1 t} + C_2 e^{\lambda_2 t} \quad (15)$$

En estas condiciones, el sistema no vibra, sino que la masa, después de ser desplazada una distancia  $\delta_0$ , regresa a su posición inicial. Este fenómeno ocurre cuando el amortiguamiento  $C$  es alto.

II. Una raíz real

Se presenta cuando  $(C/2M)^2 - K/M = 0$ . Sólo existe una raíz real que vale

$$\lambda = -C/2M$$

La solución de la ec 1 es

$$u = C_1 e^{\lambda t} + C_2 t e^{\lambda t}$$

$$\dot{u} = C_1 \lambda e^{\lambda t} + C_2 (t \lambda e^{\lambda t} + e^{\lambda t})$$

De acuerdo con las condiciones iniciales, para  $t = 0$ ,  $u = \delta_0$ , por lo tanto  $C_1 = \delta_0$ . Para  $t = 0$ ,  $\dot{u} = 0$ , y  $C_2 = -\lambda \delta_0$ . En consecuencia, la solución de la ec 1 es

$$u = \delta_0 e^{\lambda t} (1 - \lambda t)$$

$$u = \delta_0 e^{-(C/2M)t} [1 + (C/2M)t] \quad (16)$$

En la fig 3 se muestra la variación de  $u$  en función del tiempo.

El amortiguamiento para esta condición se denomina amortiguamiento crítico y vale

$$(C_{crit}/2M)^2 - K/M = 0$$

$$C_{crit} = 2 \sqrt{MK} \quad (17)$$

III. Dos raíces complejas

Ahora  $(C/2M)^2 - K/M < 0$ , y

$$\lambda_1 = -C/2M + \sqrt{K/M - (C/2M)^2} i$$

$$\lambda_2 = -C/2M - \sqrt{K/M - (C/2M)^2} i$$

$$i = \sqrt{-1}$$

Cuando las raíces de una ecuación característica son complejas, la solución de una ecuación diferencial homogénea de segundo orden está dada por

$$u = C_1 e^{at} \cos bt + C_2 e^{at} \sin bt \quad (18)$$

Donde  $a$  es la parte real y  $b$  la parte imaginaria del número complejo. Por lo tanto

$$a = -C/2M \quad (19)$$

$$b = \sqrt{K/M - (C/2M)^2} \quad (20)$$

Derivando la ec 18

$$\dot{u} = e^{at} (-C_1 b \sin bt + C_2 b \cos bt) + a e^{at} (C_1 \cos bt + C_2 \sin bt) \quad (21)$$

Para  $t = 0$ ,  $u = \delta_0$ ; de la ec 18:  $C_1 = \delta_0$ .

Para  $t = 0$ ,  $\dot{u} = 0$ . Reemplazando en la ec 21:  $C_2 = -a \delta_0 / b$

Sustituyendo en la ec 18

$$u = \delta_0 e^{at} [\cos bt - (a/b) \sin bt] \quad (22)$$

Derivando con respecto al tiempo se obtienen la velocidad y la aceleración

$$\dot{u} = -[(a^2 + b^2)/b] \delta_0 e^{at} \sin bt \quad (23)$$

$$\ddot{u} = -[(a^2 + b^2)/b] \delta_0 e^{at} (a \sin bt + b \cos bt) \quad (24)$$

$$\text{Sea } \zeta = C/C_{crit} = C/(2 \sqrt{MK}) \quad (25)$$

A  $\zeta$  se denomina fracción del amortiguamiento crítico.

$$\zeta \omega = \zeta \sqrt{K/M} = C/2M$$

Reemplazando en las ecs 19 y 20

$$a = -\zeta \omega \quad (26)$$

$$b = \sqrt{K/M} \sqrt{1 - [C/(2 \sqrt{MK})]^2}$$

$$b = \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (27)$$

Reemplazando en la ec 22

$$u = \delta_0 e^{-\zeta \omega t} \left[ \cos \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t + (\zeta / \sqrt{1 - \zeta^2}) \sin \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t \right] \quad (28)$$

Obtengamos el período en una vibración libre amortiguada. Los máximos y mínimos de  $u$  se presentan cuando su derivada con respecto al tiempo vale cero, es decir, cuando la velocidad  $\dot{u}$  es nula. De la ec 23, los valores extremos ocurren para  $bt = n\pi$ ,  $n = 0, 1, 2, \dots$ . Para conocer si se trata de un máximo o un mínimo, utilizamos el criterio de la segunda derivada: cuando ésta es negativa se trata de un máximo y cuando ésta es positiva se trata de un mínimo. En la ec 24 vemos que para  $bt = n\pi$ ,  $n = 0, 2, 4, \dots$ ,  $\ddot{u}$  es negativa, por lo tanto ocurren los máximos de  $u$ . Para  $n = 1, 3, 5, \dots$ ,  $\ddot{u}$  es positiva, y ocurren los mínimos. Tomando el primer ciclo:  $bt = 2\pi$ , en consecuencia el período  $T$  de una vibración libre amortiguada vale

$$T = 2\pi/b = 2\pi/(\omega \sqrt{1 - \zeta^2}) \quad (29)$$

$$T = 2\pi \sqrt{M/K} / \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (30)$$



Pero  $T = 2\pi \sqrt{M/K}$  (ec 9)

Por lo tanto  $T' = T / \sqrt{1 - \zeta^2}$  (31)

La frecuencia  $\omega' = 2\pi/T' = \omega \sqrt{1 - \zeta^2}$  (32)

Para valores pequeños de amortiguamiento, vemos que el período de una vibración amortiguada es ligeramente mayor que el de una vibración sin amortiguamiento, y que su frecuencia circular es ligeramente menor que la de una vibración sin amortiguamiento.

La fig 4 muestra la variación de  $u$  en función del tiempo.

Obtengamos otras expresiones para el cálculo de  $u$ . El desplazamiento está dado por

$$u = e^{at} (C_1 \cos bt + C_2 \sin bt) = e^{at} u'$$

$$u' = C_1 \cos bt + C_2 \sin bt$$

Sea (fig 5)  $u' = u_m \sin (bt + \phi)$

$$u = e^{at} u_m \sin (bt + \phi) \quad (33)$$

$$\dot{u} = u_m e^{at} [b \cos (bt + \phi) + a \sin (bt + \phi)] \quad (34)$$

Condiciones iniciales: para  $t = 0$ :  $u = \delta_0$  y  $\dot{u} = 0$

Sustituyendo en las ecs 33 y 34

$$u_m = \delta_0 / \sin \phi$$

$$a \sin \phi = -b \cos \phi$$

$$\tan \phi = -b/a \quad (35)$$

Por lo anterior

$$u = (\delta_0 / \sin \phi) e^{at} \sin (bt + \phi) \quad (36)$$

$$\dot{u} = (\delta_0 / \sin \phi) e^{at} [b \cos (bt + \phi) + a \sin (bt + \phi)] \quad (37)$$

$$\ddot{u} = (\delta_0 / \sin \phi) e^{at} [2ab \cos (bt + \phi) + (a^2 - b^2) \sin (bt + \phi)] \quad (38)$$

También (fig 6)

$$\sin \phi = b / \sqrt{a^2 + b^2} \quad (39)$$

Sustituyendo las ecs 26 y 27 en la ec 39

$$\sqrt{a^2 + b^2} = \omega$$

$$\text{y } \sin \phi = \sqrt{1 - \zeta^2}$$

$$\tan \phi = \sqrt{1 - \zeta^2} / \zeta \quad (40)$$

*Ejemplo*

A una masa de 8 kg ( $\text{kg} = \text{kg}_r$ ) se da un desplazamiento inicial de 3 cm y se deja vibrar libremente. La rigidez de la barra es de 2 kg/cm. Considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico  $\zeta = 5\%$ , calcular el tiempo que tarda en alcanzar la posición de desplazamiento nulo, así como la velocidad y la aceleración para ese instante.

*Solución*

$$M = 8/9.81 = 0.8155 \text{ kg.s}^2/\text{m}$$

$$\zeta = C/(2\sqrt{MK}), \quad C = 2\zeta \sqrt{MK} = 1.2771 \text{ kg.s/m}$$

Aplicando las ecs 19 y 20

$$a = -0.783020, \quad b = 15.64082$$

Usando la ec 35

$$\tan \phi = -15.64082/(-0.78302) = 19.97499$$

$$\phi = 1.5207755 \text{ rad}$$

Aplicando la ec 36, con  $u = 0$

$$\sin (15.64082t + 1.5207755) = 0$$

$$t = 0.103627 \text{ s}$$

Usando las ec 37 y 38

$$\dot{u} = -0.4332 \text{ m/s}$$

$$\ddot{u} = 0.67839 \text{ m/s}^2$$

## VIBRACIÓN DE UN BLOQUE VERTICAL

Debido a peso propio, la fuerza en el resorte vale (fig 7)

$$W = K \delta_{st}$$

Supongamos ahora que damos un desplazamiento vertical  $\delta_0$  y dejamos vibrar libremente el sistema (fig 7b). La ecuación de movimiento es

$$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz + K\delta_{st} - W = 0$$

$$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz = 0 \quad (41)$$

*Ejemplo*

Una masa de 3.63 kg de peso se apoya sobre un resorte de constante  $K = 0.3572 \text{ kg/cm}$ . La masa se desplaza hacia abajo 5.08 cm y se permite vibrar libremente. Hallar: (a) el tiempo

requerido por la masa para moverse 2.54 cm hacia arriba, después de haberse soltado, y (b) la velocidad y aceleración de la masa para esa posición.

*Solución*

$$(a) M = 0.37 \text{ kg} \cdot \text{s/m}^2$$

$$K = 35.72 \text{ kg/m}$$

$$\omega = (K/M)^{1/2} = 9.826 \text{ s}^{-1}$$

$$z = \delta_0 \cos \omega t = 5.08 \cos 9.826t = 2.54$$

$$9.826t = \arccos 0.5, \quad t = 0.1066 \text{ s}$$

$$(b) \dot{z} = -\delta_0 \omega \sin \omega t = 43.23 \text{ cm/s}$$

$$\ddot{z} = -\delta_0 \omega^2 \cos \omega t = 245.13 \text{ cm/s}^2$$

## VIBRACIONES ESTACIONARIAS

Se denominan vibraciones estacionarias aquellos movimientos en que la acción sobre el sistema es de tipo armónico.

### a) Vibraciones forzadas

Consideremos un cuerpo como el de la fig 8, que se somete a una fuerza estacionaria dada por  $P = P_0 \sin \Omega t$ . La ecuación de movimiento es

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = P_0 \sin \Omega t \quad (42)$$

La respuesta de la masa —después de un lapso inicial cuando se disipa un movimiento por vibración libre amortiguada—, está dada por (Newmark y Rosenblueth, 1976)

$$u = \frac{P_0}{K} \frac{\sin(\Omega t - \phi)}{\sqrt{(1 - \Omega^2/\omega^2)^2 + (2\zeta\Omega/\omega)^2}} \quad (43)$$

$$\phi = \tan^{-1} \left\{ \frac{2\zeta\Omega/\omega}{1 - (\Omega/\omega)^2} \right\} \quad (44)$$

$$\omega = \text{frecuencia circular} = \sqrt{K/M}$$

### Ejemplo

Un motor que pesa 160 kg está apoyado en cuatro resortes que tienen una rigidez de 133.9 kg/cm (cada uno). El motor tiene una masa desbalanceada que pesa 28.4 g, localizada a 15 cm de distancia del eje de rotación. Sabiendo que el motor está restringido a moverse verticalmente, determinar (a) la velocidad en rpm a la cual ocurre la resonancia, y (b) la amplitud de la vibración del motor para una velocidad de 1200 rpm.

*Solución*

$$a) \omega = \sqrt{K/M}$$

$$\text{Velocidad de resonancia} = 547 \text{ rpm}$$

$$b) \omega = 1200 \text{ rpm} = 125.6 \text{ rad/s}$$

La magnitud de la fuerza centrífuga es

$$P_m = Ma_n = M r \omega^2 = M(0.15)(125.6)^2 = 15.3 \text{ lb}$$

$$u = 0.00135 \text{ plg}$$

### b) Movimiento estacionario de la base

Consideremos ahora un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la fig 9, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$u_b = A \sin \Omega t \quad (45)$$

La velocidad y la aceleración de la base son

$$\dot{u}_b = A \Omega \cos \Omega t \quad (46)$$

$$\ddot{u}_b = -A \Omega^2 \sin \Omega t \quad (47)$$

La ecuación de movimiento está dada por

$$M\ddot{u}_g + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (48)$$

$$\text{Pero, de la fig 8 } u_g = u_b + u \quad (49)$$

$$M(\ddot{u}_b + \ddot{u}) + C\dot{u} + Ku = 0$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_b \quad (50)$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = A \Omega^2 M \sin \Omega t \quad (51)$$

Vemos que la ec 51 es similar a la ec 42. En consecuencia, podemos emplear la misma solución de esta ecuación, con

$$P_0 \sin \Omega t = A \Omega^2 M \sin \Omega t$$

Con este cambio de variable, la respuesta de la masa está dada por los siguientes movimientos relativos

$$u = A B_d \sin(\Omega t - \phi) \quad (52)$$

$$\dot{u} = A \Omega B_d \cos(\Omega t - \phi) \quad (53)$$

$$\ddot{u} = -A \Omega^2 B_d \sin(\Omega t - \phi) \quad (54)$$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{(1 - \omega^2/\Omega^2)^2 + (2\zeta\omega/\Omega)^2}} \quad (55)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left\{ \frac{(2\zeta\Omega/\omega)}{[1 - (\Omega/\omega)^2]} \right\} \quad (56)$$

$$\omega = \text{frecuencia circular del sistema} = \sqrt{K/M}$$

Los movimientos absolutos (movimientos generales) están dados por (fig 8)

$$\text{Desplazamiento: } u_g = u_b + u \quad (57)$$

$$\text{Velocidad: } \dot{u}_g = \dot{u}_b + \dot{u} \quad (58)$$

$$\text{Aceleración: } \ddot{u}_g = \ddot{u}_b + \ddot{u} \quad (59)$$

Definamos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente del valor absoluto de la máxima aceleración general entre el valor absoluto de la máxima aceleración de la base

$$f_a = \max |\ddot{u}_g| / \max |\ddot{u}_b| \quad (60)$$

$$f_a = \max |\sin \Omega t + B_d \sin (\Omega t - \varphi)| \quad (61)$$

En la fig 10 se exhibe la variación de  $f_a$  con el cociente  $T_1/T$ , para amortiguamientos de 2 y 10% del amortiguamiento crítico, siendo  $T_1 = 2\pi/\omega$  (masa que vibra) y  $T = 2\pi/\Omega$  (base).

Se observa en la fig 10 que la amplificación de la aceleración depende del cociente  $T_1/T$  y del amortiguamiento. La máxima amplificación ocurre cuando  $T_1/T = 1$ ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor  $f_a$ . Para  $T_1/T \rightarrow \infty$  la amplificación de la aceleración es nula.

### Ejemplo

Hallar el desplazamiento, la velocidad y la aceleración (movimientos relativos) de la masa de la fig E-1, para  $t = 25$  s. Movimiento de la base  $u_b = 5 \sin 3t$  ( $u_b$  en cm,  $t$  en s).

### Solución

$$\Omega = 3 \text{ s}^{-1}, M = 10/981 = 0.010194 \text{ k.s}^2/\text{cm}, \omega = \sqrt{5/0.010194} = 22.174 \text{ s}^{-1}$$

Sustituyendo valores en las ecs 55 y 56.  $B_d = 0.01869$ ,  $\varphi = 0.01380$

Reemplazando en las ecs 52 a 54

$$u = 5(0.01869) \sin (3t - 0.0138) = 0.09345 \sin (3t - 0.0138)$$

$$\dot{u} = 0.2804 \cos (3t - 0.0138)$$

$$\ddot{u} = -0.8410 \sin (3t - 0.0138)$$

$$\text{Para } t = 25 \text{ s: } u = -0.03742 \text{ cm}, \dot{u} = 0.2569 \text{ cm/s}, \ddot{u} = 0.3368 \text{ cm/s}^2$$

## VIBRACIÓN DEBIDA A ROTACIÓN

Consideremos una masa como la indicada en la fig 11, vibrando libremente. La fuerza de inercia

vale  $F = M\ddot{u}$ . De la figura  $u = \theta H$ ,  $\ddot{u} = \ddot{\theta} H$ . Por lo tanto  $F = M \ddot{\theta} H$ .

El momento de volteo al nivel de cimentación, debido a la inercia de la masa es (Zeevaert, 1980)

$$O_T = F H = M \ddot{\theta} H^2 = M H^2 \ddot{\theta}$$

Supongamos ahora que la cimentación está sometida a un momento estacionario dado por  $O_T = O_{T_0} \sin \Omega t$ . En el diagrama de cuerpo libre de la cimentación (fig 12) se muestran los momentos que actúa sobre ella. El equilibrio de momentos conduce a

$$M H^2 \ddot{\theta} + C_r \dot{\theta} + K_r \theta = O_{T_0} \sin \Omega t \quad (62)$$

Para un sistema de un grado de libertad sujeto a una fuerza vertical estacionaria, hablamos obtenido la siguiente ecuación de equilibrio dinámico (ec 42)

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F_0 \sin \Omega t \quad (42)$$

Las ecuaciones 62 y 42 son similares, por lo que para hallar la solución de la ec 62 podemos emplear la de la ec 42, cambiando  $M$  por  $MH^2$  y  $P_0$  por  $O_{T_0}$ . Por lo tanto, la solución de la ec 62 es

$$\theta = \frac{O_{T_0}}{K_r} \frac{\sin (\Omega t - \alpha)}{\sqrt{(1 - \Omega^2/\omega^2)^2 + (2\zeta\Omega/\omega)^2}} \quad (63)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left[ \frac{(2\zeta\Omega/\omega)}{(\omega^2 - \Omega^2)} \right] \quad (64)$$

$$\omega = \sqrt{K_r / MH^2} = \sqrt{K_r / M} / H \quad (65)$$

$$\zeta = C_r / C_{cr} = C_r / (2 \sqrt{K_r M H^2}) = C_r / (2H \sqrt{K_r M}) \quad (66)$$

Por lo anterior, el período natural de vibración por rotación de una masa está dado por

$$T_r = 2\pi \sqrt{M H^2 / K_r} = 2\pi H \sqrt{M / K_r} \quad (67)$$

$$T_r = 2\pi \sqrt{W H^2 / g K_r} \quad (68)$$

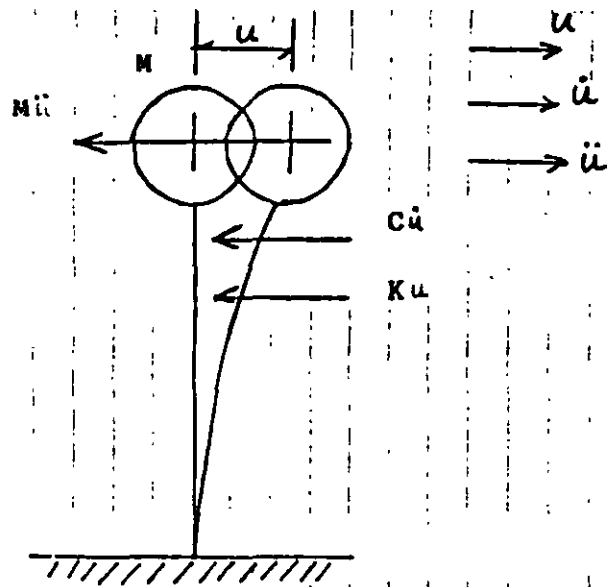
siendo  $W$  = peso de la masa y  $g$  = aceleración de la gravedad

**REFERENCIAS**

Newmark, N M y Rosenblueth, E, *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*, Diana, 1976

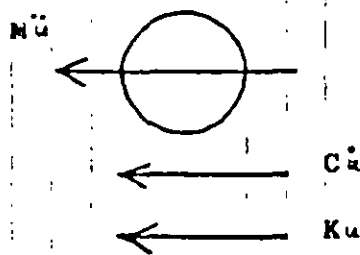
Zeevaert, L, *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*, Limusa, 1980

(Dsvibr)



VIBRACIÓN LIBRE DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

(a)



FUERZAS QUE ACTÚAN EN EL DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA MASA

(b)

FIGURA 1

# VIBRACIÓN LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO

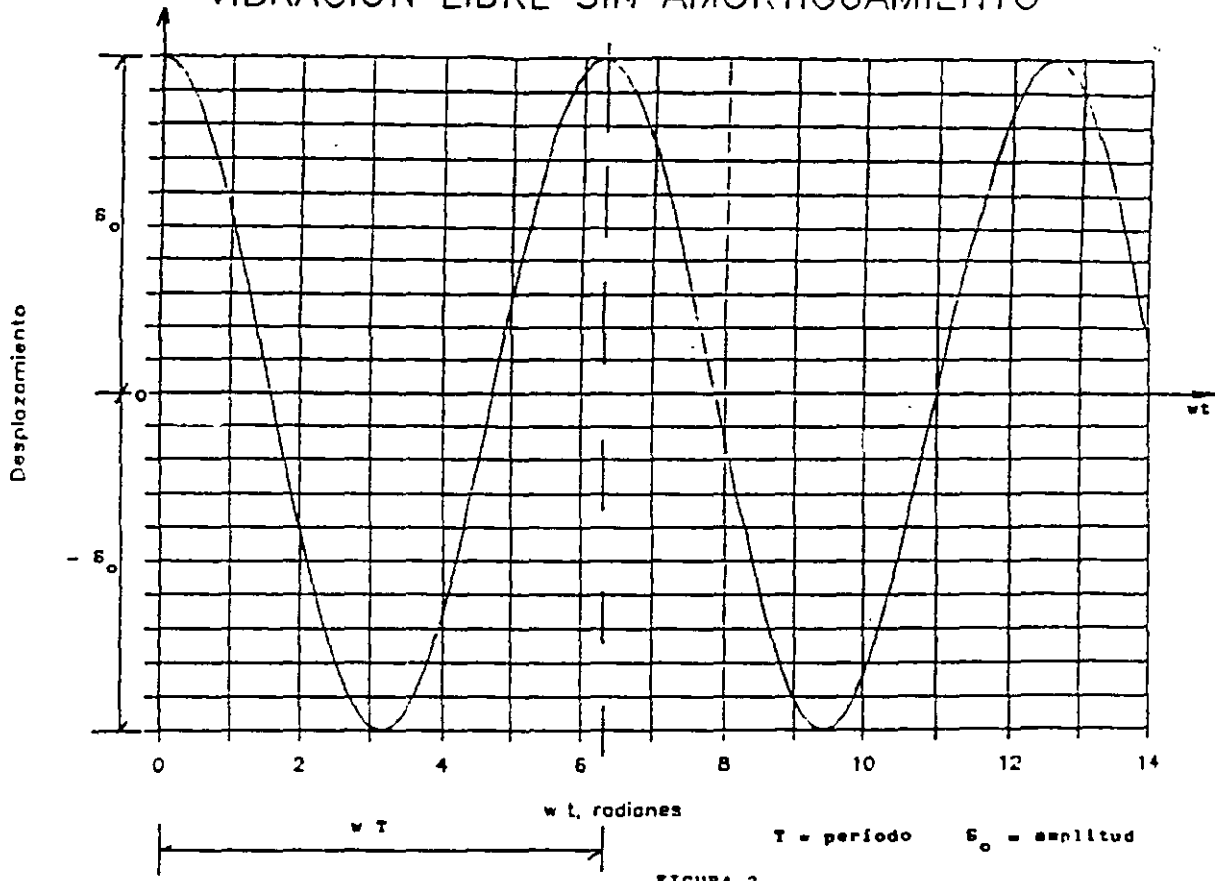


FIGURA 2

# MOVIMIENTO PARA AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

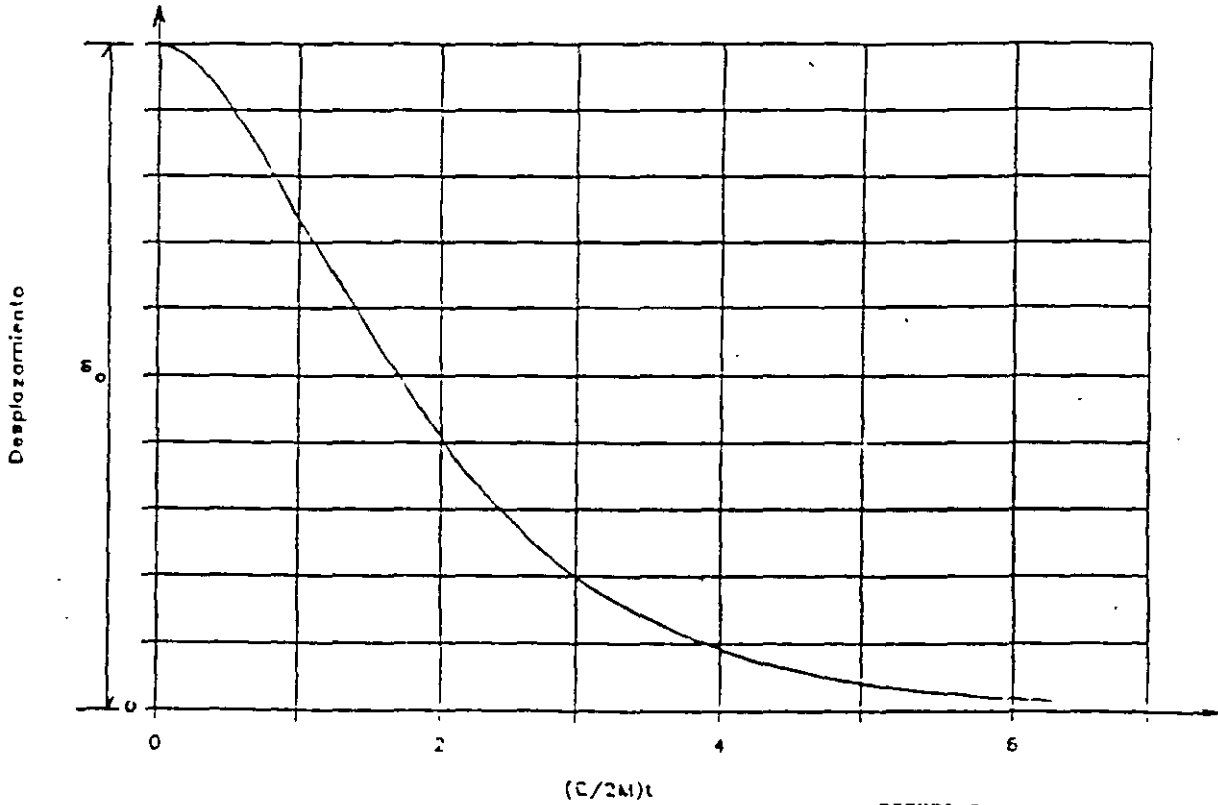


FIGURA 3

# VIBRACIÓN LIBRE CON AMORTIGUAMIENTO

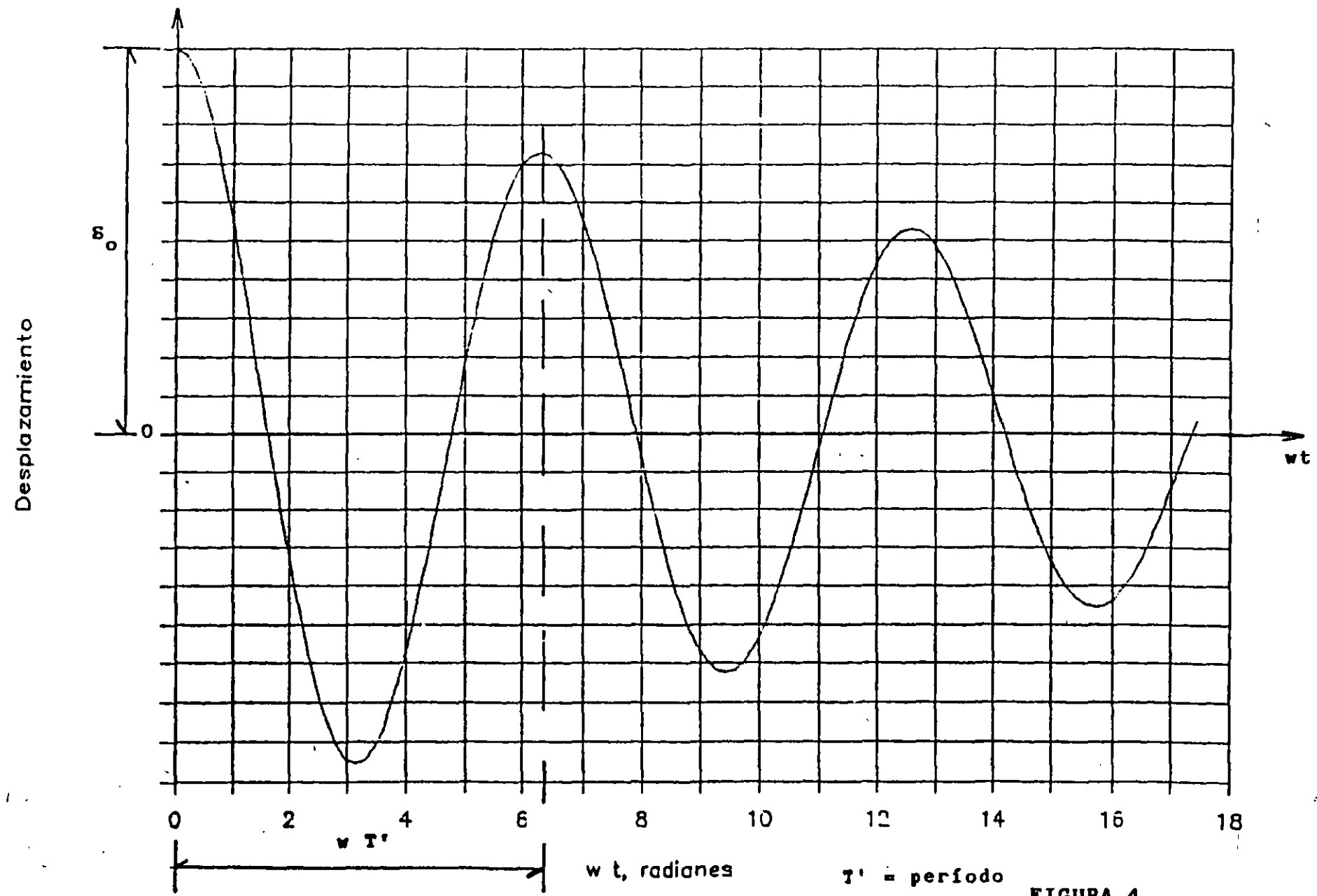
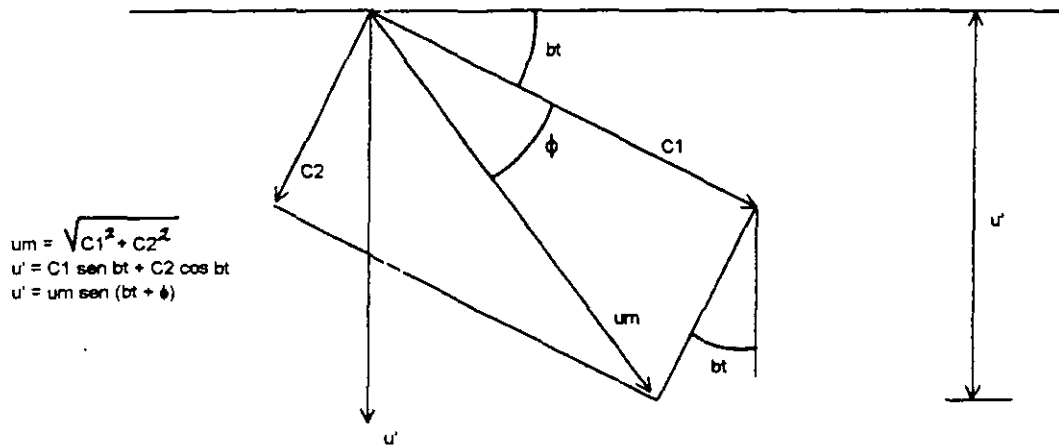
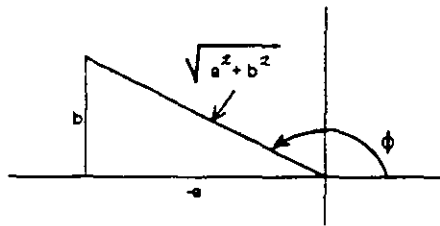


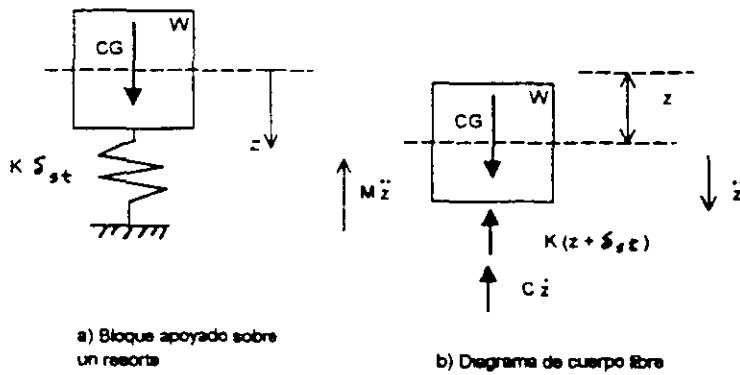
FIGURA 4



DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE FASE  
FIGURA 5

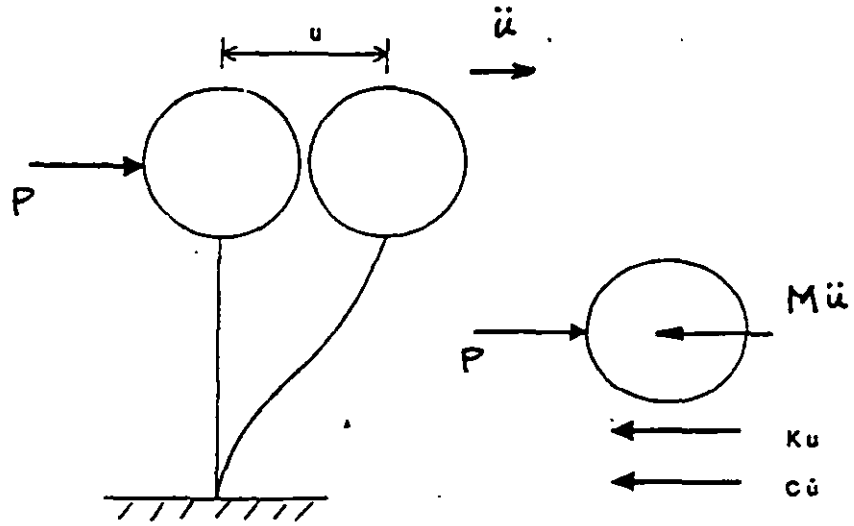


DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO DE FASE  
FIGURA 6



VIBRACIÓN DE UN BLOQUE VERTICAL  
FIGURA 7

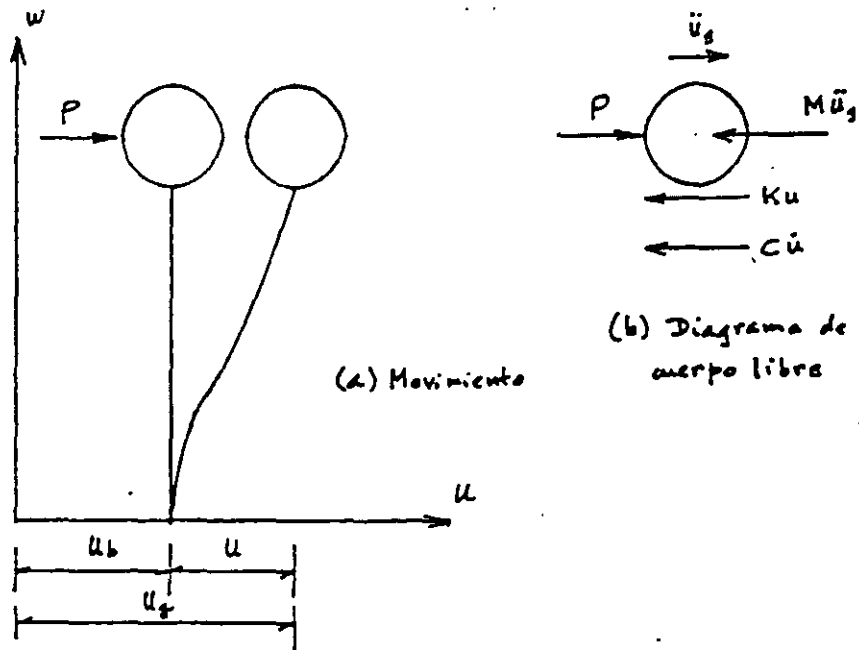




a) Movimiento de la masa

b) Diagrama de cuerpo libre (fuerzas horizontales)

SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD  
FIGURA 8



(a) Movimiento

(b) Diagrama de cuerpo libre

SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD  
FIGURA 9

# VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

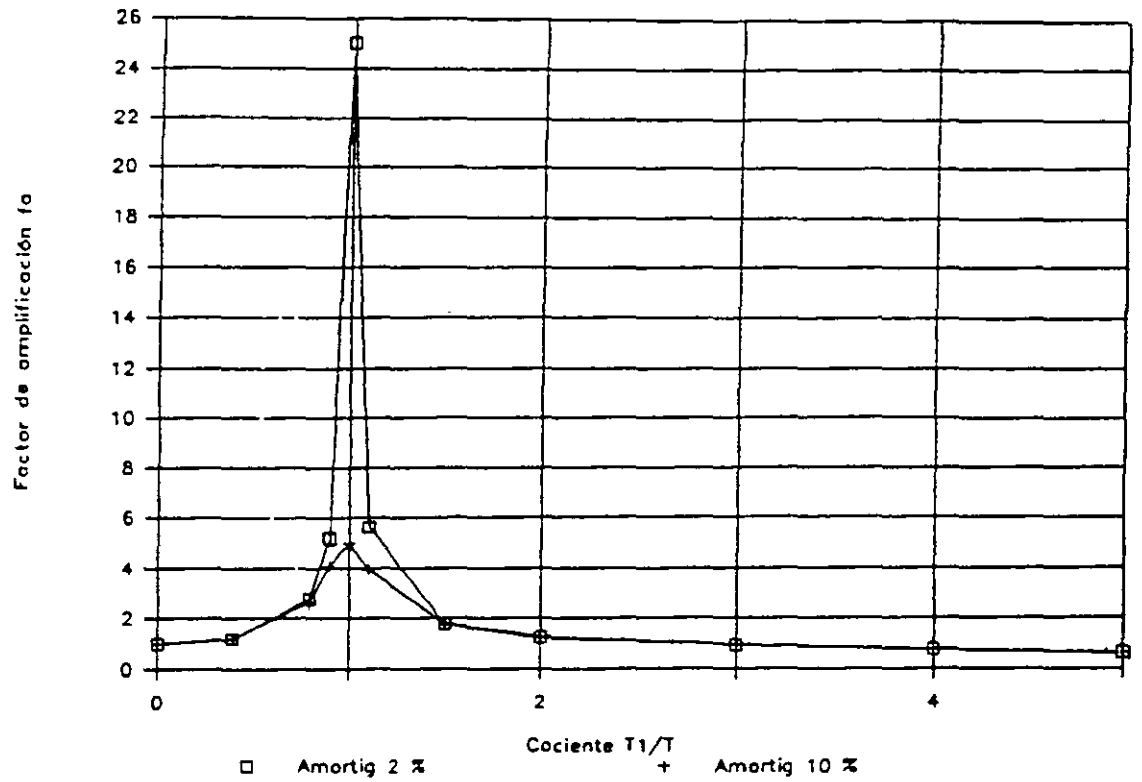
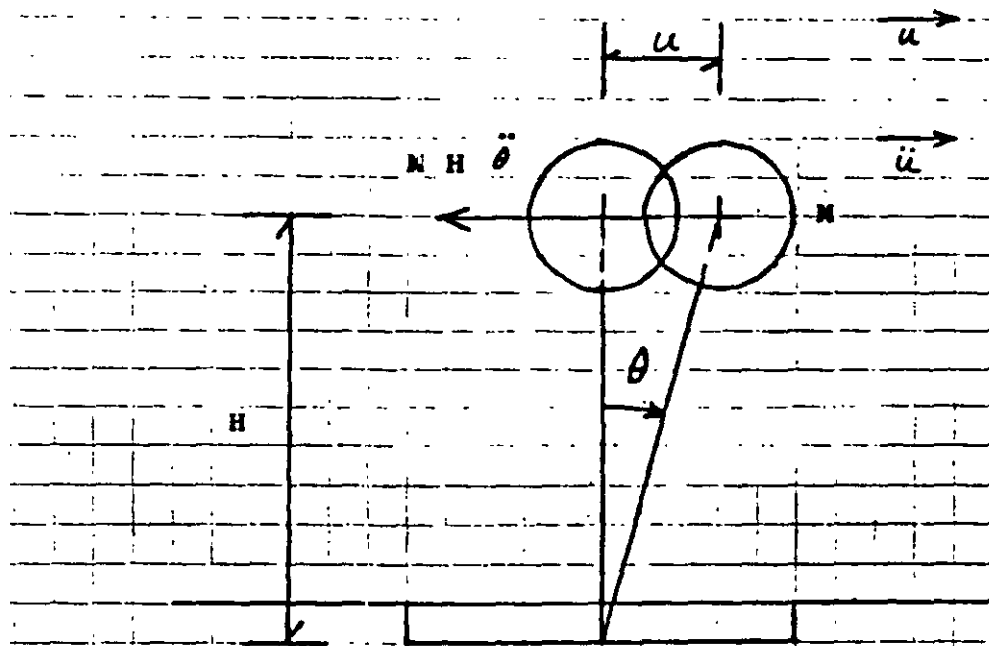


FIGURA 10



ROTACIÓN DE UNA MASA DE UN GRADO DE LIBERTAD

FIGURA 11

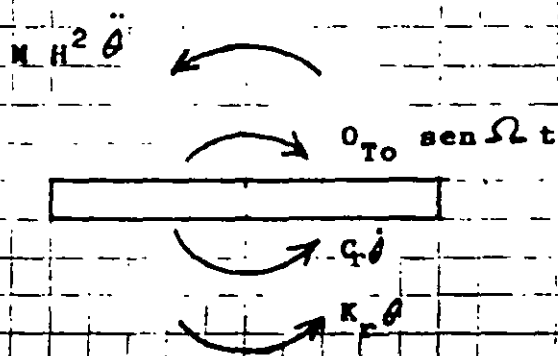


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA CIMENTACIÓN

FIGURA 12



Aplicando la ecuación general de equilibrio

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

y las ecs (a), (b) y (c), se obtienen los siguientes resultados

$$\delta_1 = - 0.0013347 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.000026597 \text{ m}$$

$$\delta_3 = 0.000033870 \text{ m}$$

$$\theta_4 = - 0.0000029552$$

$$\theta_5 = - 0.00025682$$

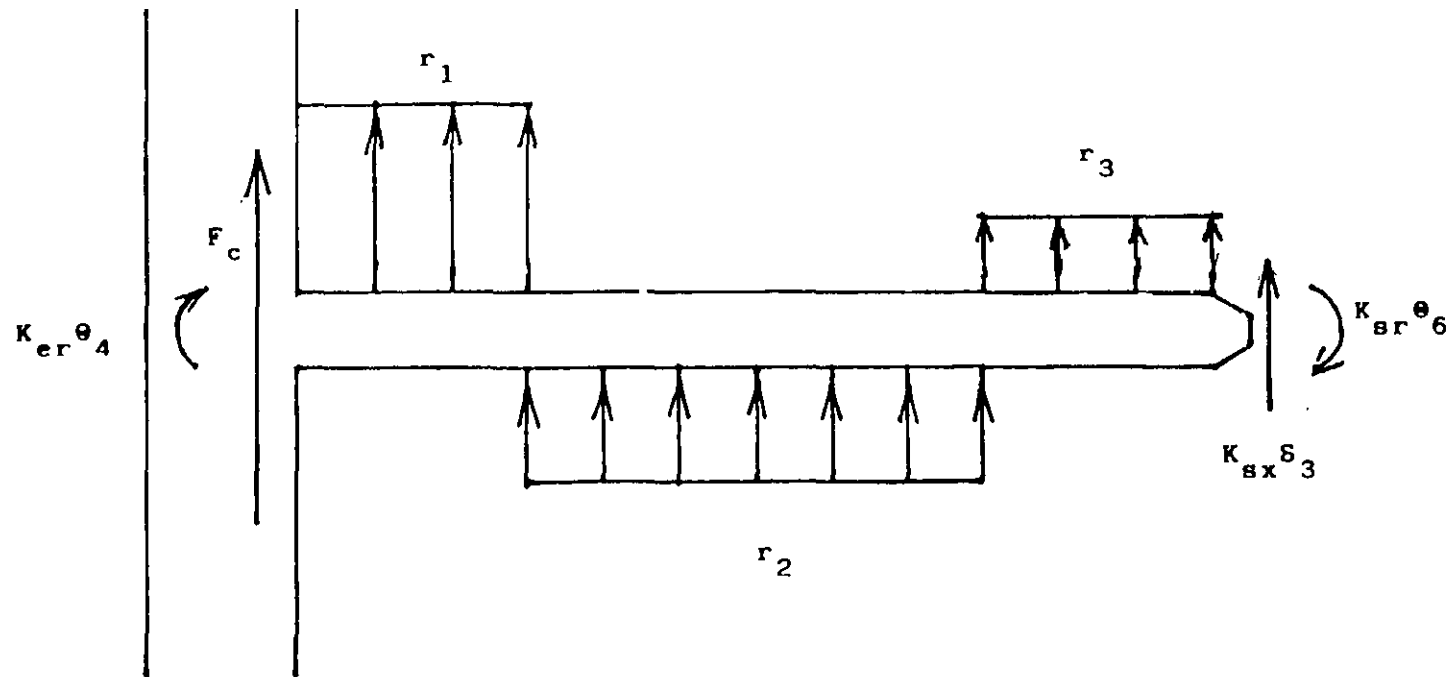
$$\theta_6 = 0.00013503$$

$$r_1 = - 2.38304 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 0.024577 \text{ t/m}$$

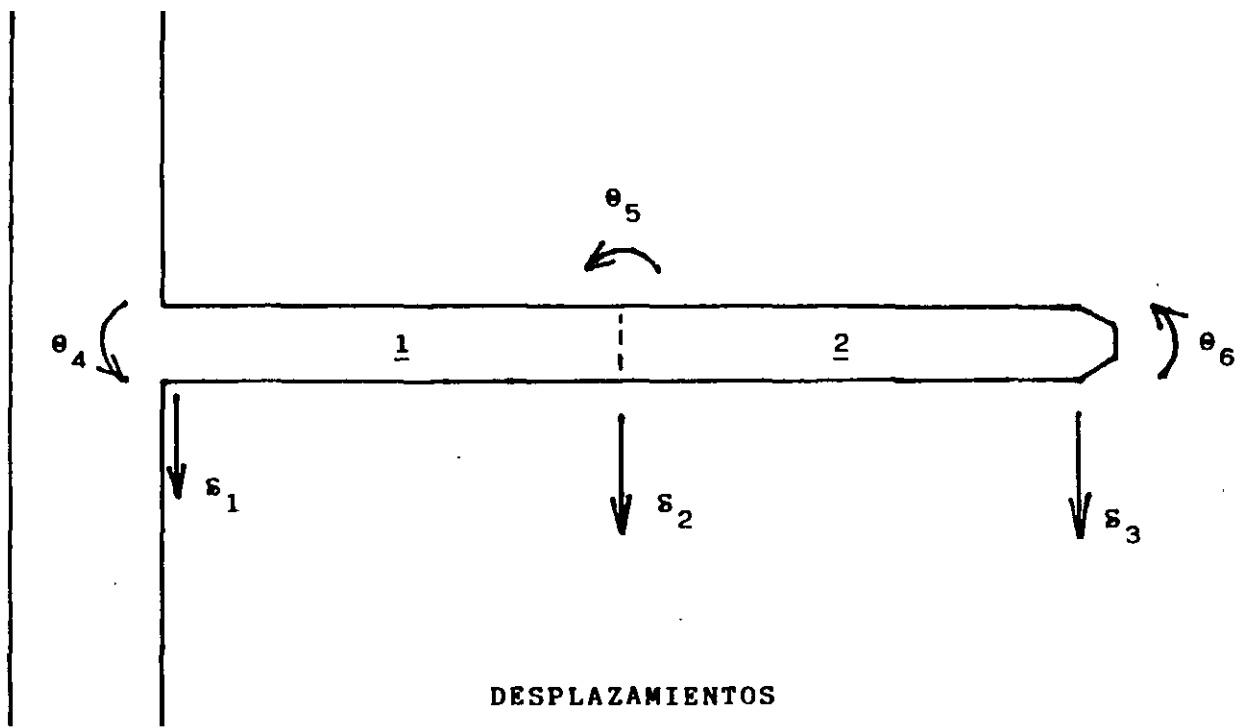
$$r_3 = 0.060472 \text{ t/m}$$

(ISEPILOT)



SISTEMA DE CARGAS SOBRE EL PILOTE

FIGURA |



DESPLAZAMIENTOS

FIGURA 2



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003**



# DISEÑO ESTRUCTURAL

	MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS		
	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA		
SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN	RESISTENCIA DEL SUELO		
	DEFORMABILIDAD DEL SUELO		
	DEFINICIÓN DE ACCIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN (CARGAS Y MOMENTOS)		
	CALCULO DEL ÁREA DE CONTACTO REQUERIDA (O NUMERO DE PILOTES)		
ANÁLISIS	PROPOSICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN INCLUYENDO AL SUELO		
	OBTENCIÓN DE ACCIONES INTERIORES (MOMENTOS CORTANTES, DEFORMACIONES)	IGNORANDÓ LA DEFORMACIÓN DEL SUELO Y PROPONIENDO LA DISTRIBUCIÓN DE LA REACCIÓN.	MÉTODOS APROXIMADOS
		CONSIDERANDO LA DEFORMACIÓN DEL SUELO (INTERACCIÓN)	MÉTODOS DIRECTOS
	ZAPATAS	POR PENETRACIÓN POR CORTANTE PRO FLEXIÓN	
	LOSAS	POR FLEXIÓN POR CORTANTE	
DIMENSIONAMIENTO	TRABES	POR FLEXIÓN POR CORTANTE POR DEFORMACIÓN	
	PILAS Y PILOTES	POR FUERZA AXIAL POR FUERZA AXIAL Y FLEXIÓN (INTERACCIÓN)	
	MUROS DE RETENCIÓN	POR FLEXIÓN POR CORTANTE	
DETALLADO	ELABORACIÓN DE PLANOS ESPECIFICACIONES PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO		

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

Algunas veces se define a la cimentación como la parte de la estructura, generalmente enterrada, que transmite las acciones de ésta al suelo. Esta definición suele ser clara para el estructurista, sin embargo para el geotécnista, la idea de cimentación se relaciona más con una porción de suelo sobre la que actúan las acciones que la estructura le transmite. En realidad la cimentación es el conjunto de ambas partes, es decir una porción de estructura y una porción de suelo que interactúan en forma integral.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía. Los requisitos de funcionamiento obligan a mantener las deformaciones o asentamientos dentro de ciertos límites, cuyos valores especifica el Reglamento de Construcciones del D.F. (Tabla 3.1 N.T.C. para cimentaciones)

Por otra parte la seguridad se enfoca a dos tipos de falla que pueden ocurrir, la falla estructural del elemento que constituye la cimentación y la falla del suelo por capacidad de carga. La falla estructural puede ocurrir cuando la cimentación no es adecuada para soportar los esfuerzos impuestos. Por ejemplo una zapata puede fallar por cortante si no tiene el peralte adecuado ó por flexión si tiene refuerzo insuficiente. Un pilote puede romperse durante las maniobras de izado o hincado. Una pila puede fallar por pandeo o por flexocompresión, especialmente si está sometida a fuerzas horizontales.

Por otra parte el nivel de deformaciones, para un suelo determinado, dependerá de la rigidez de la cimentación, de la sobrecarga impuesta al suelo y de la excentricidad de la resultante

En ambos casos, deformaciones ó resistencia, el problema depende del elemento estructural y del suelo, de aquí la importancia que tiene considerar la interacción entre ambos elementos, pues solo así se podrán precisar las acciones internas con las que se diseñará la zapata, trabe o losa de cimentación.

Se tratará aquí únicamente el diseño estructural de la cimentación.

## **TIPOS DE CIMENTACIONES**

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el suelo nace de la diferencia que existe entre la resistencia de los materiales estructurales y los suelos. Generalmente los primeros son mucho más resistentes que los segundos, por lo que el concepto más simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmiten las cargas al suelo. Esta concepción elemental de cimentación se va complicando en la medida en que las cargas de la estructura son mayores o la resistencia del suelo es menor, hasta llegar al extremo de requerir un área de cimentación mayor que el área disponible. En estos casos se puede recurrir al concepto de compensación o bien a una cimentación a base de pilotes. En la figura 1 se muestran algunos de los tipos más comunes de cimentación.

## **DISEÑO ESTRUCTURAL**

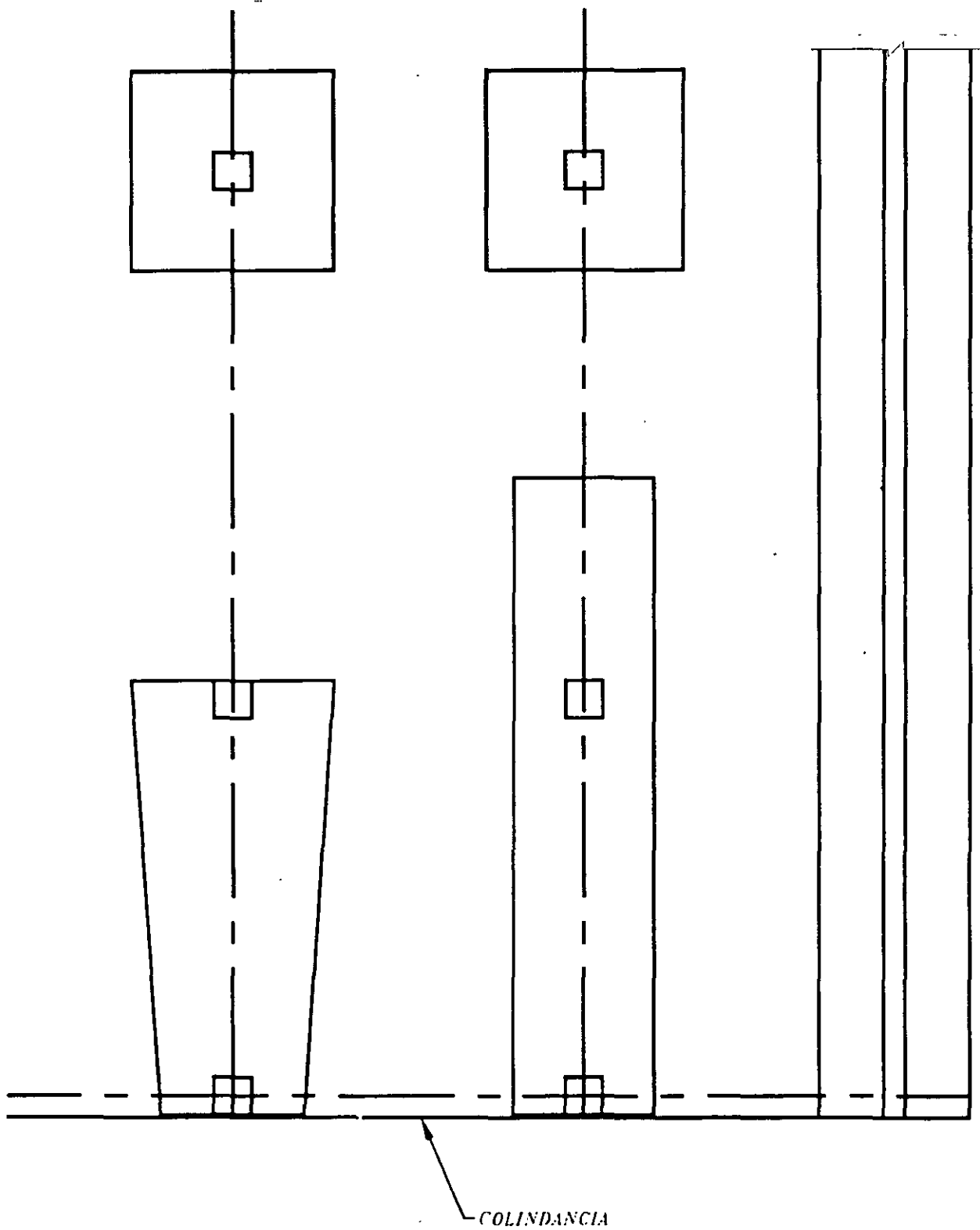
El diseño estructural de una cimentación comprende las siguientes fases o etapas:

### **1) ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.**

Esto se hará en función de la magnitud y distribución de las cargas, de las características de la estructura y de la resistencia y deformabilidad del suelo. En terrenos altamente compresibles la sobrecarga sobre el suelo se limita más en función de los asentamientos que de la resistencia. Esta es una fase de trabajo de conjunto entre el estructurista y el geotécnista, y es quizá la etapa más importante del diseño de la cimentación y de ella dependerá el éxito o el fracaso de su comportamiento futuro. Obviamente habrá que considerar en las posibles alternativas planteadas, el aspecto económico.

### **2) ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Como en el diseño de cualquier elemento estructural se requiere implementar una herramienta matemática con la que a partir de una modelación del elemento, se aplicarán en él las acciones externas consistentes, en este caso, en las cargas de la estructura y en la reacción del suelo y se obtendrán, por medio de algún método, las acciones internas (momentos, cortantes y deformaciones)



**FIG. 1 TIPOS DE CIMENTACIONES SOMERAS**

Ahora bien en este caso la idealización de la cimentación como algo independiente de la estructura y el ignorar las deformaciones diferenciales del suelo, solo se puede justificar en elementos aislados como zapatas y algunos tipos de cimentaciones corridas, pues de otro modo las acciones internas calculadas podrán diferir de las reales, tanto en magnitud como en signo. De acuerdo con lo anterior los métodos de análisis serán de 2 tipos, los que consideran la interacción suelo-cimentación y aún la interacción estructura-cimentación-suelo y los que la ignoran. Estos últimos generalmente se emplean en el diseño de zapatas aisladas y en el diseño de cimentaciones corridas rígidas. En este caso se supone que el suelo es un medio elástico homogéneo que responde a las acciones de la cimentación con una reacción uniformemente distribuida o con variación lineal, según que la resultante esté centrada o no. También es posible obtener la reacción del suelo en estos términos si la cimentación es suficientemente rígida para desprestigiar los hundimientos diferenciales del suelo.

### RIGIDEZ DE UNA CIMENTACIÓN CORRIDA

Para determinar si una cimentación es rígida y por lo tanto es válida la hipótesis de que la reacción del suelo no es afectada por la rigidez de la cimentación se puede emplear el siguiente criterio aproximado

$\lambda L < 0.8$	CIMENTACIÓN RÍGIDA.- (Puede considerarse una distribución lineal de la reacción del suelo)
$0.8 < \lambda L \leq 3$	CIMENTACIÓN INTERMEDIA (Conviene hacer un análisis de interacción)
$\lambda L > 3$	CIMENTACIÓN FLEXIBLE.- (Debe hacerse un análisis de interacción)

$$\lambda L = \sqrt[4]{K_s B / 4EI} L$$

L	Longitud de la cimentación
$K_s$	Módulo de reacción del suelo $\text{Kg/m}^3$
B	Ancho de cimentación
E I	Módulo de elasticidad y momento de inercia de la cimentación

En el valor de E I puede incluirse la rigidez de la estructura.

El módulo de reacción es igual a la relación entre presión ( $\text{Kg/m}^2$ ) y deformación del suelo.

$$K_s = q / y \quad (\text{Kg/m}^3)$$

El módulo de reacción se obtiene por medio del ensaye de placa, que consiste en aplicar una presión al suelo por medio de una placa de determinadas dimensiones. A los valores obtenidos del ensaye deben aplicarse ciertas correcciones que tomen en cuenta las dimensiones reales de la cimentación.

Las siguientes expresiones son recomendadas para suelos cohesivos y suelos no cohesivos

$$K_s = K_p B_p / B \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$K_s = K_p (B+1 / 2B)^2 \quad \text{Suelos no cohesivos}$$

$K_p$             Módulo de reacción obtenido del ensaye de placa

$B_p$             Ancho de placa

$B$               Ancho de la cimentación

Existen otras formas y recomendaciones para obtener el valor de  $K_s$ , que por otro lado varía de acuerdo con la intensidad de  $q$ , es decir al igual que en materiales no elásticos, el valor  $K_s$ , no es constante. Esta es entonces la principal limitación o incertidumbre de los métodos de análisis de interacción, basados en el módulo de reacción pues su precisión dependerá de la aproximación con que se haya obtenido  $K_s$ . En los suelos arcillosos como los del valle de México no es recomendable el empleo de este procedimiento pues las deformaciones dependen de otras variables.

Una vez conocida la reacción del suelo, la obtención de las acciones internas, cortantes y momentos, podrá obtenerse de diferentes maneras. En el caso de zapatas aisladas la obtención de estos elementos es inmediata. Para zapatas corridas o retículas de trabes y losas existen métodos aproximados, iterativos o matriciales cuyo uso dependerá de la precisión numérica deseada, aunque debe recordarse que al ignorar los hundimientos diferenciales del suelo se pueden tener errores mayores que los derivados del método empleado.

Cuando no se satisfagan los requisitos para desprestigiar las deformaciones diferenciales del suelo, es necesario hacer un análisis de interacción. En este caso existen varias opciones, desde los métodos aproximados de los cuales destaca el presentado en la última edición del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. En este método se supone una distribución arbitraria de la reacción del suelo y se calculan los hundimientos en diferentes puntos del suelo, ignorando en primera instancia la cimentación. Posteriormente se van corrigiendo los hundimientos calculados y la reacción del suelo, por medio de ciertos parámetros que incluyen la rigidez de la cimentación y de la estructura. En caso de no satisfacerse los límites máximos establecidos para los hundimientos, se modifica la rigidez de la cimentación hasta lograr ese objetivo. La reacción obtenida para el suelo, que estará de acuerdo con los hundimientos calculados, servirá para obtener las acciones internas.

Otra opción que se ha empleado en el pasado, consiste en idealizar la cimentación como una viga sobre un medio elástico homogéneo. La solución teórica a este problema se encuentra traducida en forma de tablas o gráficas que permiten simplificar la parte numérica del problema. Aún así el método es tedioso para los problemas reales y en la actualidad se emplea poco.

Actualmente se emplea con frecuencia el modelo consistente en idealizar la cimentación como una placa (o retícula) apoyada en resortes, cuya constante depende del módulo de reacción del suelo. En este caso se supone que cada resorte es independiente de los demás, lo que aunado a las incertidumbres derivadas de la obtención del módulo de reacción, puede conducir a errores en la obtención de las acciones interiores. Este método en la actualidad es muy atractivo, especialmente si se combina con algún programa para análisis de retículas. Por último es posible realizar un método de interacción directo a partir del planteamiento de las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones para el suelo y para la cimentación; esto conduce generalmente a una solución compleja que solo puede realizarse en la práctica con la ayuda de programas de computadora. En este caso el estudio de las deformaciones del suelo debe realizarse considerando todas las variables que intervienen en el problema siendo necesaria la intervención del geotecnista, es decir la solución al problema de interacción suelo cimentación solo puede realizarse si existe la interacción estructuralista geotecnista.

### 3) DIMENSIONAMIENTO

A partir de las acciones interiores, el dimensionamiento de los diferentes miembros estructurales de la cimentación se realiza con los métodos y herramientas usuales para cualquier elemento de la estructura. En los anexos se incluyen las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En esta etapa conviene tener en mente las incertidumbres derivadas de los métodos de análisis, mismas que pueden hacer variar con forma importante los valores de los momentos, y cortantes calculados, por lo que será muy recomendable dotar de gran ductilidad a los miembros componentes de la cimentación, especialmente a las trabes. Esto se logra básicamente proporcionando estribos adicionales, anclajes generosos y una cantidad de refuerzo corrido en ambos lechos de las trabes, mayor que la que normalmente se acostumbra en los elementos de la superestructura.

### 4) DETALLADO

Al igual que en la estructura, se requiere transcribir los resultados del diseño de la cimentación a planos y especificaciones suficientemente claros y representativos. En algunos casos será necesario incluir el procedimiento constructivo que comprende las etapas de excavación, bombeo, hincado de pilotes, así como el detalle de los elementos de troquelamiento, ademes, protección a colindancias, recimentación de estructuras vecinas, etc.

### DISEÑO DE ZAPATAS

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro

El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el R.C.D.F. y sus N.T.C.

Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo ( $\omega$ )
- 2) Capacidad del suelo ( $\omega_T$ ) dato obtenido de la mecánica de suelos)
- 3) Calidad de los materiales



Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa de doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos: (fig. 2)

$$\omega = 7.5 \text{ T/M}$$

$$\omega_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

$$\text{Concreto } f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de carga: 1.4

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado de ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa

$$B = \frac{\omega}{\omega_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

Se pondrá  $B = 2.00 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo } f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante

La fuerza cortante resistente, está dada por  $V_{CR} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c^*} \geq V_u$

$$f_c^* = 0.8 f_c$$

y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.

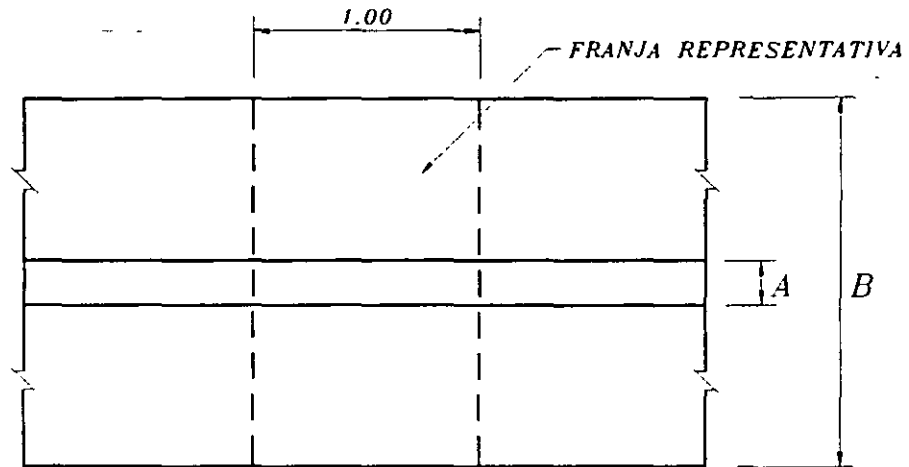
El problema se resuelve por tanteos.

Suponiendo  $d = 10 \text{ cm}$ ,  $V_u = 1.4 \times 3.75 (90-10) = 4.2 \text{ Ton}$ .

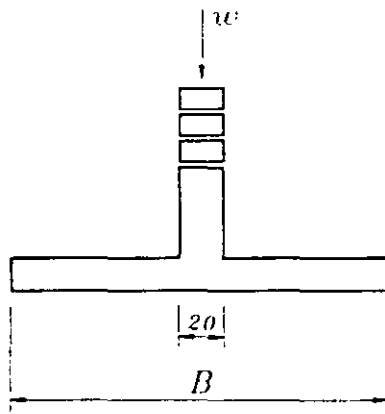
$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 10 \sqrt{200} = 5.6 \text{ Ton} > V_u$$

Se dejarán los 10 cm supuestos, peso propio  $0.36 \text{ T/M}^2$ .

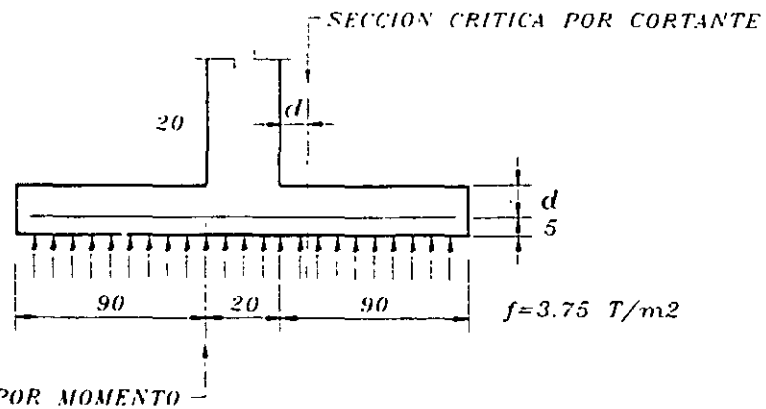
Se acepta.



P L A N T A



C O R T E



SECCION CRITICA POR MOMENTO

FIG. 2 DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA

## Diseño por flexión

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.4 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.12 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se empleará una tabla que relaciona el parámetro

$$\frac{M_u}{bd^2}, \text{ con el porcentaje de refuerzo } p = \frac{A_s}{bd}.$$

Esta tabla que se muestra en los anexos, está obtenida a partir de las hipótesis del R.C.D.F. para piezas sometidas a flexión con refuerzo de tensión.

En este caso

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{2.12 \times 10^5}{100 \times 10^2} = 21.2 \quad P = 0.0061$$
$$A_s = 0.0061 \times 100 \times 10 = 6.1 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas No. 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero mínimo en dirección perpendicular a estas, cuya área está dada por:

$$a_{s1} = 0.003bd \text{ para elementos expuestos a la intemperie.}$$

$$a_{s1} = 0.003 \times 100 \times 10 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas No. 3 @ 23

Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En los anexos se incluyen una tabla que proporciona las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto

En este caso, la varilla del No. 3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 28 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

## ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Las secciones críticas por flexión y cortante se muestran en la fig. 3

### **ZAPATAS AISLADAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO.**

Se planteará el caso más general que corresponde al caso de zapatas para columnas con carga axial y flexión en dos direcciones. Suponiendo una distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

- a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la escuadría para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x, \text{ donde:}$$

$f$  = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

$P$  = carga sobre la columna

$A$  = área de la zapata

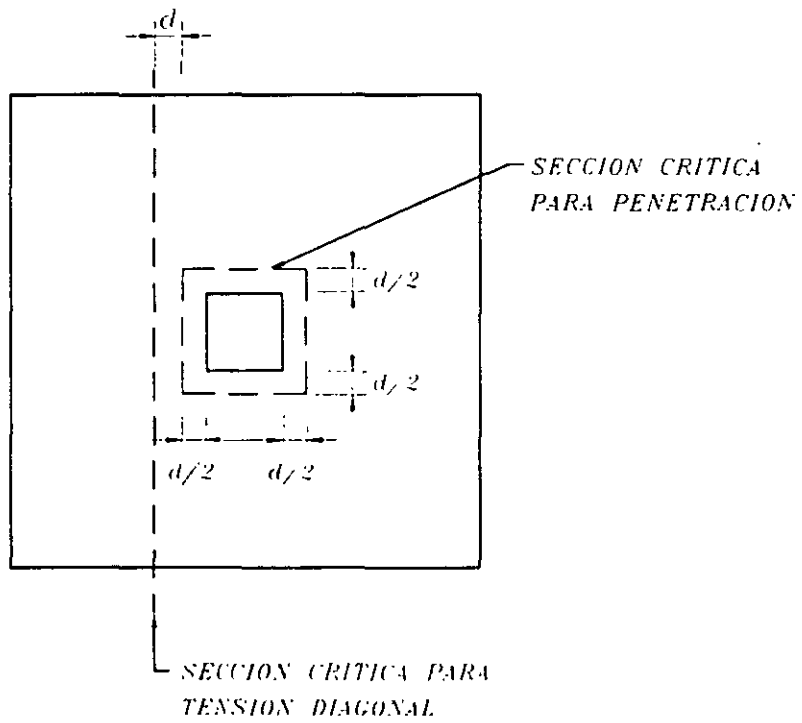
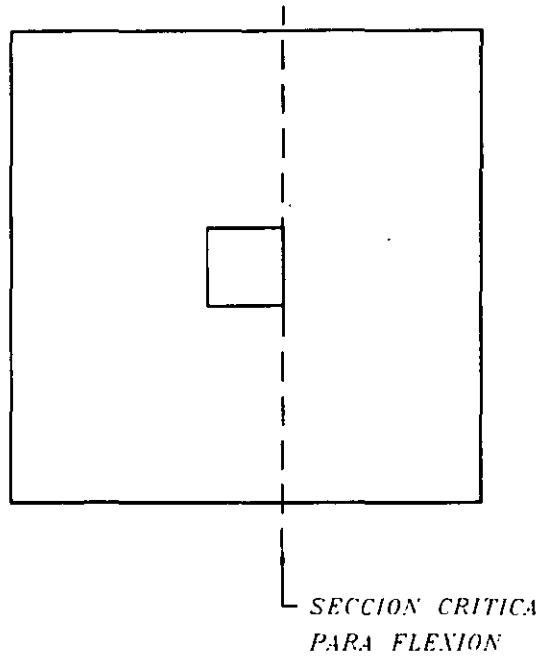
$M_x, M_y$  = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales (X, Y)

$I_x, I_y$  = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes X, Y

$x, y$  = coordenadas del punto escogido

La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad  $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad  $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$



**FIG. 3 SECCIONES CRITICAS EN ZAPATAS AISLADAS**

Para una zapata rectangular de dimensiones L x B, la ecuación anterior equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 \pm 6 \frac{e_x}{L} \pm 6 \frac{e_y}{B} \right)$$

Donde  $e_x$  y  $e_y$  son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente Fig. 4

- b) Cuando las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de f, que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el D.F. se propone un procedimiento más sencillo, consistente en descontar una parte del área de la zapata. En cada dirección donde exista momento la dimensión de la zapata se reducirá una cantidad igual a  $2e$ , siendo  $e$  la relación de momento a carga axial ( $e = M/P$ ) La reacción del suelo se considerará uniformemente distribuida en el área reducida, con lo que el problema se simplifica en forma significativa.

El problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de P,  $M_x$ ,  $M_y$ , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el peralte estará condicionado por los requisitos de cortante, considerando la zapata como viga ancho y el cortante por penetración. La presencia de momentos en la columna afecta la distribución del cortante en la zapata según se verá más adelante.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un esfuerzo uniformemente distribuido en el área reducida de la zapata.

## DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

Se diseñará una zapata aislada para las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Carga de servicio } 120 \text{ Ton (CM + CV)} \quad F_c = 1.4 \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \omega_t = 10 \text{ Ton/m}^2 \\ f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Col} = 50 \times 50 \\ f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2 \quad B = 3.63$$

Se pondrá  $B = 3.70$  Fig. 6

Peralte necesario por cortante (penetración)

$$\omega_{\text{real}} = \frac{120}{3.70^2} = 8.76 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ \text{ p. p.} = \frac{1.08}{9.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$$

Suponiendo  $d = 40$   $h = 45$

$$b_o = 90 \times 4 = 360 \text{ cm}$$

$$V_c = F_R \sqrt{f^*_c} \times b_o d = 0.8 \sqrt{200} \times 360 \times 40 = 163\,000 \text{ Kg} = 163 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.4 (120 - 0.90^2 \times 8.76) = 158 \text{ Ton} < V_c$$

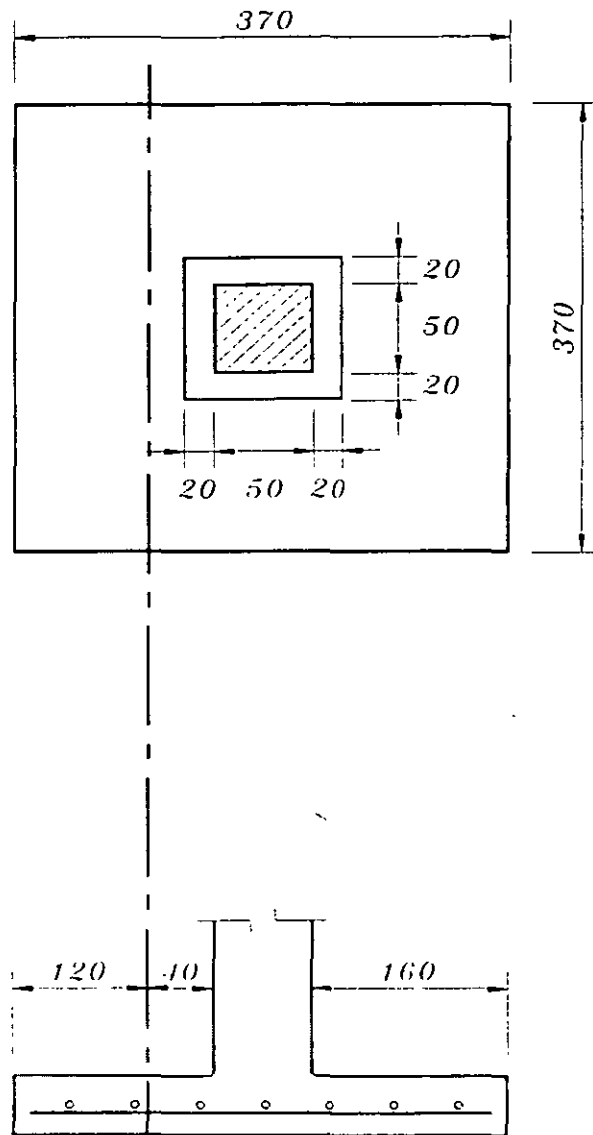
Se acepta el peralte propuesto

$$\text{Peso propio} = 0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$$

Revisión como viga ancha

$$V_u = 1.4 (1.20 \times 3.70 \times 8.76) = 54.4 \text{ Ton}$$

$$V_c = F_R \times 0.5 \sqrt{f^*_c} \times b d = 0.8 \times 0.5 \sqrt{200} \times 370 \times 40 = 83.8 \text{ Ton} > V_u$$



**FIG. 4 DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA**



Diseño por flexión

$$M_u = 1.4 \times (8.76 \times \frac{1.60^2}{2}) = 15.7 \text{ Ton-m}$$

para una franja de 1.00 m

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1\,570\,000}{100 \times 40^2} = 9.8$$

$p = 0.0028$  Se usará  $p = 0.003$

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 40 = 12.0 \text{ cm}^2$$

$$s_{\frac{1}{2}} = \frac{1.27 \times 100}{12} = 10 \text{ cm}$$

Adherencia: Se debe verificar que la longitud disponible para anclaje sea mayor que la longitud de desarrollo de la varilla de  $\frac{1}{2}$ " baja

Supóngase ahora que para una condición de sismo, se presenta un momento en la base la columna, de 50 Ton-m.  $F_c = 1.1$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{50}{120} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Longitud efectiva } B_c = 3.70 - 2 \times 0.42 = 2.86$$

$$f_{max} = \frac{120}{3.70 \times 2.86} = 11.34 \text{ T/m}^2$$

$$+ p.p. \quad \frac{1.08}{12.42} \frac{\text{T/m}^2}{\text{T/m}^2} < 1.33 \times 10$$

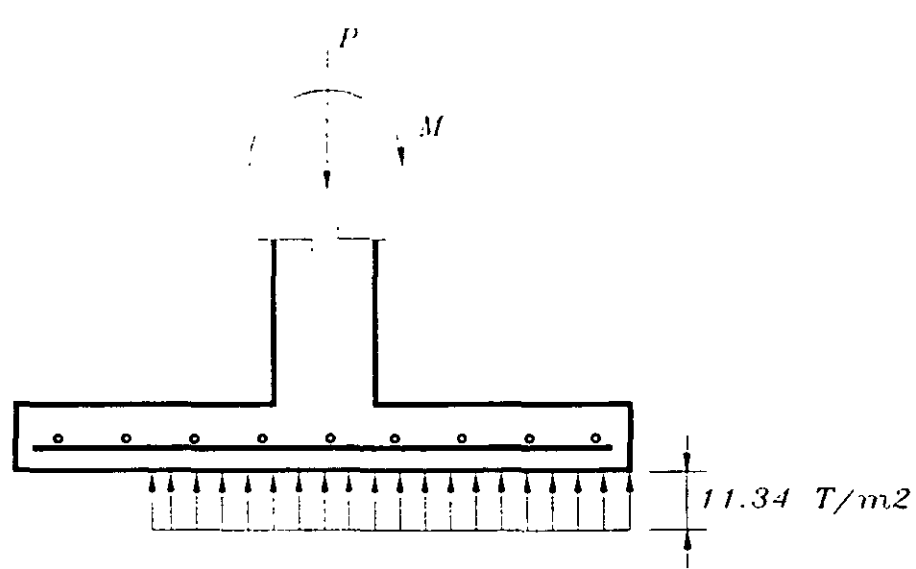
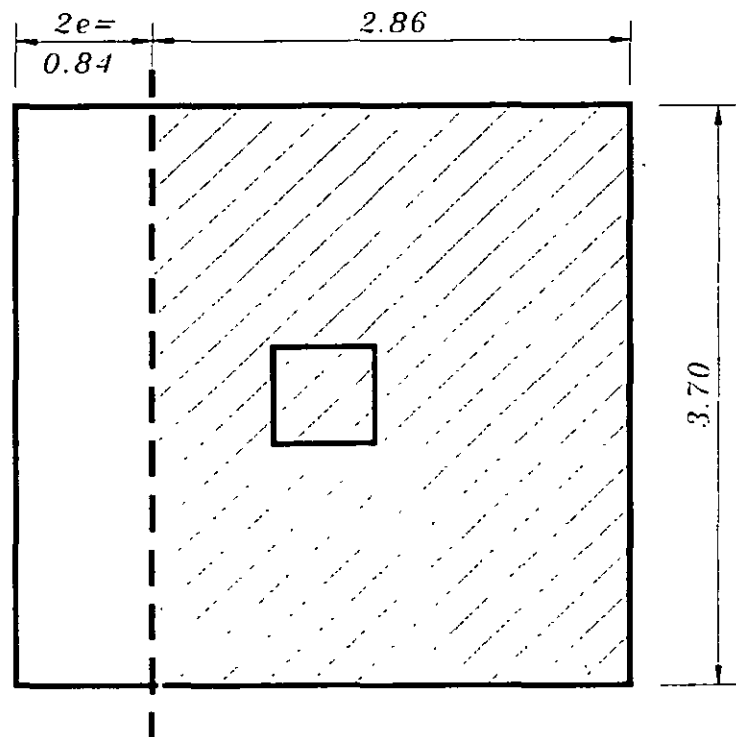
Se aceptan las dimensiones propuestas de la zapata Fig. 5

$$V_u = 1.1 \times 11.34 \times 1.00 \times 1.20 = 15.0 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.8 \times 0.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40 = 22.6 \text{ Ton} > V_u$$

$$M_u = 1.1 \times 11.34 \times \frac{1.60^2}{2} \times 1.0 = 16.0 \text{ T-m}$$

para una franja de 1.00 m.



**FIG. 5 AREA EFECTIVA DE LA ZAPATA CON CARGA AXIAL Y MOMENTO**

Cuando el momento último por transmitir es mayor de:

$$0.2 V_u d = 0.2 \times 1.1 \times 120 \times 40 = 10.6 \text{ T m}$$

el cortante de diseño se modifica pues una parte del momento en la columna se transmite por torsión y otra parte por flexión. La torsión modificará la distribución del esfuerzo cortante.

En este caso  $M_u = 1.1 \times 50 = 55 \text{ T-m} > 10.6$

Fracción transmitida por flexión: (Fig. 6)

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{\sqrt{c_1 + d}}{c_2 + d}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{1}} = 0.60 \quad (\text{Fracción de } M_u \text{ tomado por Flexión})$$

$c_1 = c_2 = 50$  dimensión de los lados de la columna

$\alpha = 1 - 0.60 = 0.40$  (Fracción de  $M_u$  que hace variar el cortante)

$\alpha M_u = 22 \text{ Tm}$

$d = 40$

$A_{cr} = 2d (c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 40 (50 \times 2 + 2 \times 40) = 14400 \text{ cm}^2$

$\alpha M_u = 0.4 \times 55 = 22 \text{ T-m}$

$c_{AB} = 0.45 \text{ m}$  (distancia del eje al borde de la sección crítica)

$$J_c = \frac{0.40 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.40^3}{6} + \frac{0.40 \times 0.90^3}{2} \quad (\text{Momento polar de inercia modificado})$$

$$= 0.0486 + 0.0096 + 0.1458 = 0.204 \text{ m}^4$$

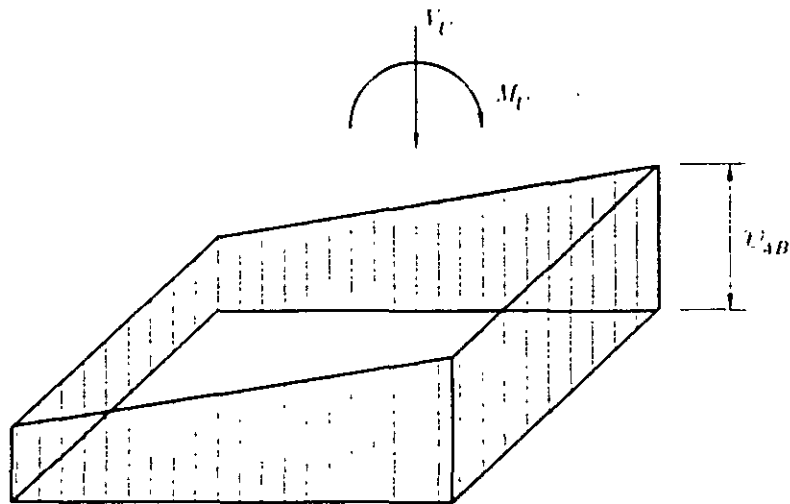
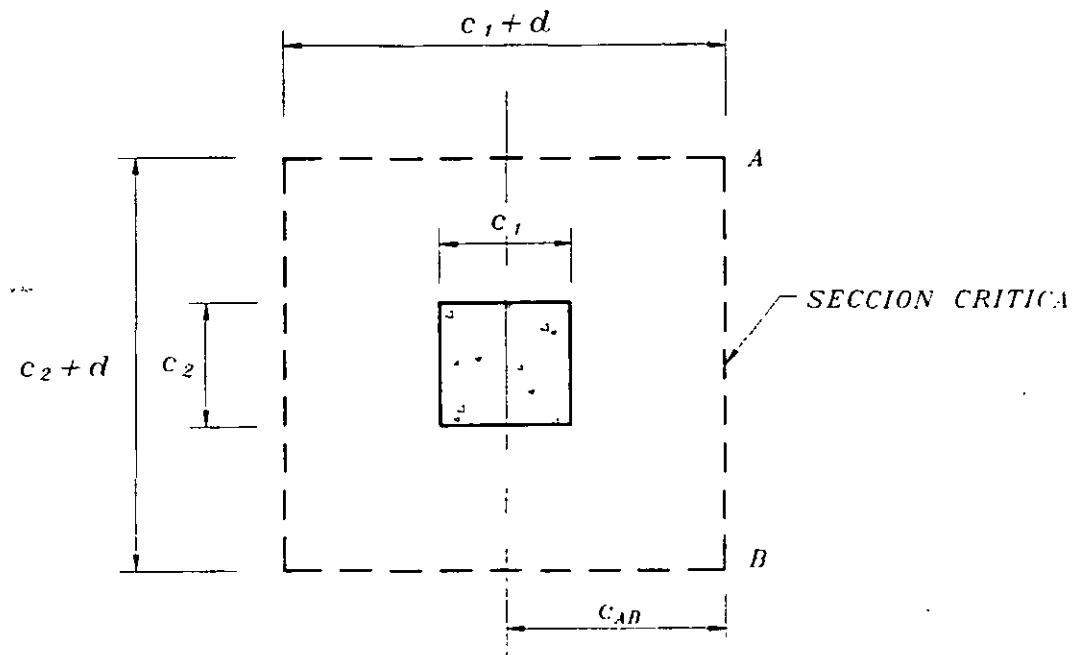
$$\alpha \frac{M}{J_c} c_{AB} = \frac{2200000 \times 45}{20400000} = 6.8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Incremento de cortante})$$

$$V_{AB} = 1.1 \times \frac{120000 - 90^2 \times 1134}{14400} + 6.8 = 8.5 + 6.8 = 15.3 > 0.7 \sqrt{f'_c} = 9.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aumentará el peralte  $d = 50 \text{ h} = 55$  El incremento de peso no es significativo y puede conservarse la misma área de la zapata

$$A_{cr} = 2 \times 50 (50 \times 2 + 2 \times 50) = 20000 \text{ cm}^2$$

$$c_{AB} = 0.50$$



**FIG. 6 ESFUERZOS CORTANTES DE PENETRACION**

$$J_C = \frac{0.50 \times 1.00^3}{6} + \frac{1.00 \times 0.50^3}{6} + \frac{0.50 \times 1.0^3}{2} = 0.3541 \text{ m}^4$$

$$\alpha \frac{M_u c_{AB}}{J_C} = \frac{2200000 \times 50}{35410000} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{AB} = \frac{(1.1 \times 120000 - 90^2 \times 1.134)}{20000} + 3.1 = 6.1 + 3.1 = 9.2 \text{ Kg/cm}^2 < 9.9 \quad \text{Se acepta}$$

El resto del momento ó sea  $0.6 M_u = 33 \text{ T-m}$  se debe distribuir en una franja cuyo ancho es:

$$c_2 + 3 h = 50 + 3 \times 55 = 215 \text{ cm.}$$

Esto equivale a un momento de  $\frac{33.0}{2.15} = 15.3 \text{ Tm}$  para una franja de 1.00 de ancho que es

menor que el momento de 16 0 Ton-m calculado con la reacción del suelo

Diseño por flexión

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{16.0 \times 10^5}{100 \times 50^2} = 6.4 \quad p < 0.003$$

Se usará  $p = 0.003$  por estar la zapata en condiciones de exposición severa

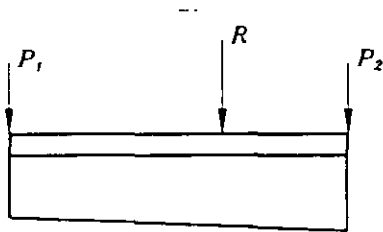
$$A_s = 0.003 \times 100 \times 50 = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con vars. de } \frac{3}{8}'' \quad S = \frac{1.93 \times 100}{15} = 12 \text{ cm}$$

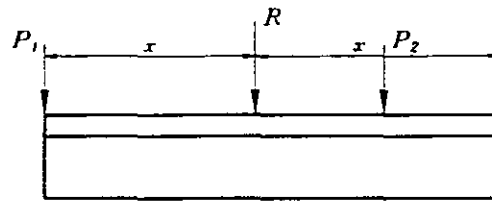
## ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MÁS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de lindero con un interior y evitar así la solución con zapata excéntrica Fig. 7

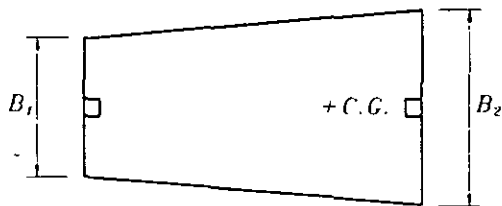
A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.



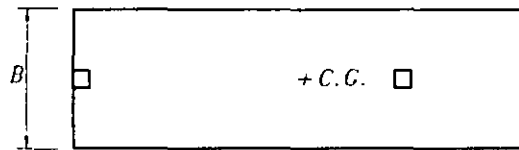
ELEVACION



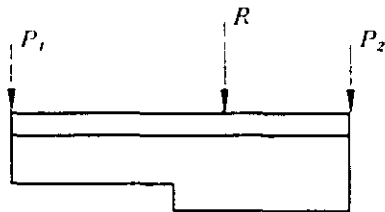
ELEVACION ZAPATA  
CON ANCHO VARIABLE



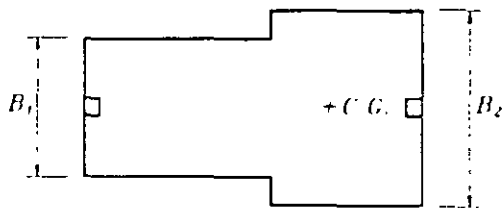
PLANTA  
ZAPATA CON ANCHO VARIABLE



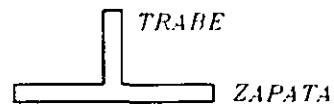
PLANTA  
ZAPATA CON VOLADO HACIA  
UN LADO



ELEVACION



PLANTA  
ZAPATA CON DOS ANCHOS  
DIFERENTES



SECCION TRANSVERSAL TIPICA

FIG. 7 ZAPATA CORRIDA PARA DOS COLUMNAS

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño de la losa se emplea el procedimiento mostrado en la zapata corrida para un muro.

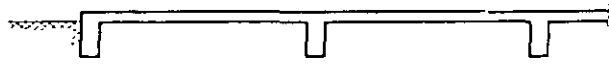
## **LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACIÓN**

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga o gran deformabilidad

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, a cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones diferenciales, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación compensada (parcial o totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de trabes.

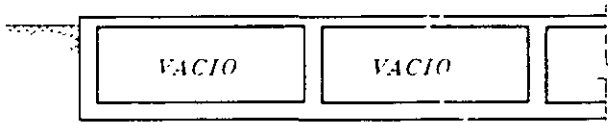
Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.



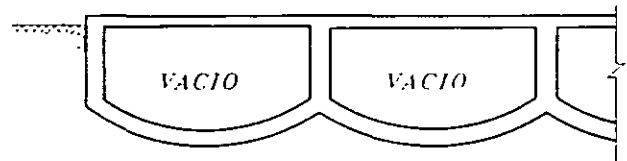
*LOSA CON TRABES HACIA ABAJO*



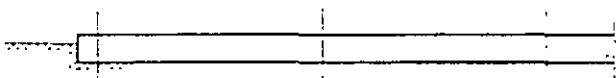
*LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA*



*CAJON CON DOS LOSAS Y TRABES*



*CAJON CON CASCARONES, TRABES Y TIMPANOS*



*LOSA PLANA SIN TRABES*

**FIG. 8 LOSAS CORRIDAS Y CAJONES**



En la fig. 8 se muestran los tipos de cimentación descritos.

Para el análisis de este tipo de cimentaciones generalmente se considera un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuida en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo y su distribución, depende tanto de las características del elemento de cimentación como de las del suelo

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada Pero las deformaciones en cada punto de la losa, está limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han empleado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

- 1) Análisis de cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación y no se logra el equilibrio entre los cortantes de las trabes que inciden en una columna y la carga de ésta.

En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuida en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación. Más adelante se ilustra la aplicación de este método al caso de una retícula con cargas perpendiculares a su plano.

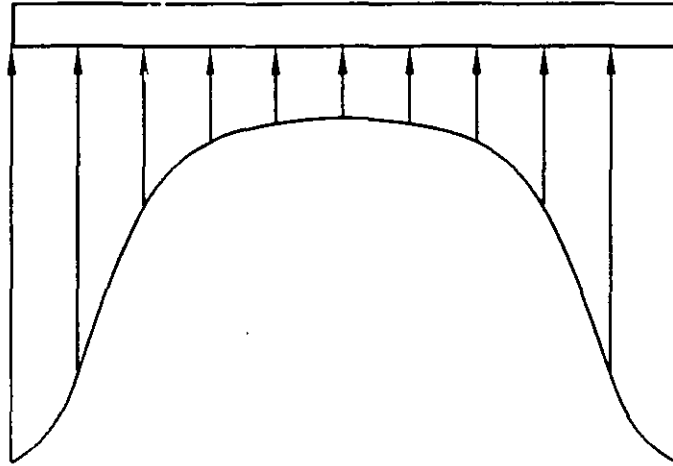
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo

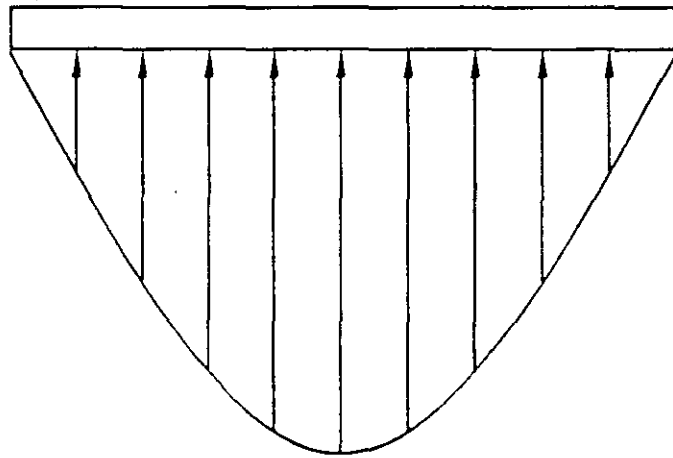
En la fig. 9 se muestran distribuciones típicas de la reacción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.

Más adelante se ilustra la aplicación de este método idealizando la retícula mencionada antes en dos direcciones ortogonales, como una viga sometida a las cargas totales y a la reacción del suelo, en este caso uniformemente distribuida. Posteriormente se analiza la retícula con el programa STAAD introduciendo apoyos ficticios en las esquinas. Finalmente se aplica el método de interacción aproximado de la C.F.E

- 3) Análisis de la cimentación como sistema apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo multiplicado por el área tributaria del resorte



*DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARCILLOSO.*



*DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARENOSO.*

**FIG. 9 DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE EL SUELO**

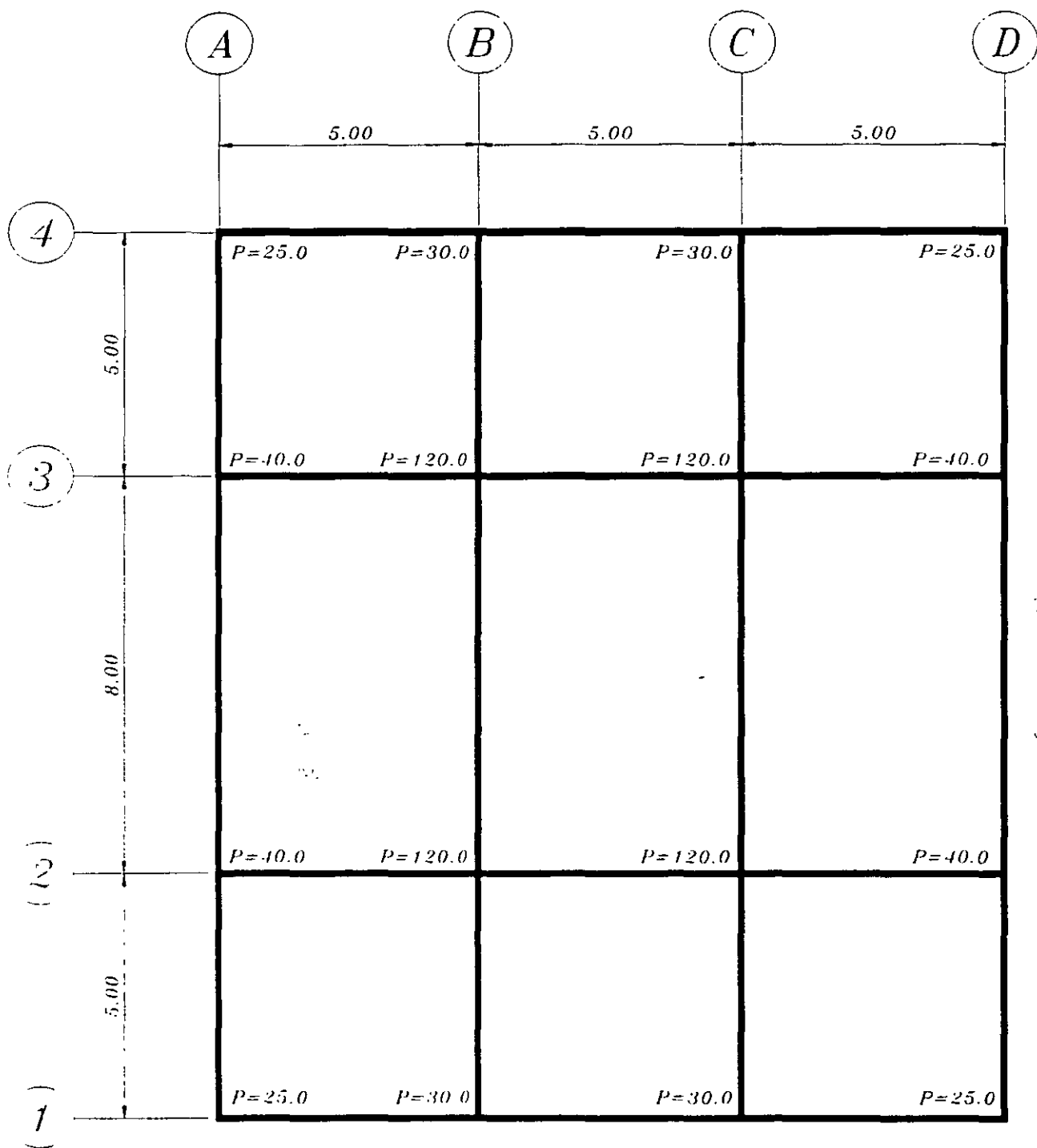
Ya se mencionó como se obtiene el módulo de reacción y las limitaciones que tiene su empleo, especialmente en arcillas compresibles como las del valle de México.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la retícula aunque se pueden considerar resortes en cuantos puntos se deseé.

Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; la solución correcta sería un análisis de interacción en el se requiere la participación del geotecnista, que es el encargado de calcular los asentamientos del suelo.

La misma retícula se analiza apoyada sobre resortes considerando diferentes valores de la constante.

En las figuras siguientes se muestra el resultado del análisis de una retícula con los métodos descritos anteriormente y se hace la aplicación del método de interacción aproximado de la C.F.E.

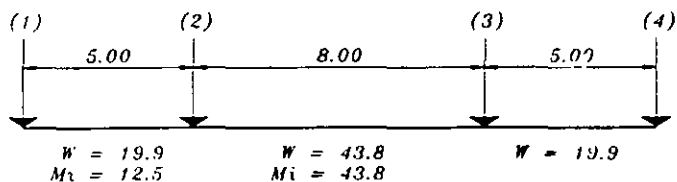


EJES 1, 4, A, D :25x150  
 EJES 2, 3, B, C :40x100

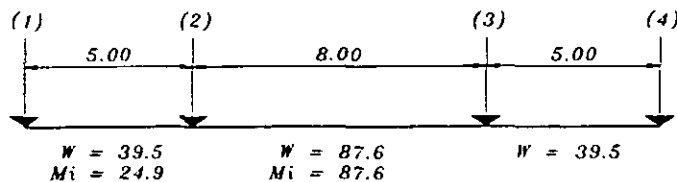
$P = 860 \text{ TON.}$   
 $AREA = 270 \text{ m}^2$   
 $W = \frac{860}{270} = 3.185 \text{ T/m}^2$

FIG. 10 RETICULA DE CIMENTACION

EJES A Y D



EJES B Y C

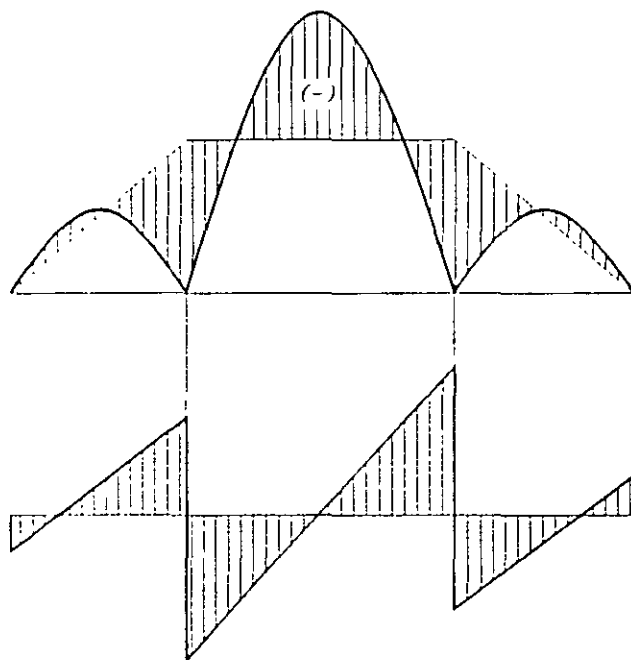
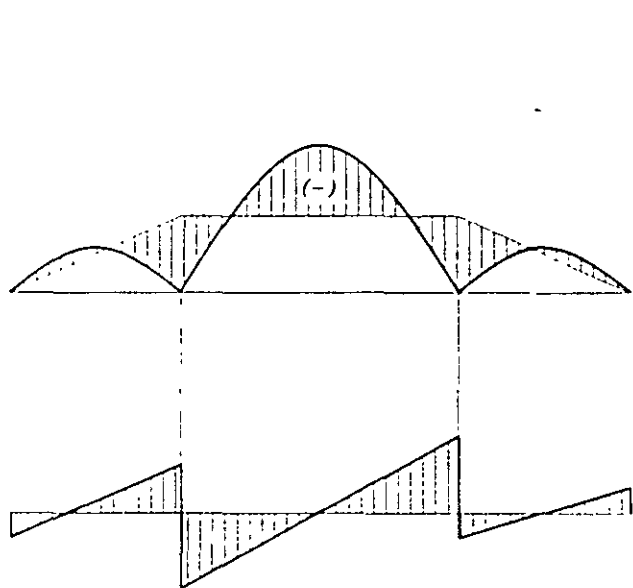


0.55	0.45
12.5	-29.2
9.2	7.5
.	-3.7
2.0	1.7
23.7	-23.7
10.0	-21.9
4.7	0
14.7	-21.9
36.6	

-10.0
4.7
-5.3
5.3

0.55	0.45
24.9	-58.4
18.4	15.1
.	-7.6
4.2	3.4
47.5	-47.5
19.9	-43.8
9.5	0
29.4	-43.8
73.2	

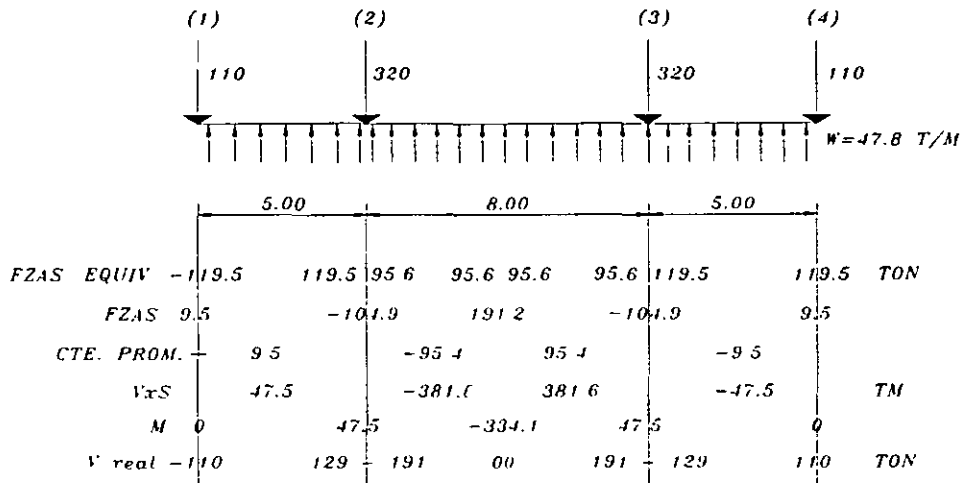
-19.9
9.5
-10.1
10.4



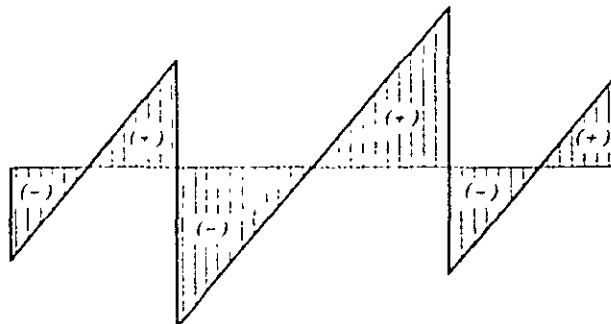
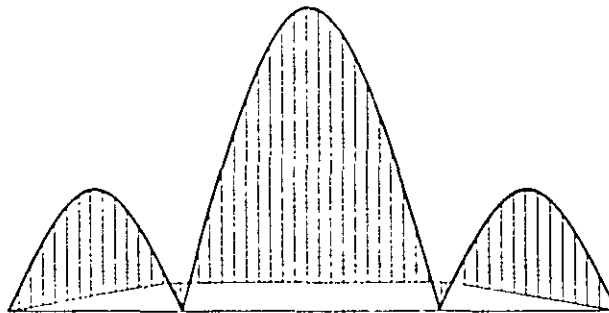
CADA TRABE SE ANALIZA INDEPENDIEMENTE  
 SOMETIDA A LA REACCION DEL SUELO QUE ACTUA  
 EN EL AREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE  
 EL METODO EMPLEADO PARA EL ANALISIS ES  
 EL DE CROSS

FIG. 11 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PISO INVERTIDO

**ANALISIS COMO VIGA FLOTANTE**  
**DIRECCION PARALELA A LOS EJES LETRA**



SE CONSIDERA A TODA LA RETICULA EN CONJUNTO COMO UNA VIGA RIGIDA FLOTANDO SOBRE EL SUELO Y SUJETA A UN ESTADO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS Y LA REACCION DEL SUELO SE EMPLEA EL METODO DE NEWMARK PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECANICOS



LOS ELEMENTOS MECANICOS SON PARA EL CONJUNTO Y DEBEN REPARTIRSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA TRABE. (EJES A Y D Y EJES B Y C).

**FIG. 12 ANALISIS DE LA RETICULA COMO VIGA FLOTANTE DIRECCION PARALELA A LOS EJES LETRA**

LOAD= 1

MN/ELEM

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

INJ = 24

IE = 0

IS = 0

1MA = 18.0

2MA = 0.0

3MA = 15.0

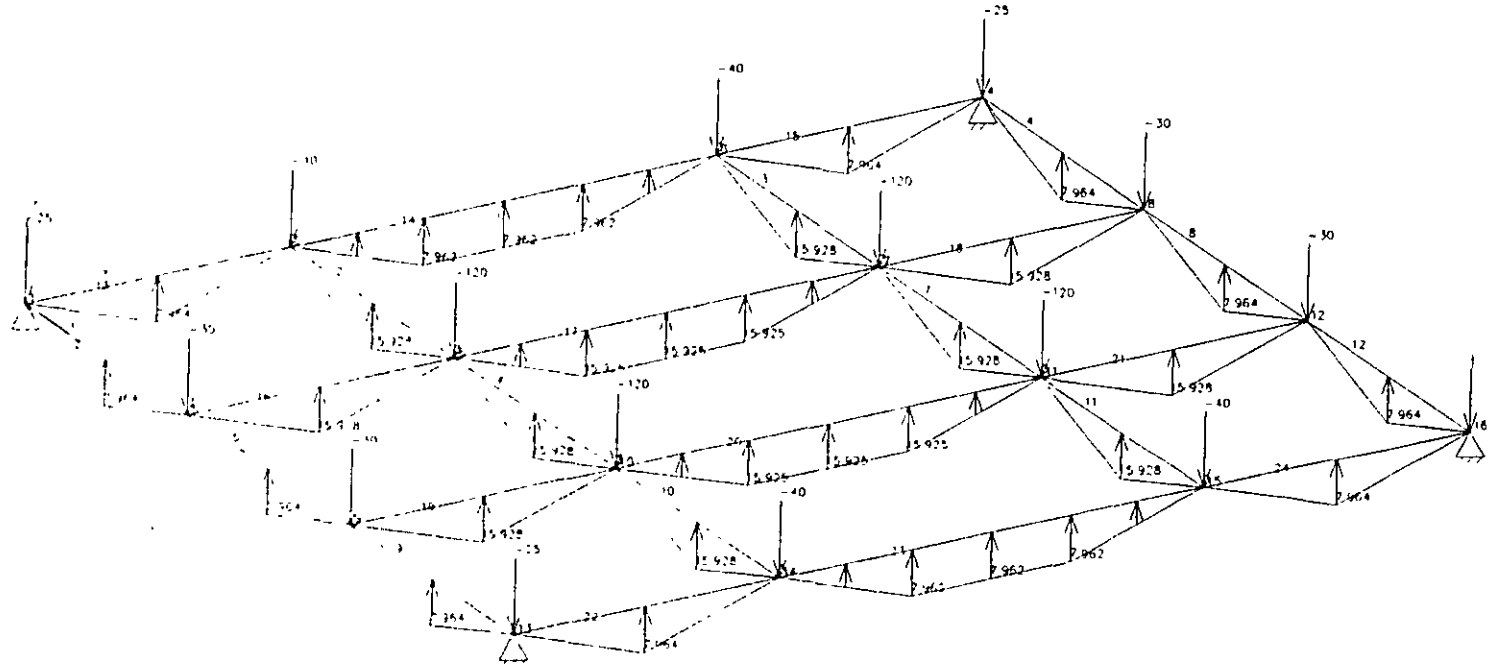


FIG.13 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PLACA FLUJANTE EN EL ESPACIO CARGAS

UPH. ME. MI

STAAD.PRE - PLOT (VERSION 20.0)

DATE AUG 5 2002

TITLE RETICULA CUPSO





STRUCTURE DATA

TYPE = FLOR

NJ = 16

LM = 24

HE = 0

HS = 0

HPJ = 4

HL = 1

+MA = 18.0

-MA = 0.0

UMA = 15.0

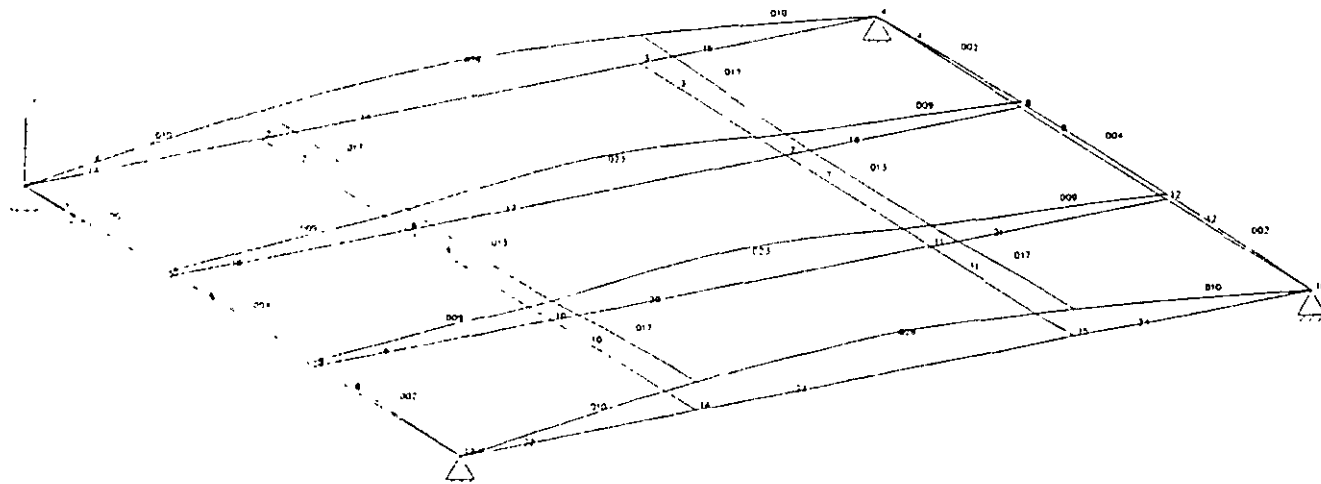


FIG 15 ANALISIS DE LA RETICULA COMO PLACA FLOTANTE EN EL ESPACIO DESPLAZAMIENTOS

J=16,M=24

UNIT MET MTO

LOAD = 1

UNIT/ELEM

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 16

NM = 24

NE = 0

NS = 0

YMA = 18.0

YMB = 0.0

ZMA = 15.0

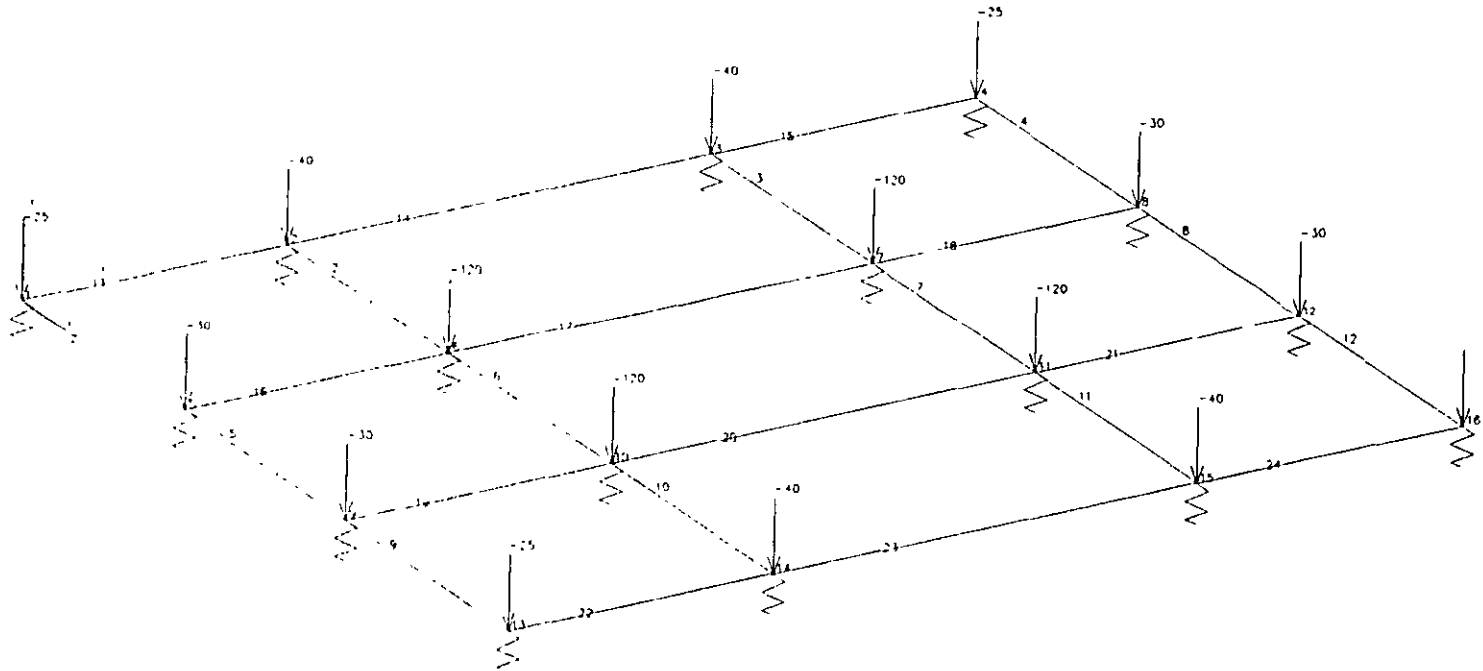


FIG. 16 ANALISIS DE LA RETICULA APOYADA EN PÉSOS Y CARGAS  $F_v = 16001/M$

UNIT/ELEM

STAAD.PRE - PLOT (VERSION 22.0)

DATE AUG 6, 2002

TITLE RETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NDJ = 16

END = 24

HE = 0

H5 = 0

NDJ = 16

HL = 1

MA = 150

MA = 00

MA = 150

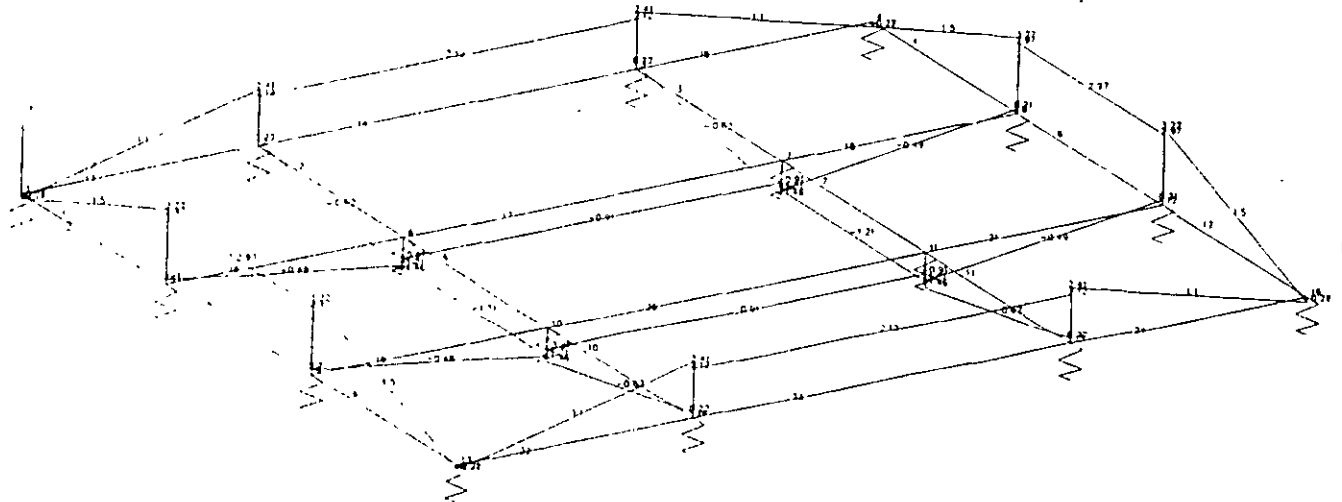


FIG 17 ANALISIS DE LA RETICULA  
APOYADA EN RESORTES MOMENTOS  $K_s = 16001/M^3$

Maximum 5.22

J=16, M=24

UNIT ME1 M10

S I A A D P O S T - P L O T ( P E V 2 2 3 )

DATE AUG 6 2002

TITLE RETICULA CURSO

MM/ELEM

SCOR LOAD= 1

ST-REP-TRIP- DATA

TYPE = TUBOP

TEL = 15

TM = 24

TA = 0

TE = 0

TM = 1

TA = 1

MA = 18.0

MA = 0.0

MA = 15.0

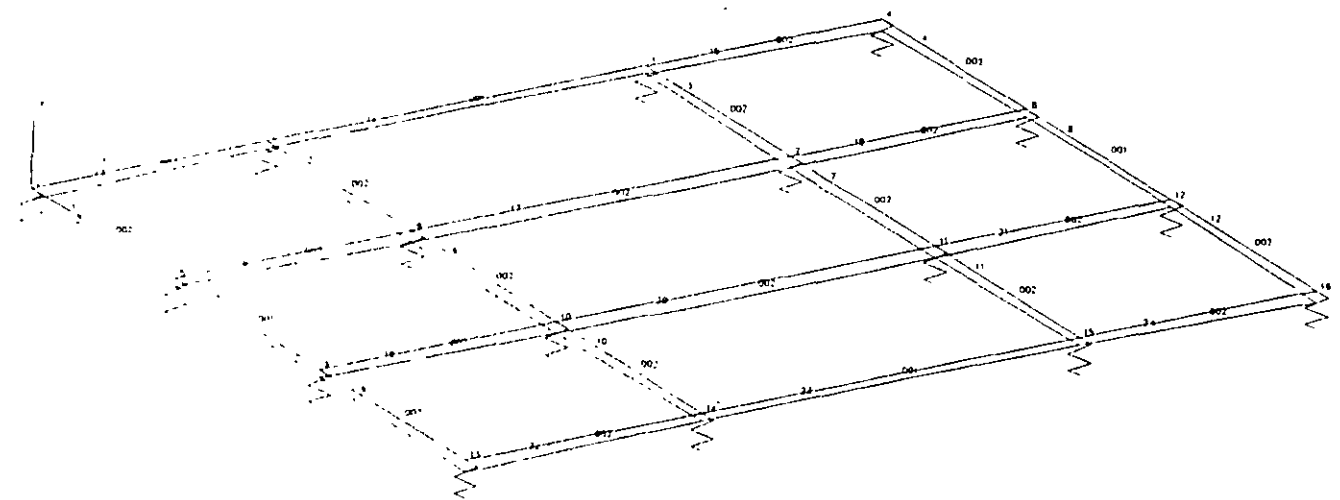


FIG 18 ANALISIS DE LA RETICULA  
APOYADA EN RESORTES DESPLAZAMIENTOS  $K_s = 1600T/M^3$

J=16.0

UNIT MET.MTO

STAAD POST - PLOT (REV 22.3)

DATE AUG 6 2002

RILE Peticula CUPSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR  
 NJ = 16  
 NM = 24  
 NE = 0  
 NS = 0  
 NPJ = 16  
 NL = 1  
 MA = 180  
 MA1 = 00  
 MA2 = 150

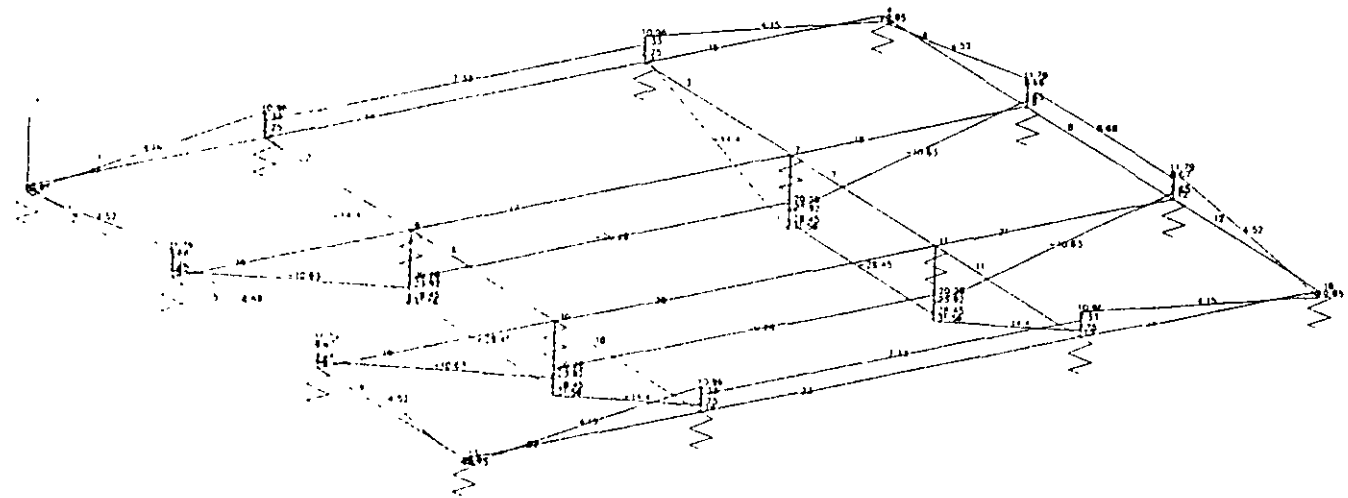


FIG 19 ANALISIS DE LA PETICULA  
 APOYADA EN PESOPESAS  $w = 16T/M^2$

Maximum = 31.56  
 w=16, M=24

UNIT KMT MTO

SIMULI RE DATA

TIME 11.000  
 NJ = 16  
 NM = 24  
 NL = 0  
 NS = 0  
 NPS = 11  
 NI = 1  
 NMA = 10.0  
 NMD = 0.0  
 NMA = 15.0

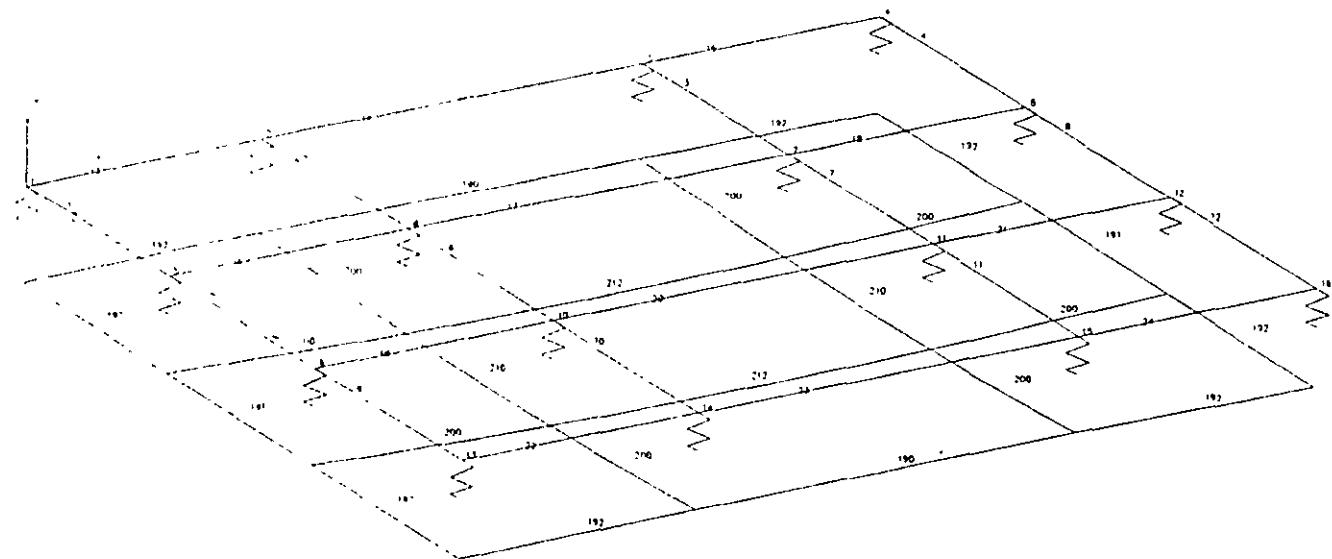


FIG. 20 ANALISIS DE LA PETICULA  
 ARQUITADA EN RESORTES  $K_s = 161/M^3$

J=16, M=24

UNIT MET MTO

STAAD POST-PL0T (REV 223 )

DATE AUG 6, 2002

TITLE PETICULA CURSO

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR  
 TAJ = 40  
 THW = 48  
 THE = 0  
 THS = 0  
 LGRA = 18.0  
 LGRA = 0.0  
 LGRA = 15.0

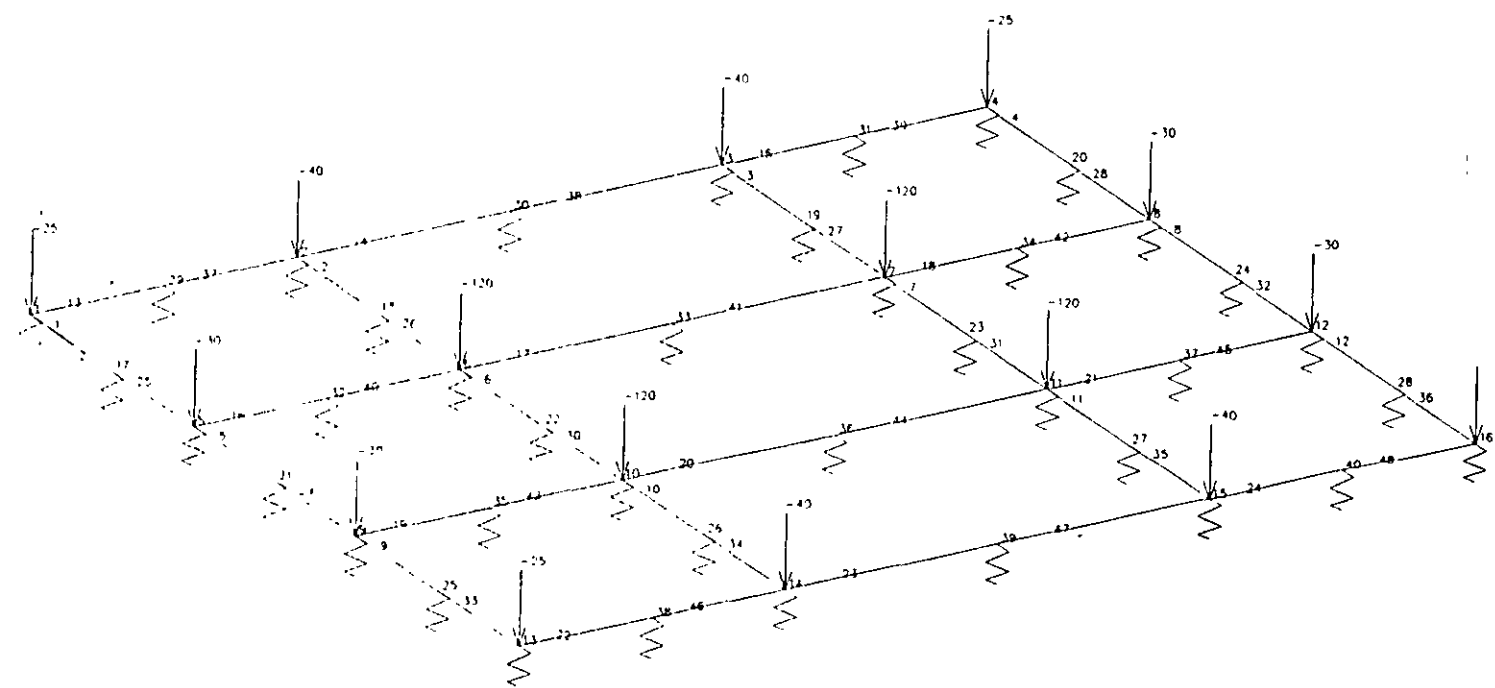


FIG21 ANALISIS DE LA RETICULA  
 APOYADA EN RESORTES CARGAS  $k_s = 16T/M^3$

UNIT MM M1



MN/ELEM

MOMENT MZ LN= 1

STRUCTURE DATA

FLOOR

1 = 40

2 = 45

3 = 0

4 = 0

5 = 0

6 = 0

7 = 0

8 = 0

9 = 0

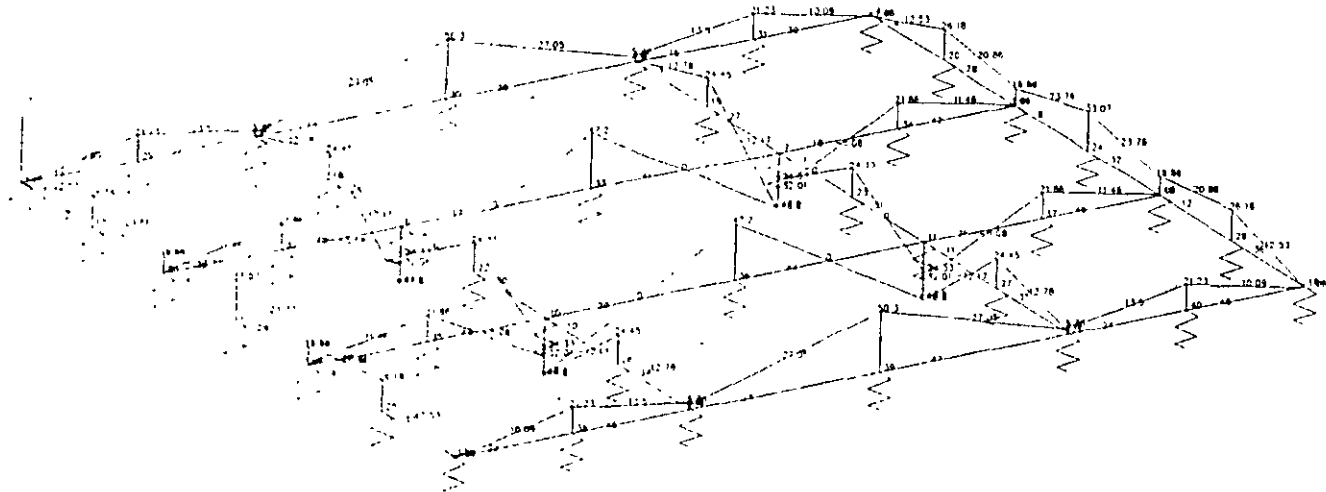


FIG 02 ANALISIS DE LA REJICULA  
APLICAC EN EL OMBRE MOMENTOS EX = 10.1/M<sup>2</sup>

Programa No 55  
J=40M=49

UNIT METRICO

STAAD POST-PLT (REV. 22.7.0)

DATE AUG 6 2002

RIVE PETICULA CUPSO

MM/ELEM

SEDP LOAD= 1

STRUCTURE DATA

TYPE = 1,00P

NI = 40

NM = 19

NE = 0

NS = 0

NP = 40

NI = 1

MA = 18.0

MB = 0.0

MC = 15.0

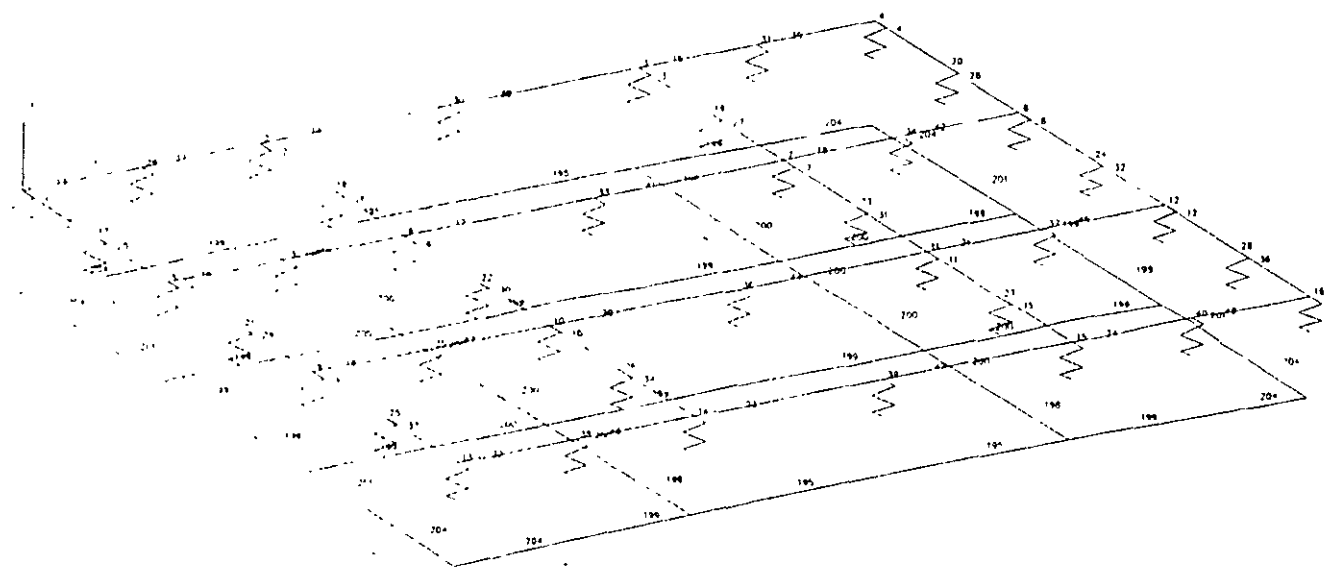


FIG. 3 ANALISIS DE LA REJILLA  
APROXADA EN PESORES DESPLAZAMIENTOS  $\delta = 161/M^3$

J=40 M=48

UNIT MEI MTO

STAAD POST-PL01 (REV. 22.3)

DATE AUG 6 2002

FILE REJILLA CURSO

M2/ELEM

MOMENT M2 (11) = 1

STANDARD DATA

TYPE = FLOOR

ITL = 16

ITM = 24

ITL = 0

ITM = 0

ITL = 17

ITL = 1

MASS = 100

MASS = 00

MASS = 100

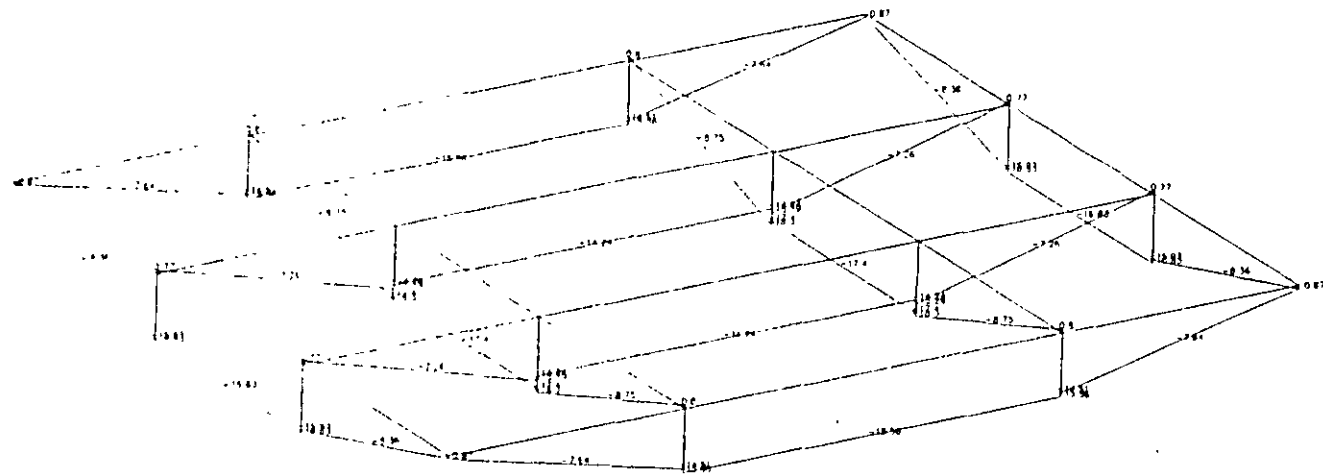


FIG 24 ANALISIS DE LA RETICULA  
APOYADA EN RESORTES MOMENTOS  
K<sub>s</sub> VARIABLE

Maximum = 19.10  
J=16, M=24

UNIT: MET, M/TON

STAAD POST - PLOT (REV. 22.3)

DATE: AUG 27 2002

TITLE: RETICULA CURSO

SIMPLIFIED DATA

TYPE = 4, D, W  
 NJ = 15  
 NM = 24  
 NL = 0  
 NS = 0  
 NP = 16  
 NR = 1  
 +MA = 18.0  
 -MA = 0.0  
 ZMA = 15.0

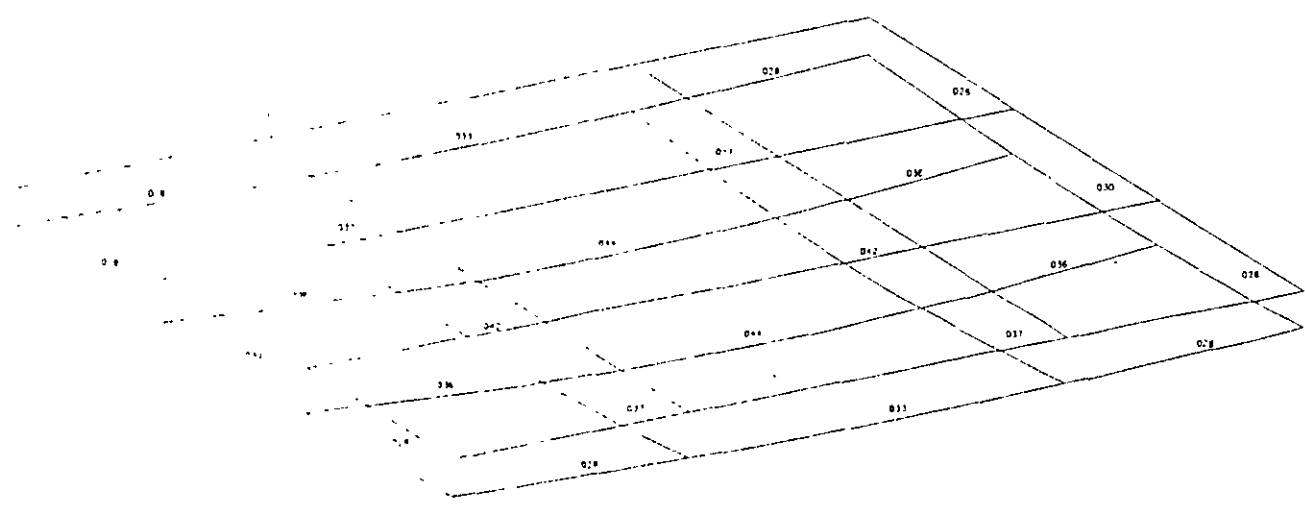


FIG. 25 ANALISIS DE LA RETICULA  
 APLICADA EN PESOPES DESPLAZAMIENTOS  
 LE VARIABLE

J=16, M=24

UNIT MET MTO

## METODO DE INTERACCION APROXIMADO

(Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E.)

Para estructuras constituidas principalmente por marcos con cimentaciones de planta rectangular y presión por metro cuadrado aproximadamente uniforme, cimentadas en zapatas o losas corridas, el análisis de interacción suelo-estructura podrá realizarse por el procedimiento simplificado siguiente:

- Se calcularán los hundimientos diferenciales suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura y presión uniforme. (Geotecnista)
- Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección larga de la planta de la cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig. 26 a
- Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección corta de la planta de la cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig. 26 b

Las cantidades  $R_A$  y  $R_L$  que aparecen en las figuras 26 a y b se calcularán como sigue:

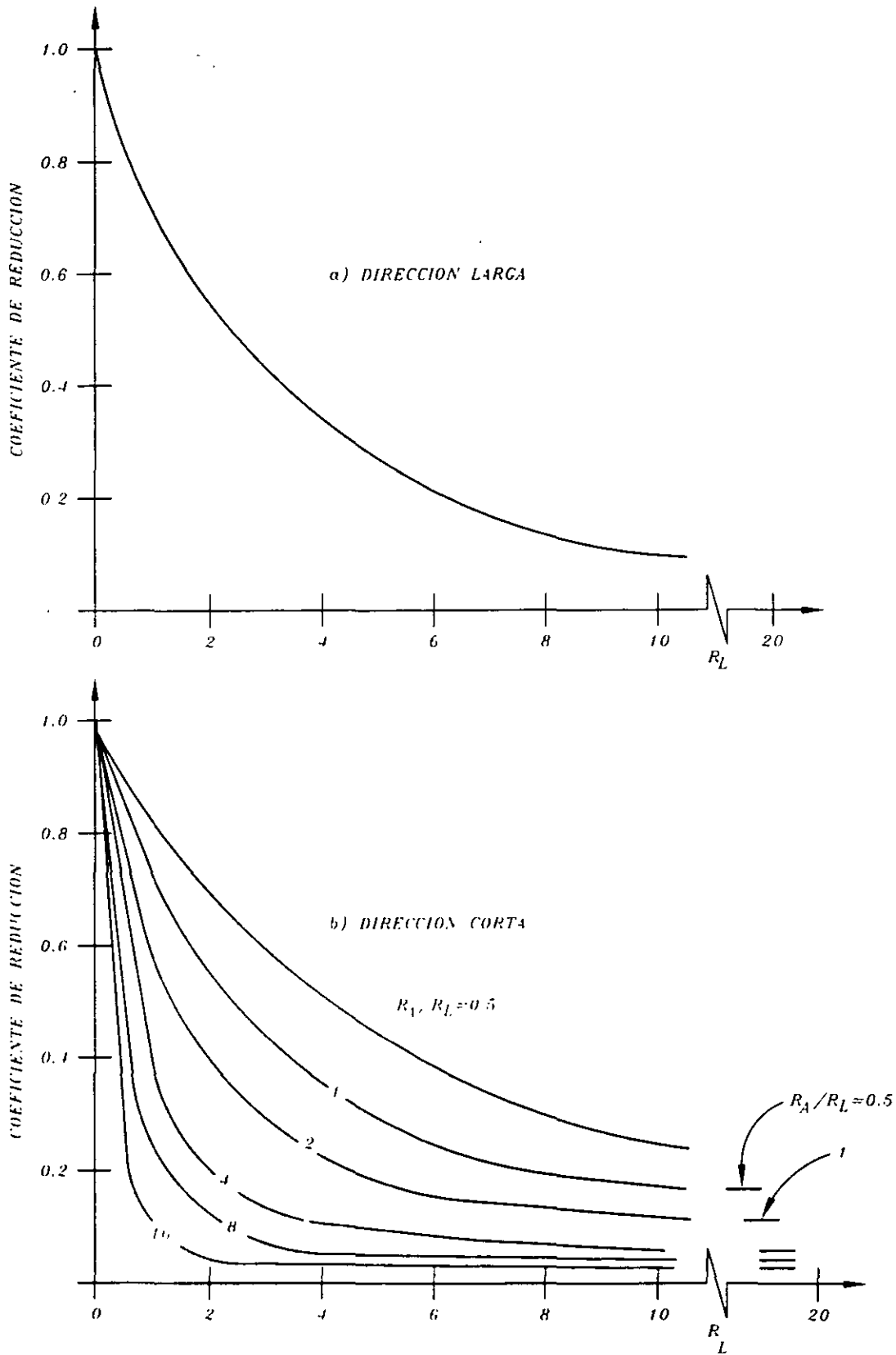
$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L^2 A} \quad (10)$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L^2 A} \quad (11)$$

Donde

$\sum EI_x$ ,  $\sum EI_y$  Sumas de EI de las traveses de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x, y (el eje x es paralelo al ancho de la cimentación y el y al largo)

E Módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse un tercio del módulo a 28 días)



**FIG. 26 COEFICIENTES DE REDUCCION PARA CALCULAR  
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES**

I Momento de inercia centroidal de la sección (para elementos de concreto se considerará la sección bruta)

$L_X, L_Y$  Ancho y largo de la cimentación, respectivamente

$$E_S = \frac{I_p q L_x}{(\bar{\Delta}_c - \Delta_c)} \quad (12)$$

$\bar{\Delta}_c, \Delta_c$  Hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuando uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura.

$I_p$  Coeficiente adimensional obtenido de la tabla I

q Presión neta uniforme

A Área de la cimentación

Si los valores de  $\bar{\Delta}_c, \Delta_c$  corregidos satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para Cimentación, se acepta la sección propuesta para las trabes de cimentación; en caso contrario se modifica su sección. Una vez satisfechos los requisitos de hundimientos se procede a modificar la distribución de la presión del suelo. Para ello se recurre a la Tabla II para obtener los factores que afectan a la presión uniformemente distribuida y se realiza el análisis de la retícula con alguno de los métodos ilustrados. Estos factores son función de  $R_A/R_L$  y  $R_L$ .

**TABLA I VALORES DE  $I_p$**

$L_X/L_Y$	$I_p$	$L_X/L_Y$	$I_p$
0.000	*****	0.500	0.765872
0.025	1.713169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363602	0.575	0.723285
0.100	1.272246	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143311	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1.052297	0.700	0.664268
0.225	1.015082	0.725	0.653376
0.250	0.981852	0.750	0.643880
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781614	0.975	0.563220
		1.000	0.561100



TABLA II Presiones normalizadas\*

$R_A/R_L$	1.0		2.0		4.0	
$R_L$						
0.4	1.22	0.99	1.28	0.91	1.36	0.83
	0.99	0.82	1.04	0.76	1.12	0.69
1.0	1.41	0.96	1.50	0.88	1.56	0.80
	0.96	0.66	1.02	0.60	1.08	0.55
2.0	1.58	0.94	1.65	0.86	1.70	0.82
	0.94	0.54	0.99	0.50	1.02	0.46
4.0	1.73	0.92	1.78	0.86	1.80	0.84
	0.92	0.45	0.95	0.42	0.96	0.40
10.0	1.84	0.89	1.87	0.87	1.88	0.85
	0.89	0.37	0.91	0.36	0.92	0.36
20.0	1.90	0.88	1.91	0.87	1.92	0.86
	0.88	0.34	0.89	0.33	0.90	0.33

\* Para cada pareja de valores de  $R_L$  y  $R_A/R_L$  se presentan las presiones normalizadas correspondientes a la cuarta parte del área de cimentación. Un coeficiente de la tabla multiplicado por la presión neta media actuante (peso de la construcción menos peso de excavación) da la presión neta en la porción de área correspondiente a ese coeficiente. Cada una de estas porciones es 1/16 del área total. Para obtener la presión de contacto debe sumarse a la presión neta así obtenida, la presión correspondiente a la excavación.

## APLICACIÓN DEL METODO APROXIMADO DE INTERACCION SUELO-CIMENTACIÓN

Supóngase que en la retícula analizada, un estudio de Mecánica de Suelos conduce a los siguientes valores de deformación para diferentes puntos de la cimentación, para la presión transmitida de 3.185 T/m<sup>2</sup>.

Deformación en el centro del área :	14 cm
Deformación en el centro del lado largo.	11 cm
Deformación en el centro del lado corto.	9 cm
Deformación en la esquina:	6 cm

Las deformaciones anteriores se calcularon suponiendo nula la rigidez de la subestructura

### ASENTAMIENTOS O DEFORMACIONES DIFERENCIALES

Dirección larga	Centro :	14 – 9 = 5cm
	Bordes:	11 – 6 = 5cm
Dirección corta	Centro .	14 – 11 = 5cm
		9 – 6 = 3cm

Se aplicará ahora el método propuesto por el Manual de la C.F.E., para reducir los valores anteriores. Para ello se obtendrán coeficientes de reducción para cada dirección, de acuerdo a las figuras 26 a y b en función de los parámetros.

$$R_A = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L_x^2 A}$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L_y^2 A}$$

En este caso

$$\sum EI_x = 2 \left( 1107000 \times \frac{0.40 \times 1.00^3}{12} + 1107000 \times \frac{0.25 \times 1.5^3}{12} \right) = 290000 \text{ T/m}^2$$

$$\sum EI_y = 229500 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Se consideró } E = 0.5 \times 8000 \sqrt{f_c} \quad f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_x = 15.00 \text{ m} \quad \frac{L_x}{L_y} = \frac{15.00}{18.00} = 0.83$$

$$L_y = 18.00 \text{ m}$$

$$A = 15 \times 18 = 270 \text{ m}^2$$

$$E_s = \frac{I_p \cdot q \cdot L_x}{\Delta_c - \Delta_e}$$

$$\bar{\Delta}_c = \text{Asentamiento en el centro} = 14 \text{ cm}$$

$$\bar{\Delta}_e : \text{Asentamiento en la esquina} = 6 \text{ cm}$$

$I_p$  : Coeficiente obtenido de la Tabla I en función de:

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.83 \quad I_p = 0.61$$

$$q \quad \text{Presión media} = 3.185 \text{ T/m}^2$$

$$E_s = \frac{0.61 \times 3.185 \times 15.00}{(0.14 - 0.06)} = 364 \text{ T/m}^2$$

$$R_A = \frac{64 \times 229500}{364 \times 15^2 \times 270} = 0.66$$

$$\frac{R_A}{R_L} = 1.43$$

$$R_L = \frac{64 \times 229500}{364 \times 18^2 \times 270} = 0.46$$

Para la dirección larga se obtiene:

$$\text{Coeficiente de reducción} = 0.85$$

Para la dirección corta

$$\text{Coeficiente de reducción} : 0.90$$

Con estos coeficientes se reducen los asentamientos calculados y de la tabla de presiones normalizadas se obtienen los coeficientes para modificar las presiones en cada dieciseisavo del área.

## **EVOLUCIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES**

En el procedimiento que actualmente se realiza para el diseño de una cimentación, es muy común separar ésta de la estructura en función de las dificultades existentes para modelar al suelo e incorporarlo al modelo estructural. Actualmente se plantea la necesidad de resolver el problema de interacción llevándolo a soluciones prácticas que permitan al estructurista aprovechar las herramientas modernas de trabajo, con lo que el proceso de diseño estructural se transformará en algo más dinámico e integral.

El auge de las computadoras y el desarrollo de programas ha permitido modificar el proceso de diseño de estructuras con tendencia a la automatización.

En la fase de análisis, que es donde mayor impacto han tenido las computadoras, los programas modernos permiten plantear modelos complejos y sofisticados de la estructura, en los que se incluyen no solo barras sino tableros o paneles, que se modelan como elementos finitos. Asimismo es posible en la actualidad analizar estructuras tridimensionales con cientos de nodos y barras con una simple computadora personal.

En la fase de dimensionamiento la tarea es más sencilla, pues aquí no se requieren grandes matrices ni cantidades excepcionales de memoria y resulta relativamente fácil aprovechar los resultados del análisis para encadenarlos a un proceso del que se obtendrán miembros dimensionados en tantas secciones como se desee.

Finalmente los elementos estructurales diseñados pueden ordenarse en forma tal que se puedan representar en dibujos o planos convencionales.

A lo anterior habrá que agregar algunos detalles complementarios, así como una buena dosis de conocimientos, experiencia y criterio por parte del estructurista para completar el proceso de diseño, que en tales condiciones se hará más sencillo y confiable.

En el caso particular de las cimentaciones, uno de los problemas ancestrales ha sido resolver la interacción con el suelo y precisamente los programas de análisis son fundamentales para resolver problemas que como éste, involucran sistemas con un gran número de ecuaciones.

En la actualidad el problema de la interacción se puede resolver con las herramientas disponibles en la mayor parte de las oficinas dedicadas al diseño estructural o a la geotecnia y el único impedimento que existe para hacer práctica la solución es de falta de comunicación adecuada, más no de tipo técnico.

Una vez superada esta dificultad, se podrá incluir el suelo dentro del modelo de la estructura, en lugar de la separación que actualmente se hace al considerar a la estructura fija en la base de las columnas para posteriormente analizar en forma independiente a la cimentación

El ejemplo de programas que analizan, dimensionan y dibujan en forma integrada y que son ya una realidad, permitirá modificar el esquema que actualmente se maneja en el diseño estructural y algunas de sus etapas quedarán diluidas en el proceso

Conviene advertir, no obstante, sobre el riesgo que se corre al emplear este tipo de paquetes que adquieren el aspecto de una caja negra, en la que el diseñador proporciona información numérica muy sintetizada y obtiene un producto terminado en forma de planos constructivos, con lo que se pierde la posibilidad de detectar errores o mejorar las características de la estructura de acuerdo a los resultados de algunas de las etapas del proceso.

Al respecto conviene señalar que existen programas en los que la generación de información se puede realizar en forma gráfica, es decir, la estructura se dibuja y después se le asigna la numeración de nodos, miembros, apoyos, etc. y se le incluyen las cargas y propiedades. Esto permite tener una visión más objetiva de la estructura con lo que será más fácil detectar errores así como realizar las modificaciones requeridas.

También es posible obtener los resultados en forma gráfica, es decir se pueden tener dibujados los diagramas de momentos, cortantes y deformaciones, lo que permitirá verificar o calibrar los resultados del dimensionamiento.

ANEXOS  
AYUDAS DE DISEÑO

**Tabla III Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación<sup>1</sup>**

<i>a) movimientos verticales (hundimiento o emersión)</i>		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm <sup>(2)</sup>	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión	30 cm <sup>(2)</sup>	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
<i>b) Inclinación media de la construcción</i>		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3 h_c)$ por ciento	$h_c$ = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<i>c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</i>		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001

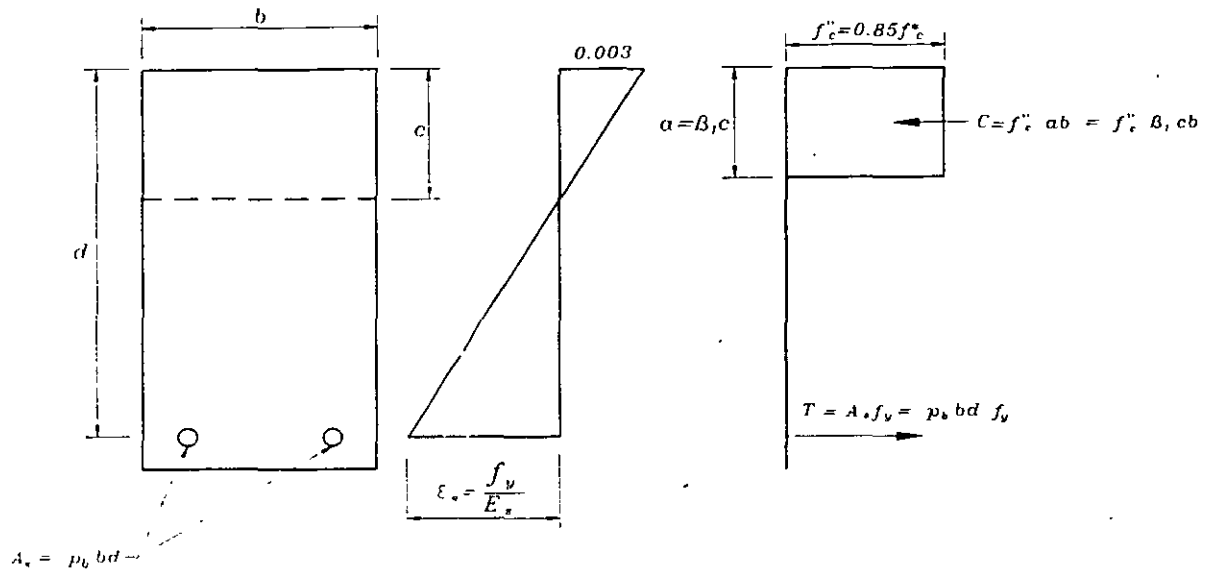
Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.

Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0 004
--	--	-------

Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015
---------------------------------	------------------------------------	-------

- <sup>1</sup> Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el Artículo 182 del Reglamento
- <sup>2</sup> En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.





$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2 \cdot 10^6}}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$C = T$$

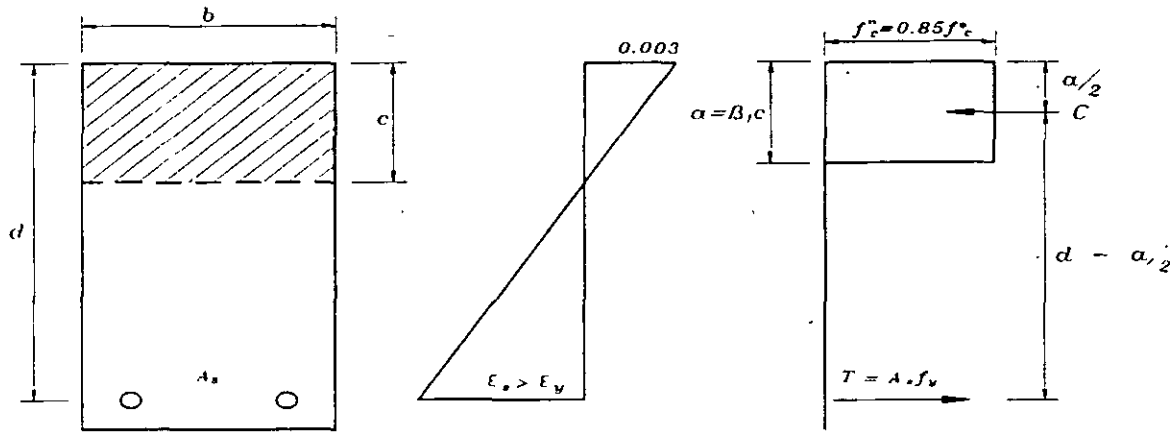
$$f_c'' \beta_1 c b = \rho_b b d f_y$$

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \beta_1 \frac{c}{d} = \frac{f_c''}{f_y} \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = \left( 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \right) \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

**DETERMINACION DEL PORCENTAJE BALANCEADO  
SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS  
(HIP. N.T.C.R.C.D.F.)**



$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c'' = 0.8 f_c^*$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = f_c'' b \quad \beta_1 c = f_c'' b \alpha$$

$$T = A_s f_y = \rho b d f_y$$

$$M_n = C \left( d - \frac{\alpha}{2} \right) = f_c'' b \alpha d \left( 1 - \frac{\alpha}{2d} \right)$$

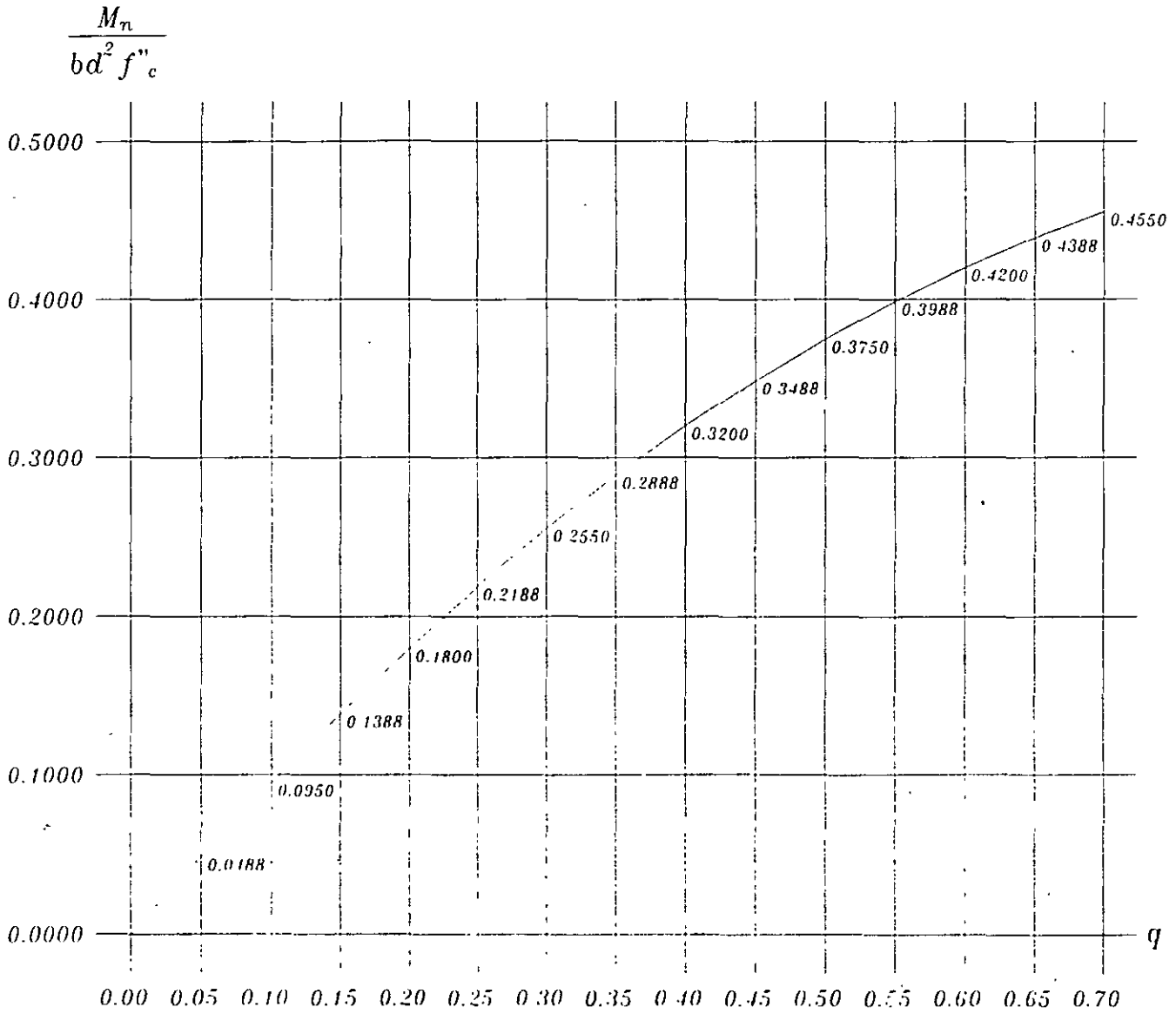
$$C = T \quad f_c'' \alpha b = \rho b d f_y$$

$$\alpha = \frac{\rho d f_y}{f_c''} = q d$$

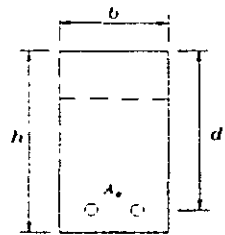
$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''} \quad \rho = q \frac{f_c''}{f_y}$$

$$M_n = f_c'' b d q d \left( 1 - \frac{q d}{2d} \right) = b d^2 f_c'' q \left( 1 - 0.5 q \right)$$

**MOMENTO NOMINAL RESISTENTE EN SECCIONES  
RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS  
(HIP. N. T. C. R. C. D. F.)  $\rho \leq \rho_b$**



$$M_n = bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$



$$q = \frac{A_s f_y}{bd f'_c}$$

**MOMENTOS RESISTENTES NOMINALES DE  
SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS (HIP.  
N.T.C.R.C.D.F.)  $q \leq q_b$**

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad p_b = 0.0202$$

P	$M_u/bd^2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	P	$M_u/bd^2$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0020	7.46	0.0113	36.84
0.0024	8.96	0.0117	37.94
0.0028	10.28	0.0121	39.01
0.0032	11.75	0.0125	40.09
0.0036	13.16	0.0130	41.13
0.0040	14.54	0.0134	42.17
0.0045	15.91	0.0138	43.70
0.0049	17.26	0.0142	44.19
0.0053	18.60	0.0146	45.17
0.0057	19.92	0.0150	46.14
0.0061	21.24	0.0154	47.09
0.0065	22.52	0.0158	48.04
0.0069	23.81	0.0162	48.96
0.0073	25.06	0.0166	49.88
0.0077	26.32	0.0170	50.77
0.0081	27.54	0.0174	51.65
0.0085	28.76	0.0178	52.51
0.0089	29.96	0.0182	53.37
0.0093	31.15	0.0186	54.19
0.0097	32.31	0.0190	55.02
0.0101	33.48	0.0194	55.81
0.0105	34.61	0.0198	56.61
0.0109	35.74	0.0202	57.37

**Momentos últimos en vigas rectangulares simplemente armadas (HIP.N.T.C. R.C.D.F.)**

$$P \leq p_b$$

**LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS A TENSIÓN,  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
(Varillas bajas)**

DIAMETRO DE LA VARILLA	RESISTENCIA DEL CONCRETO $f_c \text{ Kg/cm}^2$			
	200	250	300	350
3/8"	31	28	25	23
1/2"	41	37	34	31
5/8"	52	46	42	39
3/4"	62	56	51	47
7/8"	76	69	63	55
1"	100	90	82	76
1 1/4"	157	140	128	118
1 1/2"	226	202	184	171

Valores obtenidos de  $L_{dh} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$

suponiendo  $c = 5 \text{ cm}$   $K_{tr} = 0$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL (ANEXO 1)

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003**

```

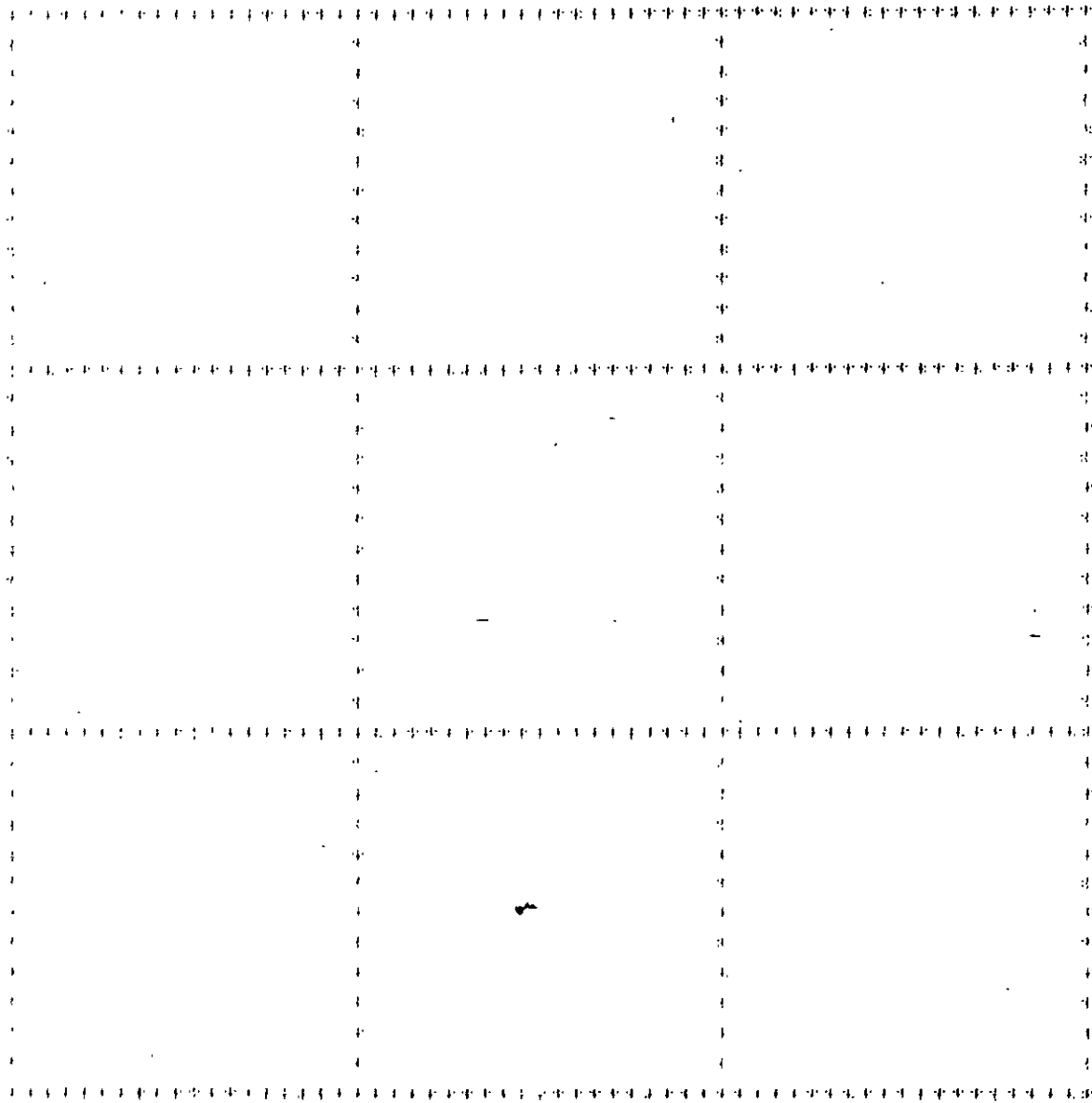
*****
          S T A A I   III
          REVISION 10.2 (VERSION 10 LEVEL 2)
          PROPRIETARY PROGRAM OF
          RESEARCH ENGINEERS, INC.
          DATE=      MAY 20, 1988
          TIME=      9:29:31
*****

```

1. STAIR FLOOR PRUEBA PROGRAMA ISETL2 PRUEBA
2. UNIT METER MTON
3. JOIN COOR
4. 1 0.0 0.0 0.0 4 0.0 0.0 12
5. REPEAT 3 4.0 0.0 0.0
6. MEMBER INCI
7. 1 1 2:1 2 3:3 3 4:4 5 6:5 6 7:6 7 8
8. 7 9 10:8 10 11:9 11 12:10 12 14:11 14 15:12 15 16
9. 12 1 5:14 5 9:15 9 13:16 2 6:17 6 10: 13 10 14
10. 18 2 7:20 7 11:21 11 15:22 4 8:23 8 10:24 12 16
11. MEMBER PROP
12. 1 TO 24 PRISM AN 9.24 IE 0.0138 IY 0.0018
13. UNIT
14. E 310000 ALL
15. UNIT
16. 1 FIXED BUT NO NX NO UFX 548
17. 2 FIXED BUT NO NY NO UFY 517
18. 3 FIXED BUT NO NZ NO UFZ 552
19. 4 FIXED BUT NO NX NO UFX 654
20. 5 FIXED BUT NO NY NO UFY 606
21. 6 FIXED BUT NO NZ NO UFZ 660
22. 7 FIXED BUT NO NX NO UFX 708
23. 8 FIXED BUT NO NY NO UFY 506
24. 9 FIXED BUT NO NZ NO UFZ 514
25. 10 FIXED BUT NO NX NO UFX 348
26. 11 FIXED BUT NO NY NO UFY 414
27. 12 FIXED BUT NO NZ NO UFZ 410
28. 13 FIXED BUT NO NX NO UFX 648
29. 14 FIXED BUT NO NY NO UFY 520
30. 15 FIXED BUT NO NZ NO UFZ 505
31. 16 FIXED BUT NO NX NO UFX 605
32. PLOT PLANE NO

\*\*\*\*\*

COORDINATES ORIENTATION



PLOT PLANE XC 0.00

HORIZONTAL LENGTH= 12.00, MAX. VERTICAL LENGTH = 12.00

\*\*\*\*\* END OF PLOT \*\*\*\*\*

DO NOT PRINT THIS INFORMATION.

\*\*\*\*\* END OF PRINT \*\*\*\*\*



PRUEBA PROGRAMA ISETL2 PRUEBA

11/01/00 3

ORIGINAL BANDWIDTH = 4  
REDUCED BANDWIDTH = 4

MEMBER INFORMATION

-----

MEMBER	START JOINT	END JOINT	LENGTH (METS)	BETA (DEG)	RELEASES
1	1	2	4.000	0.00	0000000000000
2	2	3	4.000	0.00	0000000000000
3	3	4	4.000	0.00	0000000000000
4	5	6	4.000	0.00	0000000000000
5	6	7	4.000	0.00	0000000000000
6	7	8	4.000	0.00	0000000000000
7	9	10	4.000	0.00	0000000000000
8	10	11	4.000	0.00	0000000000000
9	11	12	4.000	0.00	0000000000000
10	10	14	4.000	0.00	0000000000000
11	14	15	4.000	0.00	0000000000000
12	15	16	4.000	0.00	0000000000000
13	1	5	4.000	0.00	0000000000000
14	5	9	4.000	0.00	0000000000000
15	9	13	4.000	0.00	0000000000000
16	1	6	4.000	0.00	0000000000000
17	6	10	4.000	0.00	0000000000000
18	10	14	4.000	0.00	0000000000000
19	3	7	4.000	0.00	0000000000000
20	7	11	4.000	0.00	0000000000000
21	11	15	4.000	0.00	0000000000000
22	4	8	4.000	0.00	0000000000000
23	8	12	4.000	0.00	0000000000000
24	12	16	4.000	0.00	0000000000000

\*\*\*\*\* END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE \*\*\*\*\*

- 34. LOADING 1 ON
- 35. JOID LOAD
- 36. 1 Fy =20.1
- 37. 2 Fy =40.2
- 38. 3 Fy =60.1
- 39. 4 Fy =20.7
- 40. 5 Fy =40.2
- 41. 6 Fy =61.5
- 42. 7 Fy =17.1
- 43. 8 Fy =39.3
- 44. 9 Fy =40.6
- 45. 10 Fy =26.6
- 46. 11 Fy =50.7
- 47. 12 Fy =20.3
- 48. 13 Fy =20.0
- 49. 14 Fy =41.2
- 50. 15 Fy =28.7
- 51. 16 Fy =18.7
- 52. RELEASED

33 CHECK THE LOAD DATA.  
34 PROCESSING SUPPORT CONDITION.  
44 PROCESSING AND SETTING UP LOAD VECTOR.  
  
63 PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX. 9:40:14  
64 PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX. 9:40:18  
74 PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION. 9:40:20  
83 CALCULATING JOINT DISPLACEMENT. 9:40:22  
84 CALCULATING ELEMENT FORCES. 9:40:24  
  
93. PRINT FINAL RESULT

JOINT DISPLACEMENT (CM) RADIANS STRUCTURE TYPE = FLOOR

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	1	0.00000	-4.16610	0.00000	0.01383	0.00000	-0.01351
2	1	0.00000	-8.79155	0.00000	0.00703	0.00000	-0.02875
3	1	0.00000	-8.84264	0.00000	-0.00686	0.00000	-0.02885
4	1	0.00000	-4.21363	0.00000	-0.01393	0.00000	-0.01323
5	1	0.00000	-8.66741	0.00000	0.02891	0.00000	-0.00670
6	1	0.00000	-18.33634	0.00000	0.01469	0.00000	-0.01408
7	1	0.00000	-18.42299	0.00000	-0.01451	0.00000	-0.01416
8	1	0.00000	-8.62361	0.00000	-0.02949	0.00000	-0.00642
9	1	0.00000	-8.63482	0.00000	0.02855	0.00000	0.00681
10	1	0.00000	-18.18872	0.00000	0.01455	0.00000	0.01459
11	1	0.00000	-18.27532	0.00000	-0.01445	0.00000	0.01474
12	1	0.00000	-8.49597	0.00000	-0.02945	0.00000	0.00630
13	1	0.00000	-4.13088	0.00000	0.01349	0.00000	0.01340
14	1	0.00000	-8.62233	0.00000	0.00670	0.00000	0.62958
15	1	0.00000	-8.58655	0.00000	-0.00608	0.00000	0.62896
16	1	0.00000	-4.02650	0.00000	-0.01366	0.00000	0.01331

SUPPORT REACTIONS - UNIT: TON METE      STRUCTURE TYPE = FLOOR

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
1	1	0.00	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	45.01	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1	0.00	48.81	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	0.00	27.77	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	0.00	43.85	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1	0.00	55.97	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1	0.00	71.48	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1	0.00	43.64	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1	0.00	44.38	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1	0.00	63.30	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1	0.00	75.66	0.00	0.00	0.00	0.00
12	1	0.00	35.09	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1	0.00	28.81	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1	0.00	44.84	0.00	0.00	0.00	0.00
15	1	0.00	43.36	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1	0.00	28.37	0.00	0.00	0.00	0.00

MEMBER END FORCES      STRUCTURE TYPE = FLOOR

-----  
 ALL UNITS ARE -- KTON METE

MEMBER	LOAD	IT	AXIAL	SHEAR-1	SHEAR-2	TORSION	MOB-7	MOB-8
1	1	1	0.00	3.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.00	-3.44	0.00	0.00	0.00	13.77
2	1	2	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	-13.77
		2	0.00	-0.13	0.00	0.00	0.00	14.31
3	1	3	0.00	-2.58	0.00	0.00	0.00	-14.31
		4	0.00	2.58	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	5	0.00	7.19	0.00	0.00	0.00	0.00
		6	0.00	-7.19	0.00	0.00	0.00	22.76
5	1	6	0.00	0.38	0.00	0.00	0.00	-22.76
		7	0.00	-0.38	0.00	0.00	0.00	30.30
6	1	7	0.00	-7.57	0.00	0.00	0.00	-30.30
		8	0.00	7.57	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1	9	0.00	7.08	0.00	0.00	0.00	0.00
		10	-0.00	-7.08	0.00	0.00	0.00	28.32
8	1	10	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	-28.32
		11	0.00	-0.50	0.00	0.00	0.00	30.32
9	1	11	0.00	-7.58	0.00	0.00	0.00	-30.32
		12	0.00	7.58	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1	13	0.00	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00
		14	0.00	-3.43	0.00	0.00	0.00	13.74
11	1	15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-13.74
		15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.72
12	1	15	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	-12.72
		16	0.00	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1	1	0.00	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00
		5	0.00	-3.45	0.00	0.00	0.00	13.82
14	1	5	0.00	-0.08	0.00	0.00	0.00	-13.82
		9	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00	13.57
15	1	9	0.00	-2.38	0.00	0.00	0.00	-13.57
		17	0.00	2.29	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1	1	0.00	7.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		5	0.00	-7.42	0.00	0.00	0.00	29.52

)

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = FLOOR

ALL UNITS ARE -- KILOGR METE

MEMBER	LOAD	IT	AXIAL	SHEAR-X	SHEAR-Y	TORSION	MOM-X	MOM-Y
17	1	7	0.00	-0.35	0.00	0.00	0.00	-28.60
		10	0.00	0.35	0.00	0.00	0.00	28.60
18	1	10	0.00	-7.07	0.00	0.00	0.00	-28.70
		14	0.00	7.07	0.00	0.00	0.00	0.00
19	1	11	0.00	-7.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		7	0.00	7.42	0.00	0.00	0.00	28.70
20	1	7	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.00	-28.70
		13	0.00	0.24	0.00	0.00	0.00	28.70
21	1	11	0.00	-7.19	0.00	0.00	0.00	-28.70
		15	0.00	7.19	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1	7	0.00	-3.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		12	0.00	3.40	0.00	0.00	0.00	12.95
23	1	7	0.00	-0.25	0.00	0.00	0.00	-12.97
		13	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	12.97
24	1	7	0.00	-3.24	0.00	0.00	0.00	-12.97
		14	0.00	3.24	0.00	0.00	0.00	0.00

\*\*\*\*\* END OF LATEST ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

14. FINISH

8

\*\*\*\*\* END OF INPUT \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* PAGE 04 OF 08 \*\*\*\*\* TIME = 01:04 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

FOR QUESTION ON THIS VERSION OF THE PROGRAM, CALL  
 RESEARCH ENGINEERS, INC AT (609) 983-3050  
 TELE: 495-4005 FAX: (609) 983-3805

\*\*\* RESULTADO \*\*\*

(C) Abraham Elistein R.

PROGRAMA DE LA OBRAS: Local

RESULTADOS DE LA 1.ª ITERACION

\* PRIMERA OBTENIDA CANTIDAD:  
No. DE COLUMNAS= 16  
No. DE COORDINACION (m)= 0  
CARGA DISEÑADA (ton/0.2m)= 0  
NÚMERO DE ESTRATOS= 4

COORDENADAS DEL TERRENO

Orden	X	Y
1	0.00	0.00
2	12.00	0.00
3	12.00	12.00
4	0.00	12.00

COORDENADAS Y AREAS ASOCIADAS

Orden	Orden	Area	X0	Y0
1	1	4.00	0.00	0.00
2	4	3.00	4.00	0.00
3	4	3.00	8.00	0.00
4	4	3.00	12.00	0.00
5	4	3.00	0.00	4.00
6	4	3.00	4.00	4.00
7	4	3.00	8.00	4.00
8	4	3.00	12.00	4.00
9	4	3.00	0.00	8.00
10	4	3.00	4.00	8.00
11	4	3.00	8.00	8.00
12	4	3.00	12.00	8.00
13	4	3.00	0.00	12.00
14	4	3.00	4.00	12.00
15	4	3.00	8.00	12.00
16	4	3.00	12.00	12.00



COMPLEJIDADES DE LAS OBRAS (Poros X/Y)

Gr. Aren	P a r e d e V a l o r e s X, Y							
1	0.00	0.00	2.00	0.00	2.00	2.00	0.00	2.00
2	2.00	0.00	6.00	0.00	6.00	2.00	2.00	2.00
3	6.00	0.00	10.00	0.00	10.00	2.00	6.00	2.00
4	10.00	0.00	12.00	0.00	12.00	2.00	10.00	2.00
5	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00	6.00	0.00	6.00
6	2.00	2.00	4.00	2.00	6.00	6.00	2.00	6.00
7	6.00	2.00	10.00	2.00	10.00	6.00	6.00	6.00
8	10.00	2.00	12.00	2.00	12.00	6.00	10.00	6.00
9	0.00	6.00	2.00	6.00	2.00	10.00	0.00	10.00
10	2.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	2.00	10.00
11	6.00	6.00	10.00	6.00	10.00	10.00	6.00	10.00
12	10.00	6.00	12.00	6.00	12.00	10.00	10.00	10.00
13	0.00	10.00	2.00	10.00	2.00	12.00	0.00	12.00
14	2.00	10.00	4.00	10.00	6.00	12.00	2.00	12.00
15	6.00	10.00	10.00	10.00	10.00	12.00	6.00	12.00
16	10.00	10.00	12.00	10.00	12.00	12.00	10.00	12.00

PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS

Estrato	Prof. Max.	Peso Vol.	Pres. Poros	Tipo
1	2	1.5	0	lc
2	3	1.5	1.5	c
3	8	1.5	4.5	lc
4	17	1.7	9.5	c

COMPLEJIBILIDADES

Estrato	Imp. Lit.	Relaciones de Valores						
1	6	7.150	2.030	4.850	4.770	3.200	2.500	
2	7	9.530	3.470	5.270	3.750	6.030	4.150	3.510

Gr. Aren	ESQUELAMIENTO	RESORTE	DESCARGA	PRESION
Gr.	cm	ton/cm	ton	ton/cm <sup>2</sup>
1	5.78	5.31	20.10	5.07
2	6.26	4.93	40.20	5.11
3	6.45	5.40	45.30	5.64
4	7.03	5.41	20.70	5.10
5	6.17	4.92	40.20	5.03
6	10.20	4.47	81.50	5.09
7	10.33	4.75	87.10	5.44
8	6.13	4.67	30.90	4.97
9	6.14	4.99	40.40	5.07
10	10.05	4.24	74.80	4.77
11	10.10	5.01	90.70	5.27
12	7.71	3.86	30.50	3.81
13	1.75	5.33	20.60	5.06
14	6.13	3.07	41.20	5.17
15	6.48	4.50	78.60	4.95
16	7.16	3.38	17.70	3.87

Y Y K I S E L T 3 0 1 . 0 \* X Y

(R) Abraham Eilattein R.

NUMERO DE LA OBRA: 16-01s

RESULTADOS DE LA 2 a. ITERACION

PROGRAMA DE LAS COLUMNAS

- NO. DE COLUMNAS= 16  
- PROF. DE CALIFICACION (m)= 0  
- CARGA UNIFORMADA (ton/m<sup>2</sup>)= 0  
- NUMERO DE ESTRATOS= 4

ORDEN No.	ASENTAMIENTO cm	K-PESORTE ton/cm	DESCARGA ton	PRESION ton/m <sup>2</sup>
1	4.00	6.34	25.90	6.47
2	9.61	5.05	43.50	6.44
3	9.89	5.47	47.60	5.77
4	4.13	6.24	26.60	6.85
5	9.52	5.00	42.00	5.72
6	10.37	3.82	70.80	4.43
7	10.07	4.00	75.60	4.71
8	8.00	5.01	47.50	6.31
9	8.00	5.00	43.00	5.79
10	10.00	3.85	63.70	4.17
11	10.00	4.31	72.50	4.75
12	4.37	4.03	37.30	4.16
13	4.05	6.34	25.70	6.43
14	9.43	3.14	43.00	5.73
15	9.00	4.00	47.10	5.26
16	3.97	6.43	25.50	6.39

\*\*\* ISELT2 01.0 \*\*\*

(C) Abraham Ellstein R.

NOMBRE DE LA OBRA: 16cols

RESULTADOS DE LA 3 a. ITERACION

8 PRECISY CON 16 COLUMNAS  
No. DE COLUMNAS= 16  
PROG. DE EXCENTRICIDAD (cm)= 0  
CARGA COEFERENCIA (tona/m<sup>2</sup>)= 0  
NUMERO DE ESPALDOS= 4

CORO No.	YCENTRAMIENTO cm	RE-RESORTE Lon/m	DESCARGA Lon	PRESION Lon/m <sup>2</sup>
1	4.15	4.47	26.90	4.72
2	0.69	5.17	40.50	5.37
3	8.77	5.52	40.40	6.05
4	3.19	6.59	27.60	6.20
5	8.60	5.06	43.50	5.41
6	10.60	3.65	67.00	4.21
7	18.69	3.28	72.50	4.53
8	0.57	5.06	43.40	5.41
9	0.57	5.14	44.00	5.50
10	19.44	3.48	64.10	4.01
11	19.47	4.14	76.40	4.78
12	7.35	4.15	34.50	4.31
13	4.11	5.49	26.70	6.60
14	0.54	5.20	44.50	5.54
15	9.51	5.05	43.00	5.38
16	2.03	6.55	26.40	6.60

\*\*\* ISELT2 V1.0 \*\*\*

(E) Abraham Eilstein E.

NUMERO DE LA OBRA: 160013

RESULTADOS DE LA 4 a. ITERACION

3 PUNTOS CON LAS COLUMNAS

NO. DE COLUMNAS= 16  
MARG. DE EXCENTRICIDAD (cm)= 0  
CARGA COMPRESIVA (ton/cm<sup>2</sup>)= 0  
NUMERO DE ITERACIONES= 4

PODO No.	ASENTAMIENTO cm	K-RESORTE ton/cm	DESCARGA ton	PRESSION ton/cm <sup>2</sup>
1	9.16	6.40	27.00	6.75
2	8.71	7.13	49.00	7.13
3	8.80	5.55	48.80	6.10
4	4.21	6.61	27.80	6.90
5	8.60	5.00	43.90	5.40
6	18.61	3.59	66.00	3.10
7	18.70	3.82	71.50	4.40
8	8.50	5.00	43.80	5.40
9	8.50	3.10	44.40	5.10
10	18.48	3.43	63.30	3.90
11	18.48	4.10	55.70	4.70
12	8.30	4.10	55.10	4.30
13	4.10	6.50	26.80	6.70
14	8.50	5.00	44.80	5.60
15	8.50	5.00	43.40	5.40
16	4.00	6.33	28.40	6.60



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES  
(ANEXO II)

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003**

# LA COLABORACION GEOTECNISTA-ESTRUCTURISTA EN EL CALCULO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Abraham Ellstein Russek  
Raúl Granados Granados

## RESUMEN

Para la aplicación rutinaria del análisis de interacción suelo-estructura existe la barrera de la especialización de geotecnistas y estructuristas. Con objeto de rodearla se presenta un esquema de colaboración en el trabajo que deja a cada especialista la labor que le corresponde.

La transmisión de esfuerzos en la masa del suelo se evalúa con una matriz de influencias creada por el geotecnista, quien además provee los datos de estratigrafía y compresibilidad para el cálculo de asentamientos. Mediante un programa dedicado, el estructurista puede recalcular asentamientos variando únicamente el vector de cargas; presentándose en el texto una vía iterativa de solución de la subestructura tridimensional para que el estructurista se preocupe únicamente de su análisis.

## INTRODUCCION

El problema de interacción suelo-estructura en edificios está planteado desde hace largo tiempo y consiste en determinar las deformaciones del suelo y los esfuerzos en la estructura, debidos a un conjunto de cargas pertenecientes al sistema estructural, que cuenta con rigidez propia y que impone una condición de compatibilidad.

A su vez la masa de suelo es un medio continuo donde el efecto de una sobrecarga se transmite a distancia de acuerdo con las propiedades del material. El problema es de grado de complejidad importante y su instrumentación práctica solo es posible con la manipulación y procesamiento rápido de un gran volumen de datos.

Los primeros esfuerzos para atacar el problema fueron debidos probablemente a Winkler en 1867, modelando al suelo como una serie de resortes inconexos. Biot en 1937 (1) introdujo la noción del suelo como un medio elástico continuo y Hetenyi en 1946 (2) resolvió la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno de la viga sobre cimentación elástica, proveyendo soluciones para docenas de casos particulares sobre la hipótesis de que el módulo de reacción de la subrasante medido en la superficie es representativo de toda la masa. En 1980 Zeevaert (3) publica su contribución a los intentos por dar una solución razonable, que tome en cuenta la estratigrafía y compresibilidad del subsuelo, pero aborda el caso bidimensional y utiliza el método de las flexibilidades para el análisis estructural; limitando así su utilización rutinaria. Sánchez Martínez (4), Demegenghi (5) y otros parten del trabajo de Zeevaert y hacen esfuerzos por eliminar los inconvenientes mencionados, consiguiendo que desde un punto de vista técnico el problema quede resuelto.

En otras partes del mundo se desarrolla vigorosamente el método del elemento finito que encuentra una poderosa aplicación en el problema general de interacción suelo-estructura, a través del uso intensivo de computadoras con gran capacidad de memoria.

A pesar de todo esto los análisis de interacción cimentación-suelo en la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Cd. de México son escasos y difícilmente puede considerarse que se realicen rutinariamente. La barrera existente no es ya de índole técnica sino funcional, debido a la especialización de geotecnistas y estructuristas, cada uno parte del equipo multidisciplinario requerido para llevar a cabo los análisis en la práctica.

Aprovechando los medios disponibles y creando los necesarios, queda por instrumentar un procedimiento de colaboración geotecnista-estructurista que use las líneas de comunicación existentes y divida el trabajo de manera que cada especialista aborde únicamente problemas de su incumbencia.

## COMPORTAMIENTO DEL SUELO

### Esfuerzos en el suelo

Para visualizar el problema de la cimentación superficial, que es probablemente más general que el de una cimentación piloteada, se propone el caso sencillo de una losa corrida de cimentación rigidizada con una retícula de contratrabes, (fig. 1) que recibe las descargas de la estructura en sus  $n$  nodos y las transmite en forma de presiones uniformes a un depósito que contiene  $m$  estratos o substratos compresibles, a través de áreas de la losa asociadas con cada columna.

La  $j$ -ésima columna descarga la fuerza  $Q_j$ , a la que se asigna el área asociada  $A_j$  prescrita por el estructurista, misma que podrá ser un polígono general de cualquier superficie. La presión que actúa sobre cada área asociada vale

$$P_j = Q_j/A_j$$

Así queda planteado el problema de hallar los incrementos de esfuerzo  $\Delta_{ijk}$ , debidos a la presión que actúa en la  $j$ -ésima área, bajo la columna  $i$ -ésima y a la profundidad media del  $k$ -ésimo estrato (figs. 2 y 3).

Damy y Casales (6) integraron las fórmulas elásticas - - - (Boussinesq, Westergaard, Fröhlich) para el cálculo de distribución de esfuerzos en el caso de un triángulo cargado uniformemente en la superficie del semiespacio, y con ello se resolvió el problema para polígonos generales. Varios autores coinciden en señalar que la solución más apegada a las condiciones del subsuelo de la Cd. de México es la de Fröhlich con  $X = 2$ . Para el caso de Boussinesq el método de Damy y Casales ha sido programado mediante ECDAMY (7), mismo que puede ser fácilmente convertido al caso de Fröhlich que interesa.

Si todas las  $P_j$  son unitarias entonces  $\Delta_{ijk}$  se convierte en el coeficiente de influencia del área  $A_j$  bajo  $i$  en  $k$ , pudiéndose ordenar convenientemente en la matriz de influencias  $|I_{ijk}|$ . Si ésta se multiplica por el vector de presiones  $|P_j|$  se obtiene



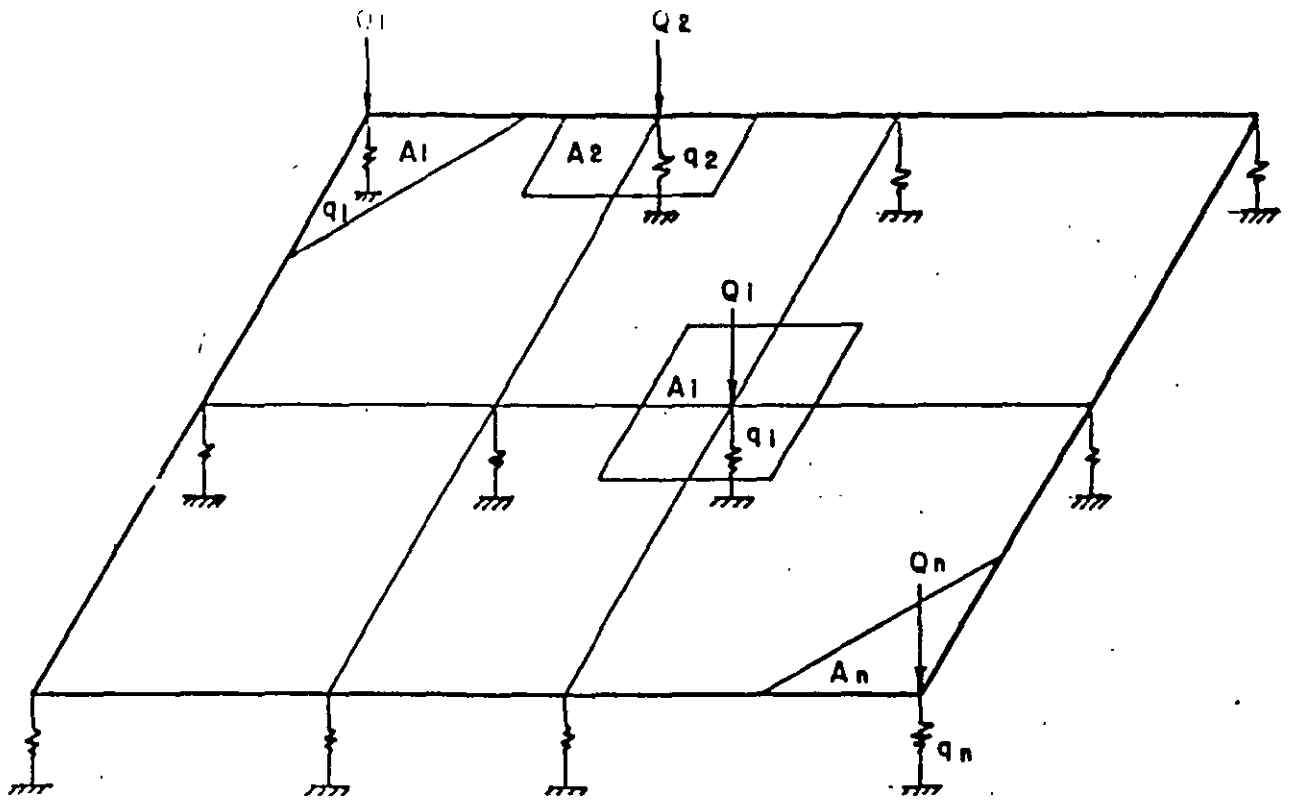


FIG. 1

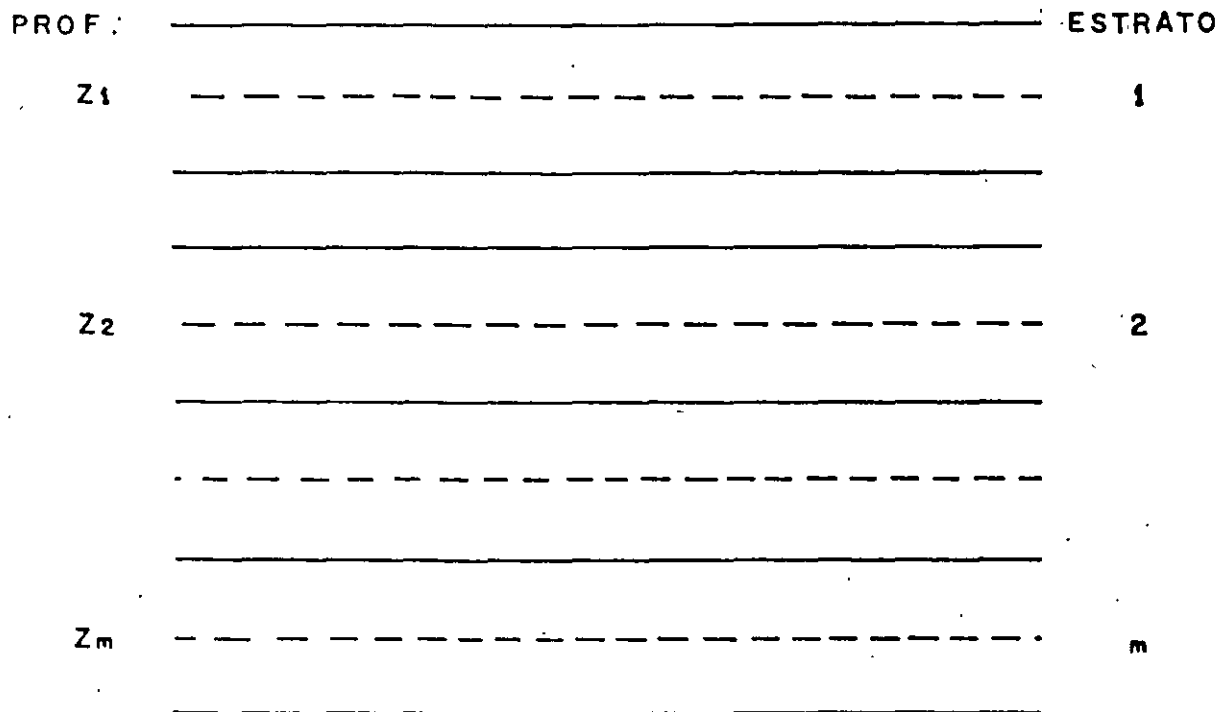


FIG. 2

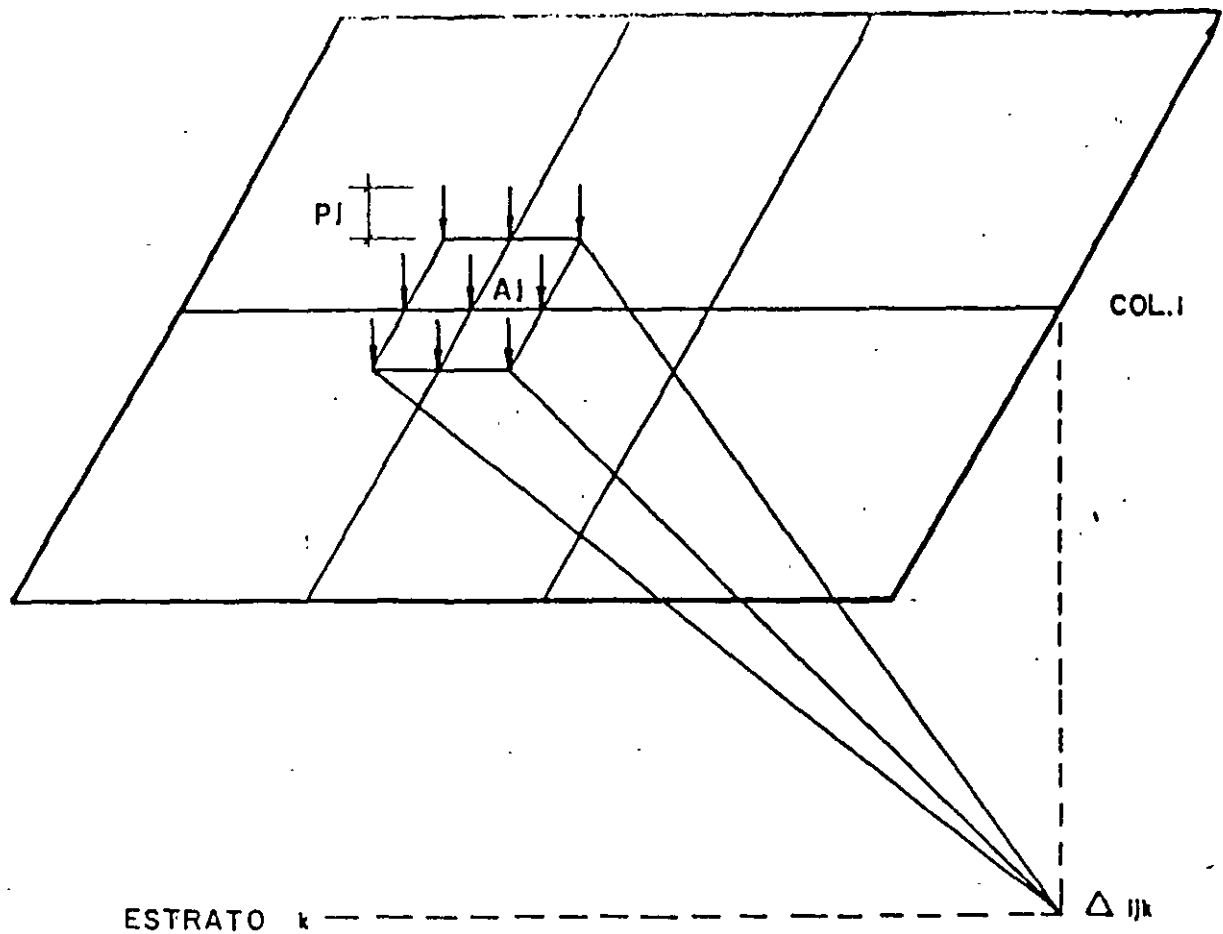


FIG. 3

la matriz  $|\Delta\sigma_{ik}|$  que contiene los incrementos de esfuerzo bajo cada columna y en todos los estratos o subestratos. Esto mismo puede ser expresado matricialmente como:

$$|\Delta\sigma_{ik}| = |I_{ijk}| \times |P_j| \quad i=j=1,2 \dots n; \quad k=1,2 \dots m$$

#### Compresibilidades

Se supone que los estratos son horizontales y de propiedades constantes. La compresibilidad es función del nivel de esfuerzos y ésta se determinará solamente para la profundidad media de cada estrato o subestrato. Para aumentar la precisión de los cálculos un estrato puede subdividirse en el número de subestratos que se desee.

La implementación práctica de los conceptos aquí presentados es el siguiente paso, y los autores se proponen crear un sistema de programas para ser utilizado de inmediato en el diseño estructural de cimentaciones.

#### REFERENCIAS

- (1) Biot, M.A. (1937). Bending of an infinite beam on an elastic foundation. JAJ, ASME59 pp A1-A7.
- (2) Hetenyi, M. (1946). Beams on elastic foundations, The University of Michigan Press, Ann Arbor.
- (3) Zeevaert, L. (1980). Interacción suelo-estructura de cimentación, LIMUSA, México.
- (4) Sánchez Martínez, J.L. y Enríquez, P.M. (1982). Un método de solución al problema de interacción suelo-estructura en cimentaciones someras, Memorias del III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich.
- (5) Demeneghi, A. (1985). Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction, Proceedings XI ICSMFE, pp 741-745, San Francisco.
- (6) Damy, J. y Casales, C. (1985). Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded, Proceedings XI ICSMFE, pp 733-736, San Francisco.
- (7) Ellstein, A. (1985). ECDAMY, programa de computadora para instrumentar el método de Damy-Casales. No publicado.
- (8) Ellstein, A. (1985). Mecánica de suelos con ayuda de micro-computadora, pp 49-53, México.

La deformabilidad de los materiales está expresada por la curva de compresibilidad, también conocida como la curva e-logp. Para el caso planteado todos los incrementos de esfuerzo son positivos (compresión) y por tanto se puede trabajar únicamente con la rama descendente, prescindiendo de la rama de expansión normalmente presentada como parte de la curva; misma que se determina o estima con base en un número de puntos e-p medidos en el laboratorio o calculados a partir de las propiedades índice de los suelos; ajustándose una curva suave que pase por todos ellos. La función resultante no es sencilla ni mucho menos lineal y para determinar analíticamente un valor de e para cualquier valor de p se requiere de un dispositivo interpolador, representado por el programa INEWTN (8). Cada estrato compresible requiere de una curva de compresibilidad y de las cotas que lo limiten; es decir, de su espesor. Estos datos son los que definen la compresibilidad del depósito en su conjunto, necesarios para llevar a cabo los cálculos de asentamientos, y por tanto responsabilidad del geotecnista.

### Cálculo de asentamientos

Primero es necesario determinar los esfuerzos efectivos  $p_{0k}$  a la mitad de cada estrato para así también determinar la relación de vacíos inicial  $e_{0k}$ ; además bajo cada columna se tendrán los valores  $\Delta\sigma_{ik}$  calculados con la matriz de influencias y con el vector de cargas, de manera que será posible fijar el valor de la presión final  $p_{fik} = p_{0k} + \Delta\sigma_{ik}$  y con ella la relación de vacíos final  $e_{fik}$ . La compresión de cada estrato y por tanto su contribución al asentamiento bajo cualquier columna será

$$\delta_{ik} = H_k \times (e_{fik} - e_{0k}) / (1 + e_{0k})$$

donde  $H_k$  es el espesor del estrato. El asentamiento total bajo cualquier columna resulta entonces de

$$S_i = \sum_{k=1}^n \delta_{ik}$$

El trabajo de proveer los datos de esfuerzos efectivos iniciales es responsabilidad exclusiva del geotecnista, pero el cálculo de todo lo necesario para arribar al valor de los asentamientos debe estar al alcance de ambos especialistas mediante un programa creado por el geotecnista, que evalúe  $|I_{ijk}|$  y después  $|\delta_{ik}|$  y  $|S_i|$ .

### Resumen de trabajos relativos al suelo

Conocidas las características geométricas del proyecto y un vector cualquiera de las cargas bajadas por las columnas, el cálculo de asentamientos es automático mediante la integración y uso de todos los programas mencionados. La matriz de influencias es invariable así como el conjunto de curvas de compresibilidad. Al variar el vector de cargas varían los asentamientos, pero el recálculo se lleva a cabo con un mismo algoritmo. Todos los elementos relativos al subsuelo, necesarios para llegar a esta etapa, caen dentro de las responsabilidades del geotecnista.

### COMPATIBILIDAD CON LA ESTRUCTURA

La estructura se representa mediante una parrilla de contratraveses, con las cargas y reacciones perpendiculares a su plano. Su rigidez es la propia de las contratraveses de la subestructura más un cierto incremento calculado o estimado de la contribución de la estructura a tal rigidez.

Se conocen las descargas  $Q_i$  y con ellas se calculan los asentamientos  $S_i$  suponiendo una rigidez nula de la estructura, de tal manera que pueden calcularse las constantes  $K_i$  de unos resortes virtuales localizados bajo los nodos de la parrilla. Estos resortes son de Winkler en apariencia porque están inconexos, pero en realidad el cálculo de  $K_i$  incluye el trabajo del suelo como medio continuo.

Con la ayuda de un programa como STAAD, ISPACE, NASTRAN o cualquier otro que permita calcular una parrilla plana sobre resortes, se aplican las cargas  $Q_i$  (incluyendo el peso propio de la subestructura), colocándose los resortes virtuales bajo los nodos para proveer las reacciones. El análisis arroja como resul-

trabaja en función de los resortes contra los nodos  $q_i$  y sus deformaciones  $s_i$ . Para determinar si el problema puede considerarse resuelto es necesario especificar la diferencia máxima permisible entre  $S_i$  y  $s_i$  (e.g. 5%). En caso de ser rebasada hay que calcular nuevos asentamientos,  $S_i$ , utilizando un nuevo vector de presiones determinado con los valores de las reacciones  $q_i$  y con ellos establecer los nuevos valores de las constantes  $-K_i$ ; iterando para obtener las nuevas deformaciones de los resortes,  $s_i$ , y poder establecer las diferencias  $S_i - s_i$ . El proceso debe ser rápidamente convergente para la mayoría de los casos, obteniéndose finalmente la configuración real de asentamientos por efecto de la rigidez de la estructura.

Los asentamientos diferenciales permitirán el cálculo de los elementos mecánicos en subestructura y estructura, que inducirán cambios en las descargas  $Q_i$ . Si los cambios son importantes hay que reiniciar el proceso iterativo, pero utilizando la última configuración de asentamientos como punto de partida.

La magnitud de los asentamientos así determinada corresponde al 100 % de consolidación primaria, misma que tardará un cierto tiempo en ocurrir. Las deformaciones de la estructura no son instantáneas sino diferidas y por tanto las propiedades elásticas de los materiales estructurales no son las medidas con las pruebas rápidas usuales. Para el caso del concreto armado en la Cd. de México el componente diferido puede ser tomado en cuenta multiplicando el módulo de elasticidad del concreto por un factor menor que uno y probablemente del orden de 0.2 ó 0.25.

### Resumen de los trabajos estructurales

El establecimiento de la planta estructural, la prescripción de las áreas asociadas con cada columna, la definición del vector de cargas y la verificación de la compatibilidad -por iteraciones- de las deformaciones, caen dentro de los trabajos a realizar por el estructurista; quien tiene en sus manos la realización final de los trabajos de análisis de interacción.

## ESQUEMA DE FLUJO

- 1.- Estudio del subsuelo, determinación de la estratigrafía, pesos volumétricos, presiones de poro y compresibilidades. (Geotecnista).
- 2.- Estructuración de la obra, bajada de cargas con estimación del peso de la subestructura y prescripción de áreas asociadas con las columnas. (Estructurista).
- 3.- Determinación de la matriz de influencias y cálculo de asentamientos para estructura flexible ( $S_i$ ). (G)
- 4.- Cálculo de las constantes de los resortes  $K_i = Q_i/S_i$  en caso de inicio de iteraciones o de venir del paso 6; o como  $K_i = q_i/S_i$  en caso contrario. (E)
- 6.- Análisis de la parrilla con obtención de las reacciones de los resortes ( $q_i$ ) y de las deformaciones de los mismos ( $\Delta_i$ ). Comparación de éstas con los asentamientos  $S_i$ . (E)
- 6.- Decisión de iterar nuevamente; en caso positivo ir a 7; en caso contrario recálculo de las bajadas de cargas y decisión de reiniciar las iteraciones con un nuevo vector de cargas; en caso afirmativo regresar a 4; en caso negativo fin del proceso. (E)
- 7.- Recálculo de nuevos asentamientos  $S_i$  utilizando las reacciones de los resortes ( $q_i$ ) como vector de cargas y retorno a 4. (E)

## CONCLUSION

La práctica actual del diseño de cimentaciones está basada en un trabajo paralelo e independiente de los especialistas que intervienen en la solución del problema. Es común que el geotecnista provea datos valiosos respecto a la compresibilidad del suelo, que no se aprovechan por no incluirse la rigidez de la estructura en el cálculo de asentamientos.

El estructurista necesita los archivos de datos con las matrices de propiedades del suelo y coeficientes de influencia, así como un programa que los procese como caja negra. Solo así es posible instrumentar la capacidad de análisis que la discusión anterior ha demostrado factible.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES  
(ANEXO III)

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003**



DISEÑO ESTRUCTURAL

SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION {  
MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LAS CARGAS.  
CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA.  
RESISTENCIA DEL SUELO.  
DEFORMABILIDAD DEL SUELO.

ANALISIS {  
OBTENCION DE CARGAS Y MOMENTOS SOBRE LA CIMENTACION.  
OBTENCION DEL AREA NECESARIA DE LA CIMENTACION (o NUM. DE PILOTES).  
OBTENCION DE LA REACCION DEL SUELO o PILOTES QUE EQUILIBRE A LAS CARGAS.  
OBTENCION DE ACCIONES INTERNAS MOMENTO, CORTANTES Y DEFORMACIONES

DIMENSIONAMIENTO {  
ZAPATAS {  
POR PENETRACION  
POR CORTANTE  
POR FLEXION  
LOSAS {  
POR FLEXION  
POR CORTANTE  
TRABES {  
POR FLEXION  
POR CORTANTE  
POR DEFORMACION  
PILAS Y PILOTES {  
POR FUERZA AXIAL  
POR FUERZA AXIAL Y FLEXION (INTERACCION)  
MUROS DE RETENCION {  
POR FLEXION  
POR CORTANTE

DETALLADO {  
ELABORACION DE PLANOS  
ESPECIFICACIONES  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

HIPOTESIS DE CIMENTACION  
RIGIDA, SUELO ELASTICO.  
DISTRIBUCION CONVENCIONAL.

METODOS QUE NO CONSIDERAN  
LA DEFORMACION DEL SUELO

METODOS APROXIMADOS  
METODOS ITERATIVOS  
METODOS MATRICIALES

METODOS QUE CONSIDERAN LA  
DEFORMACION DEL SUELO

METODOS DE INTERAC-  
CION APROXIMADOS

ANALISIS COMO VIGA  
SOBRE UN MEDIO ELAS-  
TICO CONTINUO

ANALISIS COMO VIGA  
SOBRE UN MEDIO ELAS-  
TICO FINITO

RESORTES  
MALLA

METODOS DE INTERACCION  
DIRECTOS

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES.

Algunas veces se define a la cimentación como la parte de la estructura, generalmente enterrada, que transmite las acciones de ésta al suelo.

Esta definición suele ser clara para el estructurista, sin embargo para el geotécnico, la idea de cimentación se relaciona más con una porción de suelo sobre la que actúan las acciones que la estructura le transmite.

En realidad la cimentación es el conjunto de ambas partes, es decir una porción de estructura y una porción de suelo que interactúan en forma integral.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía.

Los requisitos de funcionamiento obligan a mantener las deformaciones o asentamientos dentro de ciertos límites, cuyos valores especifica el Reglamento de Construcciones del D.F. ( TABLA )

Por otra parte la seguridad se enfoca a dos tipos de falla que pueden ocurrir, la falla estructural del elemento que constituye la cimentación y la falla del suelo por capacidad de carga.

La falla estructural puede ocurrir cuando la cimentación no es adecuada para soportar los esfuerzos impuestos.

Por ejemplo una zapata puede fallar por cortante si no tiene el -  
peralte adecuado ó por flexión si tiene refuerzo insuficiente.

Un pilote puede romperse durante las maniobras de izado o hincado.  
Una pila puede fallar por pandeo o por flexocompresión, especial-  
mente si está sometida a fuerzas horizontales .

Por otra parte el nivel de deformaciones, para un suelo determi-  
nado, dependerá de la rigidez de la cimentación, de la sobrecarga  
impuesta al suelo y de la excentricidad de la resultante.

En ambos casos, deformaciones ó resistencia, el problema depende-  
del elemento estructural y del suelo, de aquí la importancia que  
tiene considerar la interacción entre ambos elementos, pues solo  
así se podrán precisar las acciones internas con las que se dise-  
ñará la zapata, trabe o losa de cimentación .

Se tratará aquí únicamente el diseño estructural de la cimentación.

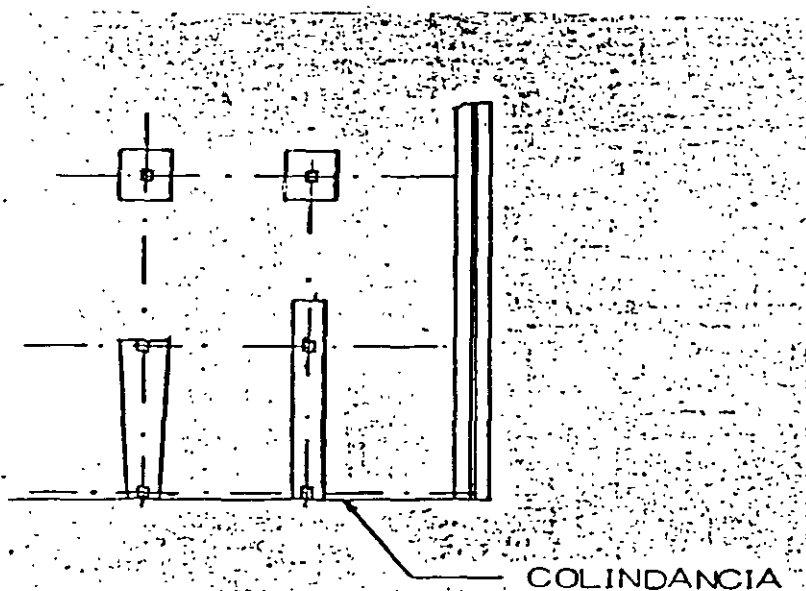
#### TIPOS DE CIMENTACIONES.

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el  
suelo nace de la diferencia que existe entre la resistencia de los  
materiales estructurales y los suelos. Generalmente los primeros  
son mucho más resistentes que los segundos, por lo que el concepto  
mas simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la ba-  
se de las columnas o muros que transmiten las cargas al suelo.

Esta concepción elemental de cimentación se va complicando en la medida en que las cargas de la estructura son mayores o la resistencia del suelo es menor, hasta llegar al extremo de requerir un área de cimentación mayor que el área disponible.

En estos, casos se puede recurrir al concepto de compensación o bien a una cimentación a base de pilotes.

En las siguientes figuras se muestran algunos de los tipos mas comunes de cimentación.



## DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de una cimentación comprende las siguientes fases o etapas:

### 1). ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Esto se hará en función de la magnitud y distribución de las cargas, de las características de la estructura y de la resistencia y deformabilidad del suelo. En terrenos altamente compresibles la sobrecarga sobre el suelo se limita mas en función de los asentamientos que de la resistencia .

Esta es una fase de trabajo de conjunto entre el estructurista y el geotécnico, y es quiza la etapa mas importante del diseño de la cimentación y de ella dependerá el éxito o el fracaso de su comportamiento futuro. Obviamente habrá que considerar en las posibles alternativas planteadas, el aspecto económico.

### 2). ANALISIS ESTRUCTURAL.

Como en el diseño de cualquier elemento estructural se requiere implementar una herramienta matemática con la que a partir de una modelación del elemento, se aplicarán a él las acciones externas consistentes en este caso en las cargas de la estructura y en la reacción del suelo y se obtendrán por medio de algún método las acciones internas ( momentos, cortantes, y deformaciones ).

Ahora bien en este caso la idealización de la cimentación como al-

go independiente de la estructura y el ignorar las deformaciones -- diferenciales del suelo, solo se puede justificar en elementos ais lados como zapatas y algunos tipos de cimentaciones corridas, pues de otro modo las acciones internas calculadas podrán diferir de las reales , tanto en magnitud como en signo.

De acuerdo con lo anterior los métodos de análisis serán de 2 tipos, los que consideran la interacción suelo-cimentación y aún la interac ción estructura -cimentación-suelo y los que la ignoran.

Estos últimos generalmente se emplean en el diseño de zapatas aisla das y en el diseño de cimentaciones corridas rígidas. En este caso se supone que el suelo es un medio elástico homogéneo que respon de a las acciones de la cimentación con una reacción uniformemente- distribuida o con variación lineal, según que la resultante esté -- centrada o no .

También es posible obtener la reacción del suelo en estos términos- si la cimentación es suficientemente rígida para despreciar los hun dimientos diferenciales del suelo.

#### RIGIDEZ DE UNA CIMENTACION CORRIDA .

Para determinar si una cimentación es rígida y por lo tanto es váli da la hipótesis de que la reacción del suelo no es afectada por la- rigidez de la cimentación se puede emplear el siguiente criterio:

$$\lambda L < 0.8$$

CIMENTACION RIGIDA.- ( Puede considerarse una distribución lineal de la reacción del suelo.)

$$0.8 < \lambda L < 3$$

CIMENTACION INTERMEDIA.

$$\lambda L > 3$$

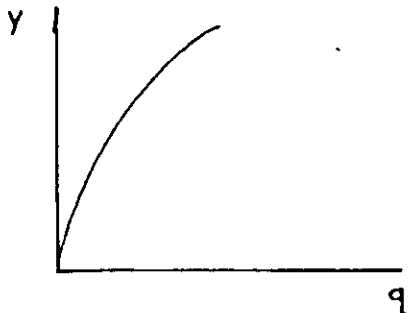
CIMENTACION FLEXIBLE.- (Debe hacerse un análisis de interacción.)

$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4 EI}} L$$

- L. : Longitud de la cimentación.  
Ks : Módulo de reacción del suelo Kg/m<sup>3</sup>.  
B : Ancho de cimentación.  
E I. : Módulo de elasticidad y momento de inercia de la cimentación.

En el valor de E I puede incluirse la rigidez de la estructura.

El módulo de reacción es igual a la relación entre presión ( Kg/m<sup>2</sup> ) y deformación del suelo y representa la propiedad más importante en análisis de interacción.



$$K_s = \frac{q}{y} \text{ (Kg/m}^3\text{.)}$$

El módulo de reacción se obtiene por medio del ensaye de placa , que consiste en aplicar una presión al suelo por medio de una placa de determinadas dimensiones.



A los valores obtenidos del ensaye deben aplicarse ciertas correcciones que tomen en cuenta las dimensiones reales de la cimentación.

Las siguientes expresiones son recomendadas para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

$$K_s = K_p \left( \frac{B_p}{B} \right) \quad \text{Suelos cohesivos.}$$

$$K_s = K_p \left( \frac{B+1}{2B} \right)^2 \quad \text{Suelos no cohesivos.}$$

- $K_p$  : Módulo de reacción obtenido del ensaye de placa.  
 $B_p$  : Ancho de placa.  
 $B$  : Ancho de la cimentación.

Existen otras formas y recomendaciones para obtener el valor de  $K_s$ , - que por otro lado varía de acuerdo con la intensidad de  $q$ , es decir al igual que en materiales no elásticos, el valor de  $K_s$ , no es constante, Esta es entonces la principal limitación o incertidumbre de los métodos de análisis de interacción, basados en el módulo de reacción pues su precisión dependerá de la aproximación con que se haya obtenido  $K_s$ .

Una vez conocida la reacción del suelo, la obtención de las acciones internas, cortantes y momentos, podrá obtenerse de diferentes maneras.

En el caso de zapatas aisladas la obtención de estos elementos es inmediata. Para zapatas corridas o retículas de trabes y losas existen métodos aproximados, iterativos o matriciales cuyo uso dependerá de la precisión numérica deseada, aunque debe recordarse que al ignorar los hundimientos diferenciales del suelo se pueden tener errores mayores que los derivados del método empleado.

Cuando no se satisfagan los requisitos para desprestigiar las deformaciones diferenciales del suelo, es necesario hacer un análisis de interacción. En este caso existen varias opciones, desde los métodos aproximados de los cuales destaca el presentado por el Reglamento de Construcciones de D.F. y ampliado en la última edición del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. En este método se supone una distribución arbitraria de la reacción del suelo y se calculan los hundimientos en diferentes puntos del suelo, ignorando en primera instancia la cimentación. Posteriormente se van corrigiendo los hundimientos calculados y la reacción del suelo, por medio de ciertos parámetros que incluyen la rigidez de la cimentación y de la estructura. En caso de no satisfacerse los límites máximos establecidos para los hundimientos, se modifica la rigidez de la cimentación hasta lograr ese objetivo. La reacción obtenida para el suelo, que estará de acuerdo con los hundimientos calculados, servirá para obtener las acciones internas.

Otra opción que se ha difundido ampliamente, consiste en idealizar la cimentación como una viga sobre un medio elástico homogéneo. La solución teórica a este problema se encuentra traducida en forma de tablas o gráficas que permiten simplificar la parte numérica del problema. Aún así el método es tedioso para los problemas reales y en la actualidad se emplea poco.

En la actualidad se emplea con frecuencia el modelo consistente en idealizar la cimentación como una placa (o barra) apoyada en resortes, cuya constante depende del módulo de reacción -- del suelo. En este caso se supone que cada resorte es independiente de los demás, lo que aunado a las incertidumbres derivadas de la obtención del módulo de reacción, puede conducir a errores en la obtención de las acciones interiores.

Este método en la actualidad es muy atractivo, especialmente si se combina con algún programa para análisis de parrillas. Por último es posible realizar un método de interacción directo a partir del planteamiento de las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones para el suelo y para la cimentación; esto conduce generalmente a un tratamiento matricial cuya solución solo puede realizarse en la práctica con la ayuda de programas de computadora.

En este caso el estudio de las deformaciones del suelo puede realizarse considerando todas las variables que intervienen en el problema.

### 3) DIMENSIONAMIENTO

A partir de las acciones interiores, el dimensionamiento de los diferentes miembros estructurales de la cimentación se realiza con los métodos y herramientas usuales para cualquier elemento de la estructura. En los anexos se incluye un resumen de las principales especificaciones relacionadas con elementos de concreto de cimentación de acuerdo a los Reglamentos de Construcción de D.F. y del A.C.I. En esta etapa conviene tener en mente las incertidumbres derivadas de los métodos de análisis, mismas que pueden hacer variar con forma importante los valores de los momentos, y cortantes calculados, por lo que será muy recomendable dotar de gran ductilidad a los miembros componentes de la cimentación, especialmente a las trabes.

Esto se logra basicamente proporcionando estribos adicionales, anclajes generosos y una cantidad de refuerzo corrido en ambos lechos de las trabes, mayor que la que normalmente se acostumbra en los elementos de la superestructura.

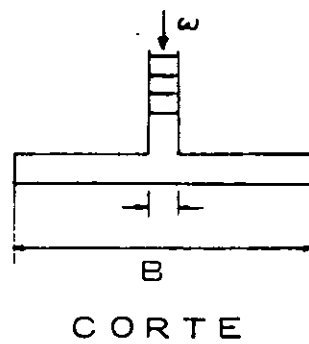
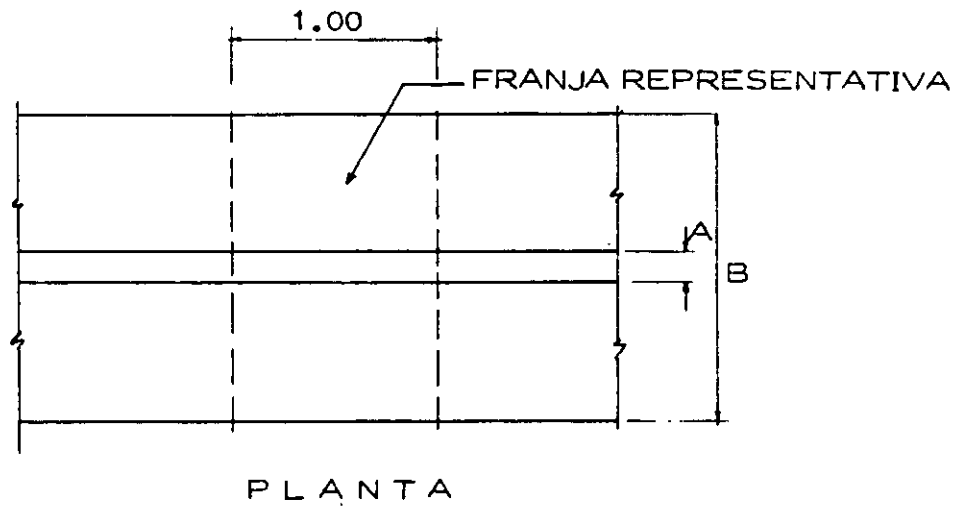
#### 4) DETALLADO

Al igual que en la estructura, se requiere transcribir los resultados del diseño de la cimentación a planos y especificaciones suficientemente claros y representativos. En algunos casos será necesario incluir el procedimiento constructivo que comprende las etapas de excavación, bombeo, hincado de pilotés, así como el detalle de los elementos de troquelamiento, ademe, protección a colindancias, recimentación de estructuras vecinas, etc.

## DISEÑO DE ZAFATAS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el Reglamento A.C.I. 318

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro.



Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo ( $w$ )
- 2) Capacidad del suelo ( $R_T$ ) dato obtenido de la mecánica de suelos).
- 3) Calidad de los materiales

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa en doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos:

$$w = 7.5 \text{ T/M}$$

$$R_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

$$\text{Concreto } f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de carga: } 1.5$$

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado para ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa.

$$B = \frac{w}{R_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

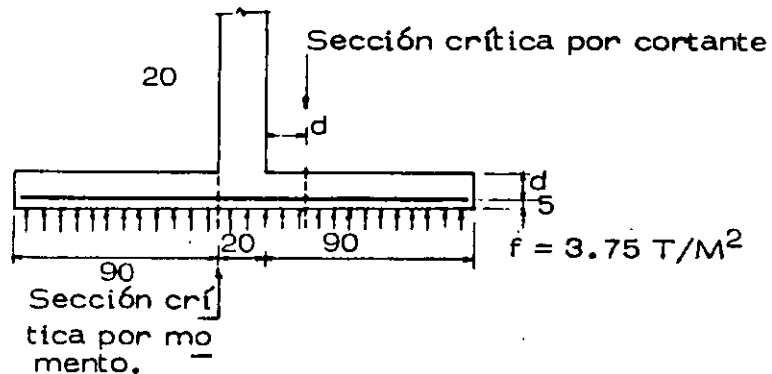
Se pondrá  $B = 2.00 \text{ M}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo } f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante.

El esfuerzo cortante, está dado por  $V = \frac{Vu}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} =$   
 $= 0.5 \times \sqrt{200} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$  y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.



El problema se resuelve por tanteos. Suponiendo  $d = 10 \text{ cm}$ ,

$$Vu = 1.5 \times 3.75 (90 - .10) = 4.5 \text{ ton.}$$

$$d = \frac{Vu}{bV} = \frac{4500}{100 \times 0.85 \times 7.3} = 7.5 \text{ cm} < 10$$

Se dejarán los 10 cm supuestos. Peso propio  $0.36 \text{ T/M}^2$

Esfuerzo en el suelo:  $3.75 + 0.36 = 4.11 < 4.5 \text{ T/M}^2$ . Se acepta.

Diseño por flexión.

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.5 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.28 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se emplearán unas tablas que relacionan el parámetro  $\frac{M_u}{\phi b d^2}$ , con el porcentaje de refuerzo -

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Estas tablas que se ilustran en el apéndice (A), están obtenidas a partir de las hipótesis del A.C.I., para piezas sometidas a flexión con refuerzo de - tensión y constituyen ayudas de diseño.

En este caso:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.28 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 10^2} = 25.3$$

$$p = 0.00656$$

$$A_s = 0.00656 \times 100 \times 10 = 6.56 \text{ cm}^2$$

se usarán varillas N° 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero de temperatura cuya área está dada por:

$$A_{ST} = 0.0018 bt = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se usará varillas N° 3 @ 26



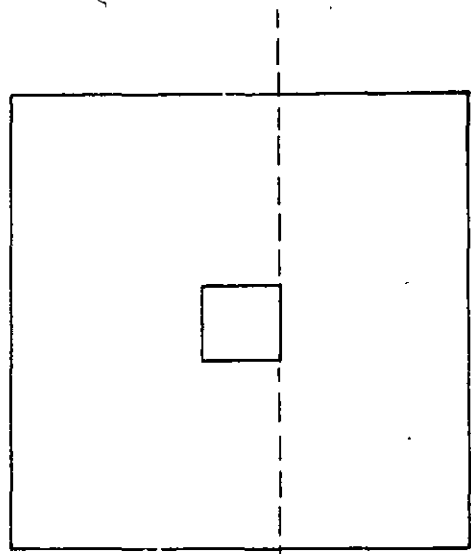
Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En el mismo plan de ayudas de diseño se incluyen en el apéndice A, tablas que proporcionan las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto y acero.

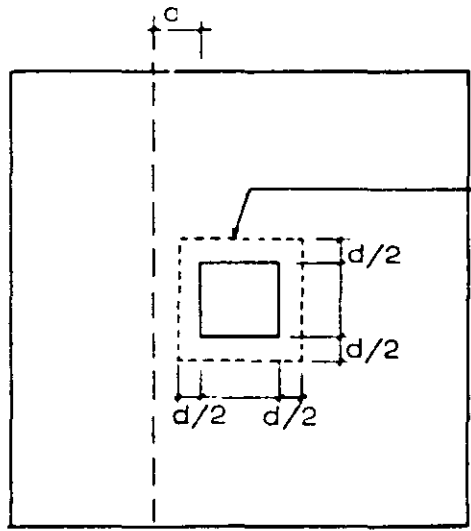
En este caso, la varilla del N°3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 22.7 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

### ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Se ilustran a continuación las secciones críticas por flexión y cortante.



Sección crítica para flexión



Sección crítica para penetración.

Sección crítica para tensión diagonal

FIGURA (3)

## ZAPATAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO. HIPOTESIS

- a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la ecuación para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} x \pm \frac{M_y}{I_y} y, \text{ donde:}$$

$f$  = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

$P$  = carga sobre la columna

$A$  = área de la zapata

$M_x, M_y$  = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales  $(X, Y)$

$I_x, I_y$  = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes  $X, Y$ .

$x, y$  = coordenadas del punto escogido

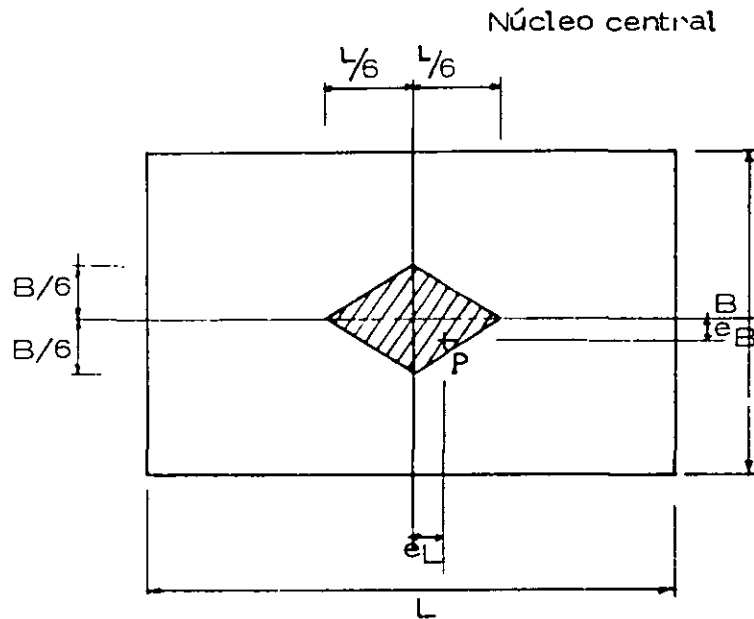
La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes  $X, Y$ .
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje  $X$ , y la excentricidad  $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje  $Y$ , y la excentricidad  $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$

Para una zapata rectangular de dimensiones  $L \times B$ , la ecuación citada equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right)$$

donde  $e_L$  y  $e_B$  son las excentricidades paralelas a los lados  $L$  y  $B$  respectivamente.



- b) Cuando las excentricidades  $e_L$  y  $e_B$  son tales que la carga  $P$  se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de  $f$ , que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. - Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga  $P$  y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En el apéndice (A) se incluye una gráfica tomada de la referencia bibliográfica (1).

En cualquiera de los dos casos, el problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de  $P$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el peralte estará condicionado por los requisitos de cortante, en forma similar al caso de zapatas sin momento.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un volumen de esfuerzos de forma geométrica especial.

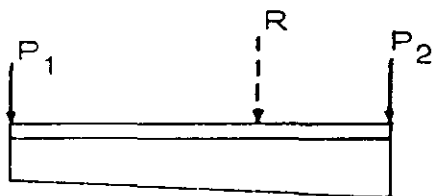
## ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MAS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de linderó con una interior y evitar así la solución con zapata excéntrica.

A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.

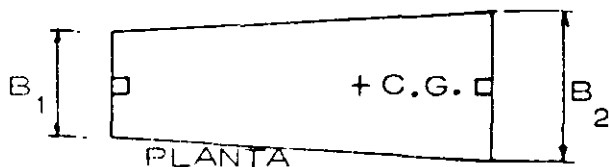
Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

Para lograr lo anterior, se recurre a alguna de las soluciones siguientes:



ELEVACION

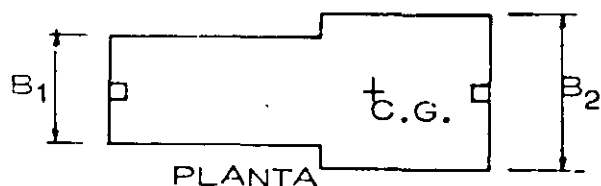
ZAPATA CON ANCHO VARIABLE



PLANTA

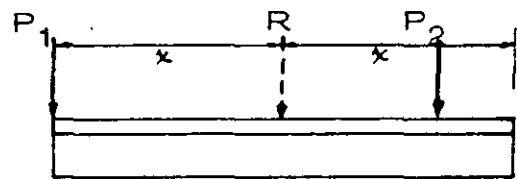


ELEVACION

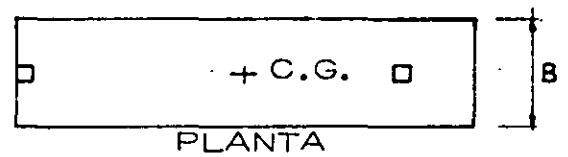


PLANTA

ZAPATA CON DOS ANCHOS DIFERENTES



ELEVACION



PLANTA

ZAPATA CON VOLADO HACIA UN LADO



SECCION TRANSVERSAL TIPICA

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño, tanto de la losa como de la trabe, se emplea el criterio que se ilustrará en el ejemplo numérico correspondiente a una losa corrida.

#### LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACION

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, o cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

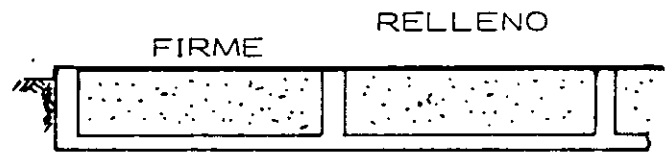
Quando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación - compensada (parcial ó totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de trabes.

Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso - las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.

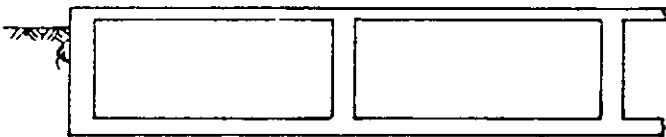
En la figura se muestran los tipos de cimentación - descritos.



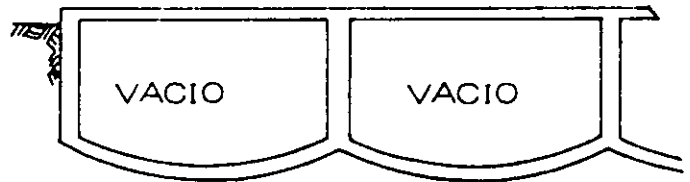
LOSA CON TRABES HACIA ABAJO



LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA



CAJON CON DOS LOSAS Y TRABES



CAJON CON CASCARONES, TRABES Y TIMPANOS



LOSA PLANA SIN TRABES.



Para el análisis de este tipo de cimentaciones, se considera que se trata de un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuída en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

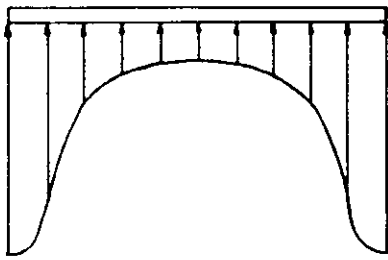
- 1) Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuída en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación.

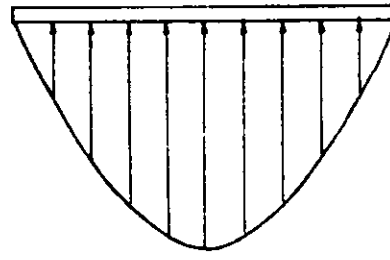
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo.

En la figura se muestran distribuciones típicas de la reacción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARCILLOSO - CIMENTACION RIGIDA.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARENOSO - CIMENTACION RIGIDA

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos de la cimentación, el análisis de la retícula corresponde al de un emparrillado con cargas perpendiculares a su plano.

Este, que es un problema de análisis estructural, se puede resolver por diferentes métodos, tales como los de aproximaciones sucesivas, el método "Pendiente-deformación" ó métodos matriciales que son fácilmente programables.

- 3) Análisis de la cimentación como un sistema rígido apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo y que se define en la forma siguiente:

$$K = \frac{q}{S} , \text{ donde}$$

K = módulo de reacción

q = presión sobre la losa en un punto determinado

S = asentamiento en el punto considerado

Se considera que la constante de cada resorte no es afectada por los demás.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la retícula.

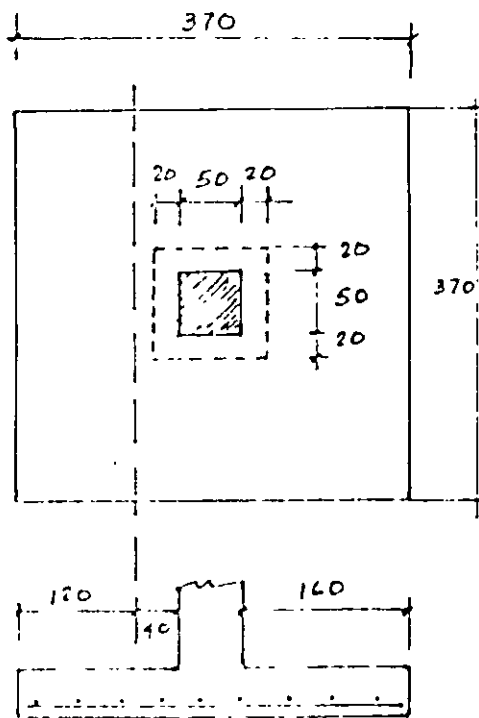
Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; sin embargo, la experiencia demuestra que son razonablemente adecuados para la mayor parte de los casos.

## DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Carga de servicio 120 Ton  $F_c = 1.5$   $f'_c = 200$   $w_t = 10 \text{ Ton/m}^2$   
 $F_y = 4200$   $Col = 50 \times 50$

$$\text{Area necesaria} = \frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2 \quad R = 363$$

Se pondrá  $B = 3.70$



Peralte necesario por cortante

$$W_{\text{real}} = \frac{120}{3.70^2} = 8.76 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ P. P. = \frac{1.03}{9.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$$

Suponiendo  $d = 40$   $h = 45$

$$b_o = 90 \times 4 = 360 \text{ cm}$$

$$V_c = \phi \sqrt{f'_c} \times b_c d = \sqrt{200} \times 360 \times 40 \times 0.85 = 173\,000 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1.5 (120 - 0.90^2 \times 8.76) = 169 \text{ Ton} < V_c$$

Se acepta el peralte propuesto

$$\text{Peso propio} = 0.45 \times 2.4 = 1.03 \text{ Ton/m}^2$$

Revisión como viga ancha

$$V_u = (1.20 \times 3.70 \times 8.76) \times 1.5 = 58.3 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.85 \times 0.5 \sqrt{200} \times 370 \times 40$$

Adherencia :

Se debe verificar que la longitud disponible para anclaje sea mayor que la long. de desarrollo de la varilla  $\phi$  1/2 laia.

$$V_c = 88\,900 \text{ Kg} = 88.9 \text{ Ton} > V_u$$

Diseño por flexión

$$M_u = 1.5 \times (8.76 \times \frac{1.60^2}{2}) = 16.8 \text{ Ton/m}$$

para una franja de 1.00 m

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1\,680\,000}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.6$$

$$p = 0.0029$$

$$A_s = 0.0029 \times 100 \times 40 = 11.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{1/2} = \frac{1.27 \times 100}{11.6} \doteq 10 \text{ cm}$$

Supóngase ahora que para una condición de sismo, se presenta un momento en la base de la columna, de 50 Ton·m.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{50}{120} = 0.42 \text{ m} \quad e/B = \frac{42}{370} = 0.12 < 1/6$$

La resultante cae dentro del núcleo central. Se puede emplear la gráfica auxiliar o bien aplicar la fórmula de la escuadria para calcular los esfuerzos.

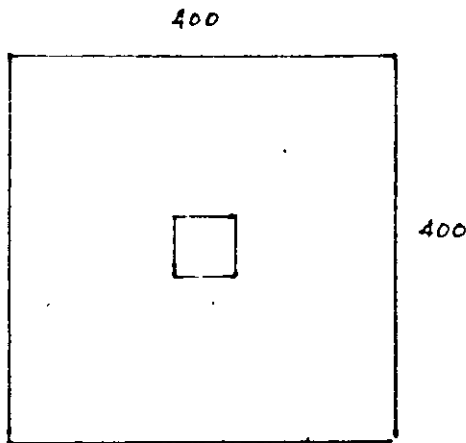
$$f_{\max} = \frac{120}{3.70^2} + \frac{50 \times 6}{3.70^3} = 8.76 + 5.92 = 14.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ p.p. = \frac{1.08}{15.76} = > 1.33 \times 10$$

Se requiere aumentar el área de la zapata. Por ejemplo  $B = 4.00 \text{ m}$

$$f_{\text{max.}} = \frac{120}{4.0^2} + \frac{50 \times 6}{4.0^3} = 7.50 + 4.69 = 12.19 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ \text{ p.p. } \frac{1.08}{13.27} = < 1.33 \times 10$$



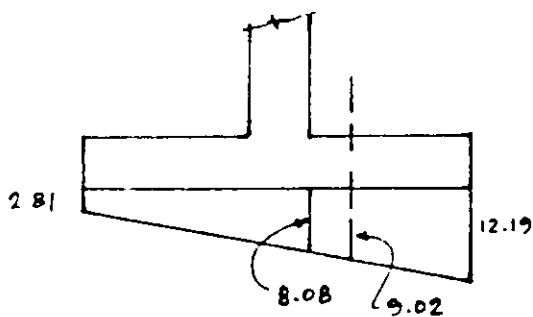
Se acepta esta área

$$f_{\text{mín.}} = 7.50 - 4.69 = 2.81$$

Para esta condición el factor de carga es menor = 1.15

$$V_u = 1.15 \times \left( \frac{9.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.35 \times 4.00 = 65.8 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.5 \sqrt{200} \times 400 \times 40 = 96 \text{ Ton} > V_u$$



$$M_u = 1.15 \times \left( \frac{8.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.75 \times 0.95 =$$

$$19.4 \text{ Ton-m}$$

REVISION DEL INCREMENTO DE CORTANTE POR EFECTO DEL MOMENTO

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = \frac{1}{1 - \frac{2}{3} \sqrt{1}} = 0.60 \quad (\text{Fracción de } M \text{ tomado por Flexión}).$$

$$C_1 = C_2 = 50 \quad \alpha = 1 - 0.60 = 0.40 \quad (\text{Fracción de } M \text{ que hace variar el cortante}).$$

$$d = 40$$

$$M = 50 \text{ Ton-m} \quad \alpha M = 20 \text{ Ton-m}$$

$$C_{AB} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{distancia del eje al borde de la sección crítica})$$

$$J_c = \frac{0.40 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.40^3}{6} + \frac{0.40 \times 0.90^3}{2} \quad (\text{Momento polar de inercia})$$

$$= 0.0486 + 0.0096 + 0.1458 = 0.204 \text{ m}^4$$

$$\alpha \frac{M}{J_c} C_{AB} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{20\,400\,000} = 4.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Incremento de cortante})$$

$$v_{AB} = 1.15 \left( \frac{120\,000}{360 \times 40} + 4.4 \right) = 14.6 \text{ Kg/cm}^2 > 0.85 \sqrt{f'_c} = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aumentará el peralte  $d = 45$   $h = 50$ . El incremento de peso no es significativo y puede conservarse la misma área de la zapata

$$\alpha = 0.40 \quad \alpha M = 20 \text{ Ton-m}$$



$$C_{AB} = 0.475$$

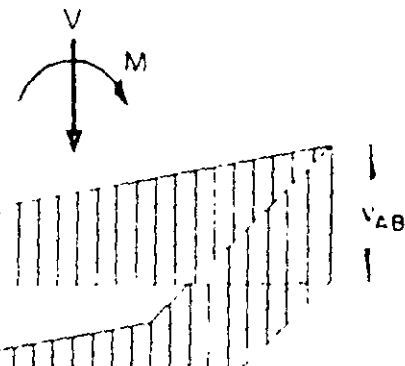
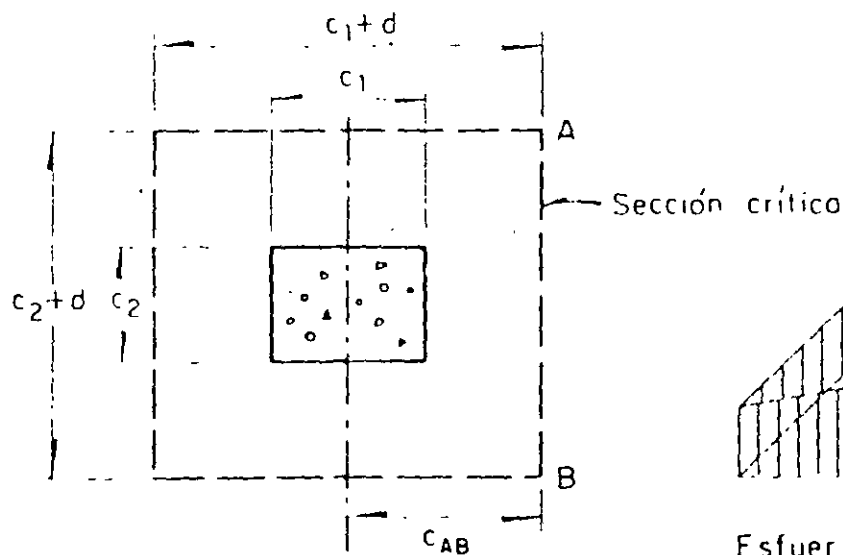
$$J_c = \frac{0.45 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.45^3}{6} + \frac{0.45 \times 0.90^3}{2} = 0.232 \text{ m}^4$$

$$\frac{\alpha M C_{AB}}{J_c} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{23\,200\,000} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{AB} = 1.15 \left( \frac{120\,000}{380 \times 45} + 3.9 \right) = 12.4 \text{ Kg/cm}^2 \doteq 12.1 \text{ Se acepta}$$

Diseño por flexión:  $\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1\,940\,000}{0.9 \times 100 \times 45^2} = 10.6 \quad \rho = 0.0028$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \quad \# 5 \text{ a } 15 \text{ cm}$$



Esfuerzos cortantes verticales

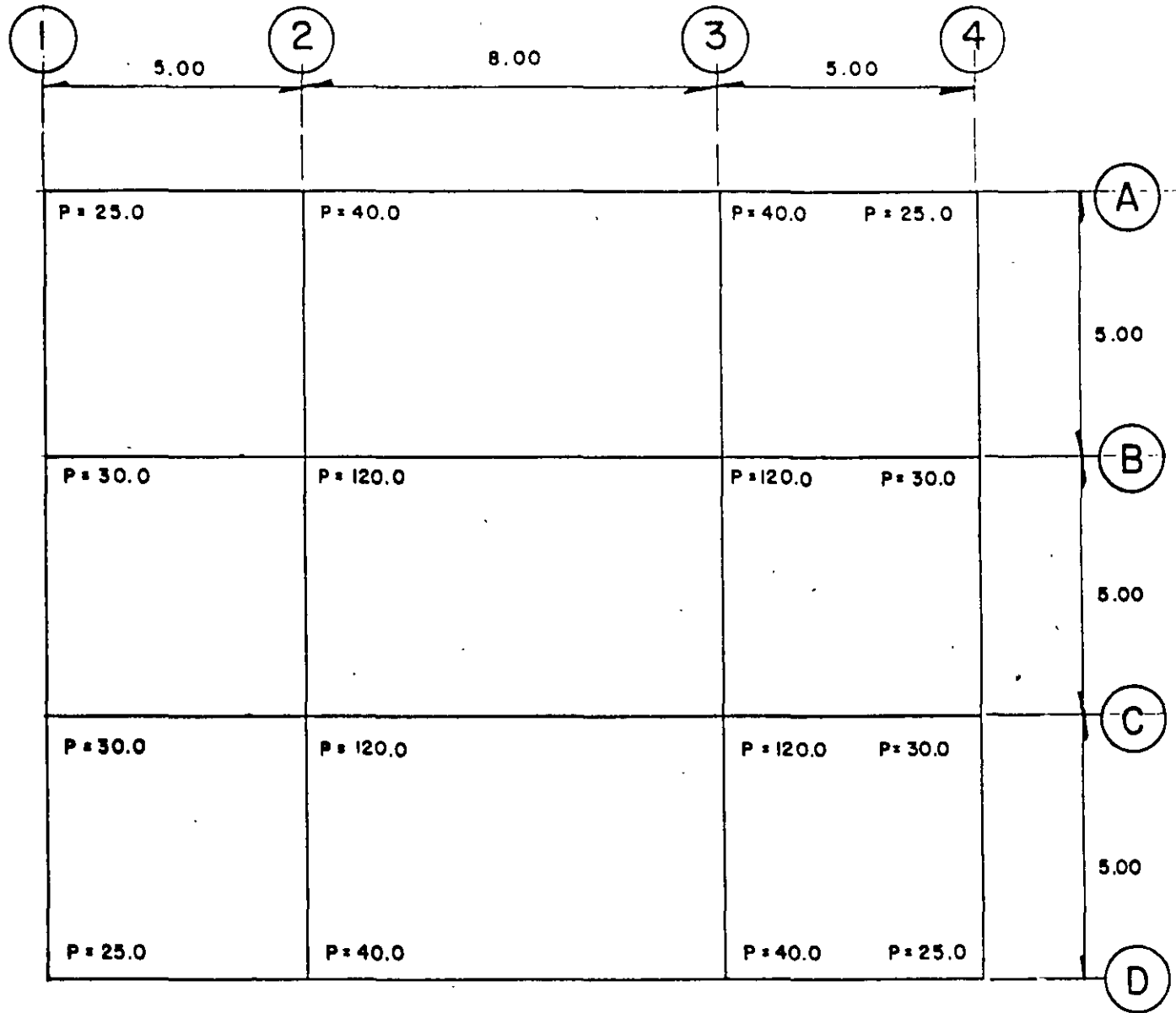
$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior

ANALISIS DE UNA RETICULA DE CIMENTACION



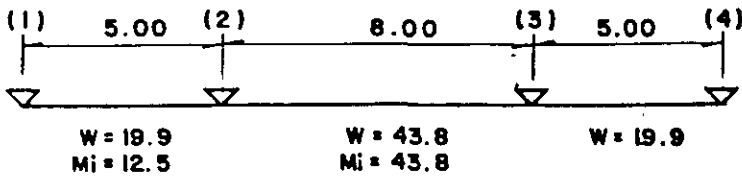
EJES 1, 4, A, D : 40 x 100  
 EJES 2, 3, B, C : 25 x 150

PLANTA

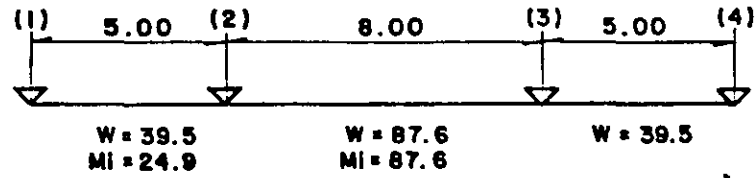
P = 860 TON.  
 AREA = 270 M<sup>2</sup>  
 $W = \frac{860}{270} = 3.185 \text{ T/M}^2$

# ANALISIS COMO PISO INVERTIDO

**EJES A y D**



**EJES B y C**

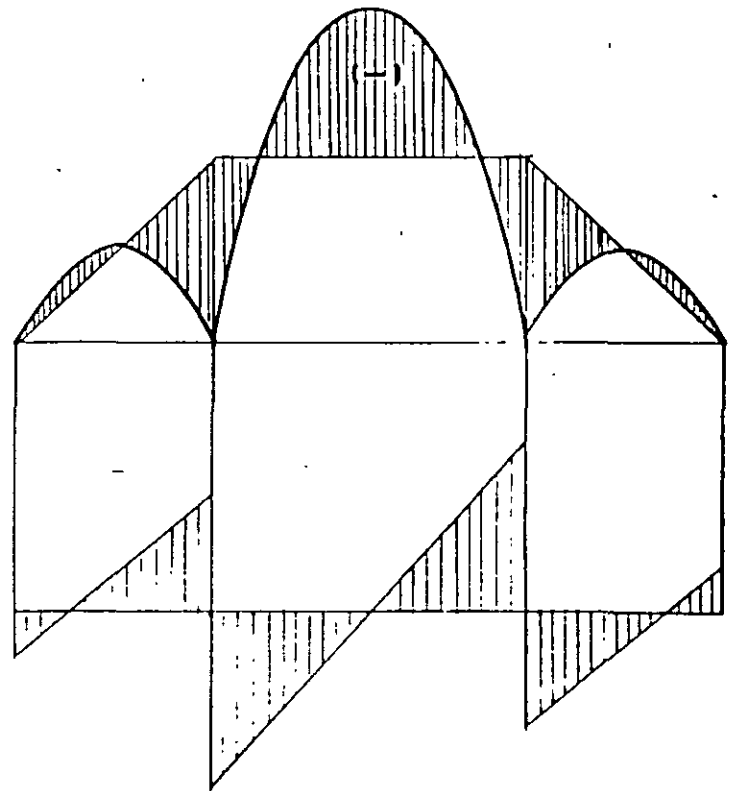
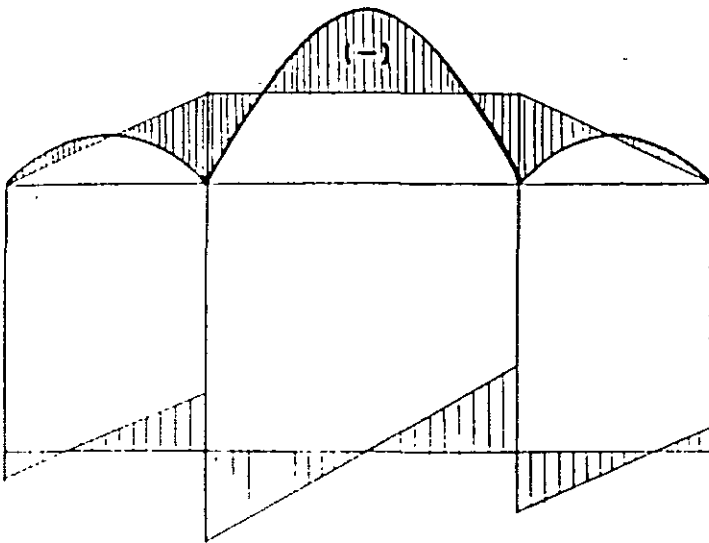


0.55	0.45
12.5	-29.2
9.2	7.5
	-3.7
2.0	1.7
23.7	-23.7
10.0	-21.9
4.7	0
14.7	-21.9
	36.6

-10.0
4.7
-5.3
5.3

0.55	0.45
24.9	-58.4
18.4	15.1
	-7.6
4.2	3.4
47.5	-47.5
19.9	-43.8
9.5	0
29.4	-43.8
	73.2

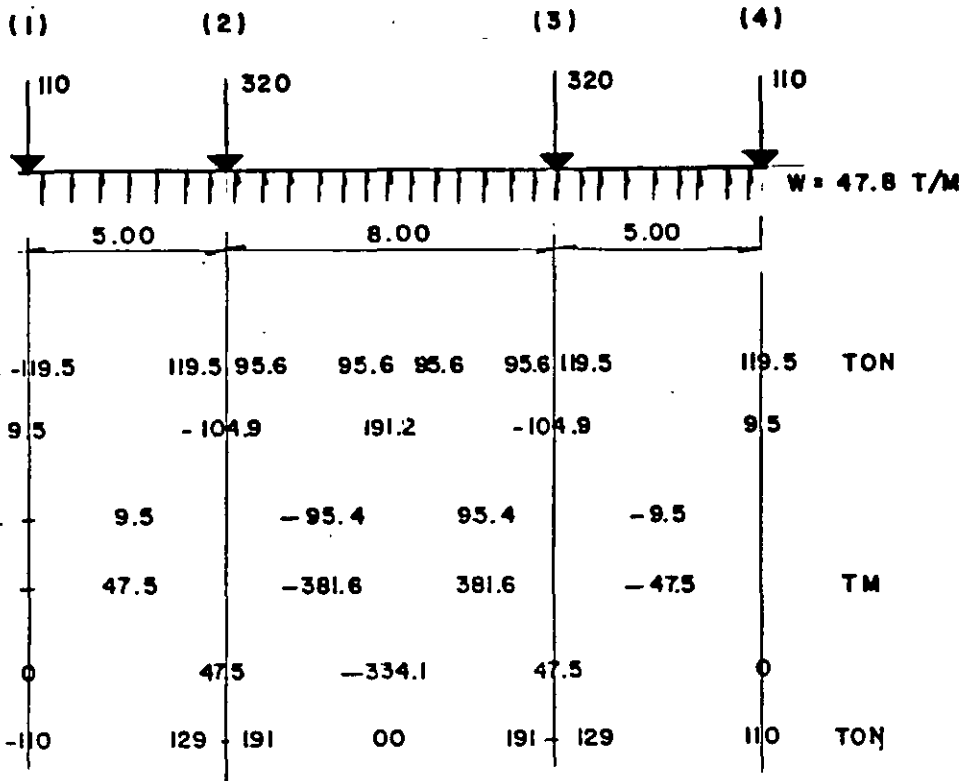
-19.9
9.5
-10.4
10.4



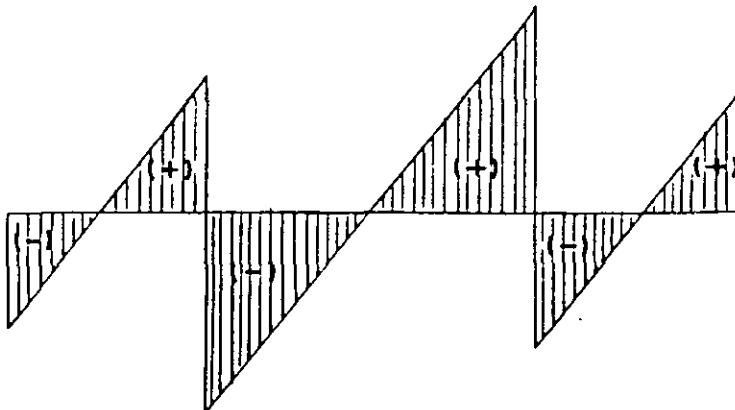
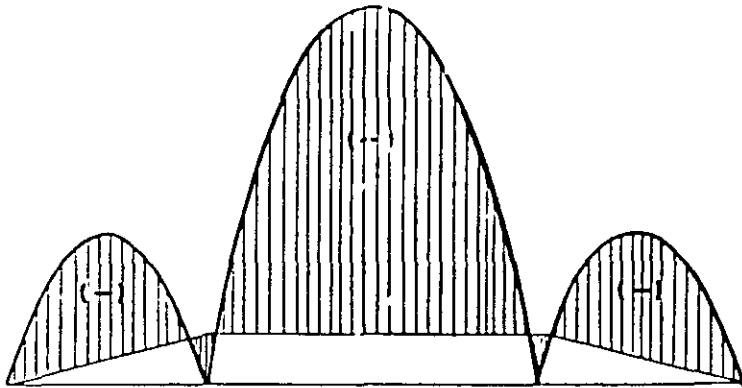
CADA TRABE SE ANALIZA INDEPENDIEMENTE SOMETIDA A LA REACCION DEL SUELO QUE ACTUA EN EL AREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE EL METODO EMPLEADO PARA EL ANALISIS ES EL DE CROSS.

# ANALISIS COMO VIGA FLOTANTE

DIRECCION PARALELA A LOS EJES LETRA



SE CONSIDERA A TODA LA RETICULA EN CONJUNTO COMO UNA VIGA RIGIDA FLOTANDO SOBRE EL SUELO Y SUJETA A UN ESTADO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS Y LA REACCION DEL SUELO. SE EMPLEA EL METODO DE NEWMARK PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECANICOS.



LOS ELEMENTOS MECANICOS SON PARA EL CONJUNTO Y DEBEN REPARTIRSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA TRABE. (EJES A y D y EJES B y C).

=====  
 \*\*\* GRIDS PROGRAM 'FGRID' \*\*\*  
 =====

\*\*\*\*\*  
 PROYECTISTAS ESTRUCTURALES ASOCIADOS S.C. .  
 \*\*\*\*\*

-----  
 NAME OF PROJECT  
 =====  
 CIMENTACION C.E.C. (REACCION UNIFORME DEL SUELO)  
 DATE  
 =====  
 MAYO 1986

PARAMETER	METRIC SYSTEM
: Modulus of Elasticity (E,G)	: Kg/cm <sup>2</sup> :
: Coordinates	: mt :
: Dimensions (B,H)	: cm :
: Inertia (I)	: mt <sup>4</sup> :
: Spring C. (K)	: Kg/cm :
: Forces and Shears	: Kg :
: Moments	: Kg-mt :
: Distributed loads	: Kg/mt :
: Linear Temperature Gradient per : Height of Element	: ^C/mt :
: Coefficient of Thermal Expansion	: 1/^C :
: Displacements	: cm :
: Rotations	: Radians :

Kg = Kilograms                      cm = centimeters  
 ^C = Degrees Celsius              mt = Meters

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

• GEOMETRY 5

# MEMBERS	# JOINTS	# SUPPORTS	E °kg/cm2s	G °kg/cm2s	THERMAL C.
24	16	3	140000	56000	0

JOINT COORDINATES AND SPRING CONSTANTS

JOINT #	X °mts	Y °mts	K °kg/cm5
1	0.00	0.00	0
2	0.00	5.00	0
3	0.00	10.00	0
4	0.00	15.00	0
5	5.00	0.00	0
6	5.00	5.00	0
7	5.00	10.00	0
8	5.00	15.00	0
9	13.00	0.00	0
10	13.00	5.00	0
11	13.00	10.00	0
12	13.00	15.00	0
13	18.00	0.00	0
14	18.00	5.00	0
15	18.00	10.00	0
16	18.00	15.00	0

TYPES OF SECTIONS

TYPE #	SECTION (BxH)
1	40 x 100
2	25 x 150

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End K	TYPE	I Flex. °mt4s	J Tors. °mt4s	Length	SIN	COS
1	1	2	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
2	2	3	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
3	3	4	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
4	13	14	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
5	14	15	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
6	15	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
7	1	5	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
8	4	8	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
9	9	13	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
10	12	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
11	5	9	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	0.000
12	8	12	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	1.000
13	5	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
14	6	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
15	7	8	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
16	9	10	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

° GEOMETRY 5

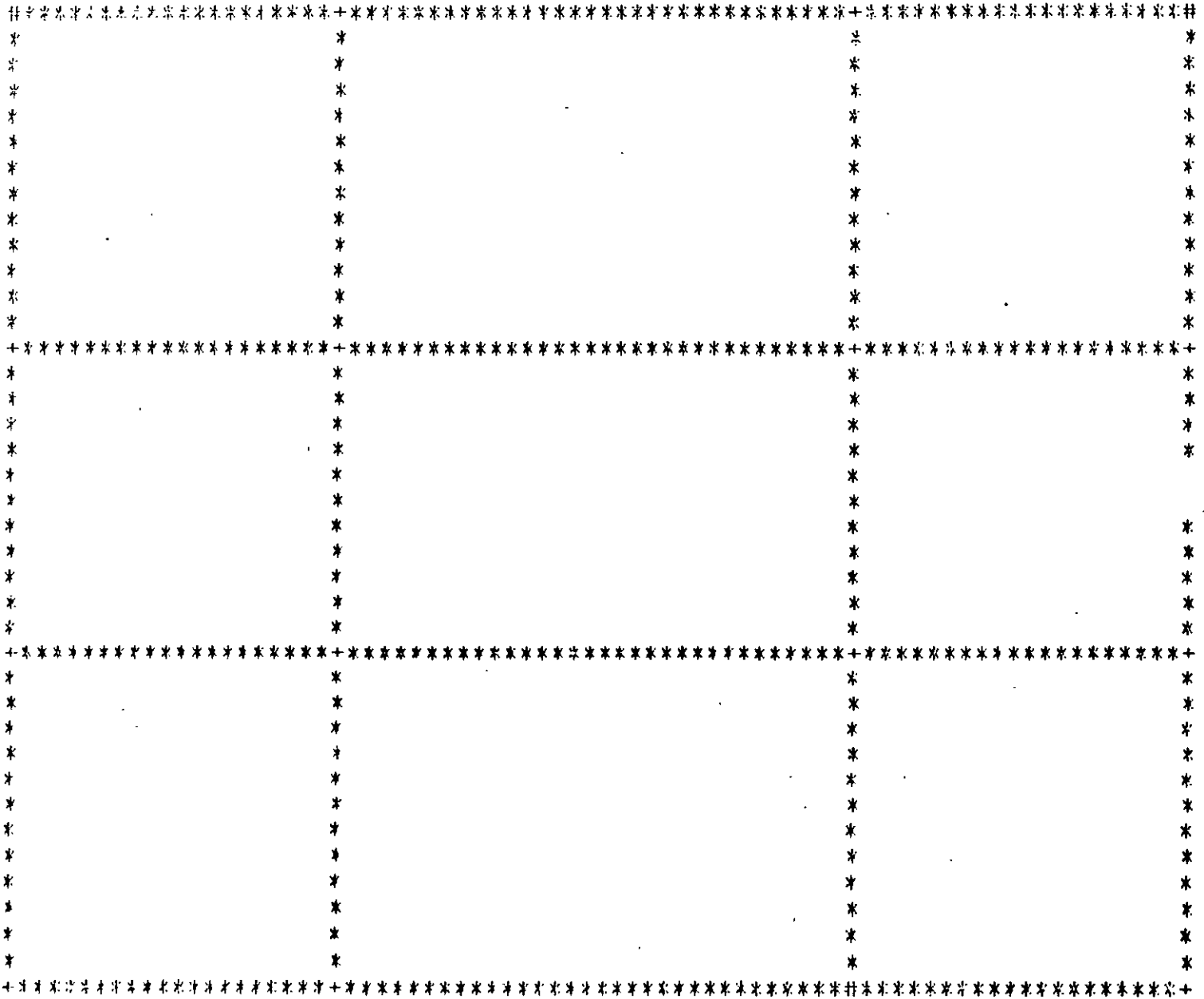
MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End I	TYPE	I Flex. °mt45	J Tors. °mt45	Length	SIN	COS
17	10	11	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
18	11	12	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
19	2	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
20	3	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
21	10	14	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
22	11	15	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
23	6	10	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000
24	7	11	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000

RESTRICTED JOINTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
4	0	0	1
9	0	0	1
16	0	0	1

CIMENTACION C.E.C.  
MAYO 1986





CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> °      DEAD LOAD      8

JOINT LOADS

JOINT #	X Moment °Kg-mts	Y Moment °Kg-mts	Vertical F. °Kg8
1	0	0	25000
2	0	0	30000
3	0	0	30000
4	0	0	25000
5	0	0	40000
6	0	0	120000
7	0	0	120000
8	0	0	40000
9	0	0	40000
10	0	0	120000
11	0	0	120000
12	0	0	40000
13	0	0	25000
14	0	0	30000
15	0	0	30000
16	0	0	25000

CIENFUEGOS C.E.C.  
MAYO 1985

CASE --> ° DEAD LOAD 5

\*\*\*\*\*

GROUP # : 1

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

# Dist. Loads : 1

# Point Loads : 0

ORDER #	Init. W	Final W	Init. D	Final D	D	F
1	-3980	-3980	0	5		

\*\*\*\*\*

GROUP # : 2

11 12

# Dist. Loads : 1

# Point Loads : 0

ORDER #	Init. W	Final W	Init. D	Final D	D	F
1	-5470	-5470	0	8		

\*\*\*\*\*

GROUP # : 3

13 14 15 16 17 18 19 20 21 22

# Dist. Loads : 1

# Point Loads : 0

ORDER #	Init. W	Final W	Init. D	Final D	D	F
1	-7960	-7960	0	5		

\*\*\*\*\*

GROUP # : 4

23 24

# Dist. Loads : 1

# Point Loads : 0

ORDER #	Init. W	Final W	Init. D	Final D	D	F
1	-10940	-10940	0	8		

CIMENTACION C.E.C.  
MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD 8

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
=====	=====	=====	=====
1	0.003372	-0.004215	2.113410
2	0.002271	-0.001540	0.639985
3	0.000548	-0.001446	-0.065485
4	-0.000567	-0.003947	0.000000
5	0.000568	-0.003222	0.202993
6	0.000685	-0.001356	-0.009768
7	0.001949	-0.001263	-0.668167
8	0.002066	-0.002945	-1.772240
9	0.000427	0.002730	0.000000
10	0.000546	0.001027	-0.142315
11	0.001814	0.001101	-0.732638
12	0.001932	0.002946	-1.769760
13	0.003094	0.003758	1.674180
14	0.001977	0.001217	0.344623
15	0.000251	0.001282	-0.211618
16	-0.000849	0.003932	0.000000

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Tors. M.	Flex. M.	Shear F.
=====	=====	=====	=====	=====
1	1	-4779	5012	-12748
	2	4779	-8979	7152
2	2	-169	-7736	-9971
	3	169	-7843	9929
3	3	4470	-8940	-7221
	4	-4470	4705	12679
4	13	4541	4767	-12711
	14	-4541	-9039	7189
5	14	-116	-7918	-9909
	15	116	-7714	9991
6	15	-4736	-8938	-7168
	16	4736	4972	12732
7	1	5012	4779	-12252
	5	-5012	-6730	7648
8	4	-4705	4469	-12162
	8	4705	-6591	7738
9	9	-4767	-7152	-7611
	13	4767	4541	12289
10	12	4972	-6548	-7693
	15	-4972	4735	12207
11	5	158	-5269	-21949
	9	-158	-5819	21811
12	8	149	-5275	-21859
	12	-149	-5104	21901
13	5	-1461	-4855	-10403
	6	1461	42630	29397
14	6	-73	41455	-19898
	7	73	41466	19902

CIMENTACION C.E.C.  
MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD S

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER =====	END =====	Tors. M. =====	Flex. M. =====	Shear F. =====
15	7	1317	42628	-29396
	8	-1317	-4853	10404
16	9	1334	-4925	-10357
	10	-1334	42788	29443
17	10	-58	41600	-19922
	11	58	41491	19878
18	11	-1445	42649	-29394
	12	1445	-4822	10406
19	2	1242	-4611	-12877
	6	-1242	30506	26923
20	3	-1097	-4638	-12850
	7	1097	30610	26950
21	10	-1121	30332	-26898
	14	1121	-4657	12902
22	11	1224	30674	-26959
	15	-1224	-4620	12841
23	6	68	29117	-43782
	10	-68	28940	43738
24	7	66	29221	-43752
	11	-66	29288	43768

SUPPORT ACTIONS

JOINT # =====	X Moment °Kg-mts =====	Y Moment °Kg-mts =====	Vertical F. °KgS =====
4	0	0	159
9	0	0	220
16	0	0	61

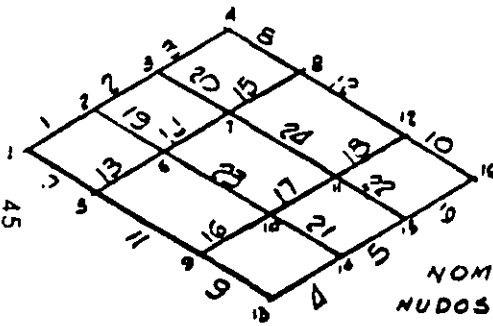
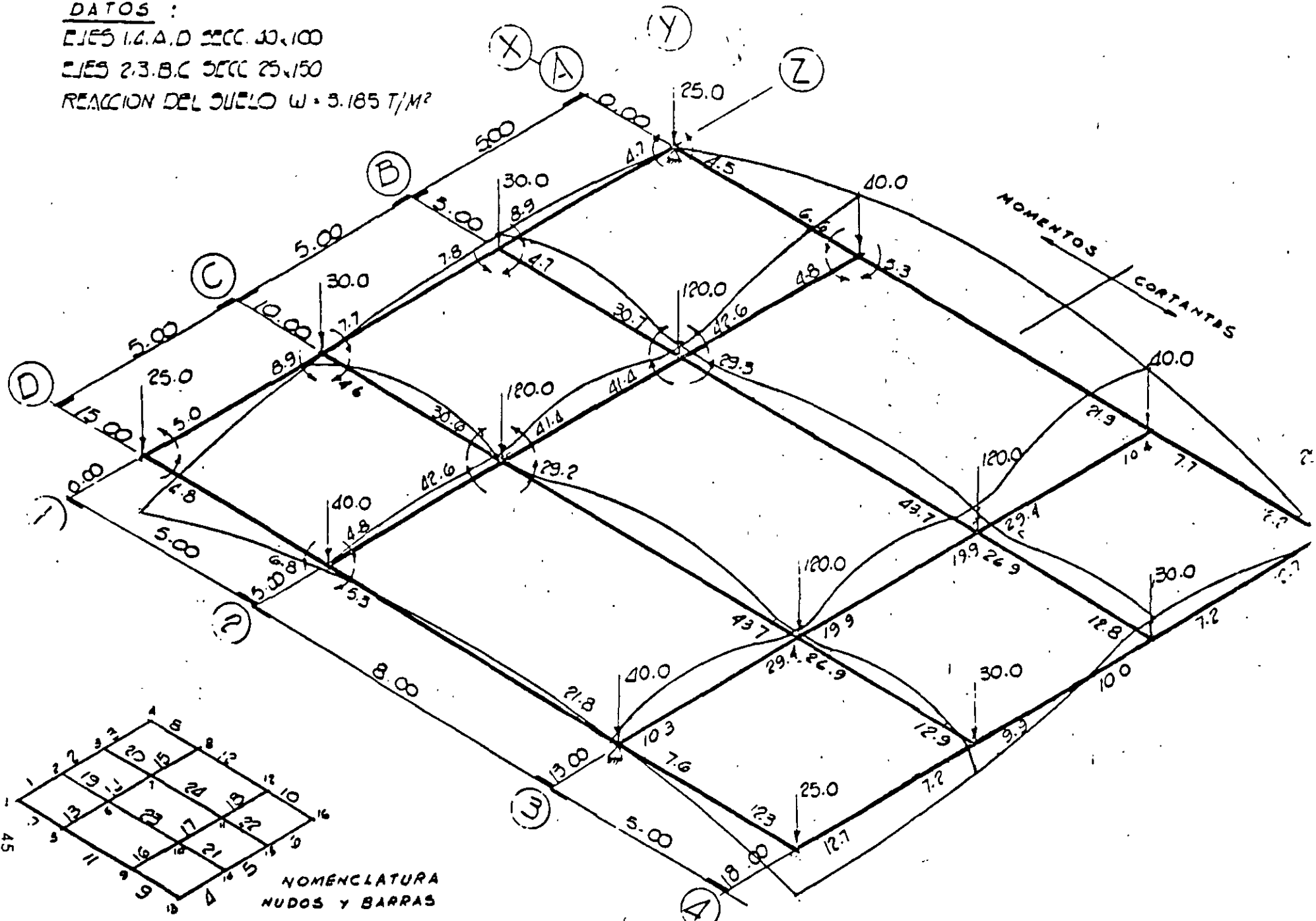
# RETICULA DE CIMENTACION

DATOS :

EJES 1.4.A.D SECC 30x100

EJES 2.3.B.C SECC 25x150

REACCION DEL SUELO  $w = 3.185 \text{ T/M}^2$



NOMENCLATURA  
NUDOS Y BARRAS

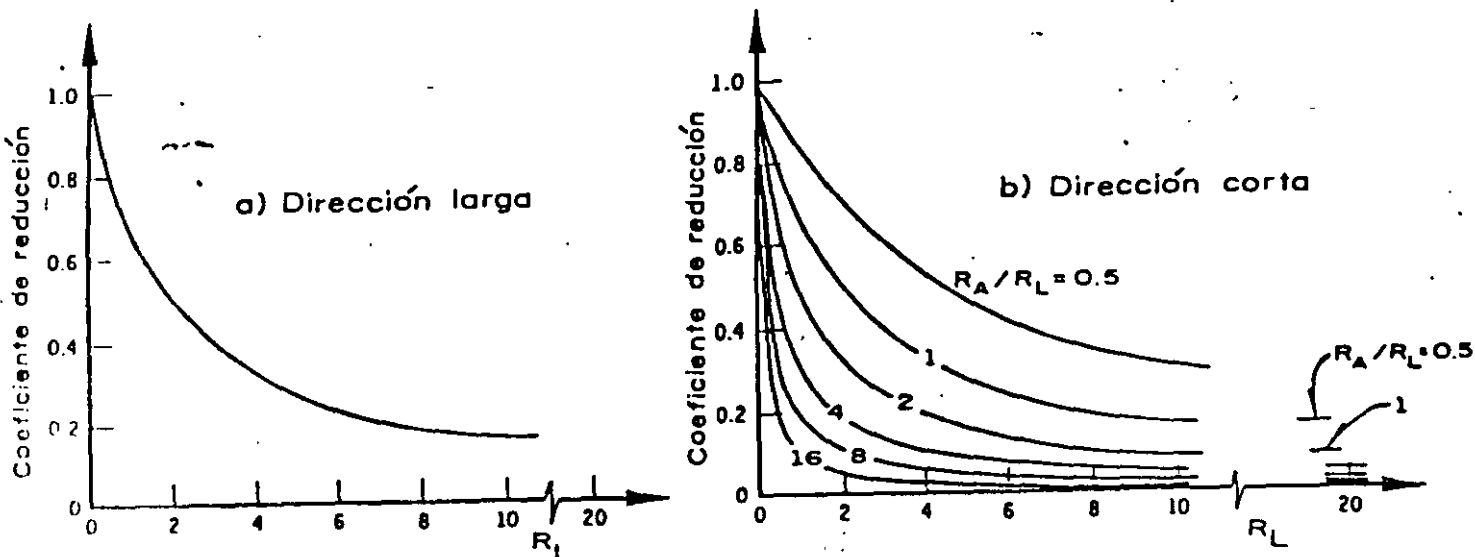


Fig 6. Coeficientes de reducción para calcular asentamientos diferenciales

Para estructuras constituidas principalmente por marcos con cimentaciones de planta general rectangular y peso por metro cuadrado aproximadamente uniforme, cimentadas en zapatas o losas corridas, el análisis de interacción suelo-estructura podrá realizarse por el procedimiento simplificado siguiente:

- a) se calcularán los hundimientos diferenciales suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura
- b) los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección larga de la planta de cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig 6a
- c) los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección corta de la planta de cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig 6b

TABLA 10. VALORES DE  $I_p$

$L_x/L_y$	$I_p$	$L_x/L_y$	$I_p$ (2)
0.000	*****	0.500	0.765872
0.025	1.713169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363602	0.575	0.723285
0.100	1.272246	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143311	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1.052297	0.700	0.664268
0.225	1.015082	0.725	0.653376
0.250	0.981852	0.750	0.643880
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781614	0.975	0.563220
		1.000	0.561100

Las cantidades  $R_A$  y  $R_L$  que aparecen en las figuras 6a y 6b se calcularán como sigue:

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L_x^2 A} \quad (10)$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L_y^2 A} \quad (11)$$

donde

- $\sum EI_x, \sum EI_y$  sumas de EI de las trabes de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x, y (el eje x es paralelo al ancho de la cimentación y el y al largo)
- E módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse un tercio del módulo a 28 días)
- I momento de inercia centroidal de la sección (para elementos de concreto se considerará la sección bruta)
- $L_x, L_y$  ancho y largo de la cimentación, respectivamente

$$E_s = \frac{l_p q L_x}{(\bar{\Delta}_c - \bar{\Delta}_e)} \quad (12)$$

- $\bar{\Delta}_c, \bar{\Delta}_e$  hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuando uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura
- $l_p$  coeficiente adimensional obtenido de la tabla 10
- q presión neta uniforme
- A área de la cimentación



TABLA Presiones normalizadas\*

$R_L \backslash R_A/R_L$	1.0		2.0		4.0	
0.4	1.22	0.99	1.28	0.91	1.36	0.83
	0.99	0.82	1.04	0.76	1.12	0.69
1.0	1.41	0.96	1.50	0.88	1.56	0.80
	0.96	0.66	1.02	0.60	1.08	0.55
2.0	1.58	0.94	1.65	0.86	1.70	0.82
	0.94	0.54	0.99	0.50	1.02	0.46
4.0	1.73	0.92	1.78	0.86	1.80	0.84
	0.92	0.45	0.95	0.42	0.96	0.40
10.0	1.84	0.89	1.87	0.87	1.88	0.85
	0.89	0.37	0.91	0.36	0.92	0.34
20.0	1.90	0.88	1.91	0.87	1.92	0.86
	0.88	0.34	0.89	0.33	0.90	0.33

ancho

largo

\* Para cada pareja de valores de  $R_L$  y  $R_A/R_L$  se presentan las presiones normalizadas correspondientes a la cuarta parte del área de cimentación. Un coeficiente de la tabla multiplicado por la presión neta media actuante (peso de la construcción menos peso de excavación) da la presión neta en la porción de área correspondiente a ese coeficiente. Cada una de estas porciones es 1/16 del área total. Para obtener la presión de contacto debe sumarse a la presión neta así obtenida la presión correspondiente a la excavación.

## APLICACION DEL METODO APROXIMADO DE INTERACCION SUELO-CIMENTACION.

Supóngase que en la retícula analizada, un estudio de Mecánica de Suelos conduce a los siguientes valores de deformación para diferentes puntos de la cimentación, para la presión transmitida de 3.185 T/m<sup>2</sup>.

Deformación en el centro del área :	14 cm
Deformación en el centro del lado largo:	11 cm
Deformación en el centro del lado corto:	9 cm
Deformación en la esquina:	6 cm

Las deformaciones anteriores se calcularon suponiendo nulas las rigideces de la subestructura.

### ASENTAMIENTOS O DEFORMACIONES DIFERENCIALES:

Dirección larga	Centro :	14 - 9 = 5 cm
	Bordes :	11 - 6 = 5 cm
Dirección corta	Centro :	14 - 11 = 3 cm
	Bordes :	9 - 6 = 3 cm

Se aplicará ahora el método propuesto por el R.C.D.F., para reducir los valores anteriores. Para ello se obtendrán coeficientes de reducción para cada dirección, de acuerdo a las figuras 6a y 6b en función de los parámetros.

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L_x^2 A}$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L_y^2 A}$$

En este caso:

$$\Sigma E I x = 2 \left( 1400000 \times \frac{0.40 \times 1.00^3}{12} + 1400000 \times \frac{0.25 \times 1.5^3}{12} \right)$$

$$= 290000 \text{ T/m}^2.$$

$$\Sigma E I y = 290000 \text{ T/m}^2.$$

$$L x = 15.00 \text{ m} \quad \frac{L x}{L y} = \frac{15.00}{18.00} = 0.83$$

$$L y = 18.00 \text{ m}$$

$$A = 15 \times 18 = 270 \text{ m}^2.$$

$$E s = \frac{I_p \cdot q \cdot L x}{(\Delta c - \Delta e)}$$

$$\Delta c : \text{Asentamiento en el centro} = 14 \text{ cm}$$

$$\Delta e : \text{Asentamiento en la esquina} = 6 \text{ cm}$$

$I_p$  : Coeficiente obtenido de la Tabla 10 en función de;

$$\frac{L x}{L y} = 0.83 \quad I_p = 0.61$$

$$q : \text{Presión media} = 3.185 \text{ T/m}^2.$$

$$E \cdot s = \frac{0.61 \times 3.185 \times 15.00}{(0.14 - 0.06)} = 364 \text{ T/m}^2$$

$$R_A = \frac{64 \times 290000}{364 \times 15^2 \times 270} = 0.84$$

$$R_L = \frac{64 \times 290000}{364 \times 18^2 \times 270} = 0.58$$

$$\frac{R_A}{R_L} = 1.45$$

Para la dirección larga se obtiene :

$$\text{Coeficiente de reducción} : 0.75$$

Para la dirección corta :

$$\text{Coeficiente de reducción} : 0.70$$

Con estos coeficientes se reducirían los asentamientos calculados.

=====  
 \*\*\* GRIDS PROGRAM 'GRID' \*\*\*  
 =====

\*\*\*\*\*  
 |  
 | PROJECTISTAS ESTRUCTURALES ASOCIADOS S.C. |  
 |  
 |\*\*\*\*\*

-----  
 NAME OF PROJECT  
 =====  
 | CIMENTACION C.E.C. (CON RESORTES |  
 | k = 1600 T/m<sup>2</sup> |  
 |  
 | DATE |  
 |=====  
 | MAYO 1986 |  
 |  
 |-----

PARAMETER	METRIC SYSTEM
: Modulus of Elasticity (E,G)	: Kg/cm <sup>2</sup> :
: Coordinates	: mt :
: Dimensions (B,H)	: cm :
: Inertia (I)	: mt <sup>4</sup> :
: Spring C. (K)	: Kg/cm :
: Forces and Shears	: Kg :
: Moments	: Kg-mt :
: Distributed loads	: Kg/mt :
: Linear Temperature Gradient per : Height of Element	: ^C/mt :
: Coefficient of Thermal Expansion	: 1/^C :
: Displacements	: cm :
: Rotations	: Radians :

kg = Kilograms                      cm = centimeters  
 ^C = Degrees Celsius                mt = Meters

CIMENTACION C.E.C.  
MAYO 1986

° GEOMETRY §

# MEMBERS	# JOINTS	# SUPPORTS	E °Kg/cm2§	G °Kg/cm2§	THERMAL C.
24	16	3	140000	56000	0

JOINT COORDINATES AND SPRING CONSTANTS

JOINT #	X °mts	Y °mts	K °Kg/cm§
1	0.00	0.00	100000
2	0.00	5.00	200000
3	0.00	10.00	200000
4	0.00	15.00	100000
5	5.00	0.00	260000
6	5.00	5.00	520000
7	5.00	10.00	520000
8	5.00	15.00	260000
9	13.00	0.00	260000
10	13.00	5.00	520000
11	13.00	10.00	520000
12	13.00	15.00	260000
13	13.00	0.00	100000
14	18.00	5.00	200000
15	18.00	10.00	200000
16	18.00	15.00	100000

TYPES OF SECTIONS

TYPE #	SECTION (BxH)
1	40 x 100
2	25 x 150

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End K	TYPE	I Flex. °mt4§	J Tors. °mt4§	Length	SIN	COS
1	1	2	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
2	2	3	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
3	3	4	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
4	13	14	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
5	14	15	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
6	15	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
7	1	5	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
8	4	8	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
9	9	13	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
10	12	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
11	5	9	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	1.000
12	8	12	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	1.000
13	5	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.00053	0.000
14	6	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
15	7	8	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
16	9	10	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

° GEOMETRY §

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End K	TYPE	I Flex. °mt45	J Tors. °mt45	Length	SIN	COS
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
17	10	11	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
18	11	12	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
19	2	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
20	3	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
21	10	14	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
22	11	15	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
23	6	10	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000
24	7	11	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000

RESTRICTED JOINTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
=====	=====	=====	=====
4	0	0	0
9	0	0	0
16	0	0	0

\*\*\*\*\*  
 PROYECTISTAS ESTRUCTURALES ASOCIADOS S.C.  
 \*\*\*\*\*

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD 5

JOINT LOADS

JOINT #	X Moment °Kg-mts	Y Moment °Kg-mts	Vertical F. °Kg5
=====	=====	=====	=====
1	0	0	25000
2	0	0	30000
3	0	0	30000
4	0	0	25000
5	0	0	40000
6	0	0	120000
7	0	0	120000
8	0	0	40000
9	0	0	40000
10	0	0	120000
11	0	0	120000
12	0	0	40000
13	0	0	25000
14	0	0	30000
15	0	0	30000
16	0	0	25000

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
=====	=====	=====	=====
1	0.000184	-0.000170	0.240303
2	0.000105	0.000157	0.156002
3	-0.000105	0.000157	0.156002
4	-0.000184	-0.000170	0.240303
5	-0.000158	-0.000118	0.158642
6	-0.000085	0.000103	0.227928
7	0.000085	0.000103	0.227928
8	0.000158	-0.000118	0.158642
9	-0.000158	0.000118	0.158641
10	-0.000085	-0.000103	0.227928
11	0.000085	-0.000103	0.227928
12	0.000158	0.000118	0.158642
13	-0.000184	0.000170	0.240303
14	0.000105	-0.000157	0.156002
15	-0.000105	-0.000157	0.156002
16	-0.000184	0.000170	0.240303

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Tors. M.	Flex. M.	Shear F.
=====	=====	=====	=====	=====
1	1	-585	611	-542
	2	585	-2100	-542
2	2	0	-1951	0
	3	0	-1951	0
3	3	585	-2100	542
	4	-585	611	542.55
4	4	585	611	542
	5	-585	-2100	542

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD 5

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER =====	END =====	Tors. M. =====	Flex. M. =====	Shear F. =====
5	14	0	-1951	0
	15	0	-1951	0
6	15	-585	-2100	542
	16	585	611	542
7	1	611	584	-428
	5	-611	-1553	-428
8	4	-611	584	-428
	8	611	-1553	-428
9	9	-611	-1553	428
	13	611	585	428
10	12	611	-1553	428
	16	-611	584	428
11	5	0	-1380	-0
	9	-0	-1380	-0
12	8	0	-1380	0
	12	0	-1380	0
13	5	-173	-611	819
	6	173	3485	819
14	6	0	3337	0
	7	0	3337	0
15	7	173	3485	-819
	8	-173	-611	-819
16	9	173	-611	819
	10	-173	3485	819
17	10	0	3337	0
	11	0	3337	0
18	11	-173	3485	-819
	12	173	-611	-819
19	3	148	-585	658
	6	-148	2707	658
20	3	-148	-585	658
	7	148	2707	658
21	10	-148	2707	-658
	14	148	-585	-658
22	11	148	2707	-658
	15	-148	-585	-658
23	6	0	2534	0
	10	0	2534	0
24	7	-0	2534	0
	11	0	2534	0

SUPPORT ACTIONS

JOINT # =====	X Moment °Kg-mts =====	Y Moment °Kg-mts =====	Vertical F. °Kg5 =====
1	0	0	24030
2	0	0	31200
3	0	0	31200
4	0	0	21330



CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> "      DEAD LOAD      S

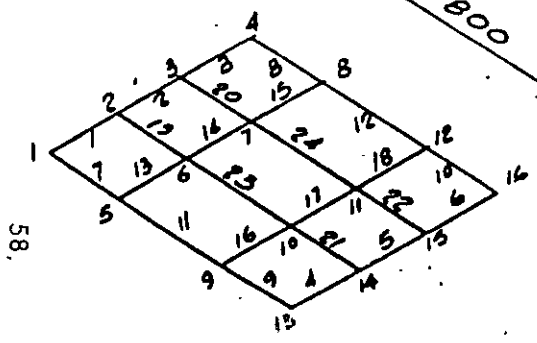
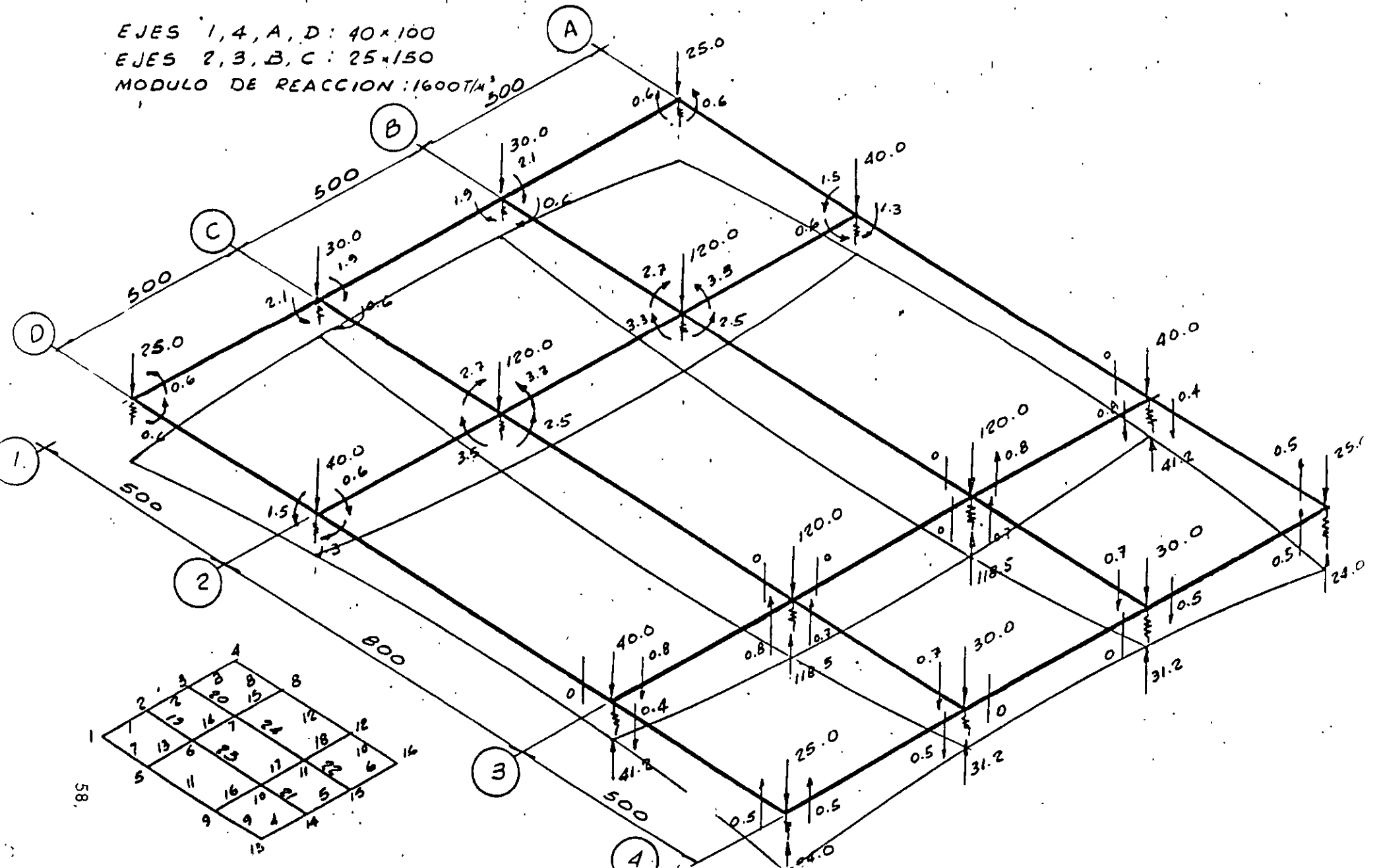
SUPPORT ACTIONS

JOINT #	X Moment °Kg-mtS	Y Moment °Kg-mtS	Vertical F. °KgS
=====	=====	=====	=====
5	0	0	41247
6	0	0	118523
7	0	0	118523
8	0	0	41247
9	0	0	41247
10	0	0	118523
11	0	0	118523
12	0	0	41247
13	0	0	24030
14	0	0	31200
15	0	0	31200
16	0	0	24030

# RETICULA DE CIMENTACION

## DATOS :

EJES 1, 4, A, D : 40x100  
 EJES 2, 3, B, C : 25x150  
 MODULO DE REACCION : 1600T/M<sup>3</sup>



=====  
 \*\*\* GRIDS PROGRAM 'PGRID' \*\*\*  
 =====

\*\*\*\*\*  
 ù                    PROYECTISTAS ESTRUCTURALES ASOCIADOS S.C.                    ù  
 \*\*\*\*\*

-----  
 NAME OF PROJECT  
 =====

ù                    CIMENTACION C.E.C. (CON RESORTES                    ù

*K = 16 T/M<sup>3</sup>*

DATE

=====

ù                    MAYO 1986                    ù

PARAMETER	METRIC SYSTEM
: Modulus of Elasticity (E,G)	: Kg/cm <sup>2</sup> :
: Coordinates	: mt :
: Dimensions (B,H)	: cm :
: Inertia (I)	: mt <sup>4</sup> :
: Spring C. (K)	: Kg/cm :
: Forces and Shears	: Kg :
: Moments	: Kg-mt :
: Distributed loads	: Kg/mt :
: Linear Temperature Gradient per	: :
:                    Height of Element	: °C/mt :
: Coefficient of Thermal Expansion	: 1/°C :
: Displacements	: cm :
: Rotations	: Radians :

kg = Kilograms                    cm = centimeters

C = Degrees Celsius                    mt = Meters

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1984

° GEOMETRY 5

# MEMBERS	# JOINTS	# SUPPORTS	E °Kg/cm2s	G °Kg/cm2s	THERMAL C.
24	16	3	140000	56000	0

JOINT COORDINATES AND SPRING CONSTANTS

JOINT #	X °mts	Y °mts	K °Kg/cmS
1	0.00	0.00	1000
2	0.00	5.00	2000
3	0.00	10.00	2000
4	0.00	15.00	1000
5	5.00	0.00	2600
6	5.00	5.00	5200
7	5.00	10.00	5200
8	5.00	15.00	2600
9	13.00	0.00	2600
10	13.00	5.00	5200
11	13.00	10.00	5200
12	13.00	15.00	2600
13	18.00	0.00	1000
14	18.00	5.00	2000
15	18.00	10.00	2000
16	18.00	15.00	1000

TYPES OF SECTIONS

TYPE #	SECTION (BxH)
1	40 x 100
2	25 x 150

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End I	TYPE	I Flex. °mt45	J Tors. °mt45	Length	SIN	COS
1	1	2	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
2	2	3	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
3	3	4	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
4	13	14	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
5	14	15	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
6	15	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	1.000	0.000
7	1	5	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
8	4	8	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
9	9	13	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
10	12	16	1	0.03333350	0.01595730	5.00	0.000	1.000
11	5	9	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	1.000
12	8	12	1	0.03333350	0.01595730	8.00	0.000	1.000
13	5	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
14	6	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
15	7	8	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
16	9	10	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

° GEOMETRY §

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End J	End K	TYPE	I Flex. °mt45	J Tors. °mt45	Length	SIN	COS
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
17	10	11	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
18	11	12	2	0.07031260	0.00699219	5.00	1.000	0.000
19	2	6	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
20	3	7	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
21	10	14	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
22	11	15	2	0.07031260	0.00699219	5.00	0.000	1.000
23	6	10	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000
24	7	11	2	0.07031260	0.00699219	8.00	0.000	1.000

RESTRICTED JOINTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
=====	=====	=====	=====
4	0	0	0
9	0	0	0
16	0	0	0

CIMENTACION C.E.C.  
MAYO 1986

*****	*****	*****	*****
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*****	*****	*****	*****
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*****	*****	*****	*****
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*	*	*	*
*****	*****	*****	*****

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD S

JOINT LOADS

JOINT #	X Moment °Kg-mts	Y Moment °Kg-mts	Vertical F. °KgS
=====	=====	=====	=====
1	0	0	25000
2	0	0	30000
3	0	0	30000
4	0	0	25000
5	0	0	40000
6	0	0	120000
7	0	0	120000
8	0	0	40000
9	0	0	40000
10	0	0	120000
11	0	0	120000
12	0	0	40000
13	0	0	25000
14	0	0	30000
15	0	0	30000
16	0	0	25000

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT #	X Rot.	Y Rot.	Z Disp.
=====	=====	=====	=====
1	0.000713	-0.000724	19.874500
2	0.000446	0.001638	19.523200
3	-0.000446	0.001638	19.523200
4	-0.000713	-0.000724	19.874700
5	-0.001757	-0.000544	19.504900
6	-0.000921	0.001054	20.262700
7	0.000921	0.001054	20.262800
8	0.001757	-0.000544	19.504900
9	-0.001757	0.000544	19.504900
10	-0.000921	-0.001054	20.262700
11	0.000921	-0.001054	20.262700
12	0.001757	0.000544	19.504900
13	0.000713	0.000724	19.874600
14	0.000446	-0.001638	19.523200
15	-0.000446	-0.001638	19.523200
16	-0.000713	0.000724	19.874600

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Tors. M.	Flex. M.	Shear F.
=====	=====	=====	=====	=====
1	1	-4222	4406	-2759
	2	4222	-9389	-2759
2	2	0	-8322	-2
	3	-0	-8331	-2
3	3	4222	-9402	2764
	4	-4222	4419	2764
4	13	4222	4410	-2761
	14	-4222	-9393	-2761

CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --- ° DEAD LOAD 5

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER =====	END =====	Tors. M. =====	Flex. M. =====	Shear F. =====
5	14	0	-8327	0
	15	0	-8327	0
6	15	-4222	-9394	2761
	16	4222	4412	2761
7	1	4414	4210	-2359
	5	-4414	-7583	-2359
8	4	-4414	4227	-2365
	8	4414	-7599	-2365
9	9	-4415	-7592	2362
	13	4415	4221	2362
10	12	4414	-7594	2363
	16	-4414	4222	2363
11	5	-0	-6341	-0
	9	0	-6343	-0
12	8	-0	-6344	0
	12	0	-6341	0
13	5	-1251	-4394	8341
	6	1251	37313	8341
14	6	0	36246	7
	7	-0	36282	7
15	7	1251	37349	-8356
	8	-1251	-4430	-8356
16	9	1251	-4402	8344
	10	-1251	37320	8344
17	10	-0	36264	-0
	11	0	36263	-0
18	11	-1251	37320	-8344
	12	1251	-4400	-8344
19	2	1071	-4206	6278
	6	-1071	27182	6278
20	3	-1071	-4236	6290
	7	1071	27212	6290
21	10	-1071	27179	-6276
	14	1071	-4201	-6276
22	11	1071	27180	-6276
	15	-1071	-4202	-6276
23	6	-0	25947	0
	10	0	25949	0
24	7	-0	25954	-2
	11	0	25940	-2

SUPPORT ACTIONS

JOINT # =====	X Moment *Kg-mts =====	Y Moment *Kg-mts =====	Vertical F. *Kg5 =====
1	0	0	19875
2	0	0	39046
3	0	0	39046
4	0	0	19875



CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

CASE --> ° DEAD LOAD 5

SUPPORT ACTIONS

JOINT #	X Moment °Kg-mts	Y Moment °Kg-mts	Vertical F. °Kg
=====	=====	=====	=====
5	0	0	50713
6	0	0	105366
7	0	0	105367
8	0	0	50713
9	0	0	50713
10	0	0	105366
11	0	0	105366
12	0	0	50713
13	0	0	19875
14	0	0	39046
15	0	0	39046
16	0	0	19875

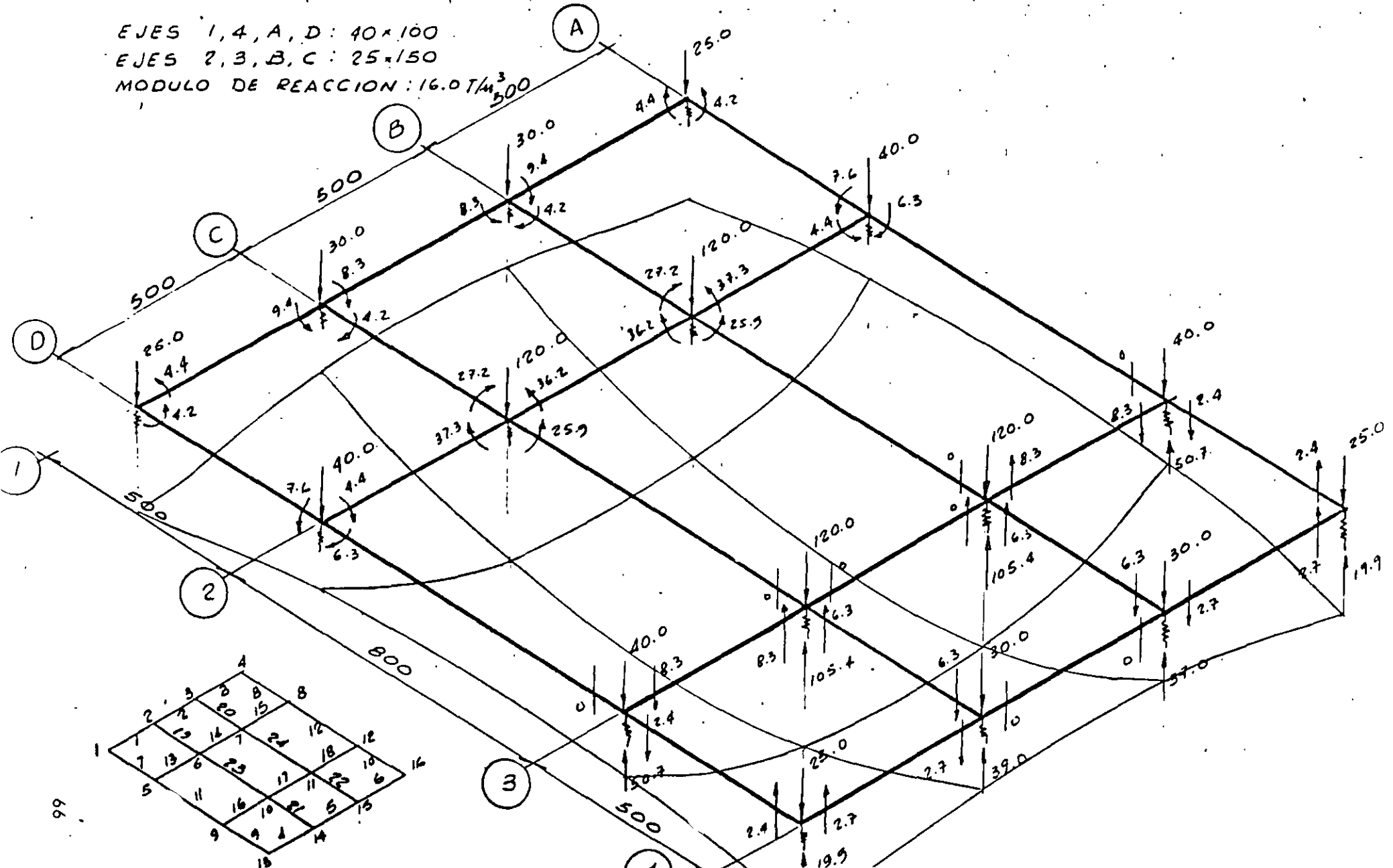
## RETICULA DE CIMENTACION

### DATOS :

EJES 1, 4, A, D : 40x100

EJES 2, 3, B, C : 25x150

MODULO DE REACCION : 16.0 T/M<sup>3</sup> 500



CIMENTACION C.E.C. (DISEÑO PARA LA 3ª ALTERNATIVA)  
MAYO 1985

=====											
MEMBER #:		1		SECTION : 40 x 100					LENGTH : 5.00		
	End 1	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 2		
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====		
Tu	6332								6332		
Mu-	0	0	0	1151	3737	6324	8910	11496	14083		
Mu+	6609	4022	1436	0	0	0	0	0	0		
Vu	4138	4138	4138	4138	4138	4138	4138	4138	4138		
As-	0.00	0.00	0.00	0.32	1.03	1.75	2.47	3.20	3.93		
As+	1.83	1.11	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Asm					12.80						
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00		
vu	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08		
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30		
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30		

=====											
MEMBER #:		2		SECTION : 40 x 100					LENGTH : 5.00		
	End 2	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 3		
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====		
Tu	0								0		
Mu-	12482	12484	12486	12488	12490	12491	12493	12495	12497		
Mu+	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Vu	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
As-	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48		
As+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Asm					12.80						
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00		
vu	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
BAR. # 3	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R		
BAR. # 4	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R		

=====											
MEMBER #:		3		SECTION : 40 x 100					LENGTH : 5.00		
	End 3	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 4		
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====		
Tu	6333								6333		
Mu-	14103	11511	8920	6328	3737	1145	0	0	0		
Mu+	0	0	0	0	0	0	1446	4038	6629		
Vu	4146	4146	4146	4146	4146	4146	4146	4146	4146		
As-	3.94	3.20	2.48	1.75	1.03	0.32	0.00	0.00	0.00		
As+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	1.12	1.84		
Asm					12.80						
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00		
vu	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08		
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30		
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30		



CIHENTACION C.E.C.  
MAYO 1986

MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
7		40 x 100							5.00	
	End 1	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 5	
Tu	6622								6622	
Mu-	0	0	0	318	2529	4740	6952	9163	11374	
Mu+	6316	4104	1893	0	0	0	0	0	0	
Vu	3538	3538	3538	3538	3538	3538	3538	3538	3538	
As-	0.00	0.00	0.00	0.09	0.70	1.31	1.93	2.55	3.17	
As+	1.75	1.14	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Asm					12.80					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
Vu	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	

MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
8		40 x 100							5.00	
	End 4	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 8	
Tu	6622								6622	
Mu-	0	0	0	311	2529	4746	6964	9181	11399	
Mu+	6341	4124	1906	0	0	0	0	0	0	
Vu	3548	3548	3548	3548	3548	3548	3548	3548	3548	
As-	0.00	0.00	0.00	0.09	0.70	1.31	1.93	2.55	3.17	
As+	1.76	1.14	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Asm					12.80					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
Vu	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	

MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
9		40 x 100							5.00	
	End 9	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 13	
Tu	6622								6622	
Mu-	11388	9173	6958	4743	2529	314	0	0	0	
Mu+	0	0	0	0	0	0	1901	4116	6331	
Vu	3544	3544	3544	3544	3544	3544	3544	3544	3544	
As-	3.17	2.55	1.93	1.31	0.70	0.09	0.00	0.00	0.00	
As+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.52	1.14	1.75	
Asm					12.80					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
Vu	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	









CIMENTACION C.E.C.  
 MAYO 1986

=====										
MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
	16	25 x 150							5.00	
	End 9	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 10	
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	
Tu	1877								1877	
Mu-	6603	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mu+	0	1220	9043	16866	24689	32512	40335	48157	55980	
Vu	12517	12517	12517	12517	12517	12517	12517	12517	12517	
As-	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
As+	0.00	0.22	1.65	3.09	4.54	6.01	7.50	9.00	10.52	
Asm					12.17					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
vu	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	

=====										
MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
	17	25 x 150							5.00	
	End 10	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 11	
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	
Tu	0								0	
Mu-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mu+	54396	54396	54396	54396	54396	54396	54396	54396	54396	
Vu	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
As-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
As+	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	
Asm					12.17					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
vu	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
BAR. # 3	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	
BAR. # 4	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	N.R	

=====										
MEMBER #:		SECTION :							LENGTH :	
	18	25 x 150							5.00	
	End 11	Sec.1	Sec.2	Sec.3	Sec.4	Sec.5	Sec.6	Sec.7	End 12	
	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	
Tu	1877								1877	
Mu-	0	0	0	0	0	0	0	0	6601	
Mu+	55980	48157	40335	32512	24690	16867	9045	1222	0	
Vu	12516	12516	12516	12516	12516	12516	12516	12516	12516	
As-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	
As+	10.52	9.00	7.50	6.01	4.54	3.09	1.65	0.22	0.00	
Asm					12.17					
X	0.00	0.63	1.25	1.88	2.50	1.88	1.25	0.63	0.00	
vu	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	
BAR. # 3	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	
BAR. # 4	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	2a30	



## RESUMEN.

Se hace una revisión del procedimiento que actualmente se realiza para el diseño de una cimentación, en el que es muy común separar ésta de la estructura en función de las dificultades existentes para modelar al suelo e incorporarlo al modelo estructural y se plantea la necesidad de resolver el problema de interacción llevándolo a soluciones prácticas que permitan al estructurista aprovechar las herramientas modernas de trabajo, con lo que el proceso de diseño estructural se transformará en algo más dinámico e integral.

El auge de las computadoras y el desarrollo de programas ha permitido modificar el proceso de diseño de estructuras con tendencia a la automatización.

En la fase de análisis, que es donde mayor impacto han tenido las computadoras, los programas modernos permiten plantear modelos complejos y sofisticados de la estructura, en los que se incluyen no solo barras sino tableros o paneles, que se modelan como elementos finitos. Asimismo es posible en la actualidad analizar estructuras tridimensionales con cientos de nodos y barras con una simple computadora personal.

En la fase de dimensionamiento la tarea es más sencilla, pues aquí no se requieren grandes matrices ni cantidades excepcionales de memoria y resulta relativamente fácil aprovechar los resultados del análisis para encadenarlos a un proceso del que se obtendrán miembros dimensionados en tantas secciones como se desee.

Finalmente los elementos estructurales diseñados pueden ordenarse en forma tal que se puedan representar en dibujos o planos convencionales.

A lo anterior habrá que agregar algunos detalles complementarios, así como una buena dosis de conocimientos, experiencia y criterio por parte del estructurista para completar el proceso de diseño que en tales condiciones se hará más sencillo y confiable.

En el caso particular de las cimentaciones, uno de los problemas ancestrales ha sido resolver la interacción con el suelo y precisamente los programas de análisis son fundamentales para resolver problemas que como este, involucran sistemas con un gran número de ecuaciones.

En la actualidad el problema de la interacción se puede resolver con las herramientas disponibles en la mayor parte de las oficinas dedicadas al diseño estructural o a la geotecnia y el único impedimento que existe para hacer práctica a solución es de falta de comunicación Jecuada, más no de tipo técnico.

Una vez superada esta dificultad, se podrá incluir el suelo dentro del modelo de la estructura, en lugar de la separación que actualmente se hace al considerar a la estructura fija en la base de las columnas para posteriormente analizar en forma independiente a la cimentación.

El empleo de programas que analizan, dimensionan y dibujan en forma integrada y que son ya casi una realidad, permitirá modificar el esquema que actualmente se maneja en el diseño estructural y algunas de sus etapas quedarán diluidas en el proceso.

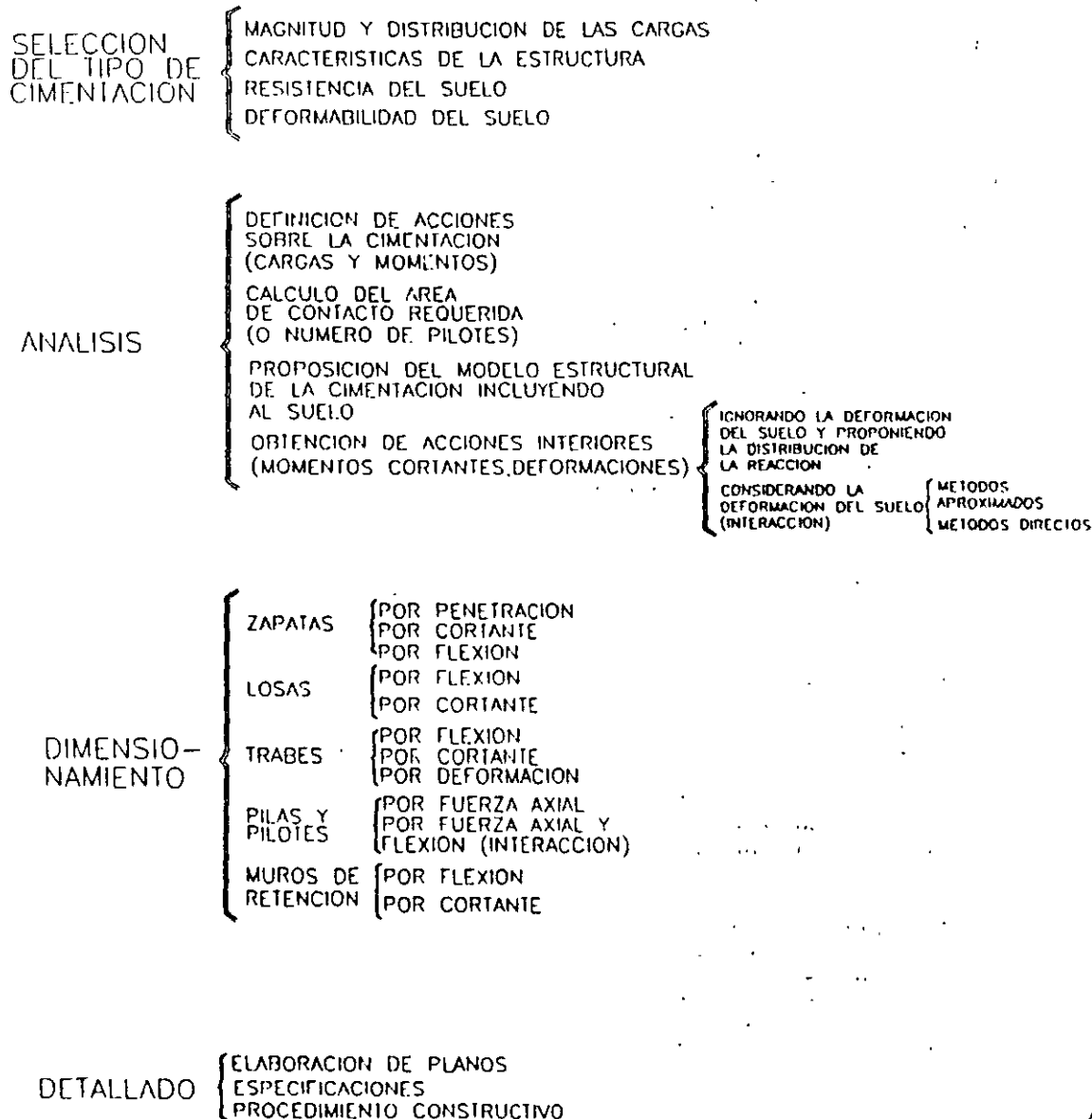
Conviene advertir, no obstante, sobre el riesgo que se corre al emplear este tipo de paquetes que adquieren el aspecto, de una caja negra, en la que el diseñador proporciona información numérica muy sintetizada y obtiene un producto terminado en forma de planos constructivos, con lo que se pierde la posibilidad de detectar errores o mejorar las características de la estructura de acuerdo a los resultados de algunas de las etapas del proceso.

Al respecto conviene señalar que existen programas en los que la generación de información se puede realizar en forma gráfica, es decir, la estructura se dibuja y después se le asigna la numeración de nodos, miembros, apoyos, etc. y se le incluyen las cargas y propiedades. Esto permite tener una visión más objetiva de la estructura con lo que será más fácil detectar errores así como realizar las modificaciones requeridas.

También es posible obtener los resultados en forma gráfica, es decir se pueden tener dibujados los diagramas de momentos, cortantes y deformaciones, lo que permitirá verificar o calibrar los resultados del dimensionamiento.

A continuación se presentan los resultados del diseño de una retícula analizada y dimensionada en forma integral en la que se consideró la interacción con el suelo, mostrando algunas de las peculiaridades de los programas modernos.

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES



{ IGNORANDO LA DEFORMACION DEL SUELO Y PROPONIENDO LA DISTRIBUCION DE LA REACCION  
 { CONSIDERANDO LA DEFORMACION DEL SUELO (INTERACCION)

{ METODOS APROXIMADOS  
 { METODOS DIRECTOS

```

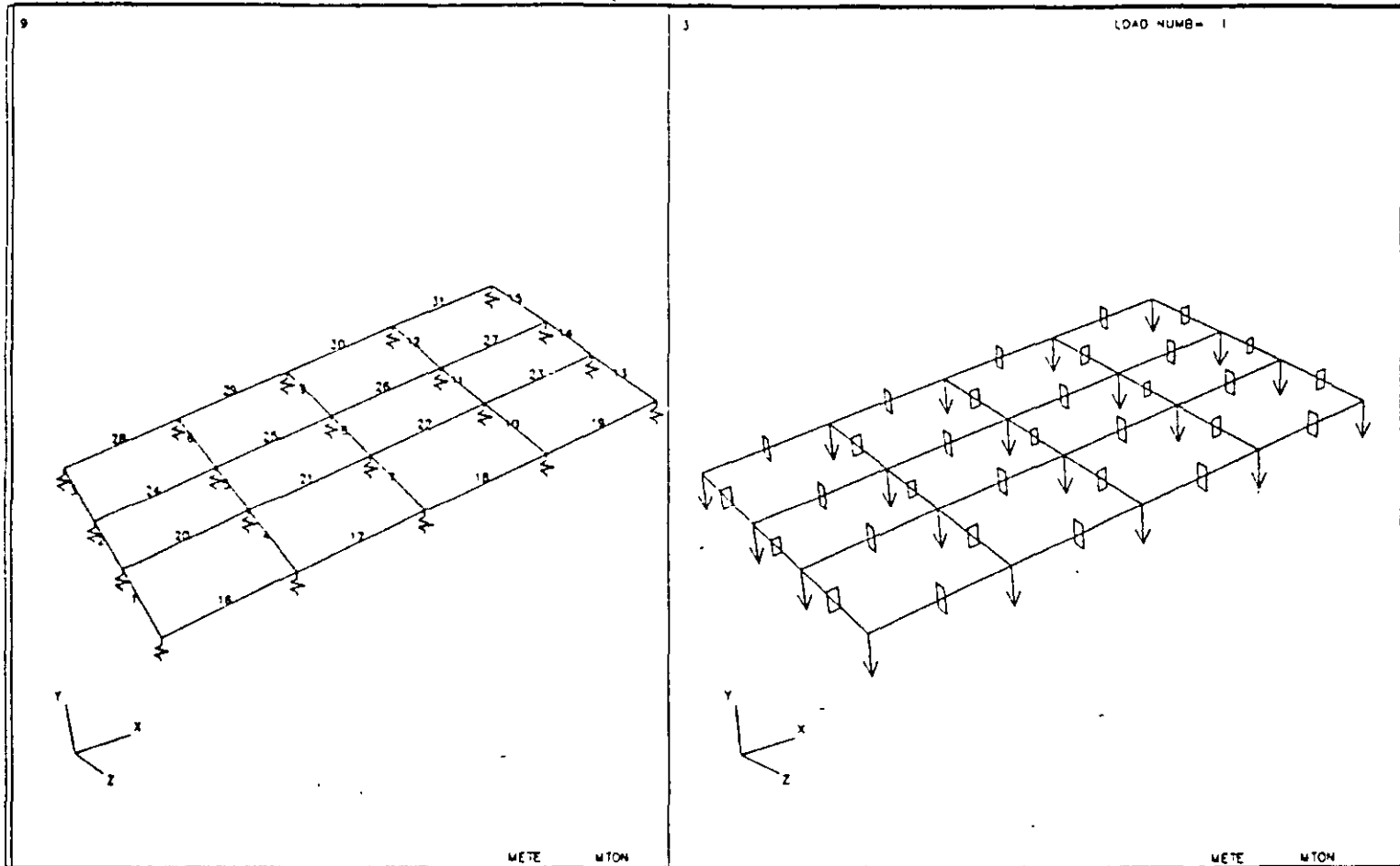
*****
*
*          S T A A D - III
*          REVISION 12.1b(VERSION 12 LEVEL 1)
*          PROPRIETARY PROGRAM OF
*          RESEARCH ENGINEERS, INC.
*          DATE=      SEP 12, 1991
*          TIME=      13:23:13
*
*****

```

```

2. STAAD SPACE
3. *          LABORATORIOS TLALLI
4. *          CIMENTACION
5. *          CARGA VERTICAL
6. *FILE \TLA20V
7. *
8. UNIT METER MTON
9. JOINT COORD
10. 1 0 0 14 ; 2 0 0 9 ; 3 0 0 5 ; 4 0 0 0
11. R A 4 6 0 0 0
12. *
13. MEMB INCI
14. 1 1 2 3
15. R A 4 3 4
16. 16 1 5 19 1 4
17. R A 3 4 1
18. *
19. MEMB PROP
20. 1 TO 31 PR YD 1.5 ZD 0.5
21. CONSTANT
22. E 1580000 ALL
23. SUPPORTS
24. *          PARA CARGA VERTICAL
25. 1 4 7 17 20 FIXED BUT MX MY MZ KFY 4028
26. 2 3 18 19 FIXED BUT MX MY MZ KFY 3693
27. 5 8 13 16 FIXED BUT MX MY MZ KFY 4132
28. 6 7 14 15 FIXED BUT MX MY MZ KFY 3744
29. 9 12 FIXED BUT MX MY MZ KFY 4170
30. 10 11 FIXED BUT MX MY MZ KFY 3772
31. LOAD 1          CARGA VERTICAL
32. JOINT LOAD
33. 1 4 17 20 FY -99
34. 2 3 18 19 FY -178
35. 5 9 13 8 12 16 FY -198
36. 6 7 10 11 14 15 FY -356
37. PERFORM ANALYSIS
38. * PRINT ANALYSIS RESULT
39. PLOT BEND FILE
40. PLOT DISP FILE
41. START CONCRETE DESIGN
1
42. TRACK 2 ALL
43. FC 2500
44. MINMAIN 8 ALL
45. MAXMAIN 10 ALL
46. DESIGN BEAM 1 2 7 8

```



STAAD PL - PLOT (REVISION 12.1b)

COMPANY.

PROYECTISTAS ESTRUCTURALES S.C

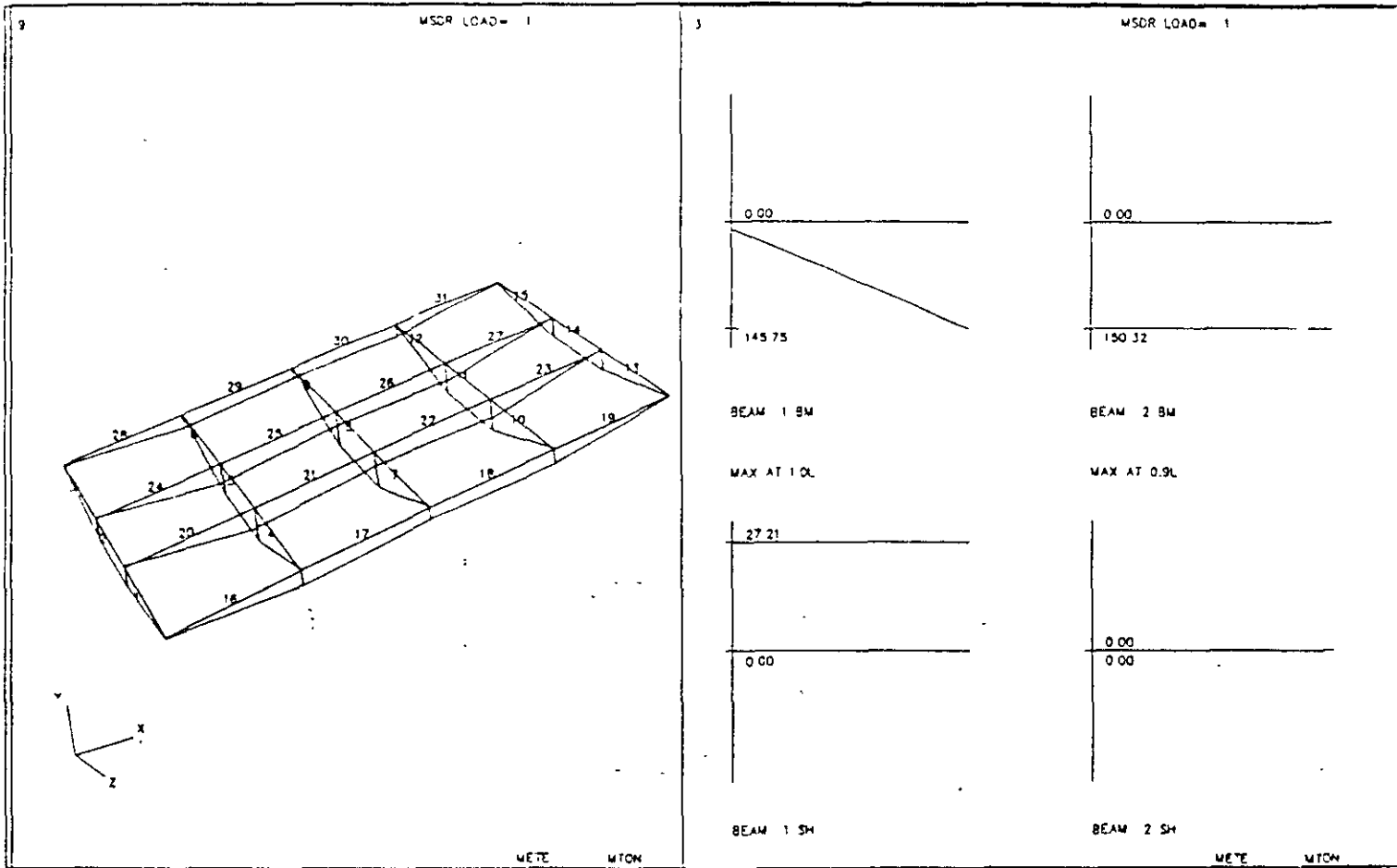
TITLE

STAAD SPACE

DATE SEP 13 1991

STRUCTURE DATA

NJ= 20, NM= 31, NE= 0



STAAD PL - PLOT (REVISION 12 'b)

COMPANY

PROYECTISTAS ESTRUCTURALES S.C

TITLE

STAAD SPACE

DATE SEP 13 1991

STRUCTURE DATA

NJ= 20, NN= 31, NE= 0





**B E A M N O . 2 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E**

LEN - 13.12FT. FY - 60000. FC - 3556. SIZE - 19.68 X 59.06 INCHES

LEVEL	HEIGHT FT. IN.	BAR INFO	FROM FT. IN.	TO FT. IN.	ANCHOR STA END
-------	-------------------	----------	-----------------	---------------	-------------------

1	0 + 2-1/2	6-NUM.8	0 + 0-0/0	13 + 1-1/2	YES YES
---	-----------	---------	-----------	------------	---------

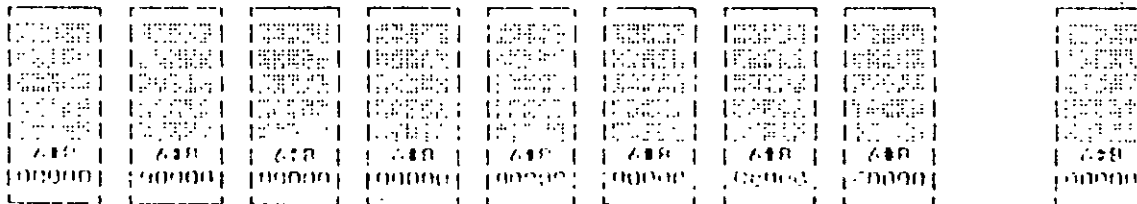
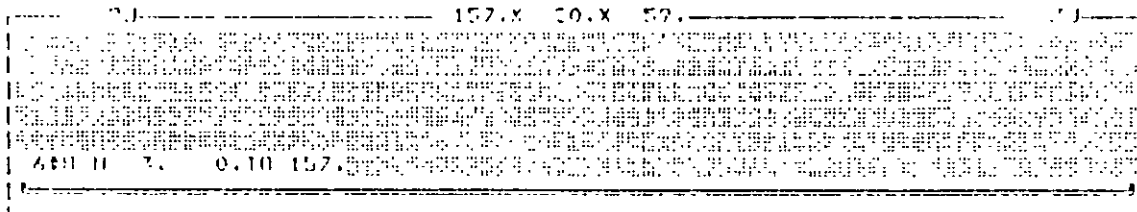
CRITICAL POS MOMENT=	1087.28 KIP-FT	AT 11.81 FT,	LOAD 1
REQD STEEL=	4.44 IN <sup>2</sup> ,	ROW=0.0040,	ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033
MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING=	9.84/ 2.00/ 2.94	INCH	

**REQUIRED REINF. STEEL SUMMARY :**

SECTION (FEET)	REINF STEEL(+VE/-VE) (SQ. INCH)	MOMENTS(+VE/-VE) (KIP-FEET)	LOAD(+VE/-VE)
0.00	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
1.31	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
2.62	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
3.94	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
5.25	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
6.56	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
7.87	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
9.19	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
10.50	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
11.81	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0
13.12	4.454/ 0.000	1087.28/ 0.00	1/ 0

**B E A M N O . 2 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R**

AT START SUPPORT - STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.  
 AT END SUPPORT - STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.



**B E A M N O . 7 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E**

LEN - 16.40FT. FY - 60000. FC - 3556. SIZE - 19.68 X 59.06 INCHES

LEVEL	HEIGHT FT. IN.	BAR INFO	FROM FT. IN.	TO FT. IN.	ANCHOR STA. END
1	0 + 2-1/2	5-NUM.8	0 + 0-0/0	16 + 5-0/0	YES YES
2	0 + 4-1/2	5-NUM.8	0 + 0-0/0	16 + 5-0/0	YES YES

- CRITICAL POS MOMENT= 1857.35 KIP-FT AT 16.40 FT, LOAD 1  
 REQD STEEL= 7.70 IN<sup>2</sup>, ROW=0.0071, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033  
 MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 9.84/ 2.00/ 3.67 INCH

3	4 + 8-1/2	3-NUM.10	0 + 0-0/0	5 + 11-0/0	YES NO
---	-----------	----------	-----------	------------	--------

CRITICAL NEG MOMENT= 47.86 KIP-FT AT 0.00 FT, LOAD 1  
 REQD STEEL= 3.72 IN<sup>2</sup>, ROW=0.0033, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033  
 MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 9.84/ 2.54/ 7.21 INCH

**REQUIRED REINF. STEEL SUMMARY :**

SECTION (FEET)	REINF STEEL(+VE/-VE) (SQ. INCH)	MOMENTS(+VE/-VE) (KIP-FEET)	LOAD(+VE/-VE)
0.00	0.000/ 0 189	0.00/ 47.86	0/ 1
1.64	0.564/ 0.000	142.66/ 0.00	1/ 0
3.28	1.326/ 0.000	333.18/ 0.00	1/ 0
4.92	2.099/ 0.000	523.70/ 0.00	1/ 0
8.20	3.680/ 0.000	904.74/ 0.00	1/ 0
9.84	4.488/ 0.000	1095.27/ 0.00	1/ 0
11.48	5.309/ 0.000	1285.79/ 0.00	1/ 0
13.12	6.144/ 0.000	1476.31/ 0.00	1/ 0
14.76	6.993/ 0.000	1666.83/ 0.00	1/ 0
16.40	7.857/ 0.000	1857.35/ 0.00	1/ 0

**B E A M N O . 7 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R**

AT START SUPPORT - PROVIDE NUM. 4 BARS AT 24.0 IN. C/C FOR 197. IN.  
 AT END SUPPORT - PROVIDE NUM. 4 BARS AT 24.0 IN. C/C FOR 197. IN.

SECTION	REIN	MOMENT	LOAD
0.00	0.000/ 0 189	0.00/ 47.86	0/ 1
1.64	0.564/ 0.000	142.66/ 0.00	1/ 0
3.28	1.326/ 0.000	333.18/ 0.00	1/ 0
4.92	2.099/ 0.000	523.70/ 0.00	1/ 0
8.20	3.680/ 0.000	904.74/ 0.00	1/ 0
9.84	4.488/ 0.000	1095.27/ 0.00	1/ 0
11.48	5.309/ 0.000	1285.79/ 0.00	1/ 0
13.12	6.144/ 0.000	1476.31/ 0.00	1/ 0
14.76	6.993/ 0.000	1666.83/ 0.00	1/ 0
16.40	7.857/ 0.000	1857.35/ 0.00	1/ 0

4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
3010	3110	3210	3310	3410	3510	3610	3710	3810
500	510	520	530	540	550	560	570	580
00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000

B E A M N O . 8 D E S I G N R E S U L T S - F L E X U R E

LEN - 13.12FT. FY - 60000. FC - 3556. SIZE - 19.68 X 59.06 INCHES

LEVEL	HEIGHT FT. IN.	BAR INFO	FROM FT. IN.	TO FT. IN.	ANCHOR STA END
1	0 + 2-1/2	5-NUM.8	0 + 0-0/0	13 + 1-1/2	YES YES
2	0 + 4-1/2	5-NUM.8	0 + 0-0/0	13 + 1-1/2	YES YES

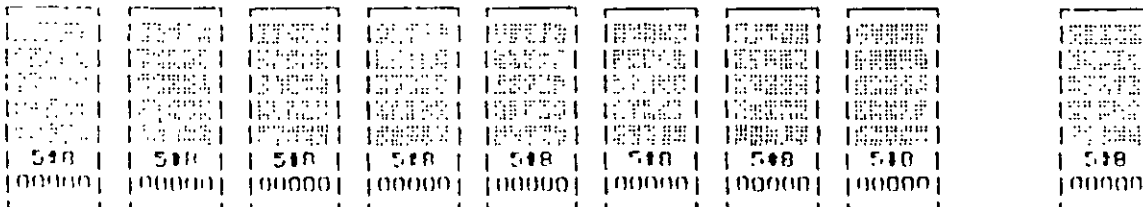
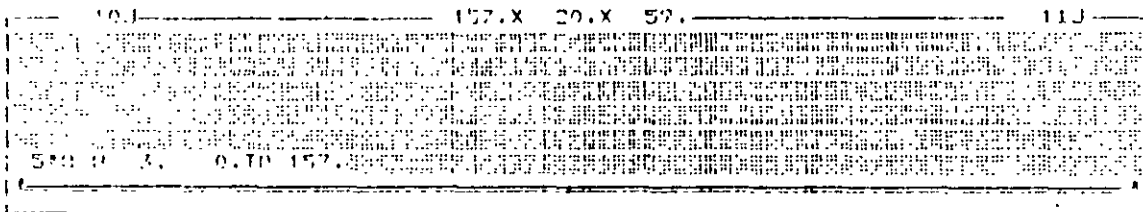
CRITICAL POS MOMENT= 1835.91 KIP-FT AT 0.00 FT, LOAD 1  
 REQD STEEL= 7.60 IN<sup>2</sup>, ROW=0.0070, ROWMX=0.0190 ROWMN=0.0033  
 MAX/MIN/ACTUAL BAR SPACING= 9.84/ 2.00/ 3.67 INCH

REQUIRED REINF. STEEL SUMMARY :

SECTION (FEET)	REINF STEEL(+VE/-VE) (SQ. INCH)	MOMENTS(+VE/-VE) (KIP-Feet)	LOAD(+VE/-VE)
0.00	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
2.62	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
3.94	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
5.25	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
6.56	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
7.87	7.759/ 0.000	1835.91/ 0.00	1/ 0
9.19	7.759/ 0.000	1835.90/ 0.00	1/ 0
10.50	7.759/ 0.000	1835.90/ 0.00	1/ 0
11.81	7.759/ 0.000	1835.90/ 0.00	1/ 0
13.12	7.759/ 0.000	1835.90/ 0.00	1/ 0

B E A M N O . 8 D E S I G N R E S U L T S - S H E A R

AT START SUPPORT - STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.  
 AT END SUPPORT - STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.



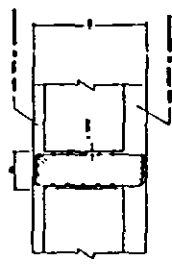
\*\*\*\*\*END OF BEAM DESIGN\*\*\*\*\*

47. END CONCRETE DESIGN  
 48. FINISH

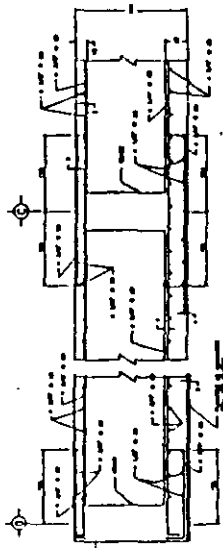
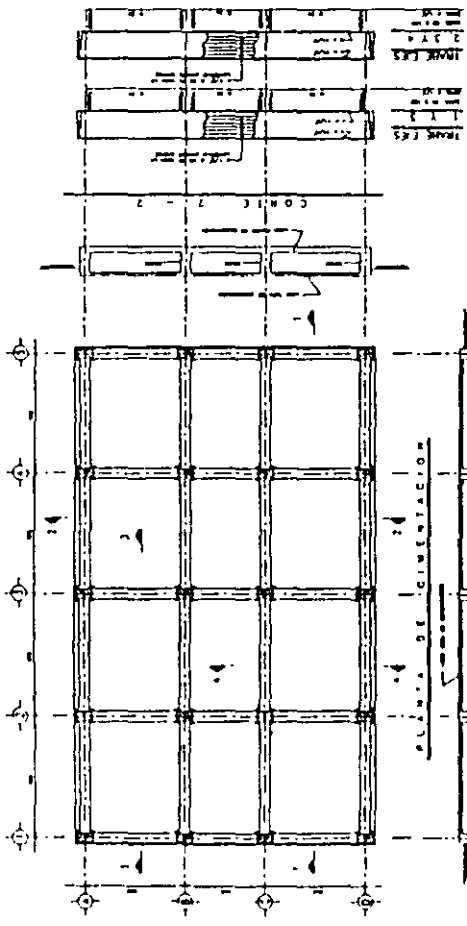
\*\*\*\*\* END OF STAAD-III \*\*\*\*\*

**NOTAS GENERALES**

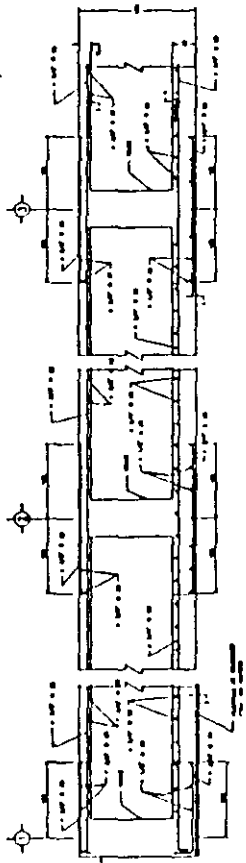
- 1. El presente proyecto se refiere a la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales.
- 2. El terreno sobre el que se construye es plano y firme.
- 3. El agua a tratar proviene de un sistema de alcantarillado municipal.
- 4. El caudal de agua a tratar es de 1000 litros por segundo.
- 5. El tiempo de retención en el tanque de sedimentación es de 2 horas.
- 6. El tiempo de retención en el tanque de floculación es de 1 hora.
- 7. El tiempo de retención en el tanque de aireación es de 4 horas.
- 8. El tiempo de retención en el tanque de sedimentación secundario es de 2 horas.
- 9. El tiempo de retención en el tanque de desarenado es de 1 hora.
- 10. El tiempo de retención en el tanque de coagulación es de 1 hora.



**SECCION DEL TANQUE**  
EN NUESTRO  
DE NUESTRO NUESTRO NUESTRO



**CORTE 4 - 4**



**CORTE 3 - 3**

CIMENTACION  
**PESA**  
S.A. S. R. L.  
CALLE 10 N. 1000, PUNTO 1.  
TEL. 222.2222

## REFERENCIAS

Ellstein, A. y Granados, R. (1988) "La Colaboración Geotecnista-Estructurista en el Cálculo de la Interacción Suelo-Estructura", Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla.

Granados, R. (1991) "Análisis de una Reticula de Cimentación Considerando la Interacción con el Suelo", Memorias de la Reunión Técnica sobre Interacción Suelo-Estructura, SMMS-SMIE-SMIS México.

Research Engineers, STTAD-III (Structural Analysis And Design) Revision 12.1b 1990 Marlton N.J.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

APUNTES DE CIMENTACIONES  
CALCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS

NOTAS ELABORADAS POR M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA  
ING. MARGARITA PUEBLA CADENA  
EXPOSITOR: HÉCTOR SANGINES GARCÍA  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL 2003

## APUNTES DE CIMENTACIONES CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS

Agustín Deméneghi Colina  
Margarita Puebla Cadena  
Héctor Sanginés García

### EL FENÓMENO DE LA DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS

La compresión de un suelo se debe a dos causas (Schlosser, 1988): (a) por una parte a un reacomodo de sus partículas, que produce una disminución de su relación de vacíos, y (b) una deformación de los propios granos bajo la acción de las fuerzas que se ejercen en los puntos de contacto

Consideremos un suelo seco contenido en un recipiente cilíndrico (fig 1a), y observemos las fuerzas de contacto que actúan entre las partículas (fig 1b), las cuales se han dividido en una componente normal  $N$  y una componente tangencial  $T$  a las superficies de contacto (Lambe y Whitman, 1969). Las fuerzas de contacto producen deformaciones elásticas y plásticas en la vecindad de los puntos de contacto, las cuales ocasionan un aumento del área de contacto entre los granos (fig 2a). Si existen partículas de forma laminar, éstas sufrirán una flexión, como se indica en la fig 2b. Además, una vez que la fuerza cortante excede la resistencia al corte, ocurrirá un deslizamiento entre los granos (fig 2c; Lambe y Whitman, 1969). La deformación de la masa de suelo se deba en parte al resultado de la deformación de las partículas individuales y en parte al deslizamiento entre las partículas. Se ha observado experimentalmente que el movimiento de los granos, con el subsecuente reacomodo de los mismos, es el causante de la mayor deformación de los suelos. Debido a que el deslizamiento es una deformación no lineal e irreversible, es de esperarse que la relación esfuerzo-deformación unitaria de un suelo sea fuertemente no lineal e irreversible (lo cual indica que la curva esfuerzo-deformación unitaria no es una línea recta y no es única para ciclos de carga-descarga)

Como ya lo indicamos, las deformaciones que sufre un elemento de suelo son el resultado de

deformaciones dentro de las partículas y de movimientos relativos entre las propias partículas que forman dicho elemento (Lambe y Whitman, 1969). En cada uno de los contactos pueden ocurrir deformaciones unitarias de gran magnitud. Existen fundamentalmente dos mecanismos de deformación en los suelos granulares: distorsión (y rotura) de partículas individuales, y movimiento relativo entre granos como resultado de un deslizamiento o un giro. Estos dos fenómenos rara vez son independientes entre sí; por ejemplo, el conjunto de partículas de la fig 3 sería estable bajo el sistema de fuerzas mostrado si los granos fueran rígidos y no deslizaran entre sí, dado que las partículas no son rígidas, su deformación causaría pequeños movimientos, produciendo el colapso del conjunto. Mientras que los movimientos entre granos son los causantes de las grandes deformaciones de los suelos, estos desplazamientos no serían posibles si no hubiera distorsiones de las partículas (Lambe y Whitman, 1969).

En suelos cohesivos hay que tomar en cuenta además la interacción entre las partículas del suelo y el agua que las rodea (fig 4). Otro fenómeno que ocurre consiste en la influencia de los iones de las sales del agua sobre la superficie de las partículas (fig 5). Estos efectos producen diversas clases de estructura en las arcillas, como se indica en la fig 6 (Lambe y Whitman, 1969).

La forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria de un suelo depende de la relación entre el esfuerzo vertical y los esfuerzos horizontales, es decir, es función del tipo de prueba. En la fig 7 se muestran las curvas esfuerzo-deformación unitaria para pruebas de compresión isotrópica, de compresión confinada y de compresión triaxial (Lambe y Whitman, 1969).

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

No es usual que en el terreno se presente una compresión isotrópica, mientras que la compresión confinada es básicamente un fenómeno de cambio de volumen. En la compresión triaxial ocurren deformaciones unitarias laterales, pudiendo considerarse ésta como un fenómeno de cambio de forma. Por lo tanto, para el estudio de la deformación de un suelo, ésta se puede dividir en dos componentes (a) una compresión por cambio de volumen, y (b) una compresión por cambio de forma.

### COMPRESIÓN POR CAMBIO DE VOLUMEN

Si sometemos una muestra de suelo granular a un ensaye de compresión sin deformación lateral (compresión confinada) obtenemos una curva de compresibilidad como la de la fig 9a (Schlosser, 1988). Al inicio de la carga, las deformaciones son grandes, las cuales se deben a movimientos y a reacomodo de los granos. Cuando el esfuerzo vertical aumenta, los movimientos disminuyen y las deformaciones son el resultado de la compresión aproximadamente elástica de los propios granos. El ciclo de descarga y de recarga ABCA (fig 9a), que no coincide con la curva inicial, muestra que el comportamiento del esqueleto sólido no es reversible.

Bajo esfuerzos altos se presenta rotura de los granos, que se traduce en un cambio de pendiente de la curva de la fig 9b (Schlosser, 1988).

En la fig 10 se muestran los resultados de pruebas de compresión confinada, en escala semilogarítmica, para varias clases de arenas (Lambe y Whitman, 1969). La rotura de granos ocurre cuando cambia la pendiente de la curva de compresibilidad. Para la arena formada por feldespatos la rotura se presenta a un esfuerzo ligeramente superior a  $100 \text{ lb/plg}^2$  ( $7.03 \text{ kg/cm}^2$ ), mientras que para la arena de Sandy Point la rotura ocurre a un esfuerzo más de diez veces superior ( $1400 \text{ lb/plg}^2 = 98.4 \text{ kg/cm}^2$ ).

En arcillas totalmente saturadas, la compresión por cambio de volumen ocurre a largo plazo, debido a la baja permeabilidad del suelo.

### COMPRESIÓN POR CAMBIO DE FORMA

La fig 11 exhibe los resultados de una prueba de compresión triaxial en una arena (Lambe y Whitman, 1969). La relación esfuerzo-deformación unitaria se curva a pequeñas deformaciones y alcanza un máximo para una deformación unitaria del orden de 2%. Nótese que aún a pequeñas deformaciones la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Es interesante notar que en una prueba triaxial, tanto una arena compacta como una arena suelta tienden a la misma relación de vacíos (y a la misma resistencia) para grandes deformaciones (fig 12).

Si se aplica una carga relativamente rápida a un suelo cohesivo totalmente saturado, éste sufre una deformación prácticamente a volumen constante, pues el agua no alcanza a salir por la baja permeabilidad de la arcilla.

### EFFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento  $p_c$ , y apliquemos un esfuerzo desviador  $\sigma_2$ ; en la fig 13 se muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo en compresión triaxial. Observamos que el tramo inicial es una línea recta, y que después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo. A la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial  $E$ , del suelo. Algunos ingenieros utilizan el módulo de deformación correspondiente al 50% de la falla, el cual se denomina  $E_{50}$ .

En términos generales, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos friccionantes. En la fig 14 se muestra la variación del módulo tangente inicial (o del  $E_{50}$ ) con la presión de confinamiento en un suelo.

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Janbu (1963; citado por Duncan y Chang, 1970), que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por



$$E_i = E_{i0} + K p_a (p_c / p_a)^n \quad (1)$$

donde

$E_i$  = módulo tangente inicial de deformación

$E_{i0}$  = módulo tangente inicial de deformación

para un confinamiento efectivo igual a cero

$K$  = coeficiente que depende de la rigidez del material

$p_a$  = presión atmosférica = 10.3 t/m<sup>2</sup>

$p_c$  = presión de confinamiento

$n$  = exponente que depende de la clase de suelo

En el campo, los esfuerzos horizontales por peso propio del suelo en general son diferentes del esfuerzo vertical (fig 15a). Es usual tomar una presión de confinamiento de campo dada por

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + p_{ho} + p_{ho}}{3} = \frac{p_{vo} + 2p_{ho}}{3} \quad (2)$$

La presión horizontal vale

$$p_{ho} = K_o p_{vo} \quad (3)$$

donde  $K_o$  es el coeficiente de presión en reposo, y está dado por (Mitchell, 1993)

$$K_o = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (4)$$

donde

$\phi'$  = ángulo de fricción interna del suelo

OCR = relación de preconsolidación del suelo

Reemplazando la ec 3 en la ec 2

$$p_{co} = (1 + 2 K_o) p_{vo} / 3 \quad (5)$$

Si se construye una obra de ingeniería, ésta produce incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (fig 15b). La presión de confinamiento se incrementa en la cantidad

$$\Delta p_c = p_{co} + \Delta p_c$$

donde

$$\Delta p_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

por lo tanto

$$p_{cl} = p_{co} + (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (6)$$

Por otra parte, el módulo de Poisson se puede obtener de manera aproximada de la siguiente forma: consideremos un estrato de suelo cubierto por otros estratos en proceso de sedimentación, en el cual, por simetría, la deformación horizontal vale cero:  $\epsilon_h = 0$ . Aplicando la ley de Hooke

$$\epsilon_h = (1/E) [p_{ho} - \nu (p_{vo} + p_{ho})] = 0$$

$$p_{ho} = [\nu / (1 - \nu)] p_{vo} \quad (7)$$

Pero  $p_{ho} = K_o p_{vo}$

Por lo tanto

$$\nu = K_o / (1 + K_o) \quad (8)$$

## EFECTO DE LA TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

El ejemplo más claro de que la deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente cargado y un suelo precargado. En este último, su rigidez puede ser de 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente cargado; las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt, 1989).

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo; así, puede haber arenas "precargadas" o "normalmente cargadas" con similar  $D_r$ , pero con comportamiento muy diferente (Ladd et al, 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compacidad relativa  $D_r$  como un índice único del comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de penetración estándar (SPT) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o preconsolidación) es la razón principal de la gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos de zapatas en arenas. Los métodos que no separan las arenas normalmente cargadas de las precargadas están condenados al fracaso (Décourt, 1989). De acuerdo con Burland y Burbidge (1985), el asentamiento de una zapata en una arena precargada es aproximadamente igual a un tercio de la

misma zapata sobre una arena normalmente cargada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación (OCR).

Mediante la ejecución de pruebas de placa helicoidal (screw plate tests), se puede estimar la máxima presión de precarga en arenas (Dahlberg, 1974; citado por Mitchell, 1978).

En una arcilla totalmente saturada, la compresibilidad en el tramo de recompresión es bastante menor que la compresibilidad en el tramo virgen (fig 16; Mitchell, 1993).

### INCREMENTO NETO DE CARGA

Se define el incremento neto de carga, o presión neta de la siguiente forma

$$q_n = q - p_{vo} \quad (9)$$

donde

$q$  = presión media de contacto entre suelo y cimiento

$p_{vo}$  = presión total previamente existente al nivel de desplante, debida a peso propio del suelo

### INFLUENCIA DE LA CLASE DE SUELO

La magnitud y la evolución de las deformaciones de un suelo dependen fundamentalmente del tipo de material y de la presencia del nivel de agua freática (NAF). Se pueden distinguir cuatro clases de suelos:

- i) Suelos friccionantes
- ii) Suelos cohesivos totalmente saturados
- iii) Suelos cohesivos parcialmente saturados
- iv) Suelos cementados parcialmente saturados

Las deformaciones en estos suelos se pueden calcular como se indica en los siguientes incisos. (Debido a lo extenso del tema, y aun cuando son de gran importancia, se omiten los aspectos dinámicos.)

### SUELOS FRICCIONANTES

Como mencionamos antes, en suelos friccionantes es muy importante tomar en

cuenta el incremento de rigidez del terreno con la presión de confinamiento. Para esto se puede emplear en forma aproximada la fórmula de Janbu (1963), dada por la ec 1.

En la tabla 1 se presentan valores estadísticos de los módulos de deformación, los cuales deben emplearse únicamente para fines preliminares de análisis.

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta_z = (H/E_s) \{ \sigma_z - v (\sigma_x + \sigma_y) \} \quad (10)$$

La presión de confinamiento  $p_c$  que debe utilizarse en la ec 1 debe ser la presión efectiva, dada por

$$p_c = p_{co} + (1/2) \Delta p_c$$

$$\text{Pero } \Delta p_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Por lo tanto

$$p_c = p_{co} + (1/6) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (11)$$

*Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF).* Si el suelo se encuentra abajo del NAF, en las ecs 1 y 11 se debe emplear la presión efectiva en vez de la presión total, pues la rigidez de una arena está en función de dicha presión efectiva.

Por otra parte, en relación con el cálculo de asentamientos de zapatas en arenas, analizando la mayoría de los datos publicados, Burland y Burbridge (1985, citados por Décourt, 1989) concluyeron que el asentamiento  $\delta$  (en milímetros) de zapatas en arenas normalmente cargadas está dado por

$$\delta = q B^{0.7} I_c \quad (12)$$

mientras que para arenas precargadas

$$\delta = q B^{0.7} I_c / 3 \quad (13)$$

donde

$$I_c = 1.17 / N^{1.4} \quad (14)$$

$q$  = presión de contacto, en  $\text{kN/m}^2$   
 $B$  = ancho de la cimentación, en metros

Existen varios métodos para calcular las deformaciones de los suelos friccionantes, tomando en cuenta los efectos de la presión de confinamiento y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación unitaria. En el anexo 1 se presenta el procedimiento de Deméneghi (1999), en el anexo 2 el de Schmertmann (1970) y en el anexo 3 el de Kondner (Duncan y Chang, 1970)

## SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

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

Las Normas de Cimentaciones establecen que en cimentaciones compensadas se calcularán:

- i) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación (asentamientos inmediatos a volumen constante),
- ii) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas, y
- iii) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo

En una excavación pueden ocurrir fuertes expansiones inmediatas debidas a deformaciones del suelo a volumen constante. Por ejemplo, en una excavación de 6 m de profundidad, de 18 m de ancho por 124.8 m de longitud, se observó una expansión al centro de 50 cm y de 20 en las orillas. En otra excavación de 6 m de profundidad, de 10 m de ancho por 48 m de longitud, se midió una expansión inmediata de 40 cm al centro y de 10 cm en las orillas. Estos datos fueron registrados por Marsal y Mazari (1959), que además señalan que tales movimientos del subsuelo son causa de asentamientos en un edificio, aunque se le haya compensado totalmente. Por su parte, Tamez (1996) señala que "en la ejecución de

excavaciones hasta de 120 m de longitud, 16 m de ancho y 6 a 7 m de profundidad, en aras del cumplimiento del programa de construcción (que debió llevarse a cabo con gran premura) hubo que admitir el desarrollo de expansiones del fondo, que llegaron hasta 60 cm, en algunos casos, por lo que se requirió la instalación de pilotes de control para reducir y controlar los asentamientos generados por la recuperación de las expansiones. Debe agregarse que solamente se empleó bombeo de achique para el control de filtraciones a la excavación, durante todo el tiempo que tomó la construcción de las cimentaciones. Esta contradicción, de *diseñar una cimentación compensada que, en teoría, no debiera sufrir asentamientos*, y la triste realidad de *no poder controlar las expansiones inducidas por el proceso de excavación*, que se traducirían más tarde en grandes asentamientos, me resultó muy inquietante, y la llamé, para mi propio uso, 'la paradoja de las cimentaciones compensadas', que me mantuvo inquieto durante varios años".

Para ejemplificar las deformaciones que experimenta un suelo cohesivo totalmente saturado, consideremos un edificio apoyado en una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón de concreto reforzado, en un suelo de este tipo. 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. Debido al incremento neto de carga, se presentan hundimientos inmediatos adicionales, que se denominan asentamientos por compresión. Finalmente, debido al incremento neto de carga, ocurren hundimientos diferidos debidos al fenómeno de consolidación de la arcilla.

El cálculo de las deformaciones anteriores se puede llevar a cabo de la siguiente forma:

**Expansiones inmediatas.** Se ha observado que las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan empleando la teoría de la elasticidad. Sin embargo, es conveniente considerar que el módulo elástico del suelo es no lineal y además aumenta con la presión de confinamiento. El módulo elástico no lineal se suele obtener mediante pruebas de compresión triaxial (de preferencia del tipo consolidadas-no drenadas),

aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo. Las expansiones inmediatas se pueden calcular utilizando un módulo elástico lineal  $E_e$ , pero, por lo comentado en el cuerpo de este capítulo, el cómputo será sólo será aproximado, por el marcado comportamiento no lineal de los suelos. Cabe aclarar que en algunos sitios de la ciudad de México, la arcilla exhibe un módulo elástico no drenado del orden de  $50 \text{ kg/cm}^2$  (Alberro, 1970).

Asentamientos inmediatos por recompresión. Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación en recompresión es no lineal y que se acrecienta 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 expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

Asentamientos inmediatos por compresión. Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación es no lineal y que aumenta con la presión de confinamiento.

Asentamientos diferidos por recompresión y compresión. Las cargas por recompresión y por compresión producen asentamientos diferidos ocasionados por cambio de volumen al ser expulsada el agua. Éstos se calculan con los resultados de pruebas de consolidación unidimensional.

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado se presenta una deformación a largo plazo, debida al fenómeno de *consolidación* del suelo. En general se acepta que la consolidación consta de dos procesos (a) la *consolidación primaria*, debida al fenómeno de expulsión del agua del suelo, y (b) la *consolidación secundaria*, debida a una deformación de tipo viscoplástico de las partículas del suelo.

La deformación por consolidación primaria se puede calcular con la teoría de Terzaghi (Juárez Badillo y Rico, 1976) y la deformación por consolidación secundaria se puede calcular empleando la teoría de Zeevaert (1973).

En la práctica la deformación diferida se conoce a partir de una prueba de consolidación, que consiste en aplicar varias cargas sostenidas, durante lapsos más o menos definidos (que usualmente duran un día). En general se aplican del orden de 7 a 9 cargas, por lo que un ensayo de consolidación dura de 7 a 9 días. Los resultados de una prueba de consolidación se grafican en una curva de *compresibilidad*, en la que se trazan en el eje de las ordenadas la relación de vacíos y en el eje de las abscisas la presión aplicada (es usual graficar ésta en escala logarítmica).

Conocida la curva de compresibilidad de un estrato de suelo, el asentamiento se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_0)] H \quad (15)$$

La deformación diferida se puede calcular también en forma aproximada en función del índice de recompresión  $C_{rc}$  en el tramo de recompresión (fig 17). El asentamiento a largo plazo de un estrato de espesor  $H$  se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta e = C_{rc} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (16)$$

Por lo tanto

$$\Delta H = \frac{C_{rc} H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (17)$$

En el tramo virgen la deformación diferida se calcula

$$\Delta e = C_c \log \left( \frac{P_{vo}' + \Delta p'}{P_{vo}'} \right) \quad (18)$$

Por lo tanto

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (19)$$

En el anexo 1 se presenta un procedimiento no lineal para el cálculo de las compresiones a corto y a largo plazo en suelos cohesivos totalmente saturados.

## SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS

La problemática de los suelos cohesivos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos totalmente saturados. En éstos, la presión hidráulica  $u_w$  es mayor que cero, mientras que en aquéllos la presión  $u_w$  es menor que cero.

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que éste pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976); a la tensión en el agua se le denomina *succión*. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva, y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionará un aumento del volumen del suelo.

La succión total de un suelo consiste de dos componentes: la succión osmótica y la succión mátrica (Nelson y Miller, 1992).

La succión osmótica en una arcilla se debe a las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua, como resultado de la diferencia de concentración de iones en el agua en la zona cercana a la doble capa eléctrica. En efecto, cerca de la partícula existe una mayor concentración de iones por la atracción de la carga negativa de una partícula sobre los cationes del agua, mientras que lejos de esta región la atracción disminuye y con ello la concentración de iones. Esta diferencia de concentración produce un fenómeno osmótico que tiene como consecuencia la aparición de la succión osmótica en el agua del suelo.

Para describir la succión mátrica, consideremos el suelo parcialmente saturado de la fig 18a. La altura hasta la cual el suelo permanece totalmente saturado por arriba del nivel de agua freática (NAF) depende del tamaño de los poros del suelo y de la diferencia entre las presiones del aire y del agua; en la fig 18a esta altura corresponde a la parte inferior del canal de aire, el cual se muestra amplificado en la fig 18b. Fredlund (1979) indica que para propósitos prácticos la frontera entre aire y agua se puede considerar como una *membrana* que representa

una fase distinta del suelo. El equilibrio del diagrama de cuerpo libre de esta membrana conduce a la siguiente expresión (Nelson y Miller, 1992)

$$(u_a - u_w) = 2T_s/r \quad (20)$$

donde

$u_a$  = presión en el aire  
 $u_w$  = presión en el agua  
 $T_s$  = tensión superficial de la membrana  
 $r$  = radio de la esfera (idealizada)

La cantidad  $(u_a - u_w)$  es justamente la succión mátrica del suelo.

La succión total es una función de las succiones mátrica y osmótica. Para la mayoría de las aplicaciones prácticas, el rango de variación del contenido de agua de un suelo es tal que los cationes adsorbidos están generalmente hidratados totalmente, y las fuerzas osmóticas se mantienen constantes. En consecuencia, no ocurren cambios significativos en la presión osmótica (Krahn y Fredlund, 1972) y los cambios en la succión total se deben fundamentalmente a variaciones en la succión mátrica (Nelson y Miller, 1992). En ocasiones la succión se expresa como el potencial de succión  $pF$ , que es igual al logaritmo en base 10 de la succión medida en centímetros de columna de agua.

Por otra parte, la plasticidad de los suelos da lugar a que además de la deformación debida a cambio de esfuerzos (por carga externa, peso propio o succión), se presente una expansión producida por la absorción de moléculas de agua dentro de las moléculas de las partículas sólidas del suelo, o por una hidratación de la doble capa eléctrica que rodea a las partículas. Esta absorción de agua e hidratación de la doble capa eléctrica depende de la mineralogía de las partículas de arcilla, por ejemplo, es mayor cuando el mineral es montorilonita.

Consideremos una arcilla en estado natural con baja humedad, y hagamos pruebas de compresión triaxial consolidadas-drenadas (pruebas lentas) para diferentes valores de la presión de confinamiento  $p_c$  (fig 19). Si se permite un aumento de humedad a la arcilla, ésta sufrirá una expansión por absorción de agua; después de que ocurra la expansión repetimos las pruebas de compresión triaxial; la

variación de  $E$ , es como se muestra en la fig 19. Vemos que la rigidez disminuye con el aumento del grado de saturación  $S_r$ .

La familia de curvas de la fig 19 se puede visualizar también en función de la succión, como se indica en la fig 20.

Es importante destacar que la deformación de la arcilla es la suma algebraica de la deformación por absorción de moléculas de agua más la compresión por el incremento de carga externa.

Un ejemplo de suelos cohesivos parcialmente saturados lo constituyen las arcillas expansivas, las cuales en temporada de lluvias pueden sufrir fuertes expansiones y en temporada de estiaje pueden experimentar contracciones por una disminución de su humedad.

Los movimientos anteriores pueden producir daños, sobre todo en estructuras ligeras como casas habitación y pavimentos. Estos daños se presentan en lugares de clima semiárido o árido, donde el nivel de agua freática (NAF) se encuentra a gran profundidad.

En la fig 21 se muestra un perfil de succión medido en Adelaide, Australia (Aitchison y Woodburn, 1969) La fig 22 exhibe cambios de la relación de vacíos de un suelo cuando se somete a cambios de succión y de carga externa en el consolidómetro. En la fig 23 se muestran variaciones de la deformación cuando cambia la succión con una carga constante (Aitchison y Woodburn, 1969)

En ocasiones se requiere conocer la presión vertical  $p_{vso}$  debida a peso propio y succión en un suelo. La valuación de  $p_{vso}$  se puede llevar a cabo con la realización de una prueba de "volumen constante", que consiste en aplicar una carga dada al suelo, para luego sumergir este en agua, la arcilla tiende a expandirse, por lo que se incrementa la carga para evitar dicha expansión, el proceso se continúa hasta que el espécimen no muestra ya tendencia a expandirse. A partir de esta presión, la prueba se continúa en forma normal, cargando y descargando el suelo. La presión de expansión  $p_s'$  se obtiene como se indica en la fig 24, se considera que  $p_{vso} \cong p_s'$ . Esta corrección se hace debido a efectos de alteración del suelo al pasar del campo al laboratorio (Fredlund y Rahardjo, 1993)

En el anexo 1 se presenta un procedimiento no lineal (Deméneghi, 1999) y en el anexo 4 se presenta el criterio de Fredlund y Rahardjo (1993) para la valuación de la deformación de un estrato de arcilla por aumento o disminución de humedad.

## SUELOS POCO PLÁSTICOS, CEMENTADOS, PARCIALMENTE SATURADOS

Es frecuente encontrar en la naturaleza suelos de baja o nula plasticidad en los que sus partículas se encuentran unidas por algún tipo de cementante. La cementación de los granos es muy variable: puede ser tan fuerte que el suelo se clasifica como roca –por ejemplo algunas tobas de consistencia dura, conocidas como piedra de cantera-, o puede ser tan débil que un pequeño aumento de humedad puede producir la pérdida completa de la cementación. Ejemplos de terrenos cementados poco plásticos son los suelos colapsables, algunas tobas y algunos suelos residuales.

Uno de los problemas que se presentan en los suelos cementados consiste en que al aumentar su humedad ocurre una disminución de la rigidez del material, lo cual afecta obviamente la seguridad del terreno de cimentación.

Por lo anterior, en suelos poco plásticos cementados parcialmente saturados conviene realizar pruebas de deformabilidad variando el grado de saturación del terreno. En la fig 19 se exhibe la variación del módulo tangente inicial  $E$ , con el grado de saturación; apreciamos que la rigidez del suelo disminuye con el aumento del grado de saturación.

En la fig 25 se muestra la fuerte disminución de la relación de vacíos de un suelo colapsable al incrementarse la humedad (Dudley, 1970). Otro factor importante a considerar es el grado de alteración de las muestras extraídas del subsuelo. En la fig 26 se exhibe la influencia del grado de alteración en la deformabilidad del terreno (Houston y Houston, 1997), la curva AB corresponde a una muestra con muy poca o nula alteración, mientras que las curvas AC, AD y AE se obtienen para grados cada vez mayores de perturbación. Consideremos un suelo que al cargarlo en estado natural pasa de A a B (fig 26); al humedecerlo pasaría de B a F,

y el asentamiento estaría dado por la distancia vertical entre los puntos A y F. Si la muestra de suelo se alterara, obtendríamos por ejemplo la curva AD, y el asentamiento por humedecimiento estaría dado por la distancia de D a F. Sin embargo, en el campo el asentamiento por hidratación en realidad estaría dado por la distancia vertical entre B y F. Por otra parte, en general el hundimiento por carga en un suelo cementado en general es pequeño (distancia vertical AB, fig 26) Por lo anterior, para el cálculo del asentamiento por humedecimiento se recomienda utilizar la distancia vertical entre los puntos A y F de la fig 26 (Houston y Houston, 1997)

### EMPLEO DE FÓRMULAS ELÁSTICAS

La teoría de la elasticidad proporciona un buen número de soluciones para diferentes condiciones geométricas y de carga sobre el terreno. Por lo tratado en los incisos anteriores, es evidente que el empleo de fórmulas elásticas solo proporciona una solución aproximada, pues no se toma en cuenta el efecto de la no linealidad en la relación esfuerzo-deformación del suelo, ni de la variación de la rigidez del material con la profundidad. Sin embargo, las fórmulas elásticas se usan con frecuencia en la práctica, dada su sencillez, el ingeniero debe estar consciente que su empleo sólo da una aproximación gruesa al cálculo de las deformaciones.

En el anexo 5 se proporcionan formulas elásticas para varios casos prácticos. El lector puede consultar el libro de Poulos y Davis (1974), el cual contiene numerosas soluciones elásticas de interés para la ingeniería de cimentaciones

### USO DE CORRELACIONES

El cálculo de las deformaciones de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo —como una prueba de placa— o de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, en ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alto, o porque no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo —

como es el caso de suelos puramente friccionantes, como las arenas limpias—. Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas, entre éstas y pruebas índice o ensayos de campo. Por lo estudiado en los incisos anteriores, estas correlaciones sólo pueden dar valores muy aproximados de las propiedades mecánicas, por lo que la dispersión de dichas correlaciones es alta, razón por la cual el ingeniero debe usarlas con precaución. En los siguientes párrafos presentamos algunas correlaciones que se usan con cierta frecuencia en la práctica.

### Suelos friccionantes

De acuerdo con Schmertmann *et al* (1978), la relación entre el módulo de deformación  $E_s$  del suelo y la resistencia en la punta del cono holandés  $q_c$  vale

$$E_s = 2.5q_c, \text{ para una zapata cuadrada}$$

$$E_s = 3.5q_c, \text{ para una zapata corrida}$$

Por su parte, Denver (1985) propone la siguiente expresión

$$E_s = F \sqrt{q_c/q_0} \quad (21)$$

Donde  $F = 8 \text{ MPa}$  y  $q_0 = 1 \text{ MPa}$ .

La relación entre  $E_s$  y el número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar es, según Denver

$$E_s = C \sqrt{N} \quad (22)$$

donde  $C = 7 \text{ MPa}$ .

La relación entre  $N$  y  $q_c$  ( $q_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) está dada por (Schmertmann, 1970)

Suelo	$q_c/N$
Limo. Limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5
Arena con grava. Grava	6

Como vimos en el inciso de suelos friccionantes, el asentamiento en milímetros de una zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985)

Arena normalmente cargada

$$\delta = q B^{0.7} I_c \quad (24)$$

Arena precargada

$$\delta = q B^{0.7} I_c/3 \quad (25)$$

donde

$$I_c = 1.17 / N^{1.4} \quad (26)$$

q = presión de contacto, en kN/m<sup>2</sup>

B = ancho de la cimentación, en metros

Terzaghi y Peck (1967) proporcionan (fig 27) la presión de contacto en un cimiento, para que el asentamiento no sea mayor que 2.5 cm, en función del número de golpes de la prueba de penetración estándar y del ancho de la zapata.

#### *Suelos cohesivos totalmente saturados*

Se ha observado que existe cierta correlación entre el módulo  $E_u$  y la resistencia al corte no drenada  $c_u$  en un suelo cohesivo totalmente saturado, pero que esta relación depende de la plasticidad del material. En la fig 28 se muestra la variación de  $E_u/c_u$  en función de la relación de preconsolidación (Duncan y Buchignani, 1976, citados por Tavenas y Leroueil, 1987)

#### *Suelos cohesivos parcialmente saturados*

La tabla 2 contiene el probable grado de expansibilidad de un suelo cohesivo, al pasar de seco a saturado, en función de su plasticidad (Holtz y Gibbs, 1956)

#### *General*

En la tabla 3 se muestran rangos de valores del módulo de deformación  $E_s$  de los suelos (Bowles, 1968)

### EXPERIENCIA LOCAL

Cada localidad se asienta sobre una o varias formaciones geológicas, las cuales exhiben una estratigrafía y propiedades típicas de cada una de ellas

Una formación geológica presenta problemas de ingeniería propios de la misma. Por lo tanto, el ingeniero debe estar familiarizado con la

estratigrafía y propiedades de dicha formación, y observar el comportamiento de las obras construidas en ella, lo cual permite una adecuada calibración entre uso de propiedades mecánicas y conducta de las cimentaciones.

En los siguientes párrafos presentamos magnitudes de propiedades mecánicas para el subsuelo de la ciudad de México, obtenidas a partir de la estadística. Cabe aclarar que estas propiedades el ingeniero las debe emplear con las reservas de caso, pues en general la dispersión de los datos es alta. Desde luego, presentan una mayor confiabilidad aquellas correlaciones en las que se proporcionan magnitudes de la dispersión de los datos (desviación estándar o variancia).

En la tabla 4 se presentan datos obtenidos de curvas de compresibilidad de la arcilla de la ciudad de México, donde, de acuerdo con las ecs 17 y 19

$$C_{rc}' = C_{rc}/(1+e_0) \quad (27)$$

$$C_c' = C_c/(1+e_0) \quad (28)$$

Los parámetros de la población estadística de la tabla 5 se obtienen de la siguiente manera: la media de la población se toma igual a la media de la muestra estadística. La variancia de la población se estima

$$\sigma^2 = (N-1) s^2 / \chi^2_{1-\alpha_1} \quad (29)$$

donde  $\chi^2_{1-\alpha_1}$  se obtiene para N-1 grados de libertad; para fines prácticos  $\alpha_1$  se puede tomar igual a 50%.

Con los valores de la tabla 5 se pueden hacer inferencias estadísticas de las propiedades mecánicas. En efecto, aceptando que una población estadística tiene una distribución normal de probabilidad, un valor desfavorable (poco probable) se calcula

$$\text{Valor desfavorable} = \mu - \sigma z_{\alpha_2} \geq 0 \quad (30)$$

La probabilidad de que la magnitud de una propiedad mecánica sea menor que el valor desfavorable calculado con la ec 30, es  $\alpha_2$ .

Aplicando la ec 30, en la tabla 6 se presentan valores desfavorables de los parámetros de deformabilidad, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . El uso de la tabla 6 es como



sigue: tomando por ejemplo un nivel de confianza  $\alpha_2 = 20\%$ , existe una probabilidad de 20% de que  $C_{rc}'$  resulte menor que 0.060972 y que  $C_c'$  resulte menor que 0.69771.

La comparación de resultados de hundimientos de estructuras (manteniéndose la arcilla en el tramo de recompresión) con asentamientos calculados con los valores de  $C_{rc}'$  de la tabla 6 arroja en general buenos resultados, pues los segundos son muy parecidos a los primeros.

La arcilla de la ciudad de México, aunque se encuentre normalmente consolidada, exhibe una cierta "preconsolidación", debida fundamentalmente a fuerzas de tipo fisicoquímico que se desarrollan en los contactos entre las partículas. Esta "preconsolidación", que se puede denominar "rigidez fisicoquímica" varía en la arcilla de la ciudad de México entre 1.8 y 2.6  $t/m^2$  (Deméneghi, 1982). Este incremento de presión se puede agregar a la presión vertical efectiva y el suelo todavía se mantiene en el tramo de recompresión. Tomando un factor de seguridad de 1.5, en la práctica se puede usar una rigidez fisicoquímica del orden de 1.2  $t/m^2$ . Desde luego, si mediante pruebas de laboratorio o mediciones de campo se estima un valor mayor de la presión de preconsolidación, el valor anterior se podrá aumentar en consecuencia.

Por otra parte, en la fig 29 se muestran curvas de correlación entre la resistencia en la punta del cono  $q_c$  y los coeficientes de deformabilidad volumétrica  $m_v$  (rama virgen) y  $m_r$  (rama de recompresión), obtenidos de datos de laboratorio, para arcillas con un ligero grado de preconsolidación (Cuevas, 1988, citado por Santoyo *et al*, 1989). El coeficiente  $m_v$  se obtuvo en el rango de esfuerzos  $p_{vo}'$  y  $[p_{vo}' + (2/3)(p_{vc}' - p_{vo}')] ]$ , donde  $p_{vc}'$  es la presión de preconsolidación.

La tabla 7 contiene datos de deformabilidad de suelos de la zona poniente de la ciudad de México (Deméneghi y Sanginés, 2000). Las tobas están formadas por limos arenosos y los conglomerados están formados por boleos y gravas empacados en una matriz arenosa, o por boleos y gravas empacados en una matriz arenoarcillosa (Gutiérrez y Cuevas, 1992). Se observa que los módulos obtenidos con el odómetro son pequeños comparados con los módulos determinados con pruebas de cono en campo, dado que es usual saturar la probeta de

suelo en una prueba de consolidación, es probable que los módulos del odómetro se hayan obtenido en muestras saturadas; por esta razón se hace la hipótesis de que los módulos del odómetro corresponden a muestras saturadas totalmente.

Por lo que respecta a las arenas pumíticas, en una prueba de placa se obtuvo  $E_{nat} = 2400 t/m^2$ , mientras que de dos ensayos de odómetro se determinaron magnitudes de  $E'$  de 640 y de 1000  $t/m^2$  (León, 1976).

En la tabla 8 se presentan los parámetros de deformabilidad de las poblaciones estadísticas de las tobas y de los conglomerados, usando los datos de la tabla 7 (Deméneghi y Sanginés, 2000).

Utilizando la ec 30, se obtienen valores desfavorables de las propiedades mecánicas, los cuales se presentan en la tabla 9, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . Para usar la tabla 9, el ingeniero elige un cierto nivel de confianza de acuerdo a su criterio y obtiene la probabilidad de ocurrencia de la propiedad mecánica de interés. Tomemos como ejemplo  $\alpha_2 = 20\%$  en la tabla 9: en la toba existe una probabilidad de 20% de que  $E'$  resulte menor que 323.970  $t/m^2$  y de que  $E_{nat}$  resulte menor que 4430.791  $t/m^2$ .

En general, en la zona poniente de la ciudad de México los hundimientos de las estructuras son bajos. Por ejemplo, el asentamiento de una losa de cimentación de 42 por 50 m en planta, que transmite al terreno un incremento de carga de 60  $t/m^2$  tuvo un asentamiento máximo de 2.1 cm (Girault, 1992). Utilizando el valor medio  $E_{nat} = 6211.667 t/m^2$  de la tabla 9 ( $\alpha_2 = 50\%$ ), y usando la fórmula de Steinbrenner con  $H = B = 42$  m y  $\nu = 0.3$ , se obtiene un asentamiento de 24.5 cm; se observa que en este caso particular, los datos estadísticos proporcionan resultados del lado de la seguridad.

Ciudad Universitaria, D F, enero de 2001

## REFERENCIAS

Aitchison, G D y Woodburn, J A, "Soil suction in foundation design", VII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, vol 2: 1-8. México, D F, 1969

- Alberro, J, "Investigaciones sobre el metropolitano de la ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones", Rev Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio-sept 1970
- Bowles, J E, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, 1968
- Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part I, pp 1325-1381, 1985
- Dahlberg, R, "Penetration, pressurometer and screw plate tests in a preloaded natural sand deposit", Proc European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol 2.1, National Swedish Building Research, pp 69-87, 1974
- Décourt, L, "The standard penetration test, state-of-the-art report", XII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Río de Janeiro, 1989
- Cuevas, A, Comunicación personal en 1988 con Santoyo et al (1989)
- Deméneghi, A, "Aplicaciones de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del valle de Mexico", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 4-95-106, 1982
- Demeneghi, A, Apuntes de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1999
- Denver, H, "Settlement calculation for footings on sand", XI Int Conf Soil Mech Found Eng, vol 4 2183-2190, San Francisco, 1985
- Dudley, J H, "Review of collapsing soils", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3: 925-947, 1970
- Duncan, J M y Buchignani, A L, "An engineering manual for settlement studies", Dep Civil Eng, University of California, Berkeley, 1976
- Duncan, J M y Chang, C Y, "Non linear analysis of stress and strain in soils", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM5, sept 1970
- Fredlund, D G, "Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. 2<sup>nd</sup> Canadian Geotech Colloquium, Canadian Geotech Jour, V 16, N° 1 121-139, 1979
- Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993
- Girault, P, "Cimentación y excavación para la Torre Lomas", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 83-88, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992
- Gutiérrez, C E y Cuevas, A, "Solución de cimentación sobre rellenos mediante una losa de suelo-cemento", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 65-81, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992
- Holtz, W G y Gibbs, H J, "Engineering properties of expansive clays", Trans ASCE, 121: 641-677, 1956
- Houston, S L y Houston, W N, "Collapsible soils engineering", Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotch Special Publ N° 68: 199-232, ASCE, 1997
- Janbu, N, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conf Soil Mech Found Eng, Wiesbaden, Germany, Vol 1: 19-25, 1963
- Juárez Badillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976
- Krahn, J y Fredlund, D G, "On total, matric and osmotic suction", Soil Sci 114(5) 339-345, 1971
- Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser, F y Poulos, H G, "Stress-deformation and strength characteristics", IX Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Tokio, 1977
- Lambe, T W y Whitman, R V, *Soil Mechanics*, Wiley, 1969
- León, J L, "Propiedades del suelo", Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México: 22-36, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1976
- Marsal, R J y Mazari, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959
- Mitchell, J K, "In-situ techniques for site characterization", Proceedings Symposium on

Site Characterization and Exploration, ASCE, 1978

Mitchell, J K, *Fundamentals of Soil Behavior*, 2<sup>nd</sup> ed, Wiley, 1993

Nelson, J D y Miller, D J, *Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*, Wiley, 1992

Poulos, H G y Davis, E H, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Wiley, 1974

Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E, *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, 1989

Schlosser, F, *Elements de Mecanique de Sols*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1988

Schmertmann, J H, "Static cone to compute static settlement over sand", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3, mayo 1970

Schmertmann, J H, Hartman, J P y Brown, P R, "Improved strain influence factor diagrams", Jour Geotech Eng Div, ASCE, GT8, agosto 1978

Tamez, E, "Cincuenta años de geotecnia en ICA", Memoria de la Reunión Conmemorativa: 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia, tomo II, Fundación ICA, 1996

Taverias, F y Leroueil, S, "Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: a State-of-the-Art", Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, vol 2: 3-48, México, D F, 1987

Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2<sup>nd</sup> ed, Wiley, 1967

Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Ac dsp10)

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIONANTES.  
FÓRMULA DE JANBU

Estado	D <sub>r</sub>	N	q <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	N	Normalmente cargado	Precargado
					K	
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.65	< 140	< 420
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.65-0.62	140-290	420-870
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.62-0.58	290-800	870-2400
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.58-0.55	800-1300	2400-3900
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.55	> 1300	> 3900

D<sub>r</sub> = compacidad relativa

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

q<sub>c</sub> = resistencia en la punta del cono holandés

TABLA 2  
GRADO DE EXPANSIBILIDAD DE UNA ARCILLA (Holtz y Gibbs, 1956)

Porcentaje de partículas menor que 0.001 mm	Índice plástico	Límite de contracción	Grado de expansibilidad	Expansión probable, de seco a saturado
	%	%		%
> 28	> 35	< 11	Muy alto	> 30
20-31	25-41	7-12	Alto	20-30
13-23	15-28	10-16	Medio	10-20
< 15	< 18	> 15	Bajo	< 10

La expansión probable se mide en una arcilla secada al aire y puesta a saturar en un consolidómetro estándar, bajo una presión de  $0.07 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 3  
RANGO DE VALORES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN  $E_s$  DEL SUELO (Bowles, 1968)

Clase de suelo	Módulo de deformación, $E_s$
	$\text{t/m}^2$
Arcilla muy blanda	35-280
Arcilla blanda	175-420
Arcilla media	420-845
Arcilla dura	700-1755
Arcilla arenosa	2810-4220
Arena limosa	700-2110
Arena suelta	1055-2460
Arena compacta	4920-8435
Arena y grava compactas	9840-19685
Loess	9840-12655

(Ac dsp10)

TABLA 4  
 PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

<i>Propiedad mecánica</i>	$C_{rc}'$	$C_c$
Número de valores, N	51	40
Media	0.045504	0.57118
Variancia, $s^2$	0.0003166	0.020959
Desviación estándar, s	0.017794	0.14477
Coficiente de variación	0.391	0.253

TABLA 5  
 PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

<i>Propiedad mecánica</i>	$C_{rc}'$	$C_c'$
Número de valores, N	51	40
$\gamma$ cuadrada	46.864	36.163
Media, $\mu$	0.045504	0.57118
Variancia, $\sigma^2$	0.00033781	0.022603
Desviación estándar, $\sigma$	0.018380	0.15034

TABLA 6  
 VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD

<i>Nivel de confianza</i>	$Z_{\alpha}$	$C_{rc}'$	$C_c'$
$\alpha_2$			
%			
5	1.6449	0.075736	0.81848
10	1.2816	0.069059	0.76386
15	1.0364	0.064552	0.72699
20	0.8416	0.060972	0.69771
25	0.6745	0.057901	0.67258
30	0.5244	0.055142	0.65002
40	0.2533	0.050159	0.60926
50	0	0.045503	0.57118

TABLA 7  
 PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE  
 CONGLOMERADOS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas		Conglomerados
	E' Odómetro	E <sub>nat</sub> Pruebas de cono en campo	E <sub>nat</sub> Pruebas de cono en campo
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Número de valores, N	6	12	13
Media	1368 889	6211 667	7570.769
Variancia, s <sup>2</sup>	1126863.54	3760051.52	2816957.69
Desviación estándar, s	1061 538	1939.085	1678.379
Coefficiente de variación	0.775	0.312	0.222

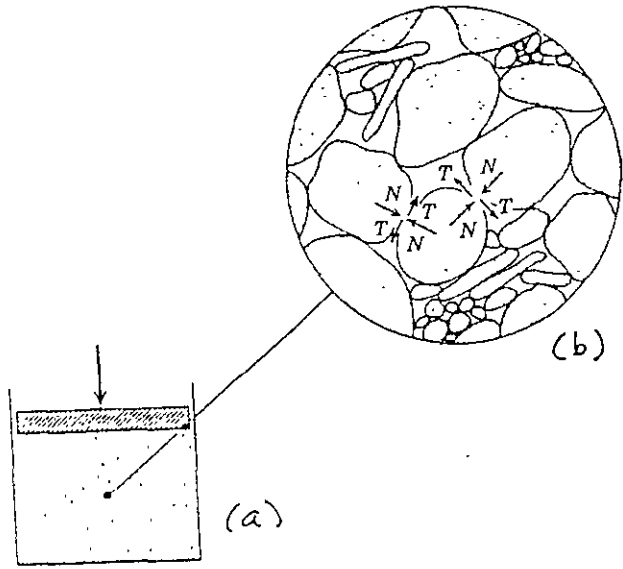
TABLA 8  
 PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE  
 CONGLOMERADOS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas		Conglomerado s
	E' t/m <sup>2</sup>	E <sub>nat</sub> t/m <sup>2</sup>	E <sub>nat</sub> t/m <sup>2</sup>
Número de valores, N	6	12	13
χ cuadrada	3.655	9.237	10 182
Media, μ	1368 889	6211 667	7570.769
Variancia, σ <sup>2</sup>	1541536 99	4477705.6 1	3319926.56
Desviación estándar, σ	1241 586	2116 059	1822.066

TABLA 9  
 VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD (Deméneghi y  
 Sanginés, 2000)

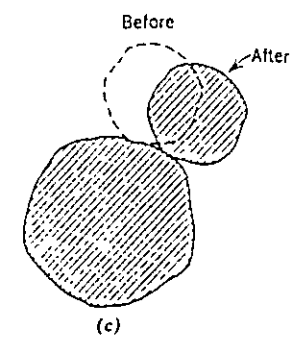
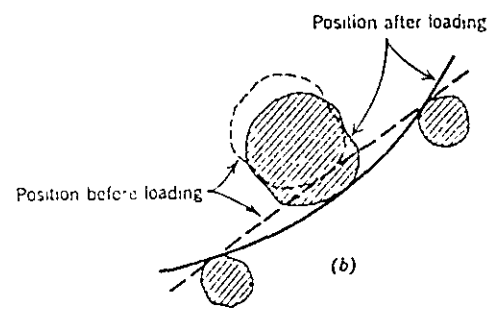
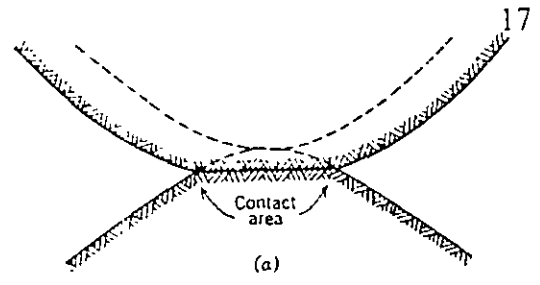
Nivel de confianza α <sub>2</sub> %	z <sub>α/2</sub>	Tobas		Conglomerados
		E' t/m <sup>2</sup>	E <sub>nat</sub> t/m <sup>2</sup>	E <sub>nat</sub> t/m <sup>2</sup>
5	1.6449	0	2730 961	4573 652
10	1.2816	0	3499 726	5235 609
15	1.0364	82 109	4018 583	5682.379
20	0.8416	323 970	4430 791	6037.318
25	0.6745	531 439	4784 385	6341.785
30	0.5244	717.801	5102 005	6615 277
40	0.2533	1054.395	5675.669	7109.240
50	0	1368.889	6211.667	7570.769

(Acdsp01)



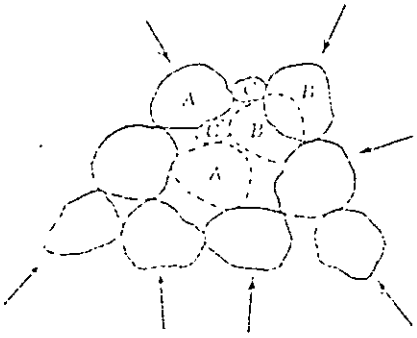
Schematic representation of force transmission through soil. (a) Cross section through box filled with soil. (b) Enlargement through portion of cross section showing forces at two of the contact points. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 1



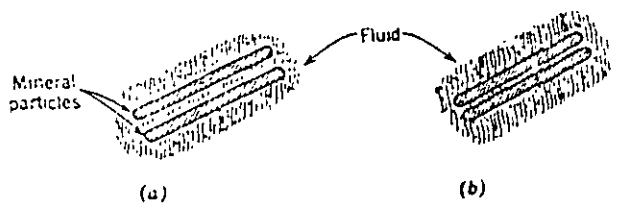
Causes of relative motions among soil particles. (a) Motion of particles due to deformation of contacts. Solid lines show surfaces of particles after loading (the lower particle was assumed not to move); dashed lines show surfaces before loading. (b) Relative motion of particles due to bending of platelike particles. (c) Relative motion of particles due to interparticle sliding. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 2



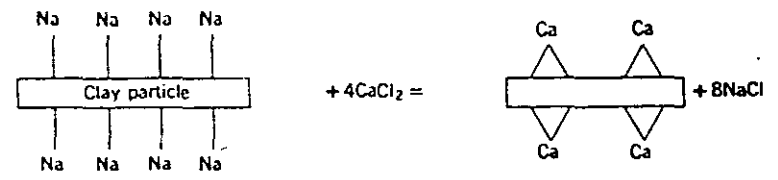
Collapse of an unstable array of particles (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 3



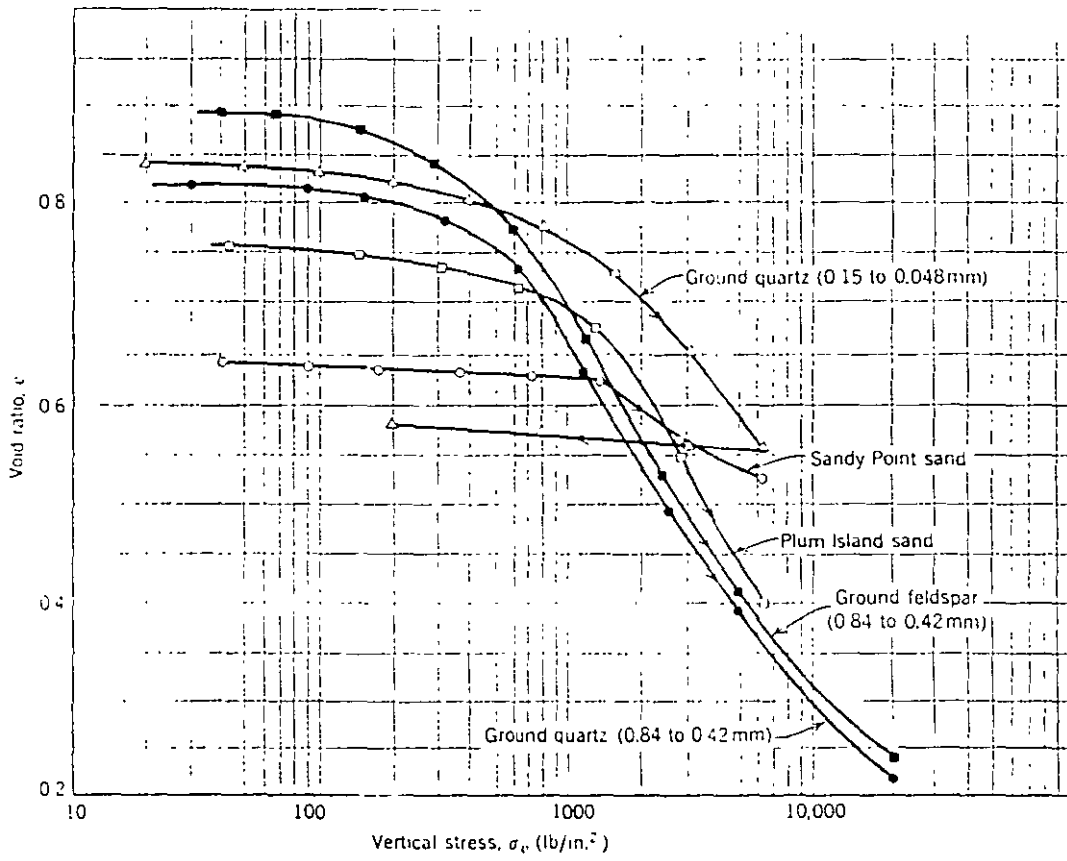
Fluid films surrounding very small soil particles. (a) Before load. (b) Particles squeezed close together by load. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 4

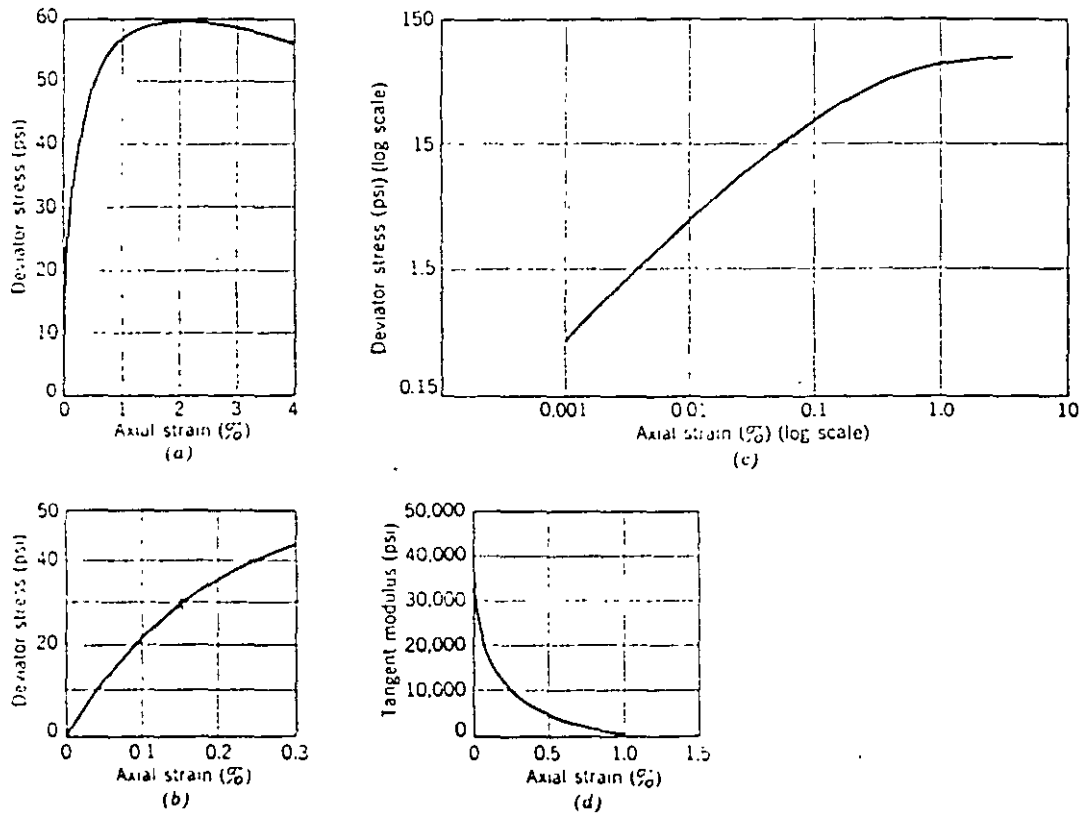


Ion exchange reaction. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 5



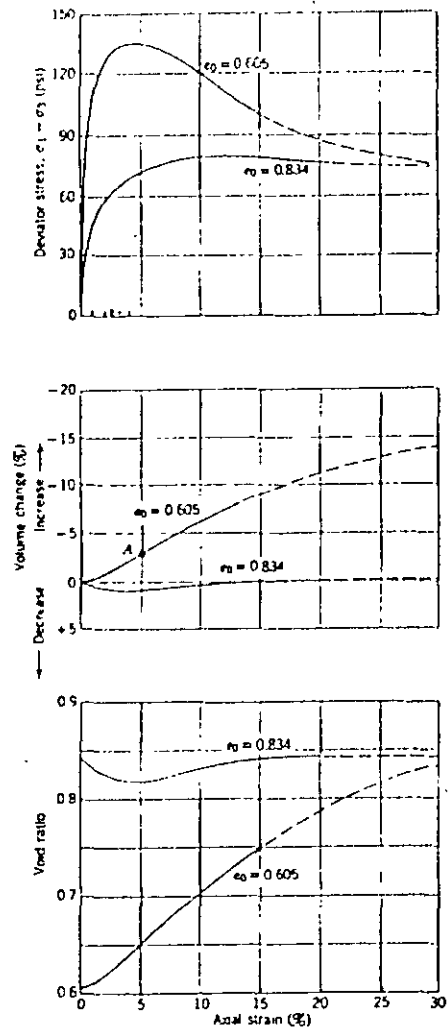
Results of high-stress confined compression tests on several sands (data from Roberts, 1964)  
**FIGURA 10**



Stress-strain data from a triaxial test. Note. Medium, subangular sand: porosity = 0.39; confining stress = 14.3 lb/in.<sup>2</sup> (From Chen, 1948.)

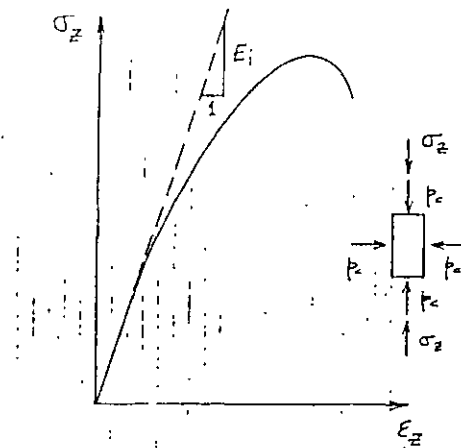
**FIGURA 11**



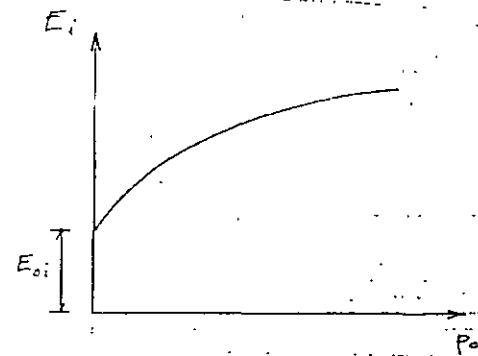


Stress strain curves for loose and dense specimens Medium-fine sand.  $\sigma_3 = 30 \text{ lb/in}^2$ .  $e_0 = 0.605 \approx 100\% D_r$ ;  $e_0 = 0.834 \approx 20\% D_r$ . Solid line, actual test data; dashed line, extrapolations based on results of other tests (After Taylor, 1948.)

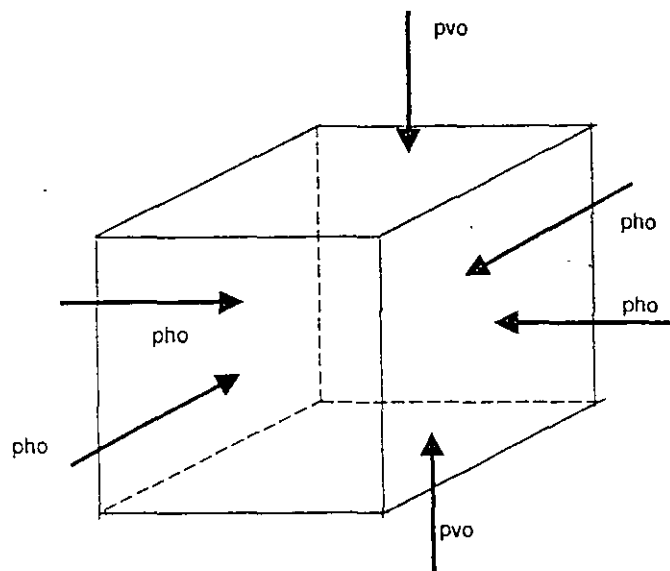
FIGURA 12



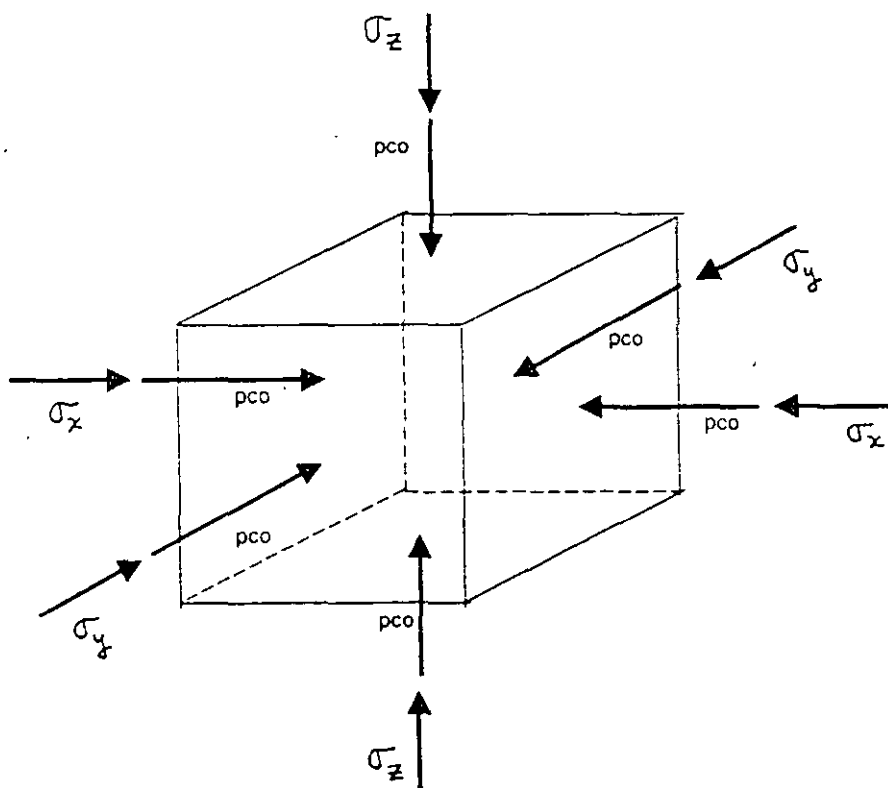
CURVA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA DE UN SUELO  
FIGURA 13



VARIACION DEL MÓDULO TANGENTE INICIAL CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO  
FIGURA 14

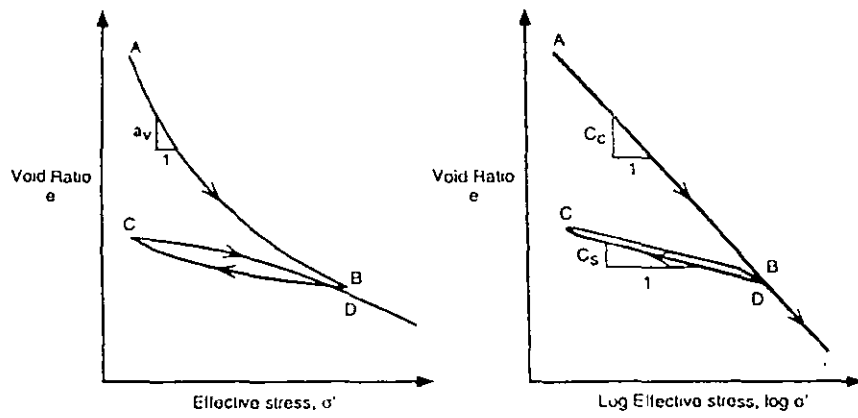


a) Esfuerzos por peso propio



b) Incrementos de esfuerzo por la presencia de una obra de ingeniería

ESFUERZOS EN UN ELEMENTO DE SUELO  
FIGURA 15



AB = Initial or virgin compression  
 BC = Rebound or swelling  
 CD = Recompression

$a_v = \text{Coefficient of compressibility} = -de/d\sigma' = -0.434C_c/\sigma'$

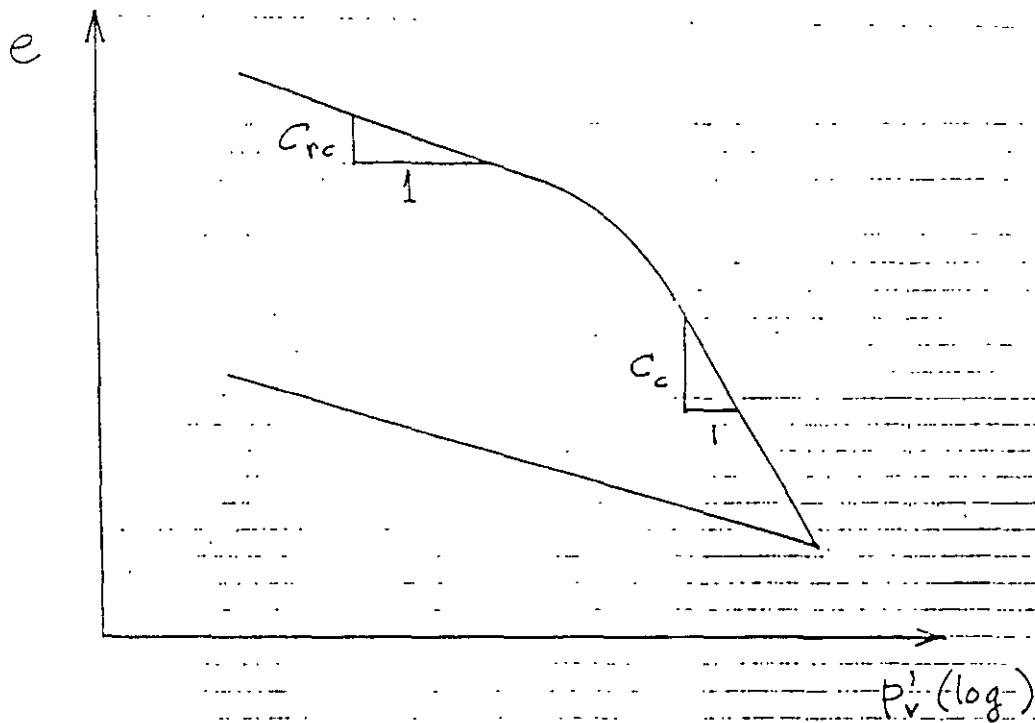
$m_v = \text{Compressibility} = -a_v/(1+e)$

$C_c = \text{Compression index} = -de/d\log \sigma'$  on compression

$C_s = \text{Swelling index} = -de/d\log \sigma'$  on swelling

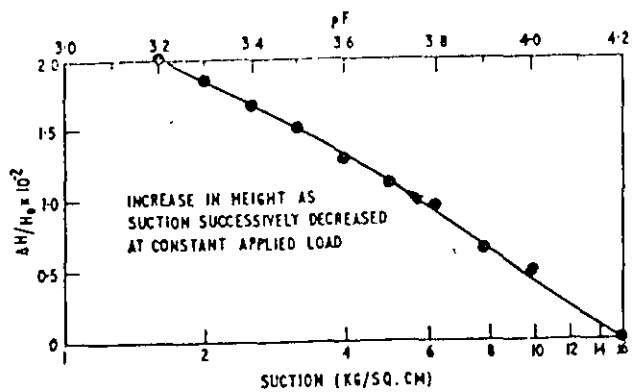
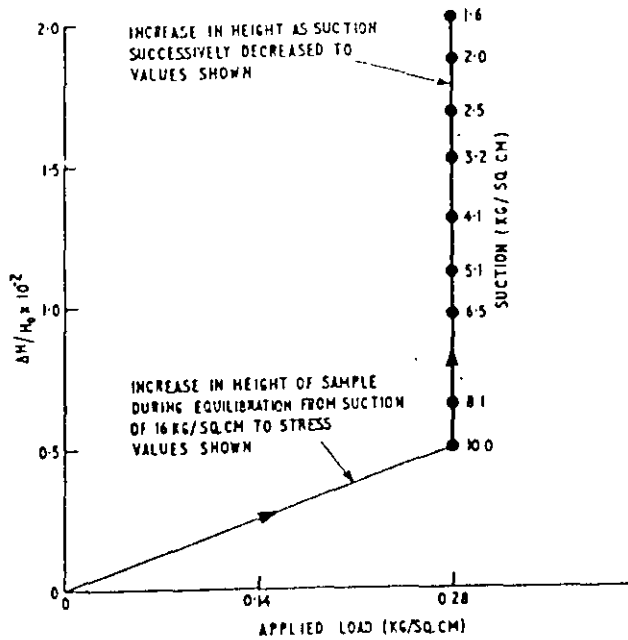
Idealized void ratio-effective stress relationships for a compressible soil.  
 (Mitchell, 1993)

FIGURA 16



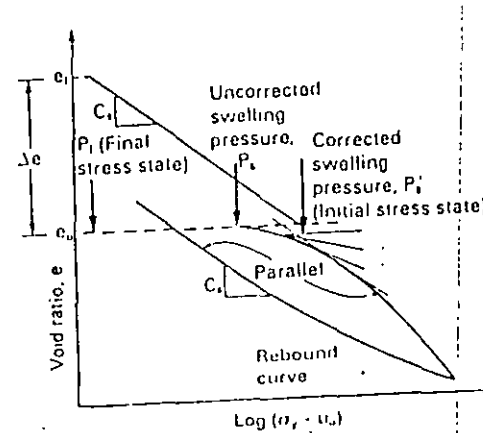
SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

FIGURA 17



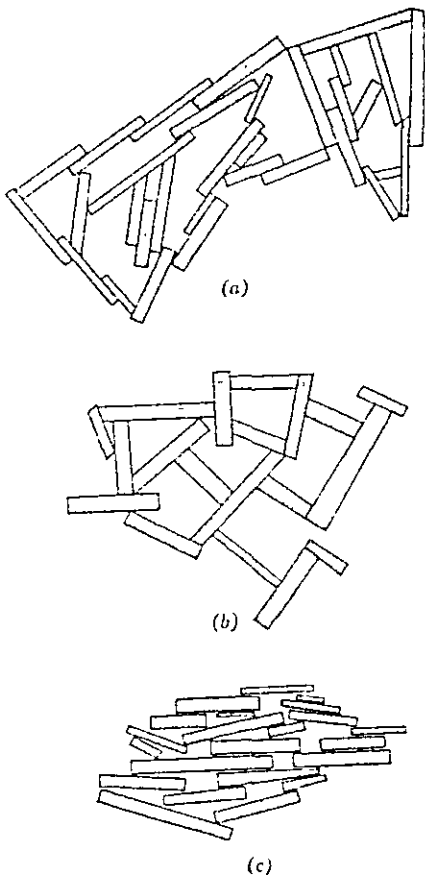
Swell/suction decrease relationship in loaded black earth  
(Aitchison y Woodburn, 1969)

FIGURA 23



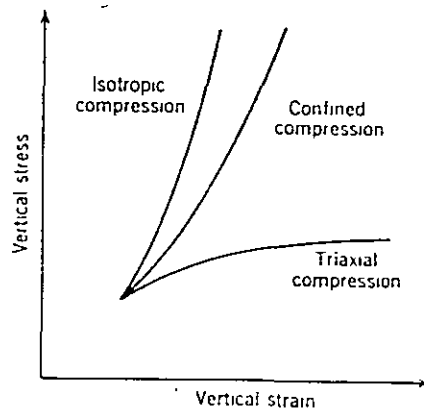
PRUEBA DE VOLUMEN CONSTANTE  
(Fredlund y Rahardjo, 1993)

FIGURA 24



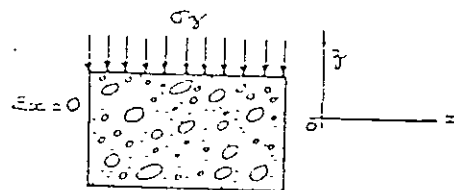
Sediment structures. (a) Salt flocculation. (b) Nonsalt flocculation. (c) Dispersion.  
(Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 6



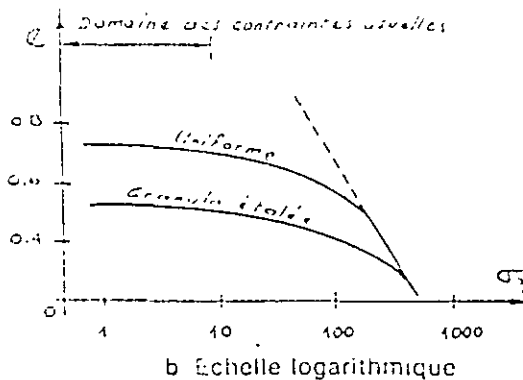
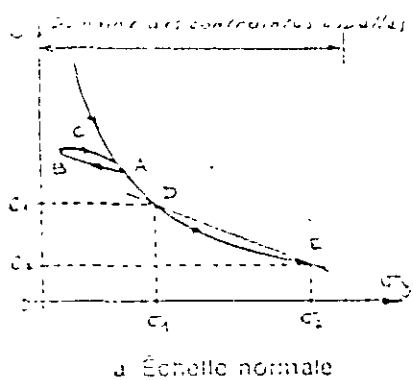
Comparison of stress-strain curves for three types of compression. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 7



COMPRESIÓN CONFINADA  
(Schlosser, 1988)

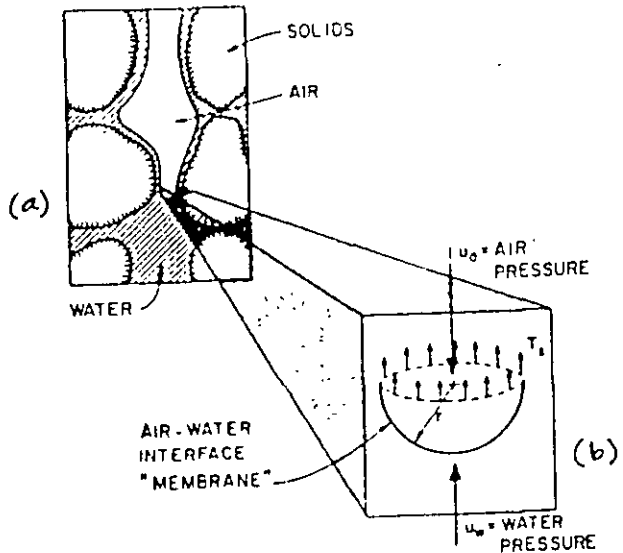
FIGURA 8



CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

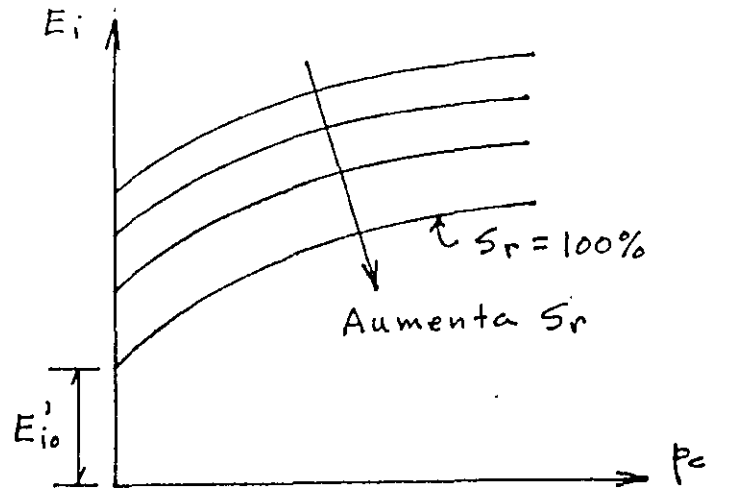
(Schlosser, 1988)

FIGURA 9

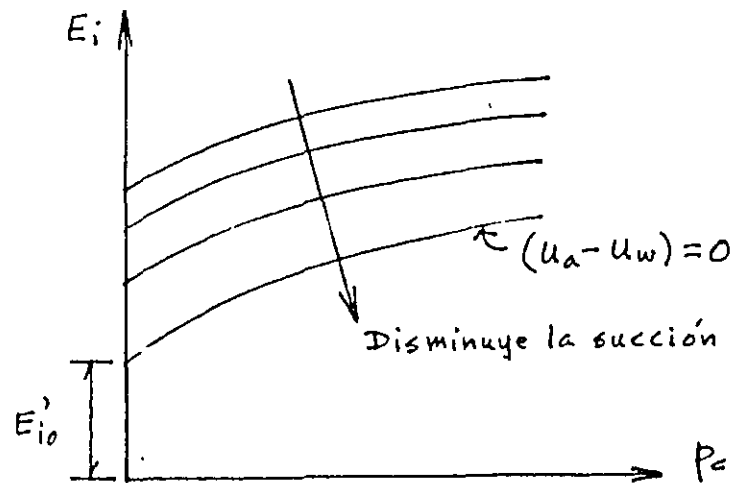


Air-water interface in soil  
(Nelson y Miller, 1992)

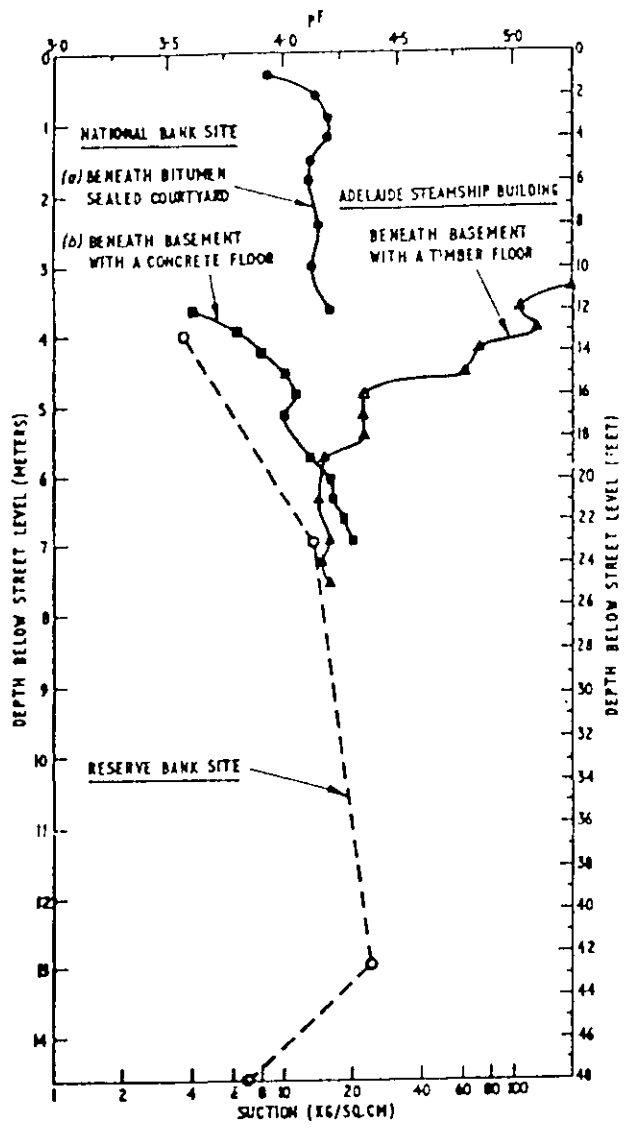
FIGURA 18



VARIACIÓN DE  $E_i$  CON  $S_r$   
FIGURA 19

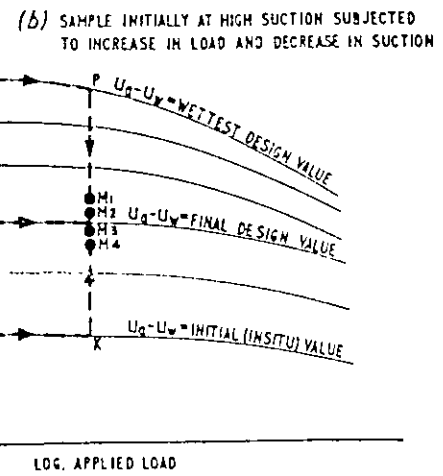
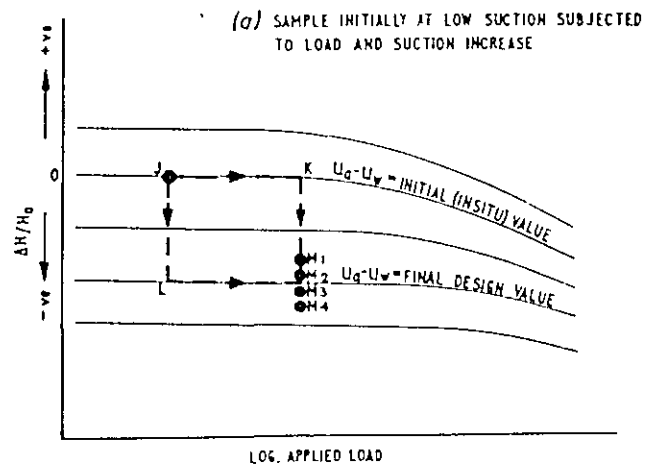


VARIACIÓN DE  $E_i$  CON  
LA SUCCIÓN  
FIGURA 20



Suction profiles in clay beneath major buildings in Adelaide, South Australia (Aitchison y Woodburn, 1969)

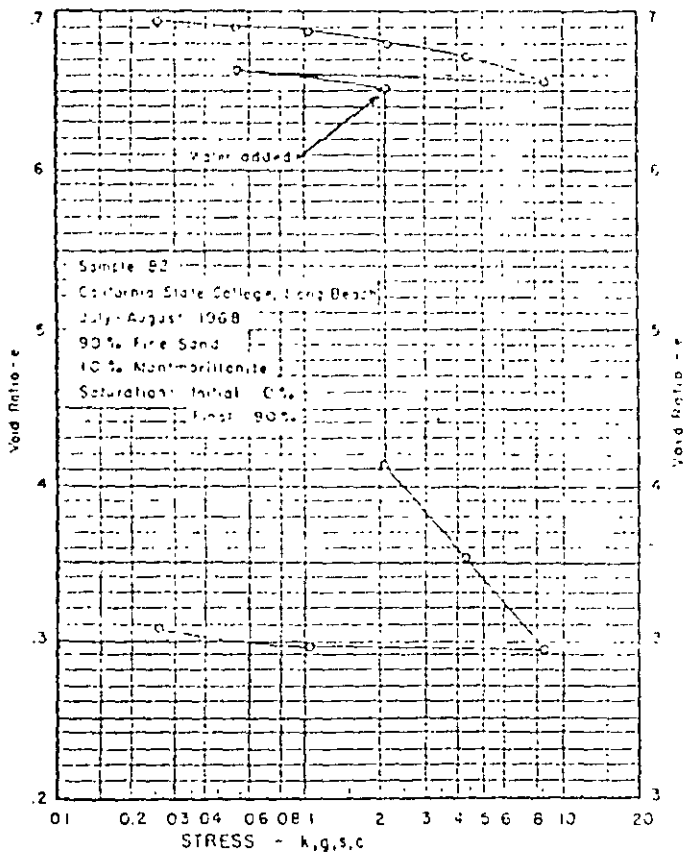
FIGURA 21



Typical stress paths for combinations of applied load and suction

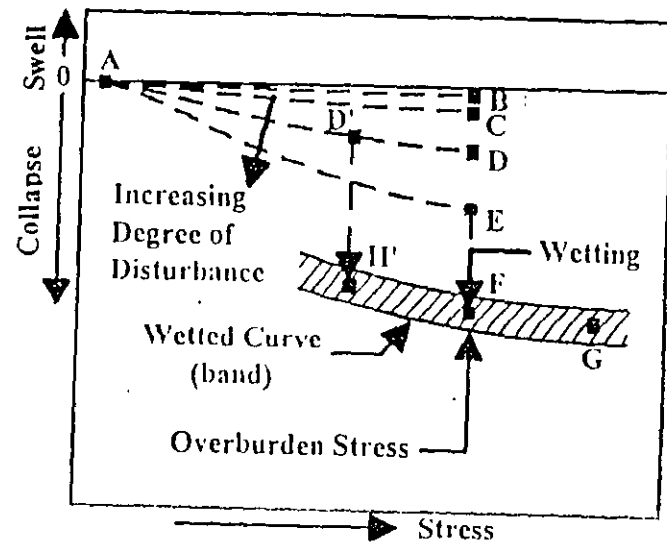
(Aitchison y Woodburn, 1969)

FIGURA 22



COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

FIGURA 25 (Dudley, 1970)



Schematic for Response-to-Wetting for a Collapsible Soil  
(Houston & Houston, 1997)

FIGURA 26



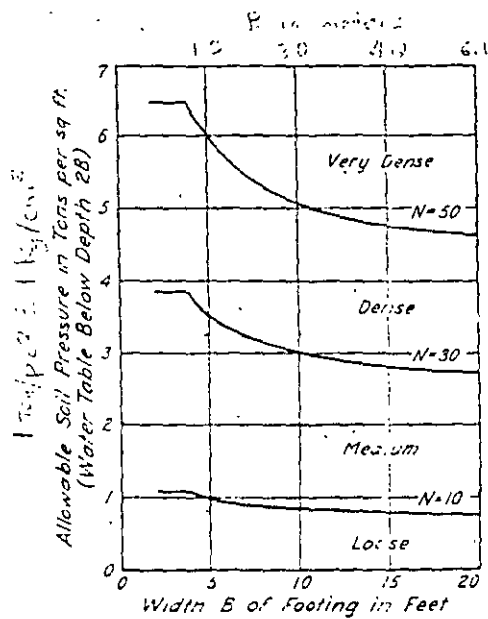


Chart for estimating allowable soil pressure for footings on sand on basis of results of standard penetration test

(Terzaghi & Peck, 1967)  
 FIGURA 27

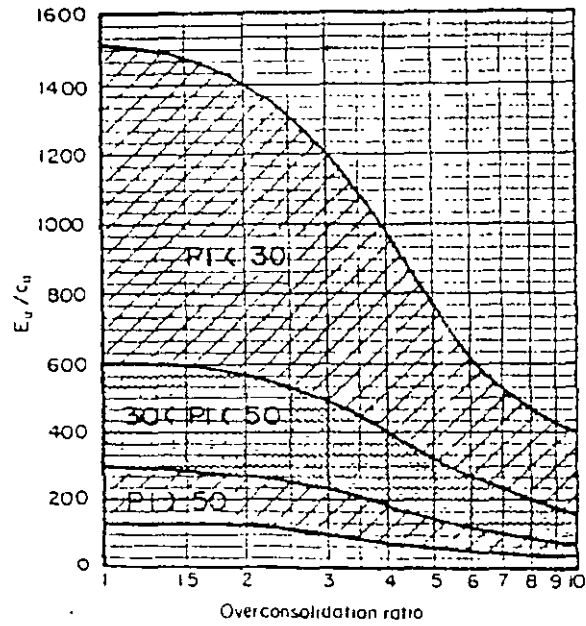
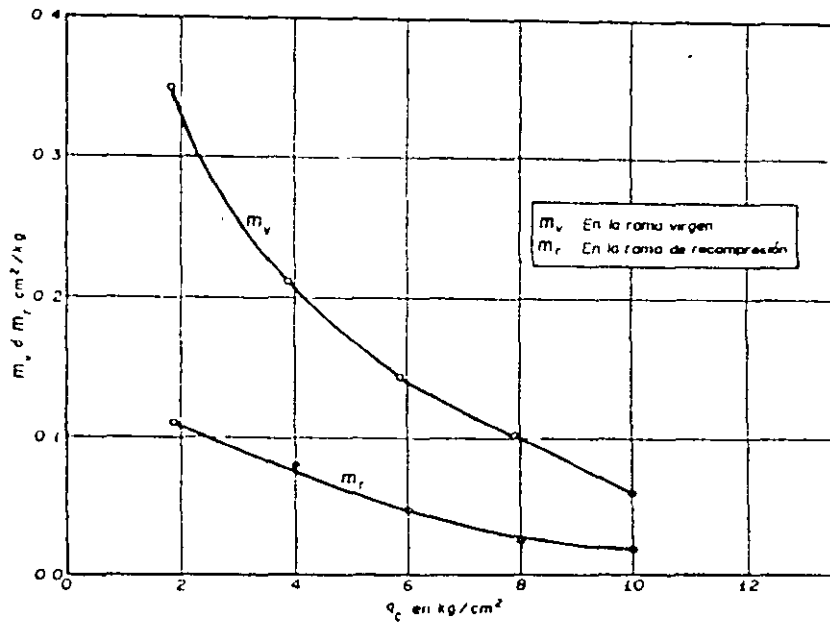


Chart for estimating the undrained modulus (from Duncan & Buchignani, 1976).

FIGURA 28



Curvas de correlación de la compresibilidad (Cuevas, 1988)

FIGURA 29



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

INTERACCIÓN SUELO PILOTE

**EXPOSITOR: M. en I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**MAYO DEL2003**

## INTERACCIÓN SUELO-PILOTE MÉTODO SIMPLIFICADO

Agustín Deméneghi Colina

Ilustraremos el método simplificado de interacción suelo-pilote con el siguiente ejemplo:

Pilote circular de diámetro = 35 cm, L = 3 m.

$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E = 158000 \text{ kg/cm}^2$

$I = 73\,661.76 \text{ cm}^4$

Carga en la cabeza del pilote 3.4 t

Rigidez de la subestructura (contratrabes)  $K_{cr} = 702\,658.62 \text{ t.m/rad}$ .

En el terreno de cimentación  $G = 330 \text{ t/m}^2$

En la punta del pilote  $K_{wv} = 8.575 \text{ t.n/rad}$

$K_{wx} = 298.941 \text{ t/m}$

### SOLUCIÓN

En la fig 1 se muestra el sistema de cargas sobre el pilote, y en la fig 2 se indican los desplazamientos que sufre el pilote.

La matriz de rigidez del pilote y el vector de cargas de empotramiento sobre el pilote se obtienen en forma similar a lo tratado en capítulos anteriores, considerando los tramos del pilote como vigas continuas.

El vector de cargas concentradas está dado por

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 3.4 \\ 0 \\ K_{wx} \delta_3 \\ K_{wv} \theta_4 \\ 0 \\ K_{wv} \theta_6 \end{bmatrix}$$

Considerando dos "estratos verticales", el primero de espesor 0.25 m y el segundo de espesor 0.30 m, y con un  $M_z = 0.001045 \text{ m}^2/\text{t}$ , se obtiene la matriz de flexibilidades del suelo

$$\delta_1 = 0.00056007 r_1 + 0.00000042478 r_2 + 0 r_3 \quad (\text{a})$$

$$\delta_2 = 0.0000004012 r_1 + 0.0011201 r_2 + 0.00000004012 r_3 \quad (\text{b})$$

$$\delta_3 = 0 r_1 + 0.00000042478 r_2 + 0.00056007 r_3 \quad (\text{c})$$

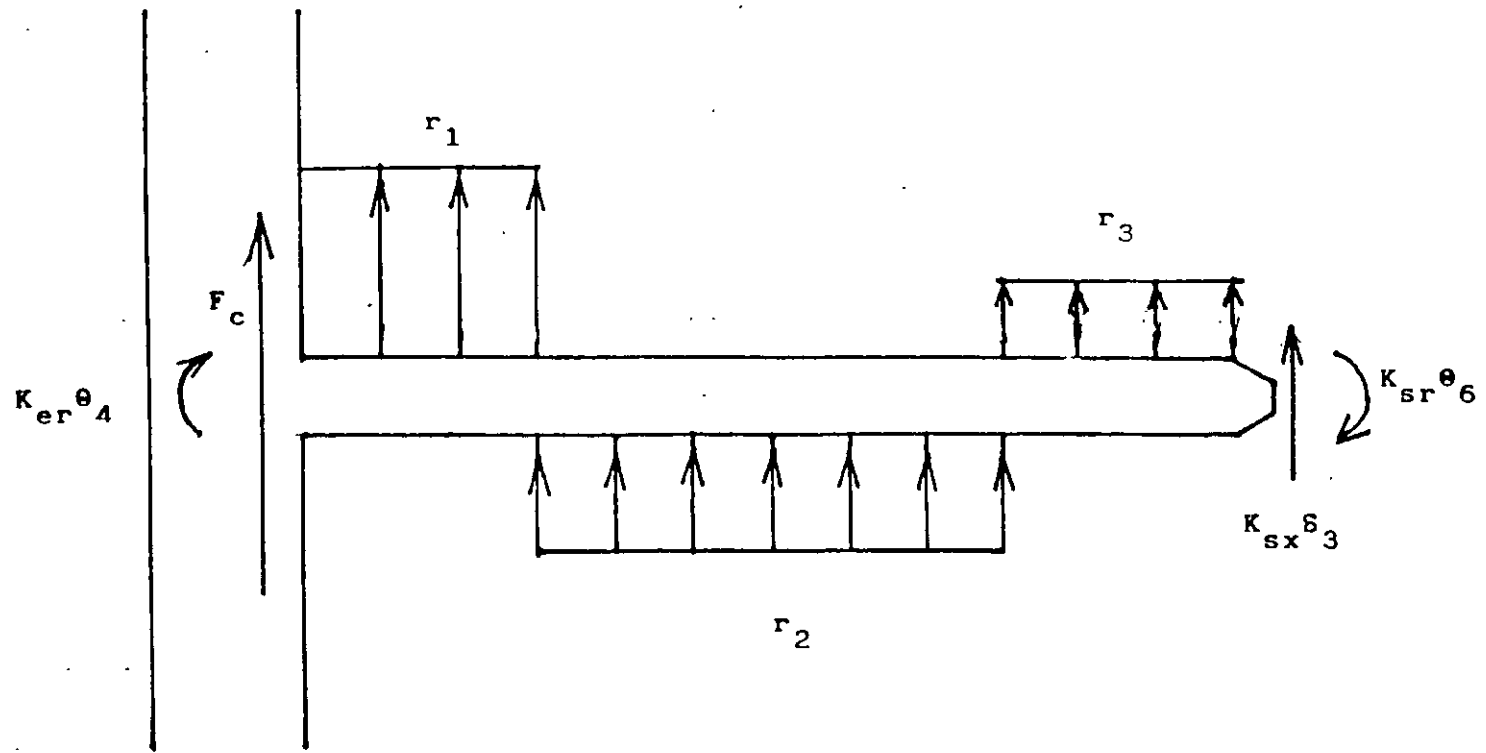
Aplicando la ecuación general de equilibrio

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

y las ecs (a), (b) y (c), se obtienen los siguientes resultados

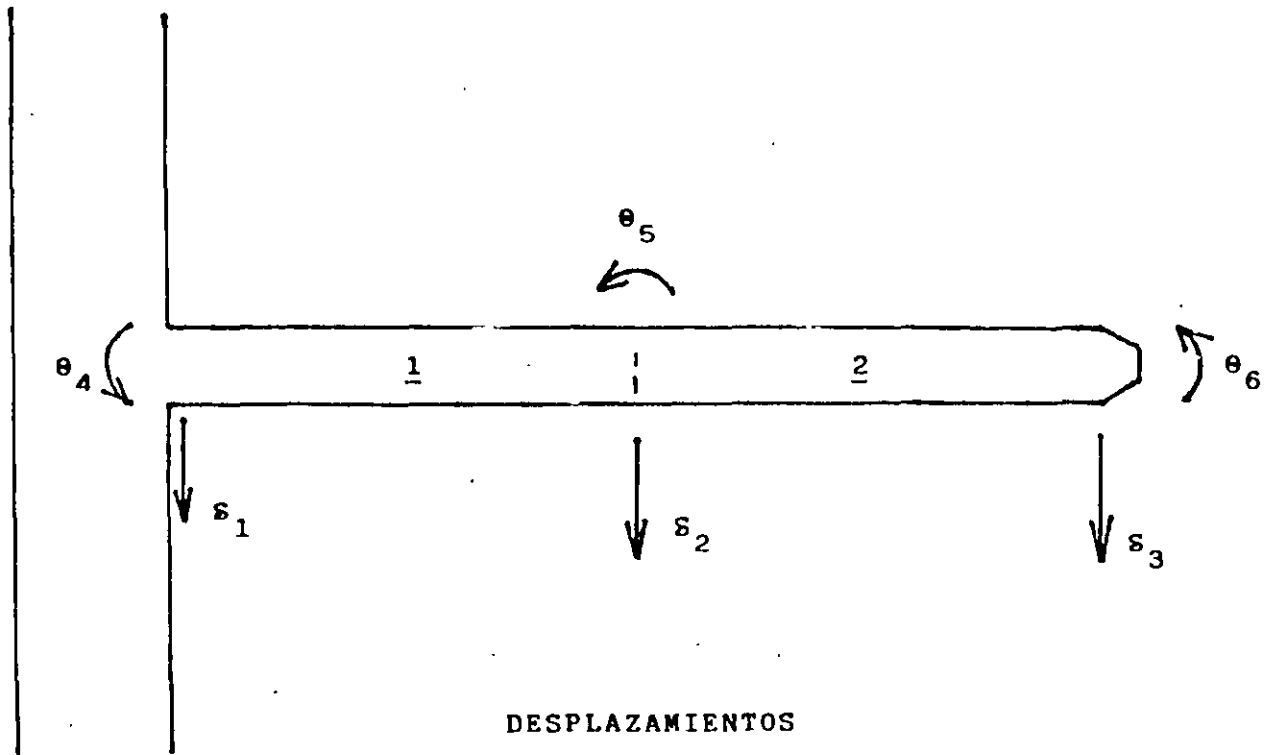
$$\begin{aligned}\delta_1 &= -0.0013347 \text{ m} \\ \delta_2 &= 0.000026597 \text{ m} \\ \delta_3 &= 0.000033870 \text{ m} \\ \theta_4 &= -0.0000029552 \\ \theta_5 &= -0.00025682 \\ \theta_6 &= 0.00013503 \\ r_1 &= -2.38304 \text{ t/m} \\ r_2 &= 0.024577 \text{ t/m} \\ r_3 &= 0.060472 \text{ t/m}\end{aligned}$$

(ISEPILOT)



SISTEMA DE CARGAS SOBRE EL PILOTE

FIGURA 1



DESPLAZAMIENTOS

FIGURA 2



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS ZONIFICACIÓN  
GEOTÉCNICA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**MAYO DEL2003**



**ANEXO No. 1.**

**CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA**

# CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

---

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencias de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del suelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y la saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

## 1

### Generalidades

---

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

#### 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). 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 o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

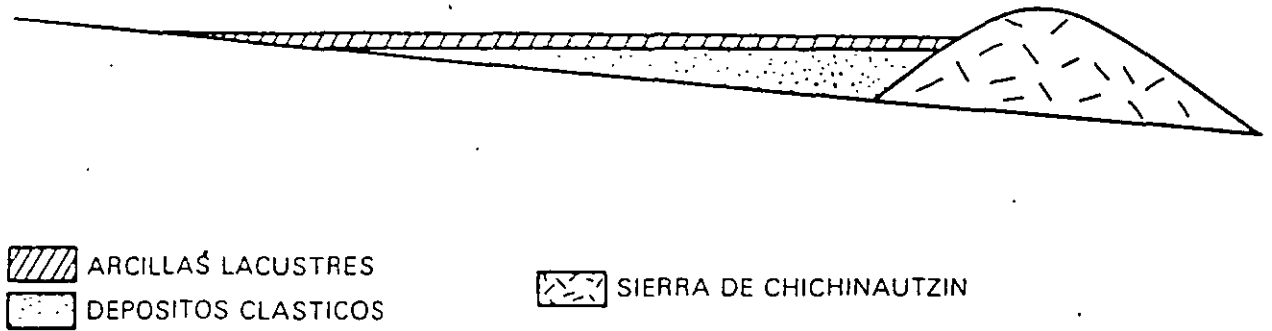


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplazando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (figs 2 y 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 los 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

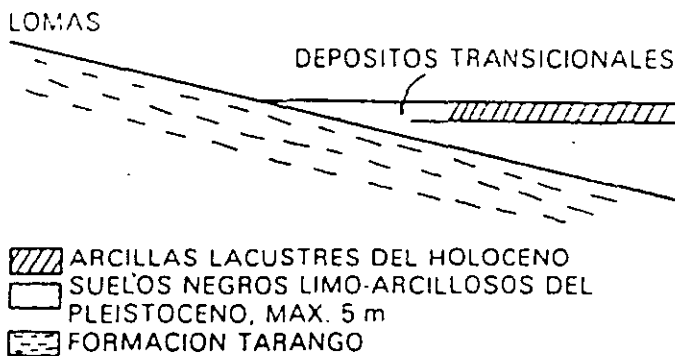


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

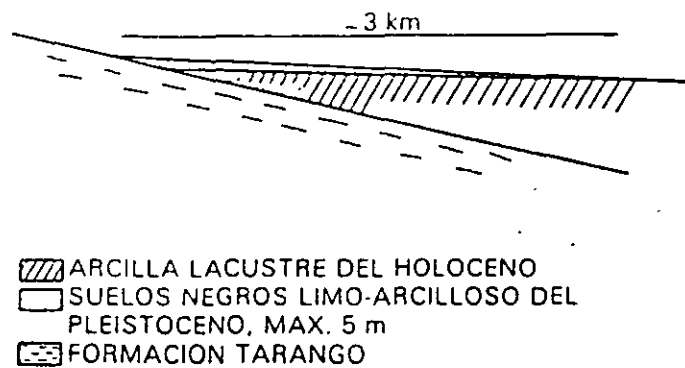


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

## 1.2

### Marco paleoclimático

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 periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig 4), cuando se inició la 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 periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

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; 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 y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig 4.

Investigaciones recientes (ref 1) han permitido probar 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 más, 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 estos 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 paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Años antes de hoy	
10'	Holoceno - Reciente
80-10x10 <sup>3</sup>	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 <sup>3</sup>	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 <sup>3</sup>	3a. Glaciación: Illinois 2 avances
400-400x10 <sup>3</sup>	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
- 900x10 <sup>3</sup>	1a. Glaciación: Nebraska

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrata 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 directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, 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 170 000 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 del cráter, para terminar en las barrancas 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 ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoia Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de 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 laderas durante periodos 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, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, 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 del 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 al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

### 1.4 Estratigrafía general

a) 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 solamente es 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 evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

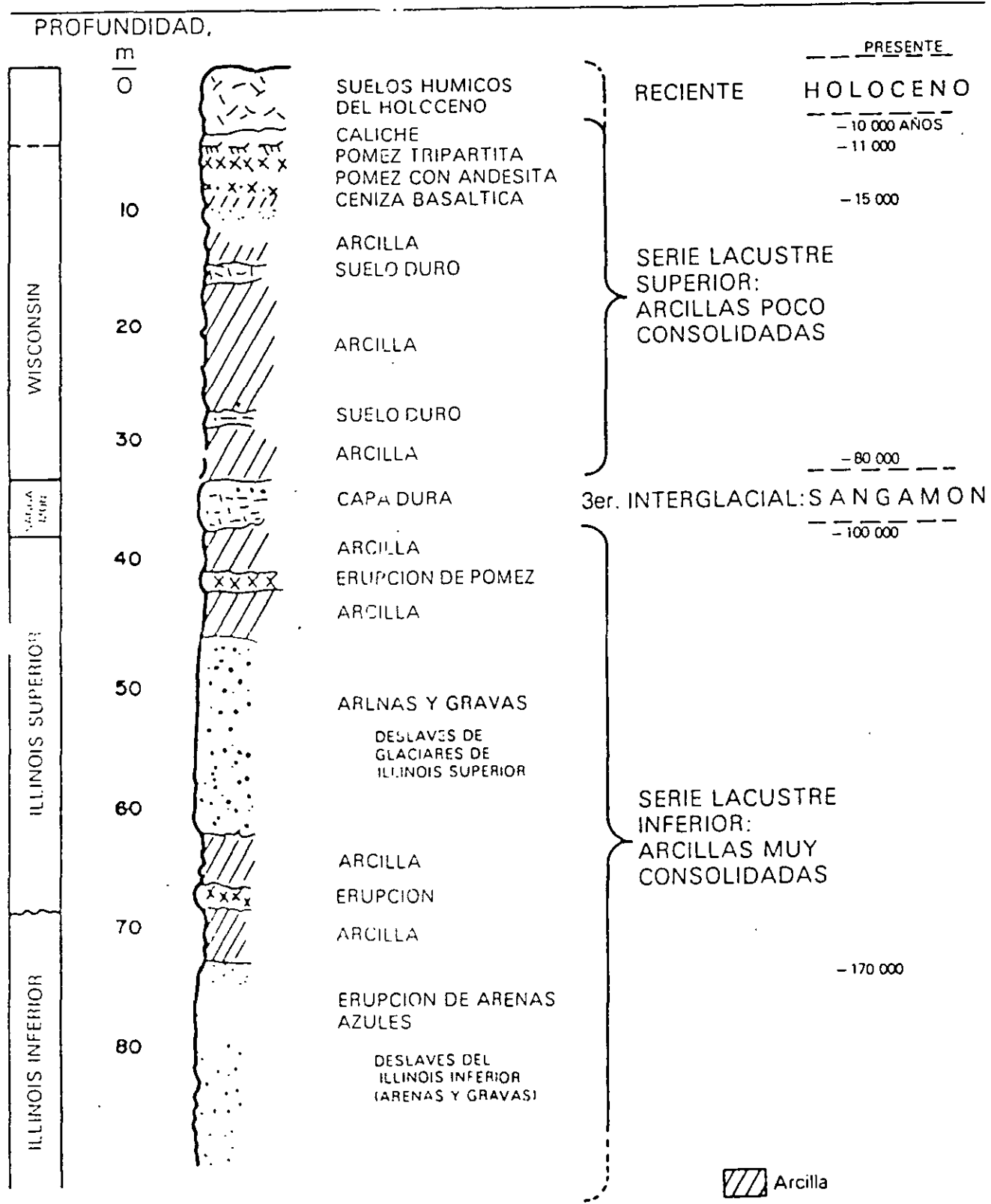


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

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 interstratificaban 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 Angel, 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 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las 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 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

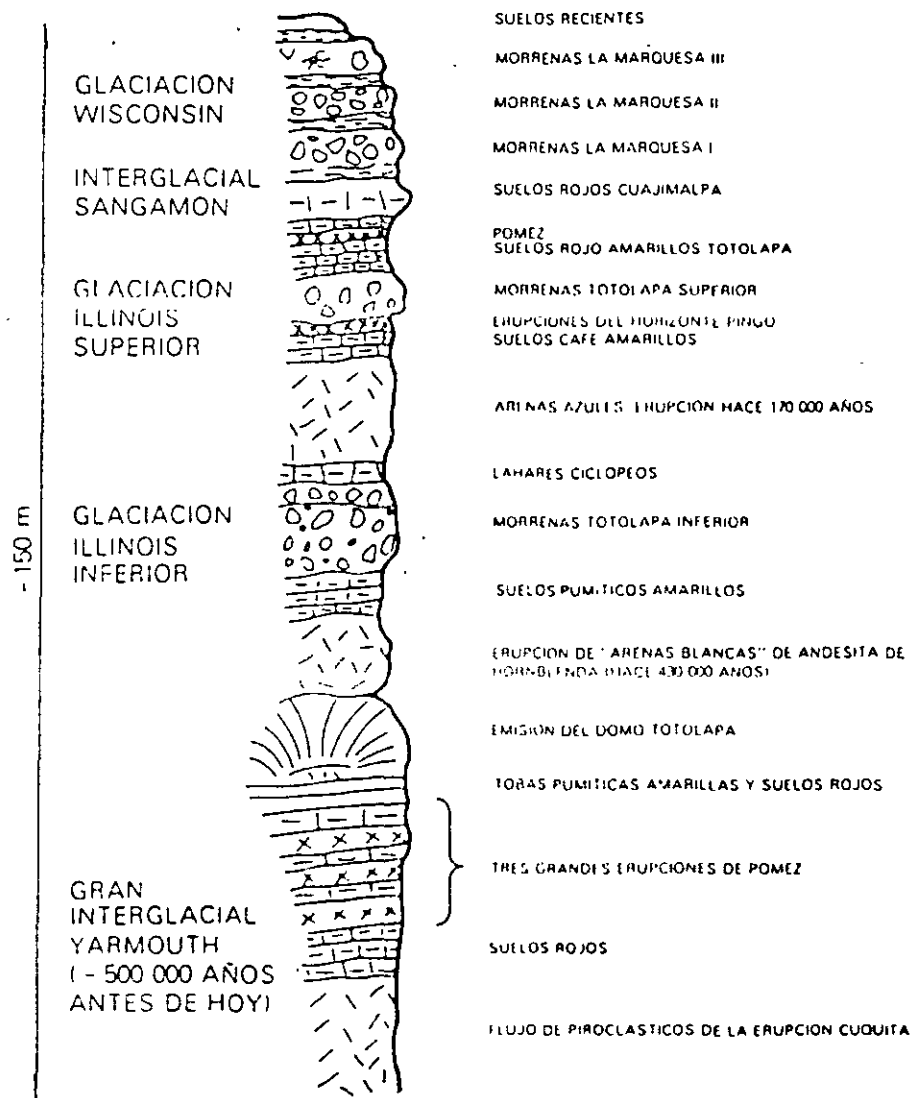


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 6).

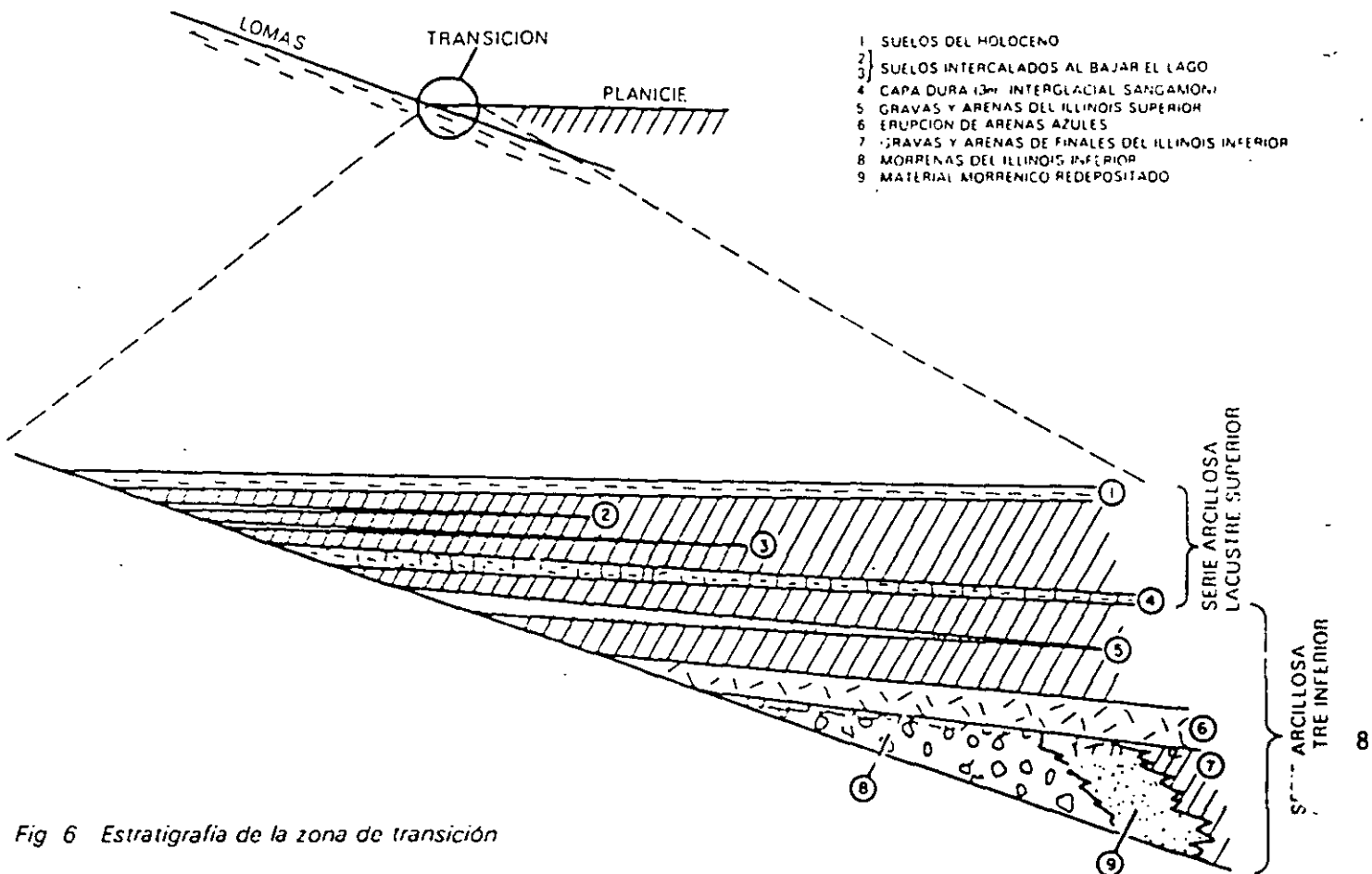


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición



D E P O S I T O   D E   L A G O

## 2

### Depósitos del lago

---

#### 2.1

##### 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.

#### 2.2

##### 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 al que se distinguen los siguientes factores de influencia:

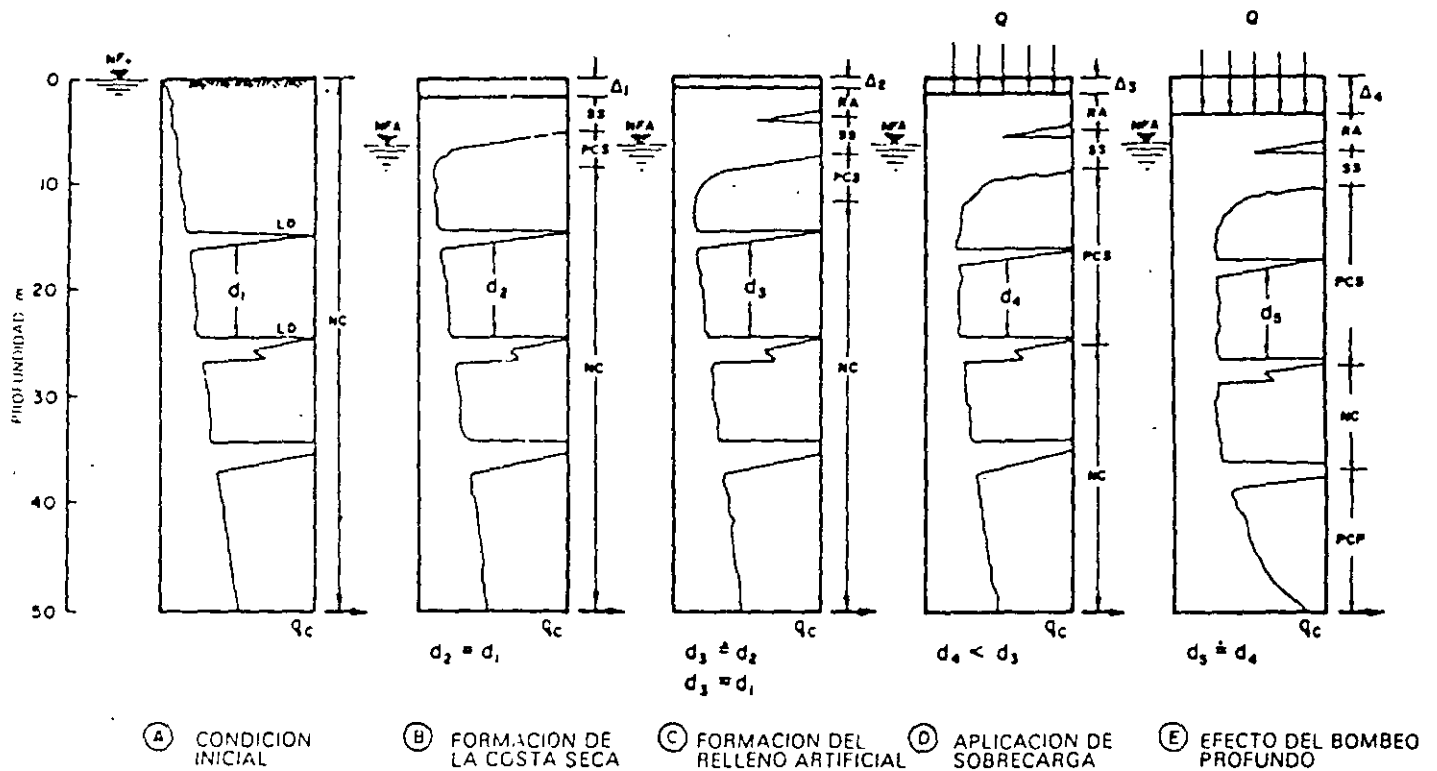
- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

#### 2.3

##### Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de



$Q$	SOBRECARGAS SUPERFICIALES	$\Delta_1$	DIFERENCIAS DE NIVEL POR ASENTAMIENTOS Y RELLENOS	SS	COSTRA SECA POR EXPOSICION AL SOL
$NF_0$	NIVEL FREÁTICO INICIAL	RA	RELLENO ARTIFICIAL	PCS	SUELO PRECONSOLIDADO SUPERFICIAL
$NFA$	NIVEL FREÁTICO ABATIDO	NC	SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO	PCP	SUELO PRECONSOLIDADO PROFUNDO
$q_c$	RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO	LD	LENTIS Duros		
$d_i$	ESPESOR DE UN ESTRATO DE ARCILLA				

Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber.

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

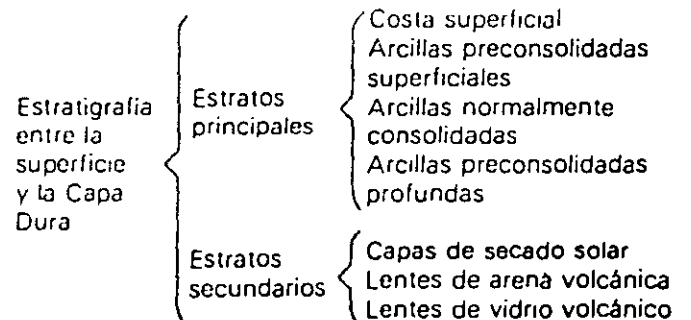
**Suelo blando (SB).** Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

**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 arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

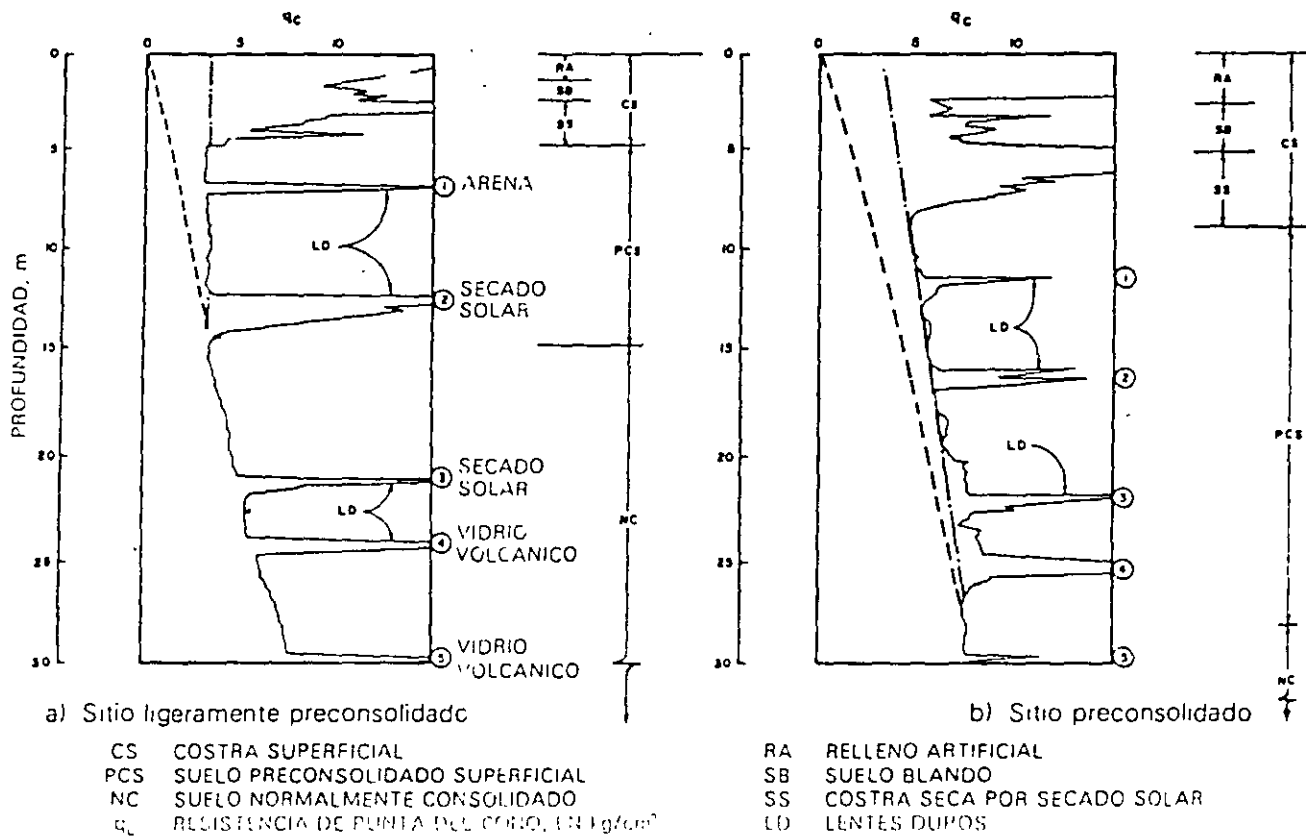


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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 de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### .3 Depósitos de transición

#### .3.1 Características generales

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.

#### .3.2 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 de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaiente 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 fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Rio Hondo (fig 10).

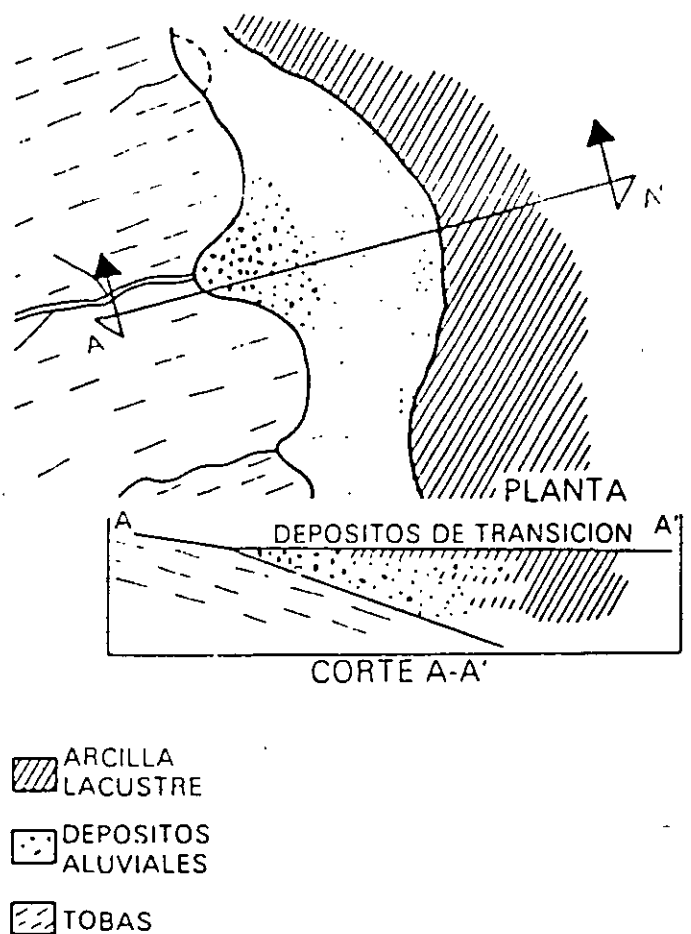


Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 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 Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

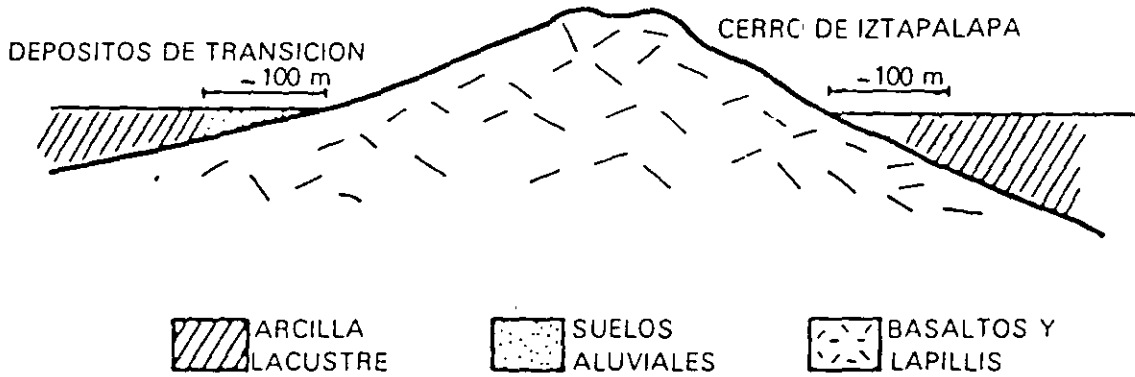


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3  
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 12). 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.

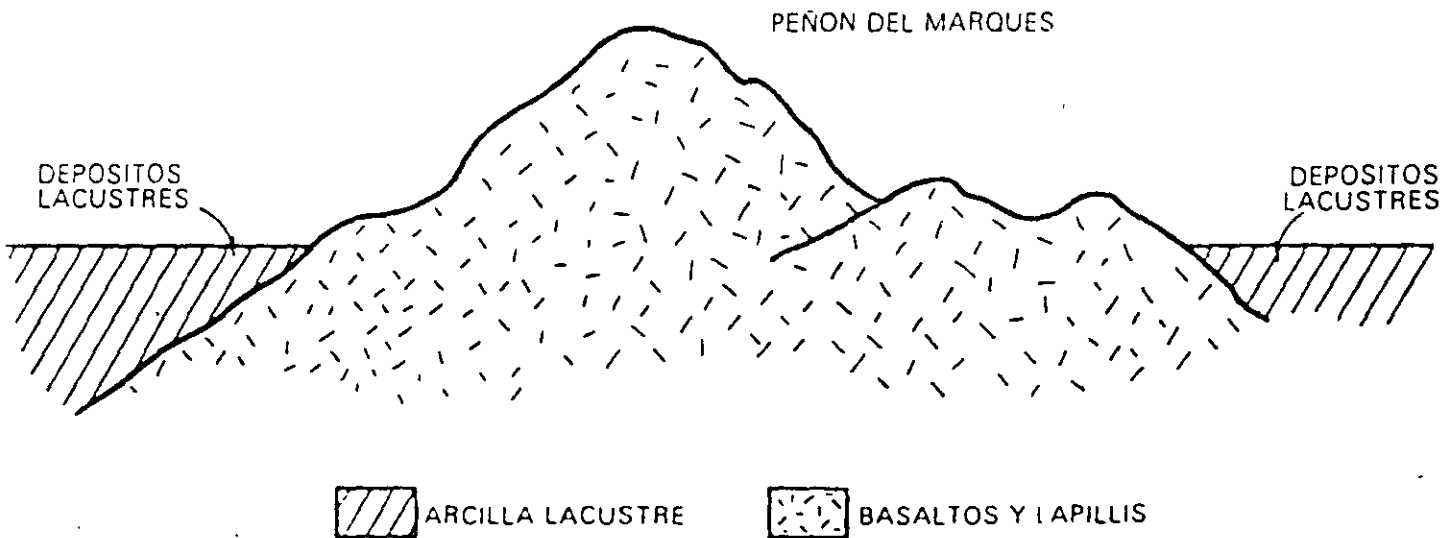


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

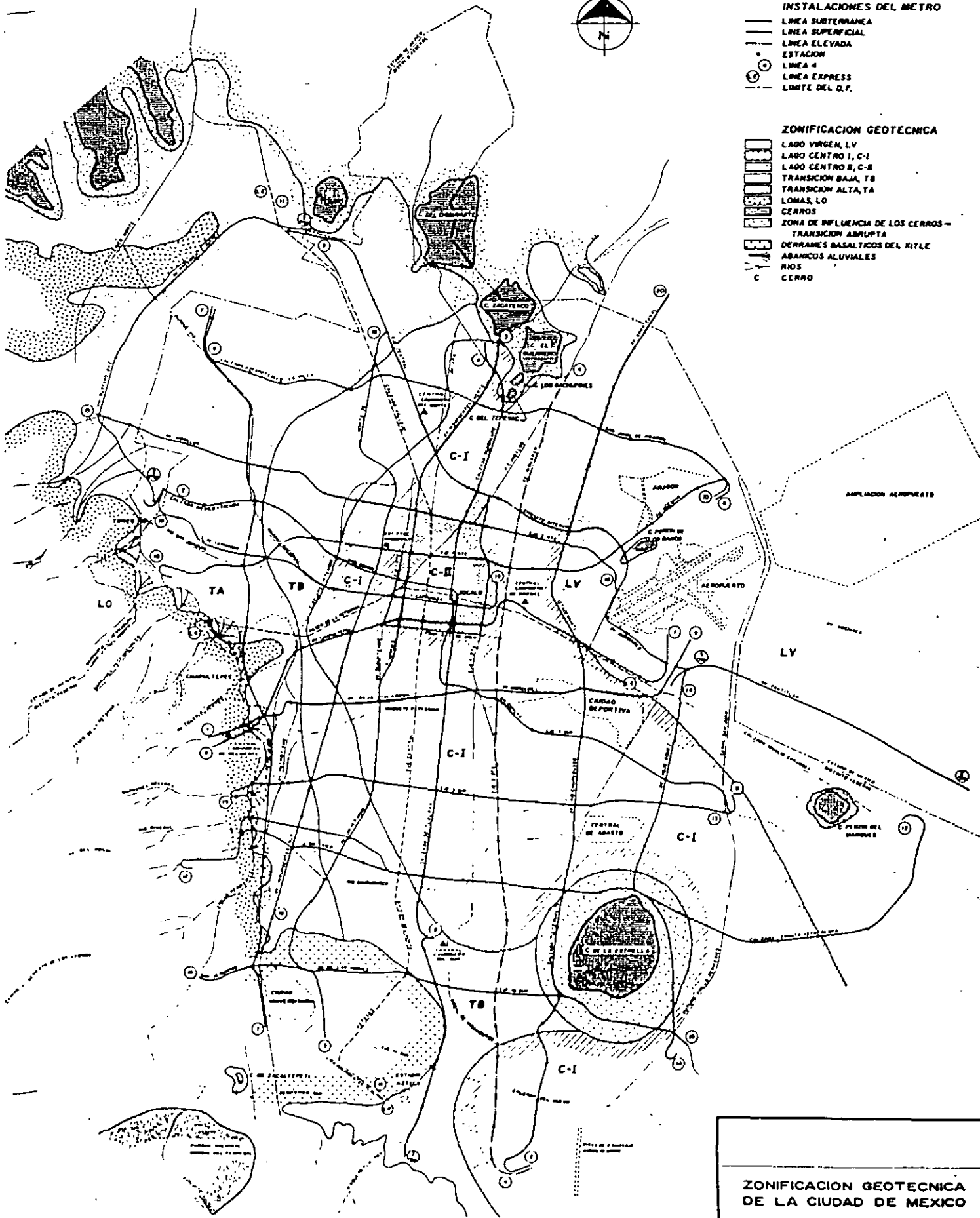
**SIMBOLOGIA**

**INSTALACIONES DEL METRO**

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA 4
- LINEA EXPRESS
- - - LIMITE DEL D.F.

**ZONIFICACION GEOTECNICA**

- LAGO VIRGEN, LV
- LAGO CENTRO I, C-I
- LAGO CENTRO II, C-II
- TRANSICION BAJA, TB
- TRANSICION ALTA, TA
- LOMAS, LO
- CERROS
- ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS - TRANSICION ABRUPTA
- DERRAMES BASALTICOS DEL XITLE
- ABANICOS ALUVIALES
- RIOS
- C CERRO



**ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO**  
SEPTIEMBRE 1986

## 4

### Depósitos de lomas

---

#### 4.1

##### Características generales

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 fluvio-glaciales más antiguos.

#### 4.2

##### Zona poniente

a) 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 fluvio-glaciales. 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 presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) 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 Angel. 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. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.



Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

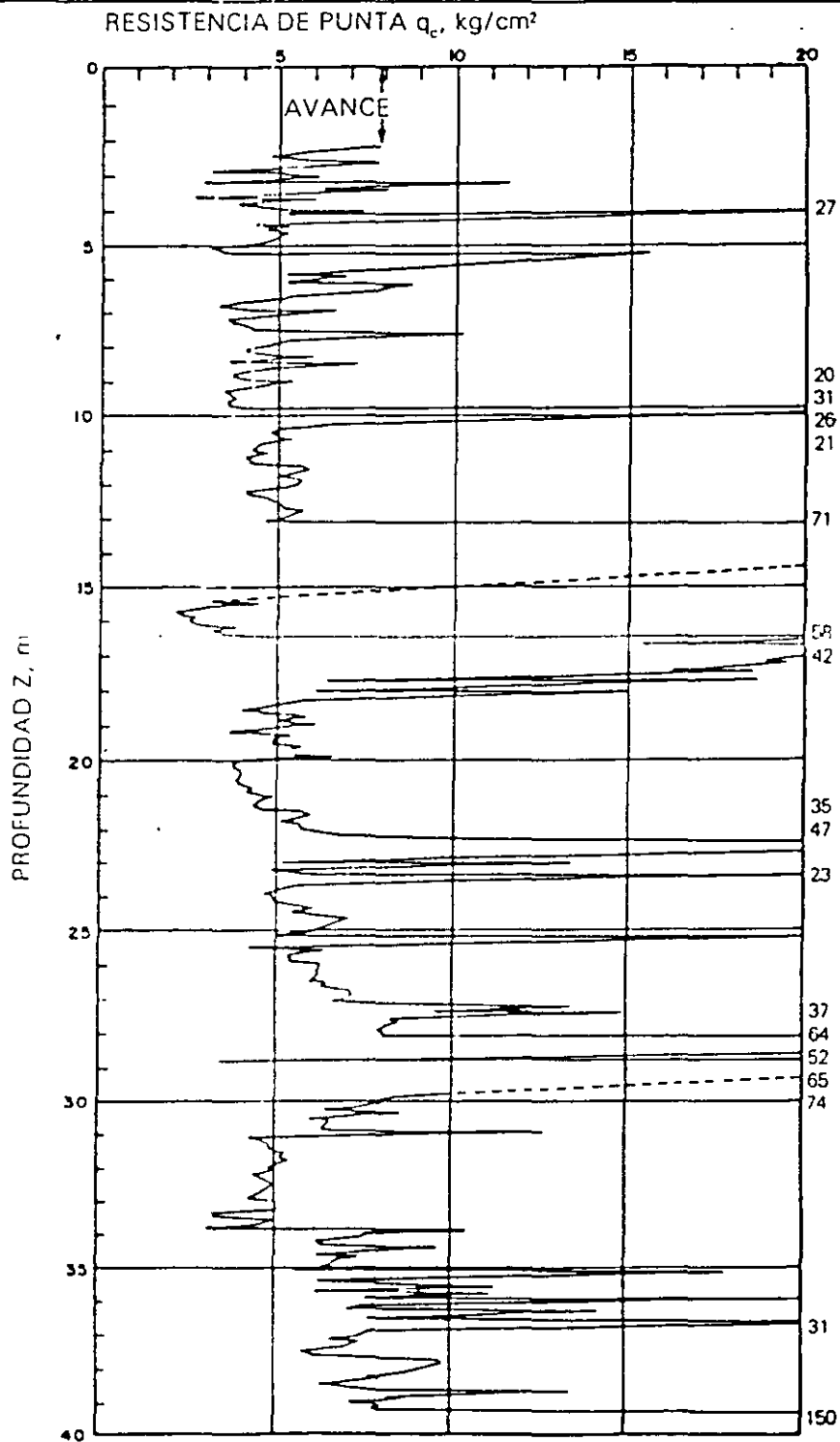


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

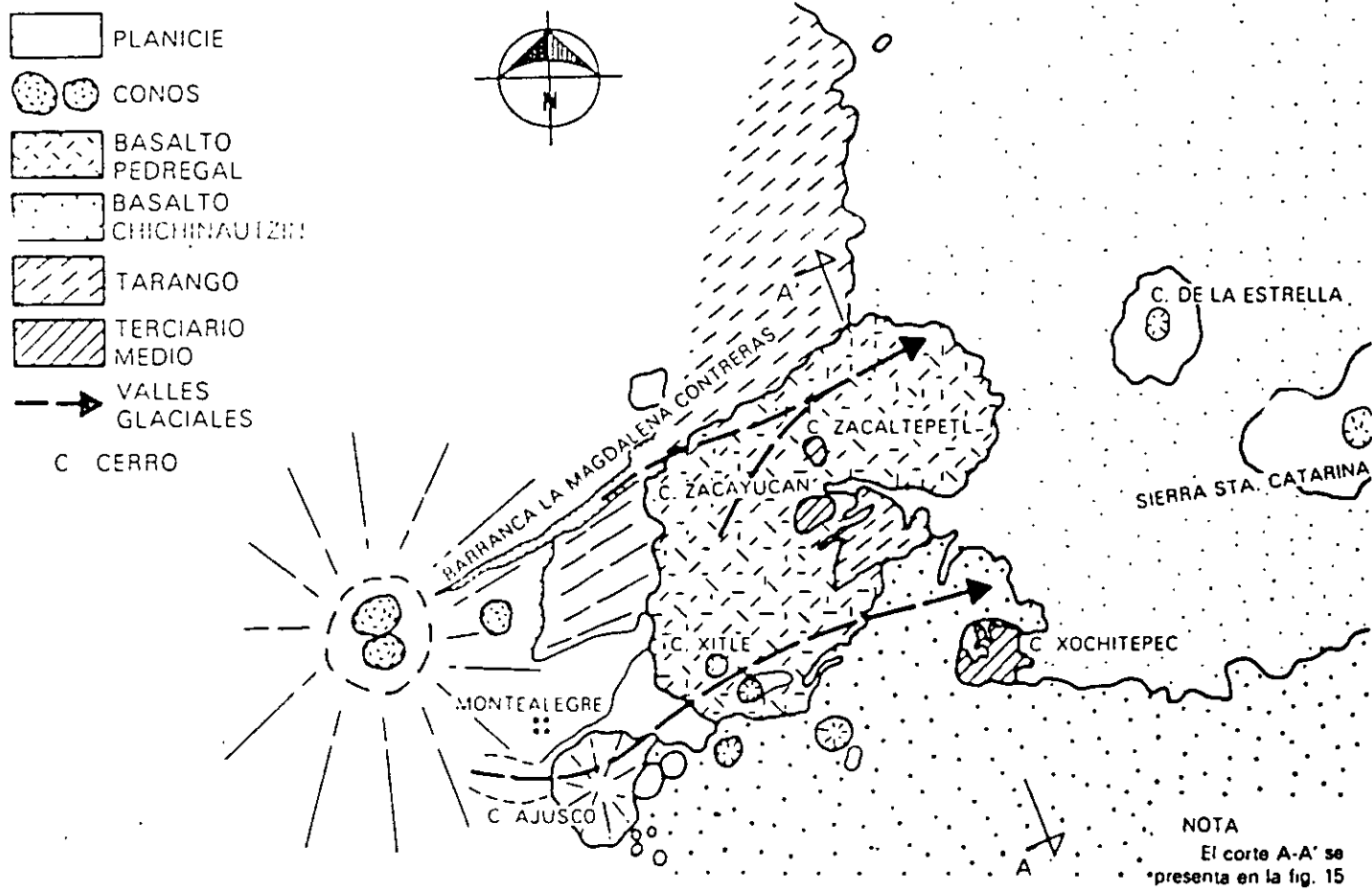


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su beccera en Monte Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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 Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas 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 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

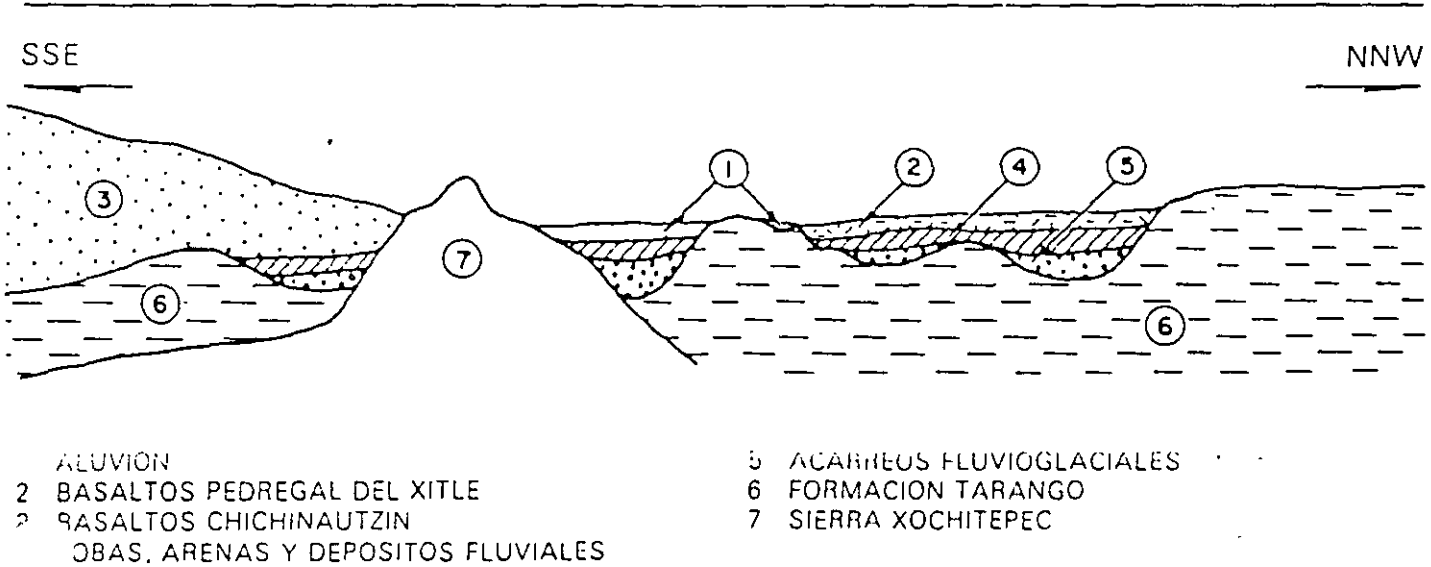


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

#### 4.3

##### 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, 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 en fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y actuando 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 de 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.

1.1  
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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

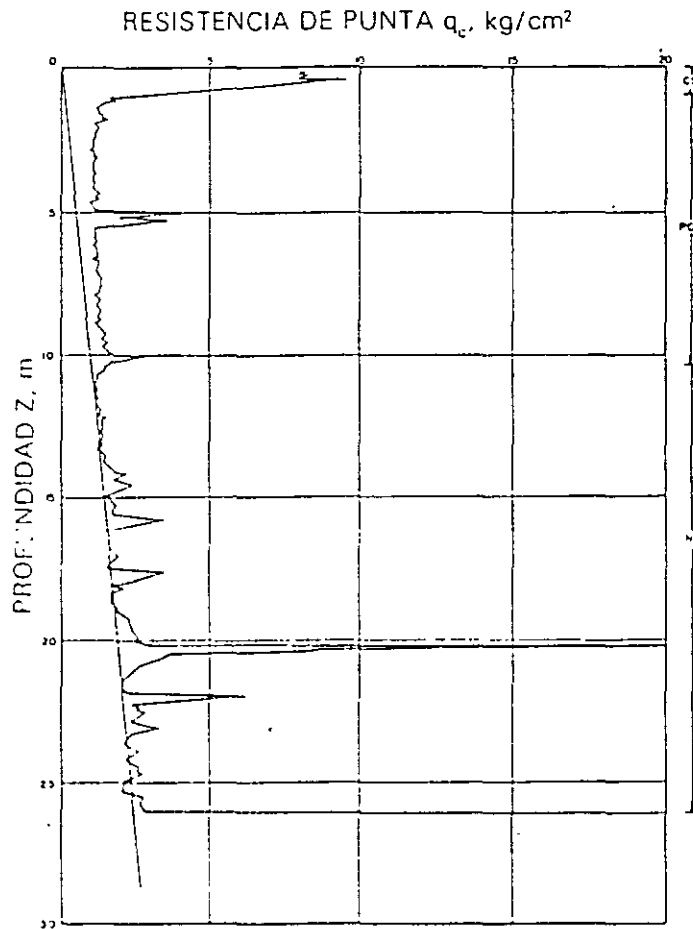


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	33 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
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.

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

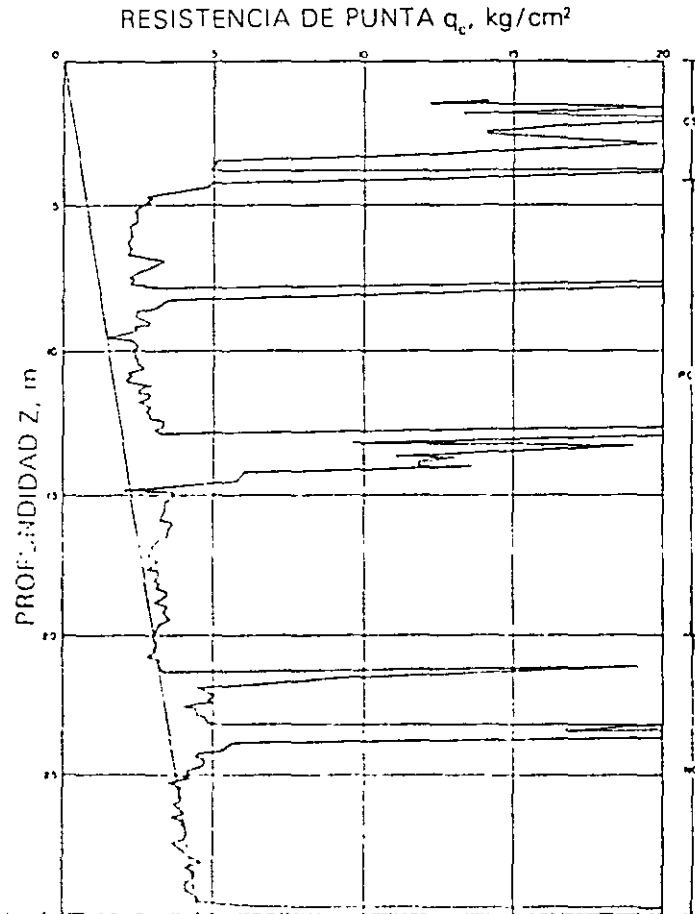


Fig 19 Sonda de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	$\rho$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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.

1.3

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. a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

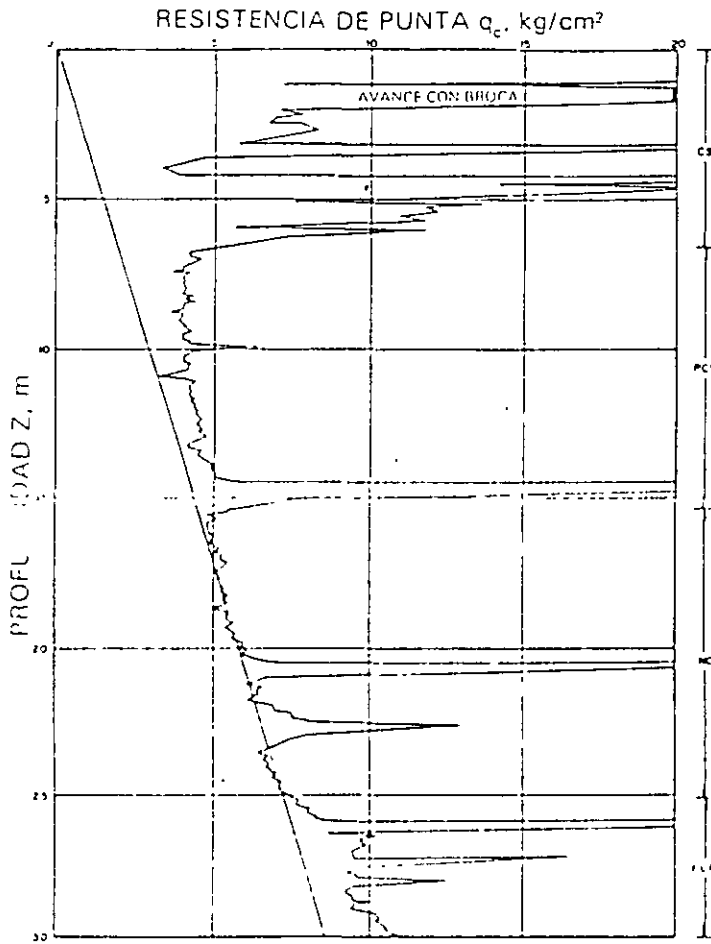


Fig 20 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

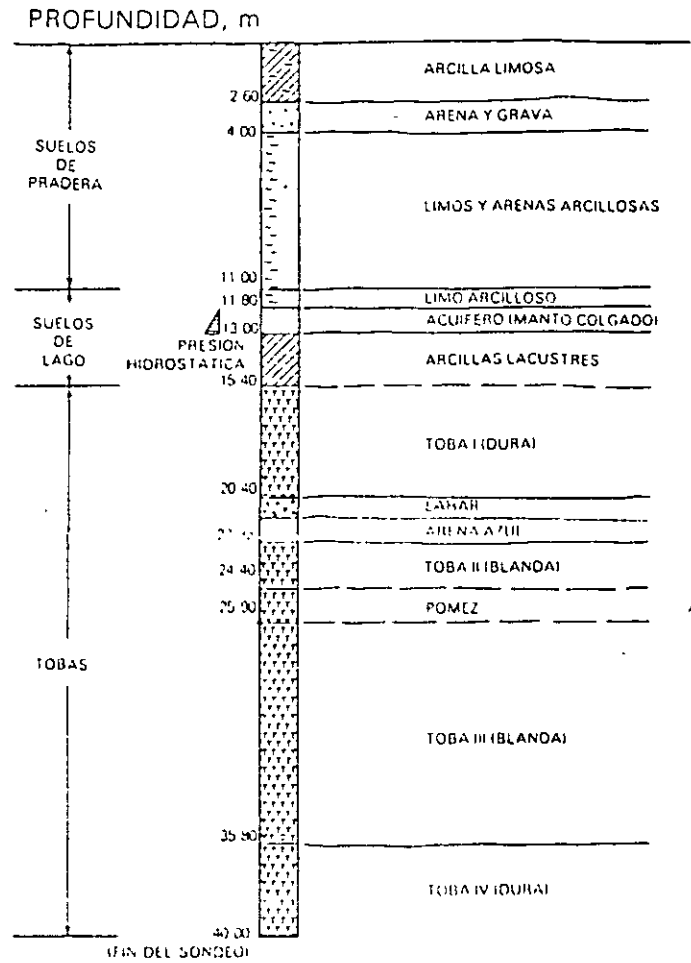


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa 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

2

**2.1 Zona de Transición**

**2.1.1**

**Interestratificada del poniente**

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en 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 las zonas 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

a) **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 antiguos barrancos. Bajo estos estratos se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. 21)

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22)

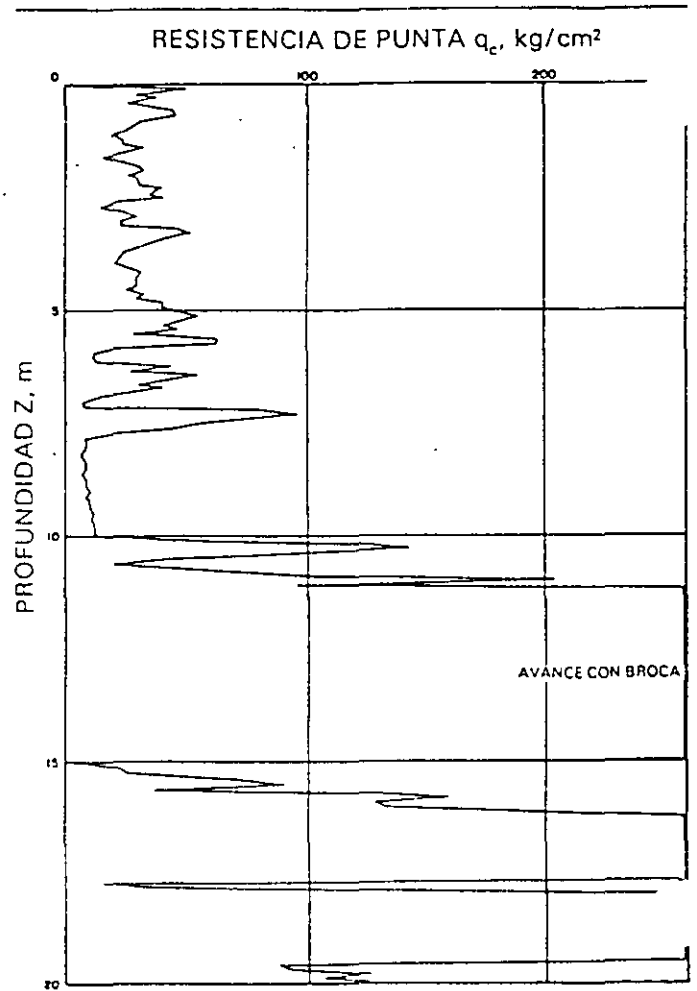


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blancos	4 a 6	1.3	5	0

\* En orden de aparición a partir de la superficie

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 los 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 o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

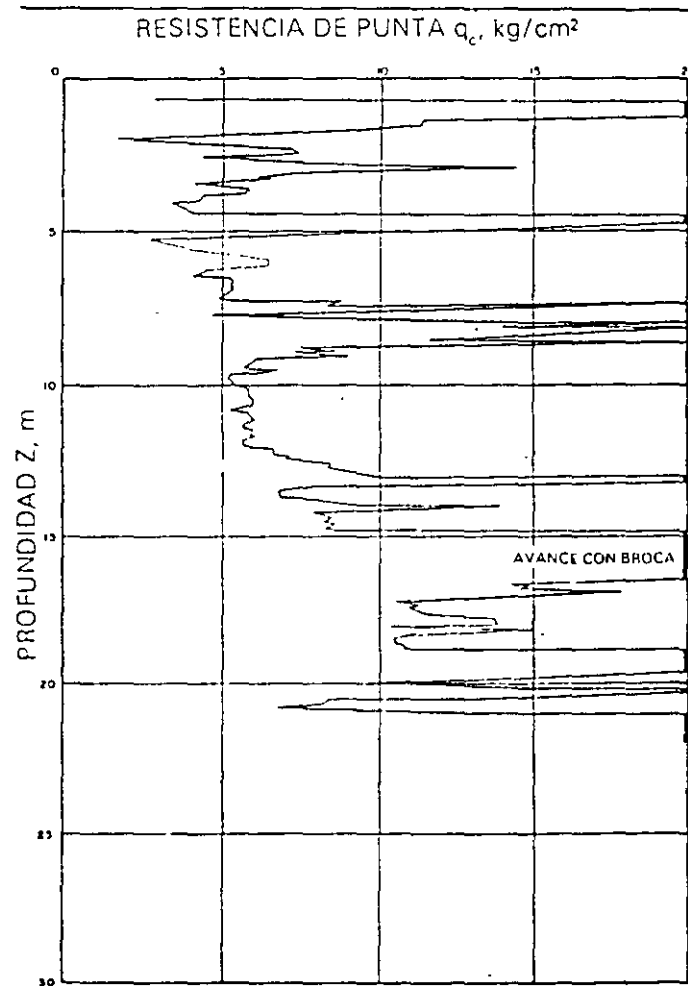


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja



### 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 zona de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

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

Todos estos materiales presentan condiciones regulares de compactación 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 el 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.

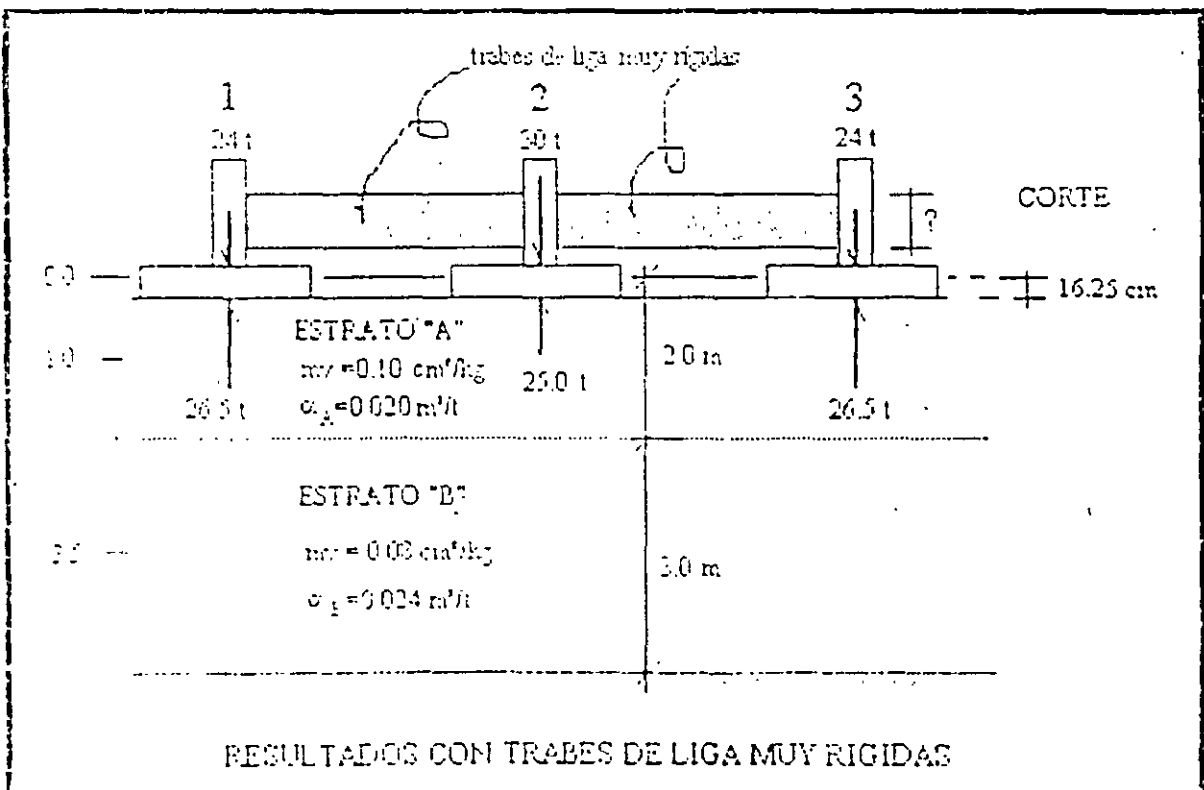
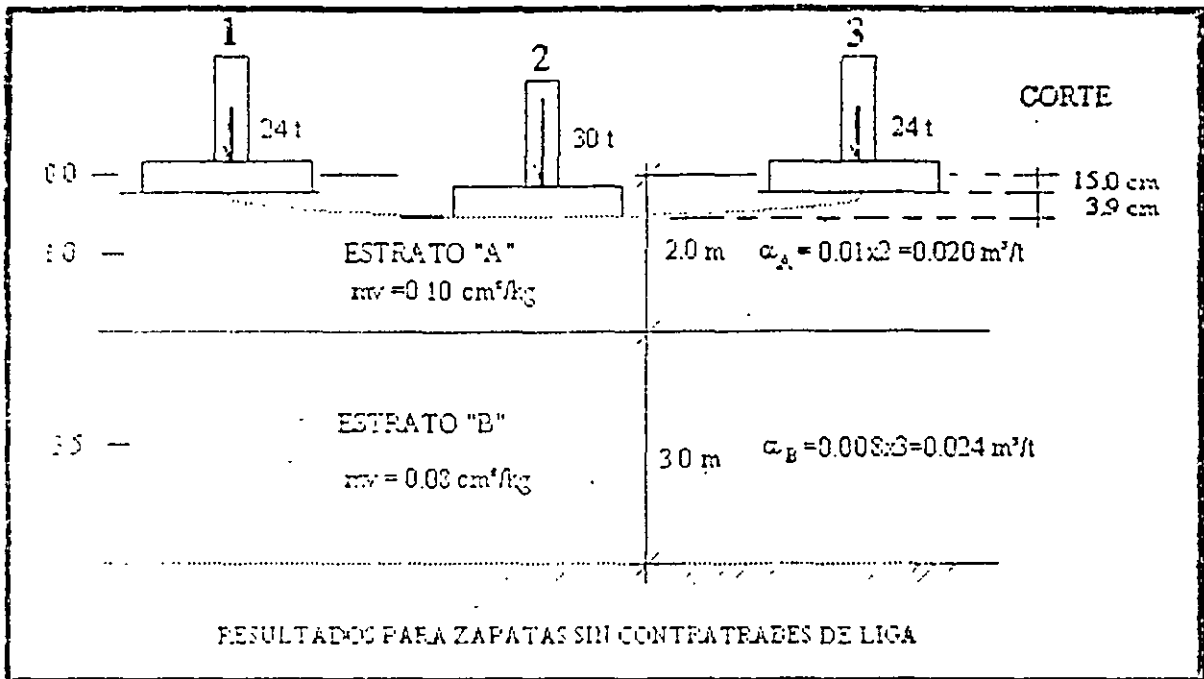
Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que las otras son fácilmente degradables y erosionables.

**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 fluvio-glaciales.** Estos depósitos presentan una compactación 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 la descripción 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 (fig. 16), 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. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.



$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

Sin contratraves de liga:  $q_1 = 24/(1.5*1.5) = 10.667 \text{ t/m}^2$   
 $q_2 = 30/(1.5*1.5) = 13.333 \text{ t/m}^2$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 10.667 \\ 13.333 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.150 \\ 0.189 \end{Bmatrix} \text{ (m)}$$

El diferencial vale:  $(0.189 - 0.150)/2.7 = 0.016 \gg 0.004$  (reglamento)

El promedio de asentamientos vale:  $\delta_a = 0.163 \text{ m}$

Con contratraves muy rígidas  $\delta_1 = \delta_2 = \delta_a$

$$\begin{Bmatrix} \delta_a \\ \delta_a \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

Si se supone  $\delta_a = 1 \text{ m}$

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 72.4934 \\ 68.3645 \end{Bmatrix} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Es obvio que no se cumple el equilibrio, porque.

$$q_1^* A_1 + q_2^* A_2 + q_3^* A_3 = 480.0 \text{ t} \gg 78.0 \text{ ton}$$

Pero se puede hacer la siguiente corrección:

$$\delta_m = \delta_a * W / \sum q = 1.0 * 78.0 / 480.04 = 0.162485 \text{ m}$$

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 11.779 \\ 11.108 \end{Bmatrix} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Comprobando el equilibrio:

$$q_1^* A_1 + q_2^* A_2 + q_3^* A_3 = 77.999 \approx 78.0 \text{ t}$$

1	2	3
1.0	0.0	0.0
$I_{11}^A * \alpha_A$	$I_{21}^A * \alpha_A$	$I_{31}^A * \alpha_A$
$I_{11}^B * \alpha_B$	$I_{21}^B * \alpha_B$	$I_{31}^B * \alpha_B$
$\bar{\delta}_{11}$	$\bar{\delta}_{21}$	$\bar{\delta}_{31}$

$$\begin{Bmatrix} \bar{\delta}_{11} \\ \bar{\delta}_{21} \\ \bar{\delta}_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B \\ I_{21}^A & I_{21}^B \\ I_{31}^A & I_{31}^B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_A \\ \alpha_B \end{Bmatrix}$$

$$F_{ij} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} \end{bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix}$$

$$\delta_i = F_{ij} q_j$$

(ecuación matricial de asentamientos, EMA)

1	2	3
0.548883*0.020	0.006729*0.020	0.000231*0.020
0.081453*0.024	0.027639*0.024	0.004312*0.024
0.012933	0.007992	0.000108

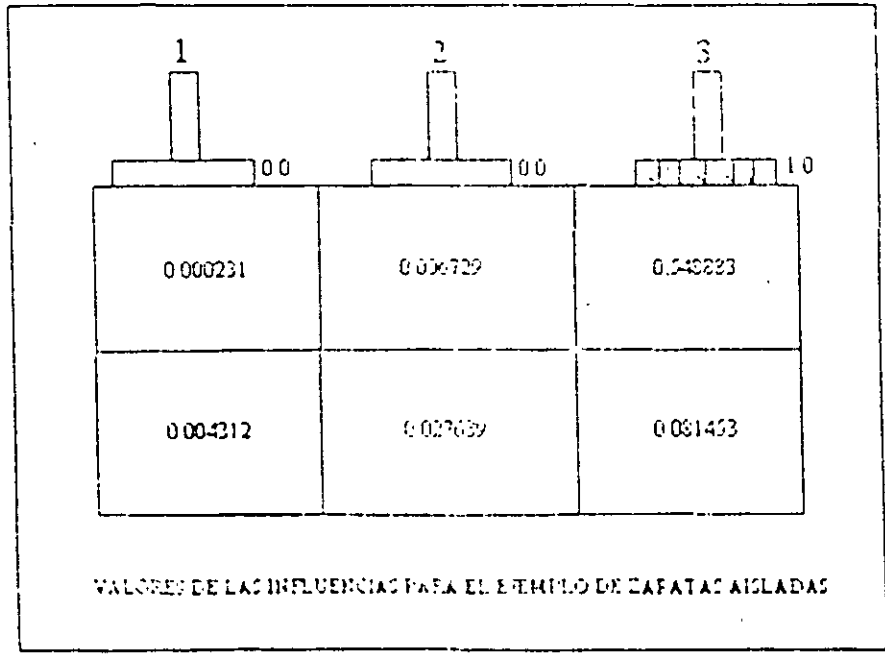
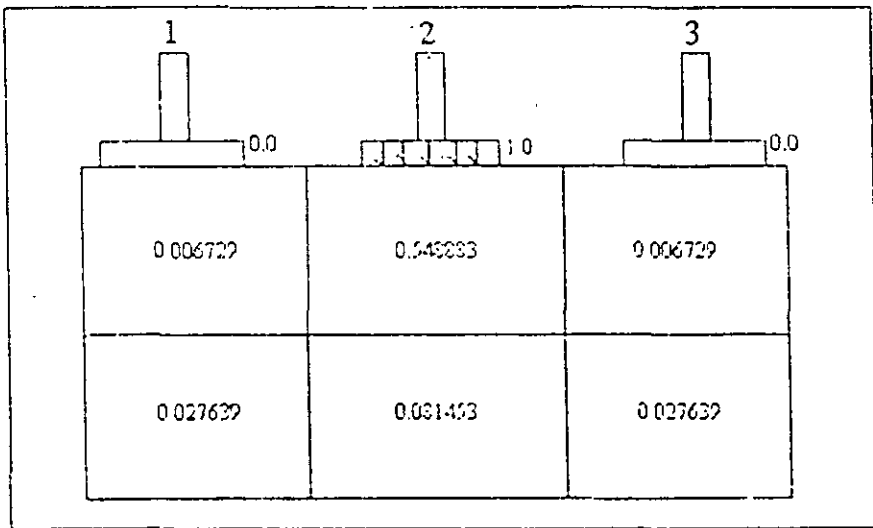
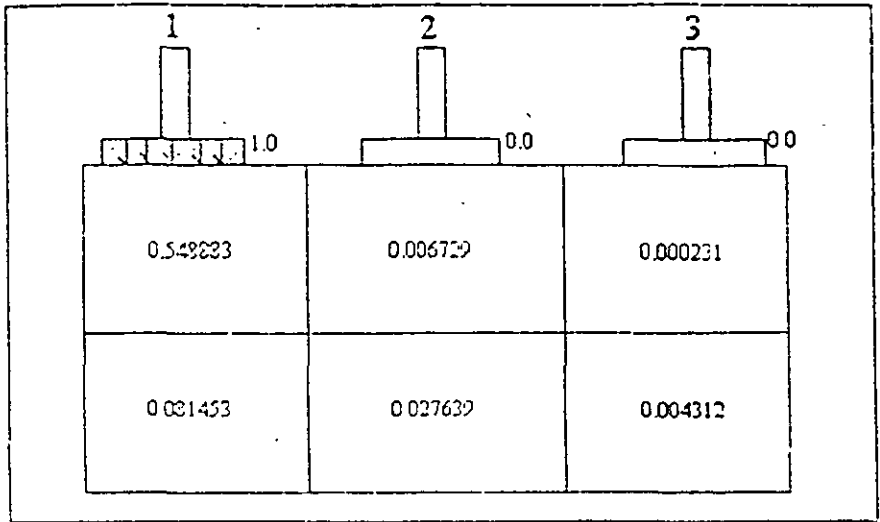
$$\begin{Bmatrix} 0.012933 \\ 0.007992 \\ 0.000108 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.548883 & 0.081453 \\ 0.006729 & 0.027639 \\ 0.000231 & 0.004312 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.020 \\ 0.024 \end{Bmatrix}$$

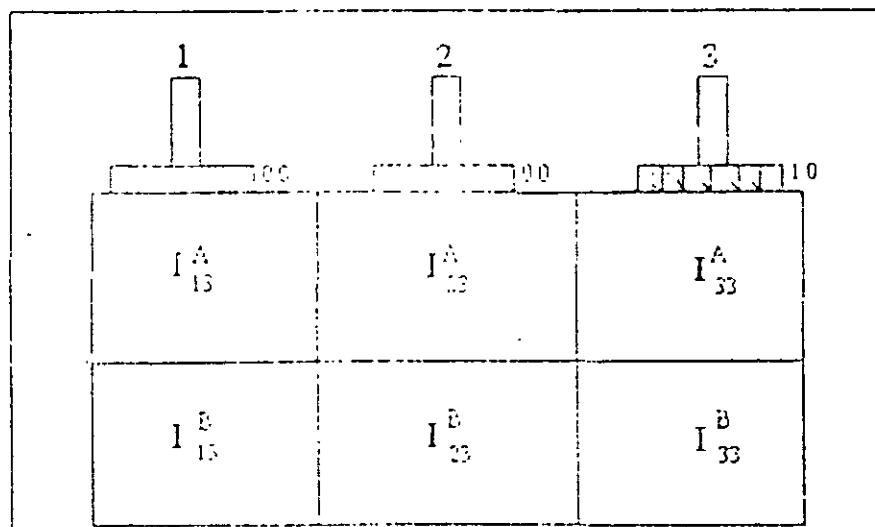
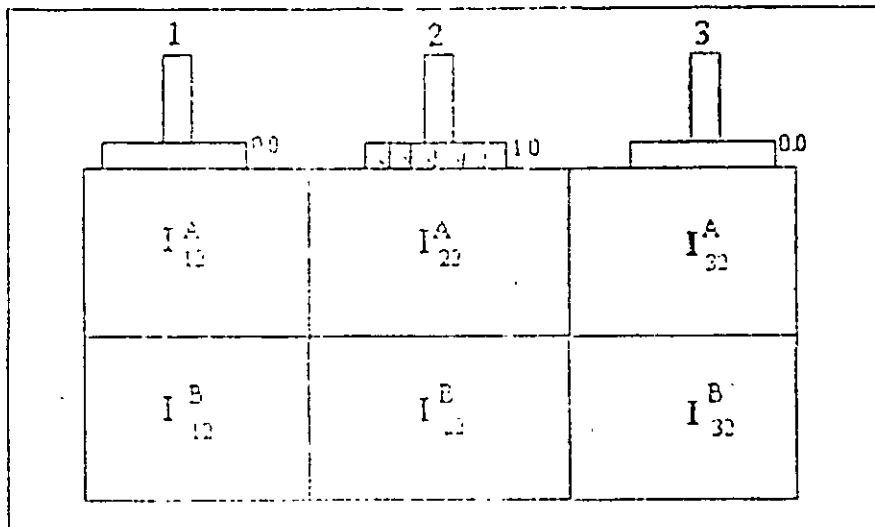
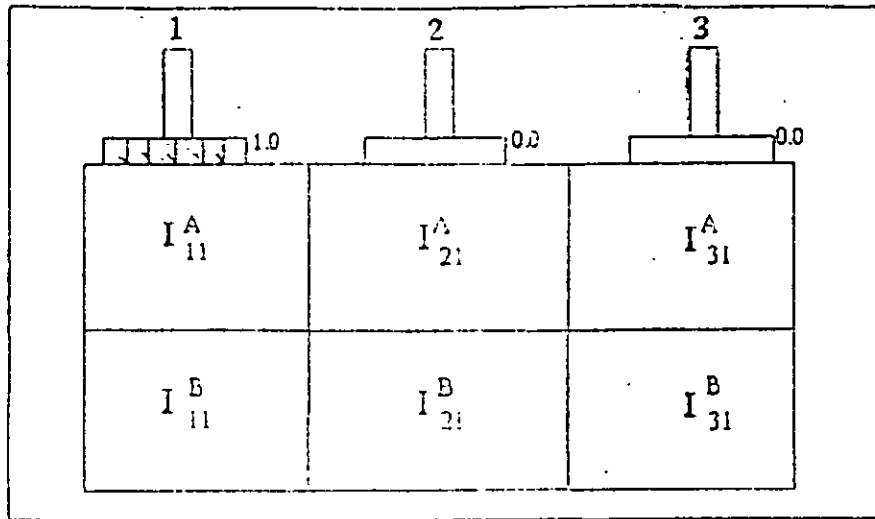
$$F_1 = \begin{bmatrix} 0.012933 & 0.0007992 & 0.000108 \\ 0.0007992 & 0.012933 & 0.0007992 \\ 0.000108 & 0.0007992 & 0.012933 \end{bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.012933 & 0.0007992 & 0.000108 \\ 0.0007992 & 0.012933 & 0.0007992 \\ 0.000108 & 0.0007992 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix}$$

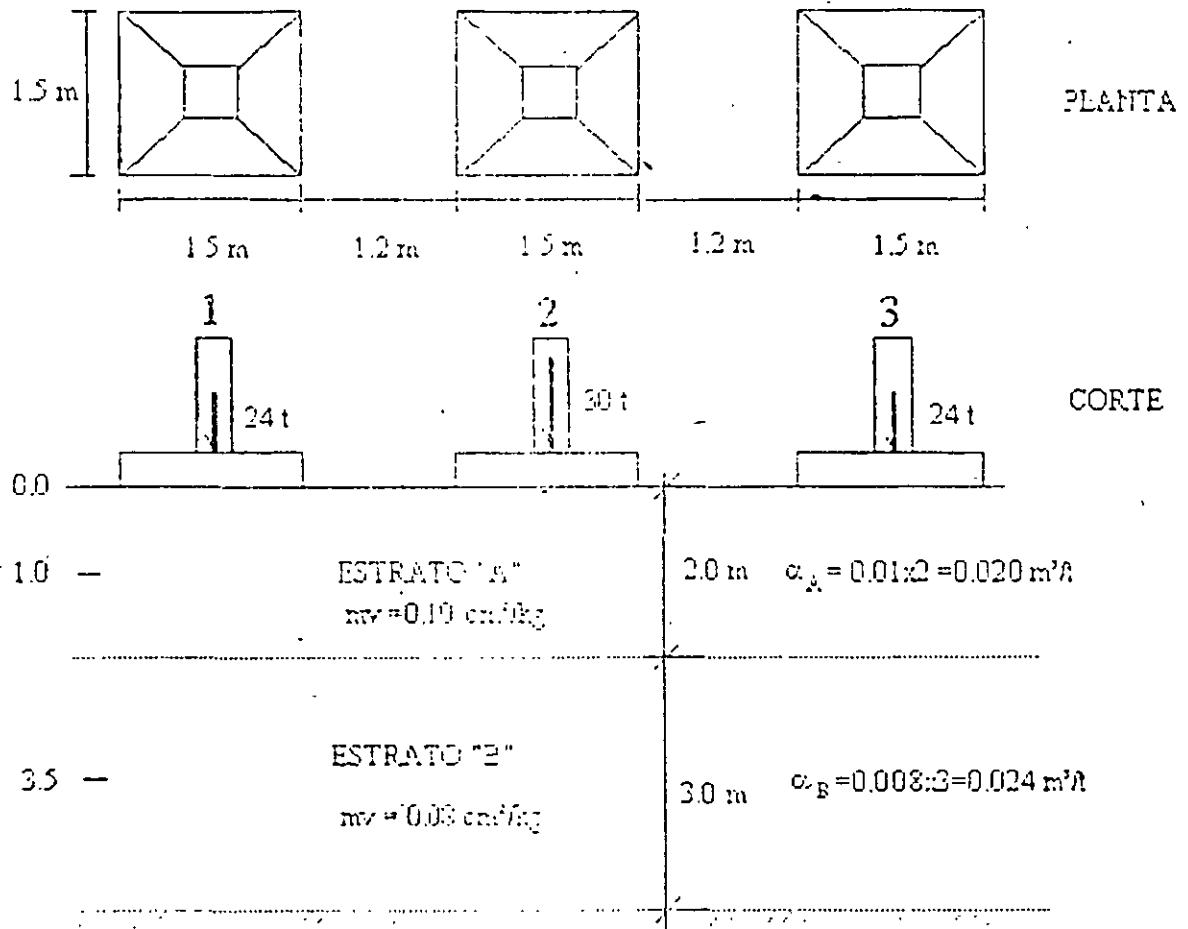
FOR SIMETRIA  $\delta_1 = \delta_3$

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.013041 & 0.0007992 \\ 0.0015984 & 0.012933 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$





EXTENSION DE LA TECNICA DE BEGVAERT AL CASO DE ZAPATAS AISLADAS



GEOMETRIA, CARGAS Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO



**ANEXO No. II**

**MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS**

# EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

## 1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (penetrómetro holandés)

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (penetración estándar)

## 2.- PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO

### 2.1 MUESTREO ALTERNADO

2.1.1 MÉTODO MANUAL

2.1.2 PENETRACIÓN ESTÁNDAR

### 2.2 MUESTREO INALTERADO

2.2.1 MÉTODO MANUAL

2.2.2 TUBO DE PARED DELGADA (Shelby)

2.2.3 BARRIL DENISON

2.2.4 MUESTREADOR PITCHER

## 3.- SUPERVISIÓN DE EXPLORACIÓN

## 4 - PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

4.1 MUESTRAS ALTERNADAS

4.2 MUESTRA CUBICA INALTERADA

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS

## 5.- MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO

5.1 MAQUINA PERFORADORAS

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN

5.3 BARRAS Y ADEMÉS DE PERFORACIÓN

## 6.- TÉCNICAS DE PERFORACIÓN

## 1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Los métodos semidirectos de exploración son las técnicas de penetración que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión ( estáticos ) o con el impacto de una masa

( dinámicos ); de los primeros, el cono holandés es el de uso más difundido ; de los dinámicos, el mas usual es la prueba de penetración estándar ; que además tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

### 1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN ( PENETRÓMETRO HOLANDES )

El penetrómetro o cono holandés se utiliza profusamente en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que se penetra el cono y definir confiablemente su compacidad. En arcillas las correlaciones son menos confiables y por ello su uso menos recomendable.

El cono holandés se utiliza en investigaciones geotécnicas de áreas grandes; su uso está condicionado a que se obtengan correlaciones locales en sondeos realizados con el penetrómetro estándar o muestras inalterados.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hincan en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral (fig.II). Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta ( $q_c$ ) y la fricción lateral ( $f_s$ ); ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado.

#### 1.1.1 CARACTERÍSTICAS

En la fig. II. 2 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés: consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro (10 cm<sup>2</sup> de área) con ángulo de ataque de 60°, una funda delirante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm<sup>2</sup> de área), la tubería interior de 1.5 cm de diámetro con un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm y la tubería exterior de 3.57 cm de diámetro; los tramos de ambas tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

### INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La interpretación de la información que se obtiene con conos hincados a presión, así como su aplicación a problemas de mecánica de suelos, consiste en analizar la forma de las gráficas presión de punta y fricción lateral contra la profundidad (fig.III. 3); definiendo las zonas características del sondeo, para esto la tabla III.1 puede facilitar la labor.

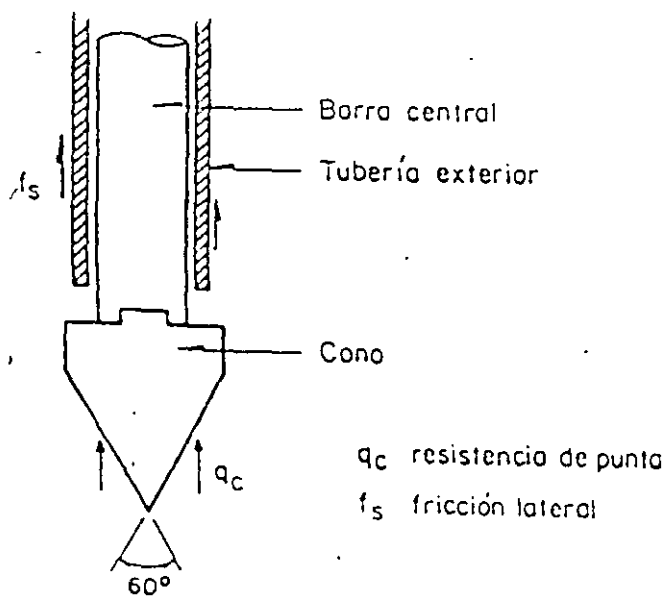


FIG.II.1. Cono de penetración

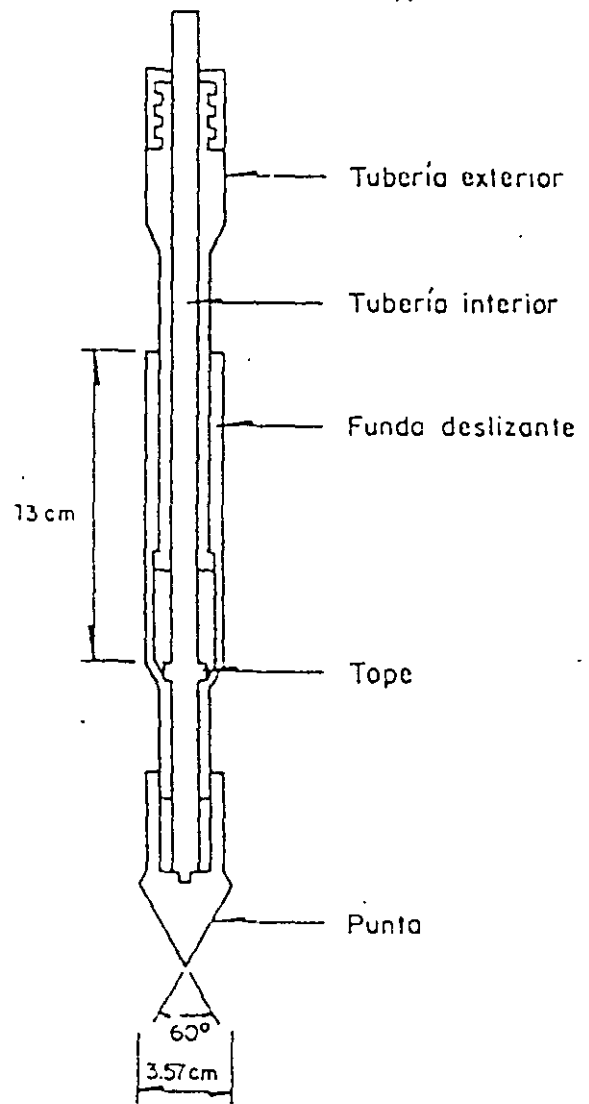


FIG.II.2. Penetrómetro holandés

$$f_s = \frac{F_s}{A_t}$$

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

$R_t$  fuerza necesaria para hincar simultáneamente el cono y la funda, en kg

$Q_c$  fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

$F_s$  fricción lateral de la funda deslizante, en kg

$q_c$  resistencia de punta, en kg/cm<sup>2</sup>

$f_s$  fricción lateral por unidad de área, en kg/cm<sup>2</sup>

$A_t$  área lateral de la funda (147.02 cm<sup>2</sup>)

$A_c$  área transversal de cono (10 cm<sup>2</sup>)

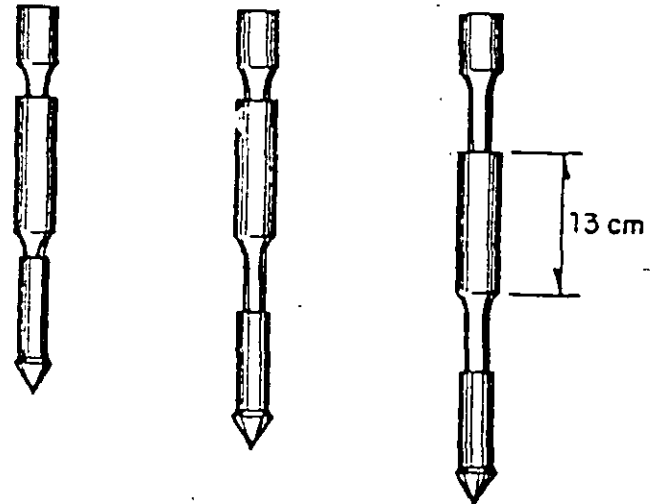
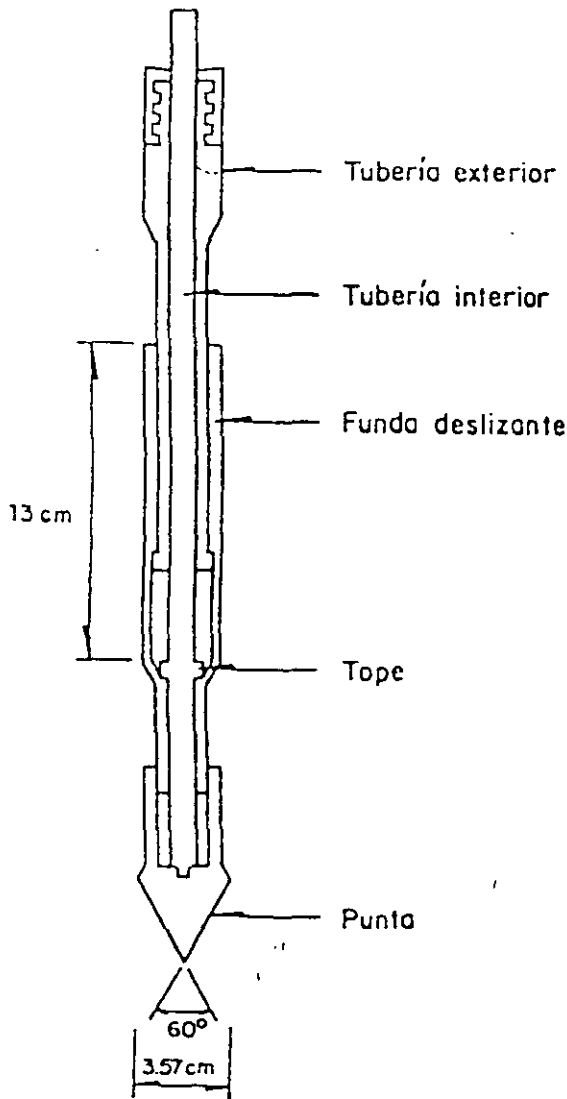


FIG.III.1. Operación del cono holandés

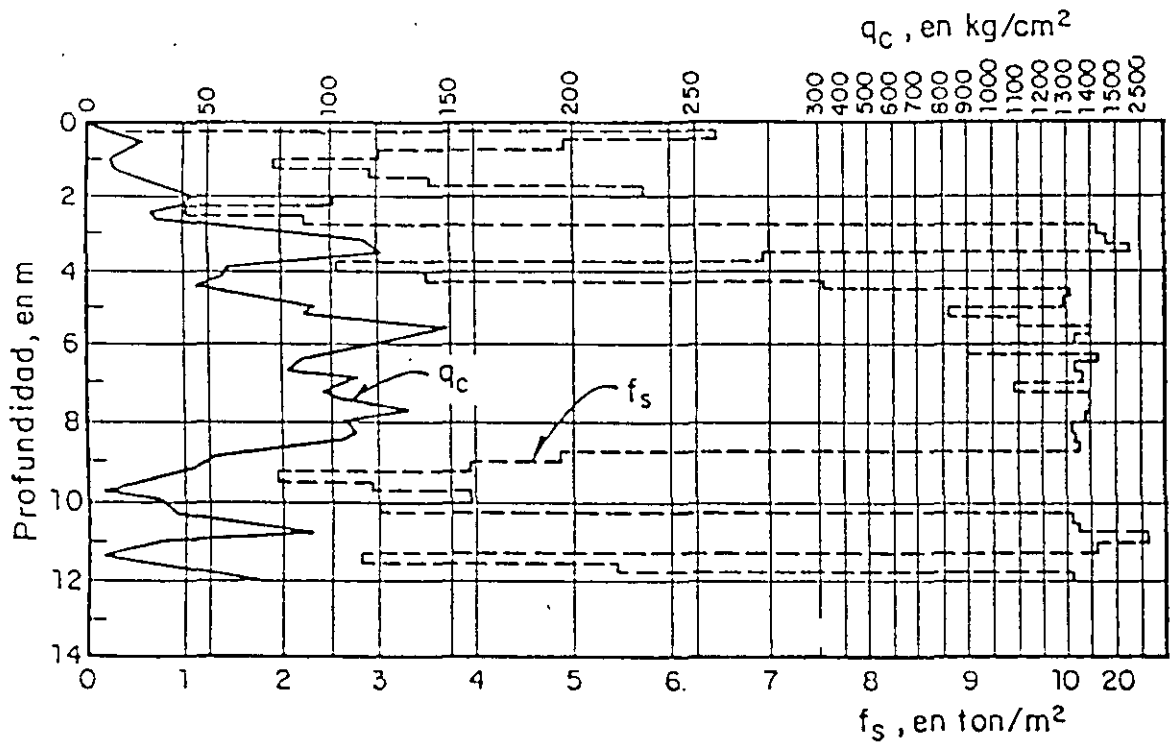


FIG.III.3. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

TABLA III. 1 Comparación entre las variaciones de  $q_c$  y de  $f_s$

	Decrece	Constante	Crece
D e c r e c e	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia	No ocurre	Una grava de boleto empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante
C o n s t a n t e	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. III. 4	No ocurre
C r e c e	Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujado por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso	El penetrómetro está en roca blanda o en estrato duro que no puede ser penetrado	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada

## OPERACIÓN

El penetrómetro se hince empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro,  $d = 0$  (fig III.1.a), después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm (fig. III.1.b) con esta operación se determina la fuerza  $q_c$  necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide  $R_t$ , corresponde a la resistencia de punta  $q_c$  más la fuerza de fricción  $f_s$  que desarrolla la funda.

## REGISTRO DE DATOS

El registro de datos para esta prueba se presenta en la fig. III.2. Para el cálculo de los esfuerzos  $q_c$  y  $f_s$  se utilizarán las siguientes expresiones:

$$R_t, Q_c = F_s$$

La fuerza axial con que se hince este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar solo a la tubería interior o la exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de

PRUEBA DE PENETRACION CONO HOLANDES OBRA:	SONDEO		NIV FREAT.	HOJA
	LOCAL	Z=	MAQUINA	FECHA
	X=	Y=	OPERADOR:	SUPERVISOR

Prof. (m)	Manómetros (kg/cm <sup>2</sup> )			Esfuerzos kg/cm <sup>2</sup>		Observaciones
	Cono	Funda	Conjunto	q <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>	

NOTAS	

FIG.III.2. Registro de penetración con cono



la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos mas recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizante. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton. dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

## 1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (PENETRACIÓN ESTÁNDAR)

La prueba de penetración estándar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas, arriba y abajo del nivel freático. En los suelos con gravas aisladas puede operar confiablemente; si el contenido de grava es alto o existen boleos, o trozos de roca, no se debe utilizar.

Con esta técnica se rescatan muestras alternadas de los suelos y con el número de golpes con que se hince el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreos inalterados.

El muestreador o penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa de dimensiones especificadas, que se hince a percusión con energía también especificada.

### 1.2.1. CARACTERÍSTICAS

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. II.3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (estrictamente). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es el utilizar la esfera con varilla, mostrada en la fig. II.3.

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución, poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelo arenoso (fig. II.3).

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 64 kg. con caída libre guiada de 75 cm. que impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación; el diámetro de éstas últimas se elige de acuerdo con la profundidad, como se indica en la tabla II.1

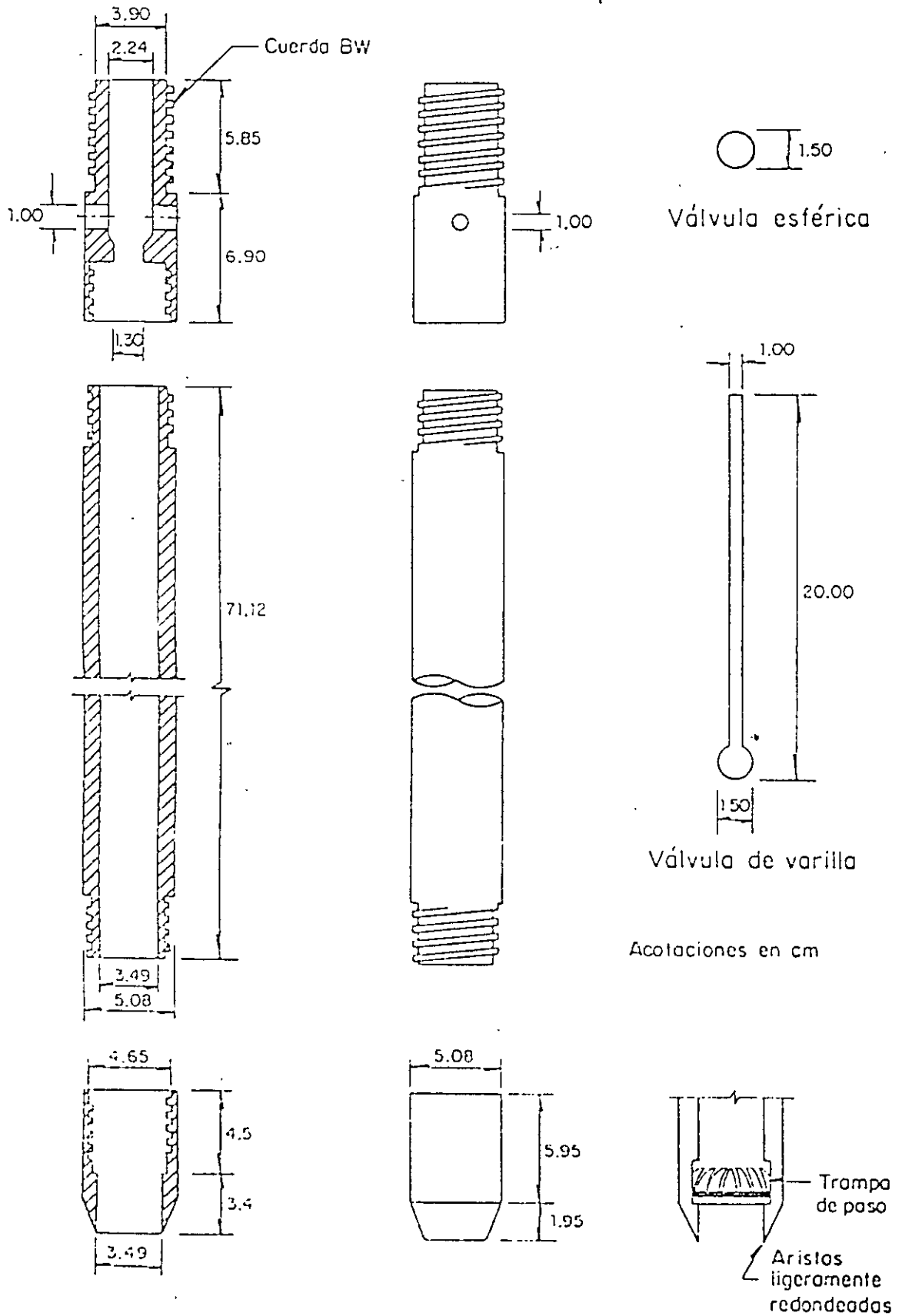


FIG.11.3. Penetrómetro estándar

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO. <i>M-14</i>	NIV. FREAT..	HOJA:
	LOCALIZACION: X:	MAQUINA. <i>A</i>	FECHA: <i>3-Jul-75</i>
	Y:	OPERADOR. <i>F. Ortiz</i>	SUPERVISOR: <i>Ing Silva</i>
	Z:		

Prof. en m ó ft	Clasificación SUCS	Mues tra No.	N (SPT)			Muestreo		Ademe m	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre sión	Rec		
	<i>CL café</i>	<i>F-1</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>25</i>	—	—	<i>8:30</i>	
	<i>CL café con grava</i>	<i>F-2</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>30/4</i>		—	<i>9:00</i>	
	<i>CH arenosa gris</i>	<i>TS-1</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>10:00 (1)</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>F-3</i>	<i>10</i>	<i>35</i>	<i>35</i>		—	<i>10:30</i>	
	<i>CH " "</i>	<i>TR-2</i>	—	—	—		<i>30/30</i>	<i>11:10 (2)</i>	
	<i>SW fina gris</i>	<i>F-4</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>15</i>		—	<i>11:50 (3)</i>	
	✓	<i>F-5</i>	<i>5</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	—	—	<i>12:10</i>	
	✓	<i>F-6</i>	<i>5</i>	<i>25</i>	<i>35</i>	—	—	<i>12:40 (4)</i>	
	<i>CL café</i>	<i>F-7</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>		<i>50</i>	<i>13:00</i>	
	<i>CL ✓</i>	<i>TR-3</i>	—	—	—		<i>20/30</i>	<i>13:20</i>	
		<i>TR-4</i>	—	—	—			<i>13:30 (5)</i>	
		<i>F-8L</i>							

NOTAS	<i>1) la CH empieza a los 15'</i>
	<i>2) la parte inferior del TR-2 es SW</i>
	<i>3) la SW empieza a 29', se perdió el agua de perforación</i>
	<i>4) se tiene azolve y se decidió poner ademe</i>
	<i>5) se perdió la muestra, probablemente era arena</i>

FIG.III.6. Registro de campo

TABLA II. 1 Barra recomendable para la prueba de penetración estándar

Profundidad del sondeo en m.	Barra recomendable	Díametro exterior en cm.	Peso, en kg/m
15	AW	4.44	6.53
10-30	BW	5.40	6.23

### 1.2.2 REGISTRO DE DATOS.

Para la prueba de penetración estándar, se llena el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 para simplificar su presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo, dos columnas quedarán en blanco: la de presión, que no tiene significado en este caso, y la de recuperación (rec) que no proporciona información de interés con este muestreador.

### CORRELACIONES DE N EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia a la penetración N se correlaciona empíricamente con la consistencia y resistencia a la compresión simple  $q_u$  de los suelos cohesivos con la ayuda de la fig. III.8.

### CORRELACIONES DE N EN SUELOS GRANULARES.

La resistencia a la penetración N se correlaciona con la compacidad relativa ( $C_r$ ) y ángulo  $\phi$  de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo ( $\delta_{vo}$ ) como se muestra en la figura III.9 En esta gráfica el par de valores (N,  $\sigma_{vo}$ ) define un punto y su proyección, según una recta de la familia de la gráfica, proporciona la correlación mencionada.

	35		85	
Suelta		Medio	Densa	Muy densa
$\Phi$	30		40	

Valores tentativos de  $\Phi$  para arena media uniforme ( $S_{p_m}$ ) como suelo típico

El valor de  $\sigma_{vo}$  se puede estimar con la expresión:

$$\bar{\sigma}_{vo} = \gamma \sec \alpha h_1 + \gamma$$

- $h_1$  profundidad del nivel freático, en m
- $h_1 + h_2$  profundidad de la prueba, en m
- $\gamma$  seco peso volumétrico del material, arriba del nivel freático (1.5 ton/m<sup>3</sup>, valor aproximado)
- $\gamma'$  peso del material sumergido (0.9 ton/m<sup>3</sup> valor aproximado)

Una correlación más simple, sin corrección por el esfuerzo vertical efectivo, se presenta en la tabla III.3 y que se recomienda solo para la interpretación preliminar de la prueba.

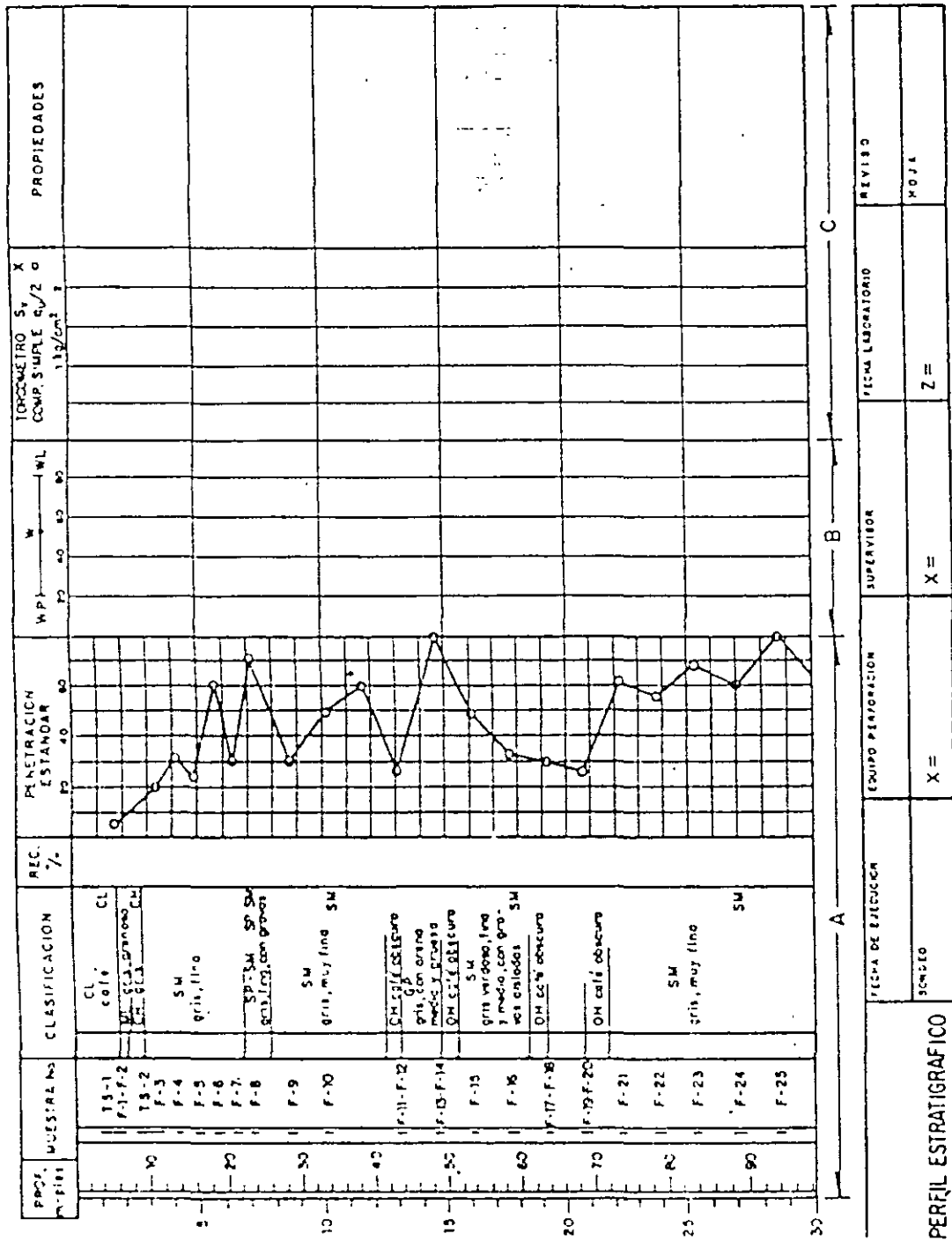


FIG. III.7. Representación gráfica de la penetración estándar

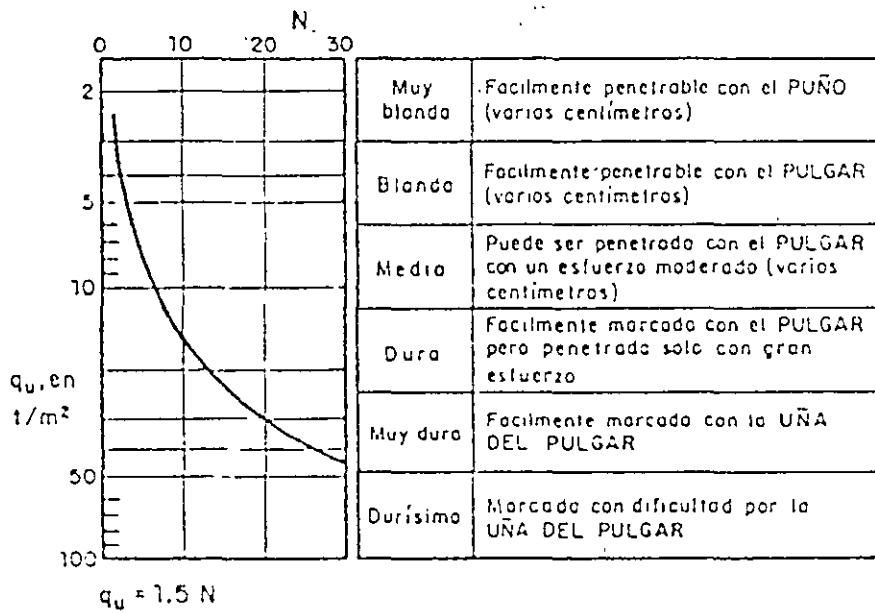


FIG.III.8. Correlación entre  $N$ ,  $q_u$  y consistencia relativa

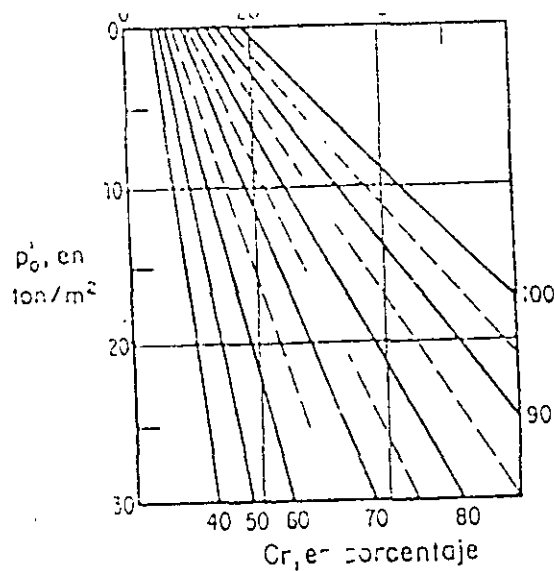


TABLA III. 3 Densidad relativa de arenas y el número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

Número de golpes	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> - 50	Muy densa

### OPERACIÓN.

El penetrómetro estándar se hincan 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de una masa de 64 kg. dejada caer libremente de  $75 \pm 1$  cm de altura

Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm; se define como resistencia a la penetración estándar, el número N de golpes para hincarlo en los últimos 30 cm (la suma de los golpes de los dos últimos tramos); si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N 50.

### PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índices y mecánicas.

Muestras Alteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas

Muestras Inalteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural esta relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos, estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas.

## **2.1 MUESTREO ALTERADO.**

### **MÉTODO MANUAL.**

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramientas de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas.

La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menor de 10 m).

### **EQUIPO.**

Cuando el muestreo se hace en perforaciones de pequeño diámetro (máximo 10 cm) se requieren herramientas manuales de perforación, como la pala posteadora y barreras helicoidales (fig. II.4).

Cuando el muestreo se hace en zanjas o pozos a cielo abierto se utilizan picos y palas para la excavación y espátulas para el muestreo.

Podría requerirse ademas las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se lleven abajo del nivel freático.

### **OPERACIÓN.**

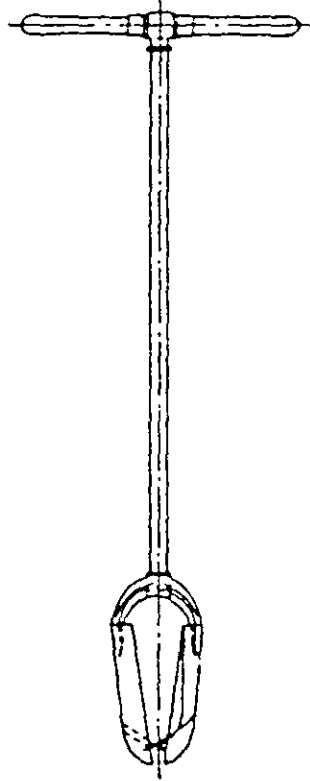
Las muestras que se pueden obtener en pozos hechos con herramientas de perforación manual, como pala posteadora o brocas helicoidales consiste en pequeños terrones que se rescatan a medida que progresa la excavación; estas muestras se conservaran en bolsas de polietileno o frascos de vidrio

Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto o zanjas podrán tomarse de la paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra de suelo recién descubierto. El tamaño de la muestra está en función de las pruebas que se realizarán; para un sondeo convencional, las muestras deben ser de 0.5 kg.; para estudiar el suelo como material de préstamo se deben tomar muestras de 10 kg. de los estratos explotables o una muestra integral de 30 kg., obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte; se elige el criterio de muestreo acorde al método de explotación del banco. Las muestras se colocaran en bolsas de polietileno

### **REGISTRO DE DATOS**

Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizara el registro anexo, fig. III.10.





a) Pala posteadora



b) Barrena helicoidal

FIG.II.4. Herramienta manual de perforación



## **2.2 MUESTREO INALTERADO.**

### **MÉTODO MANUAL**

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede solo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.

La limitación de este método radica también en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades someras (menor de 10m).

Consiste en labrar con herramientas de mano muestras cúbicas de 30 cm de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Las muestras se protegen con un forro de manta de cielo impregnada de parafina y brea.

### **EQUIPO**

Para el labrado de muestras de suelos blandos se requieren espátulas, para los duros un cincel ancho y un martillo ligero. Para la protección de las muestras manta de cielo, brochas y parafina con brea y una estufa portátil.

### **OPERACIÓN.**

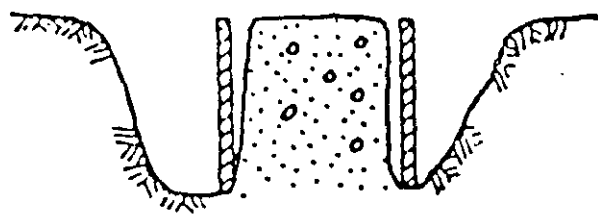
Se limpia y engrasa una superficie horizontal de 50 cm de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 m de lado; se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con brea caliente, aplicándola con la brocha; enseguida se labran pozos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea; se continúan con los dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene hacer esto antes de hacer el corte, colocar una caja protectora (fig. III.11); después de cortar la muestra se voltea y se protege también con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

### **TUBO DE PARED DELGADA.**

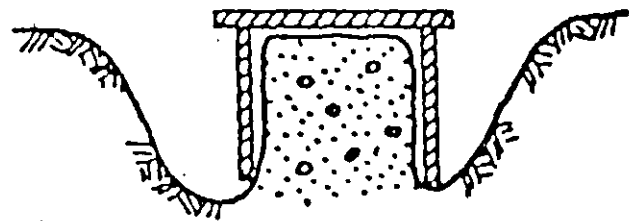
Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos fino blandos semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm.

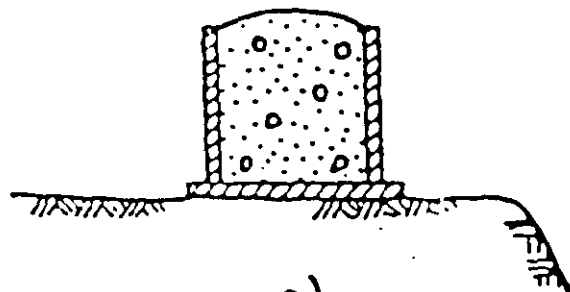
El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se inca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.



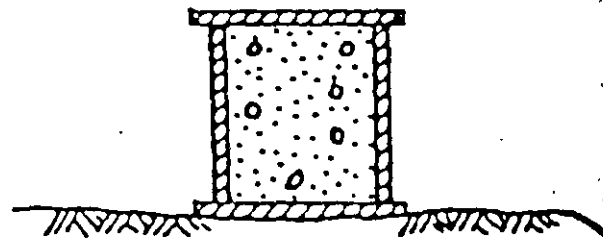
a)



b)

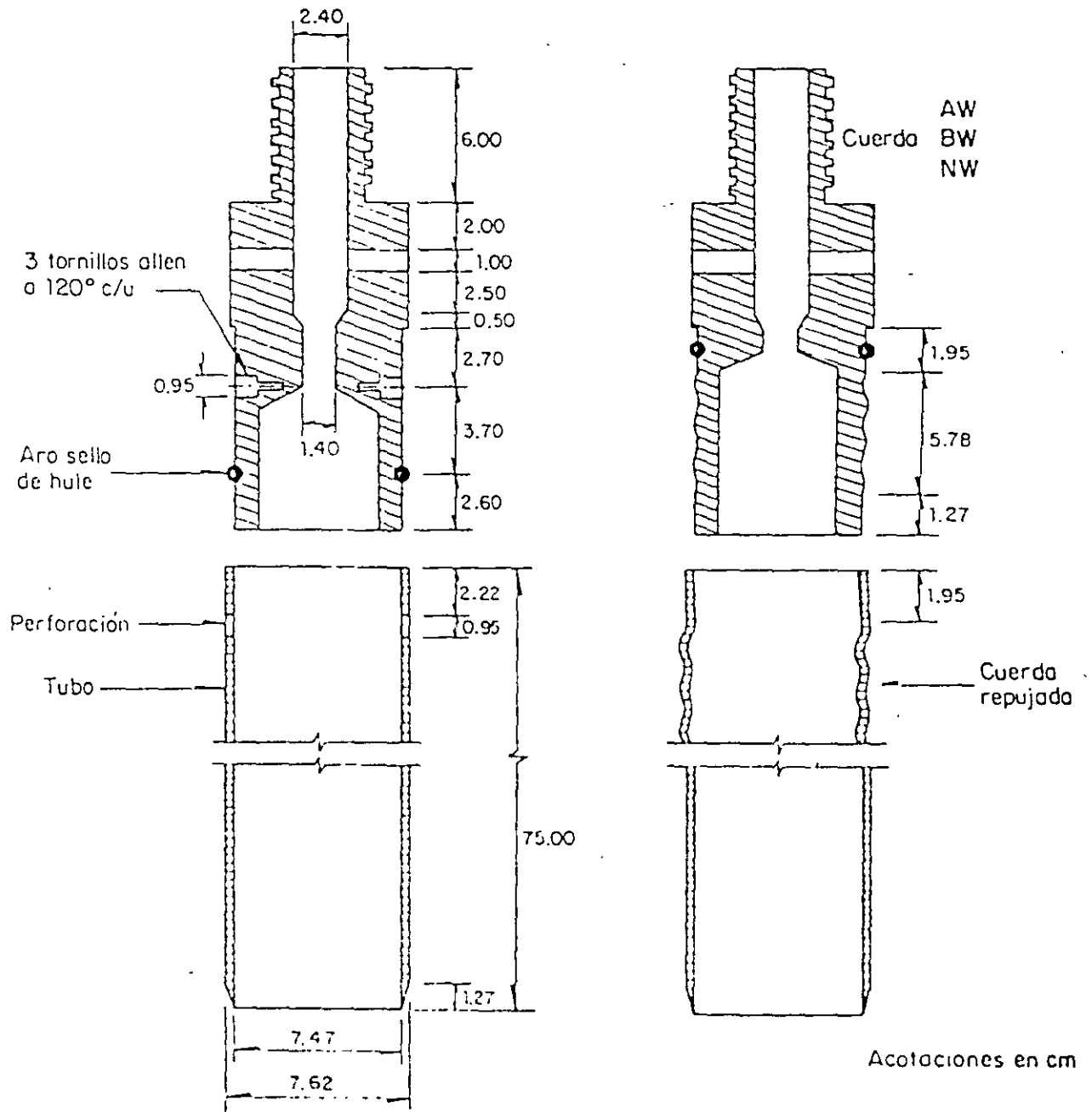


c)



d)

FIG.III.11 Procedimiento de obtención de muestras cubicas

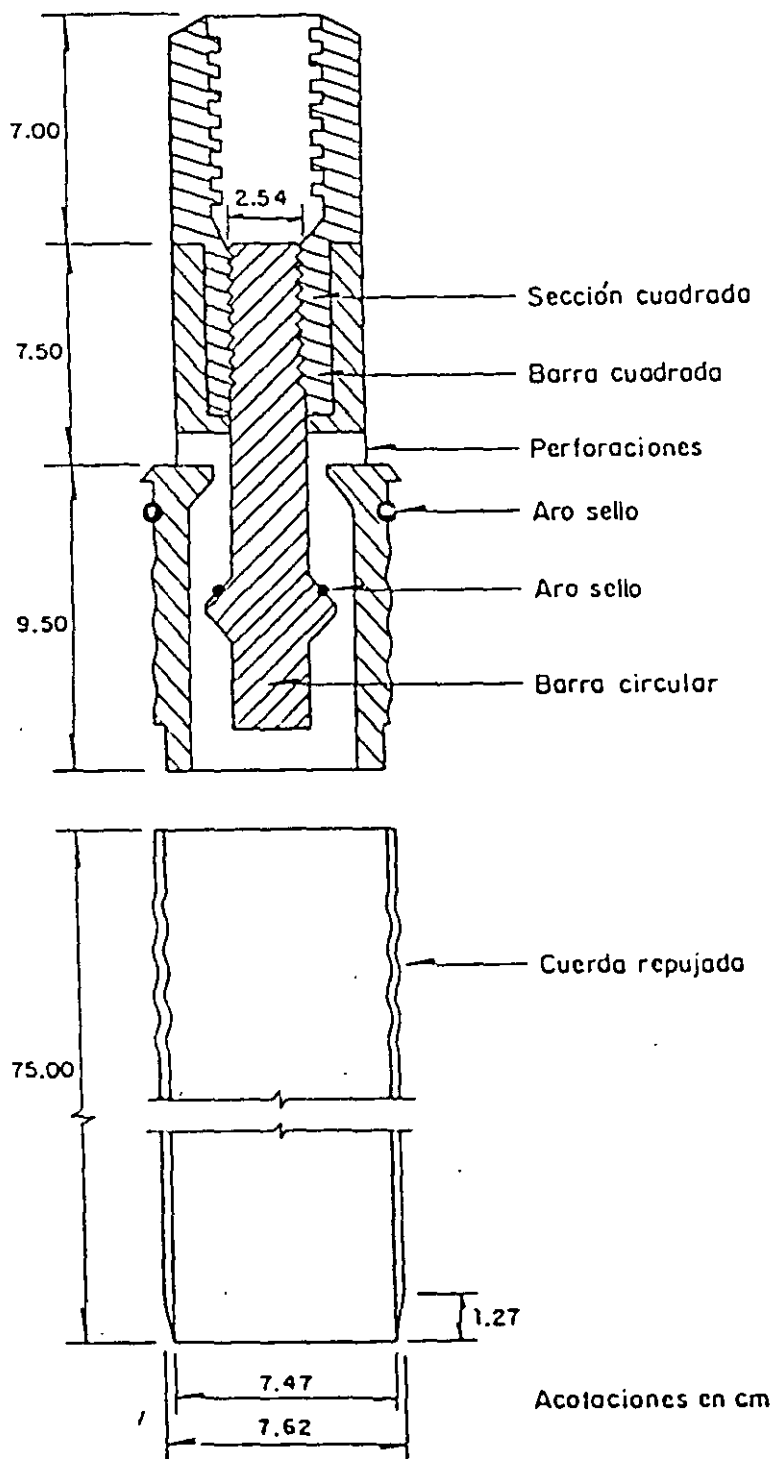


Unión con tornillos allen

Unión con cuerda

FIG.II.5. Muestreador de pared delgada

La Fig. II.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizable que sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro-sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para el drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.



Unión con cuerda

FIG.II.6. Muestreador de válvula deslizable

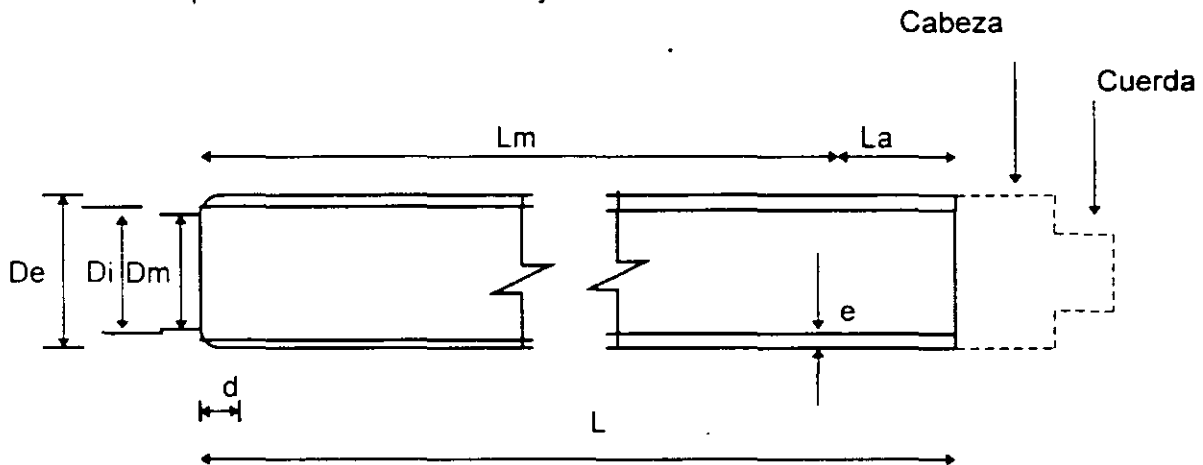
## CARACTERÍSTICAS.

Este muestreador esta constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja al muestreador desde la superficie.

En la fig. II. 5 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo cabeza usuales; el primero con tres tornillos Allen y el segundo con cuerda que ha mostrado ser más confiable que el primero aun operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámica que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura II.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizante en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro - sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para le drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.

En las figuras II. 7 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros de 7.5 y 10.0 cm.



Diam.nominal en cm	De, en cm	Di en cm	Dm, en cm	e, en cm.	d, en cm	L, en cm	Lm, en cm.	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW Y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW Y NW

De	diámetro exterior	d	longitud aguzada
Di	diámetro interior	L	longitud tubo
Dm	diámetro muestra	Lm	longitud de muestreo recomendable
e	espesor	La	espacio para azolves

FIG. II. 7 Dimensiones de los tubos de pared delgada

El procedimiento de afilado del tubo debe ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas., fig. II. 7.

Hvorslev 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 II.7.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador, es el de pintarlo para reducir el fenómeno de corrosión de la lamina, el cual induce cambios físico - químicos al suelo muestreado.

### CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de laminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento.

El muestreador Shelby se hinca con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

### REGISTRO DE DATOS.

Se utilizara el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 del capítulo de recomendaciones, para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y puede ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador, como se muestra en la tabla III.4.

$$\text{Rec} = L / H \cdot 100$$



Rec recuperación

L longitud recuperada

H longitud muestreada

TABLA III. 4 recuperación de muestras

Recuperación	Calidad
Rec = 100	excelente
Rec = 80%	bueno
50 < Rec < 80	malo
Rec < 50	inaceptable

#### MUESTREADOR DENISON.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

El muestreador tipo Denison consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo a su alrededor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

#### CARACTERÍSTICAS.

En la fig II.9 se muestra el diseño actualizado de este muestreador que esencialmente consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia,  $d$  (fig II 9) antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste. en la figura II. 10 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

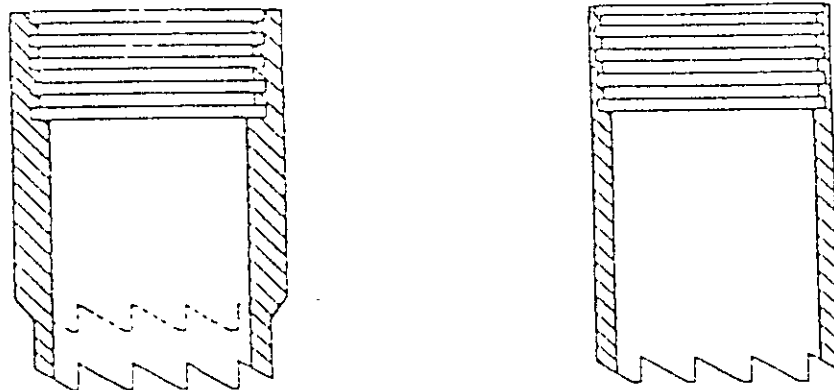


FIG. 11.10. Tipos de broca denison

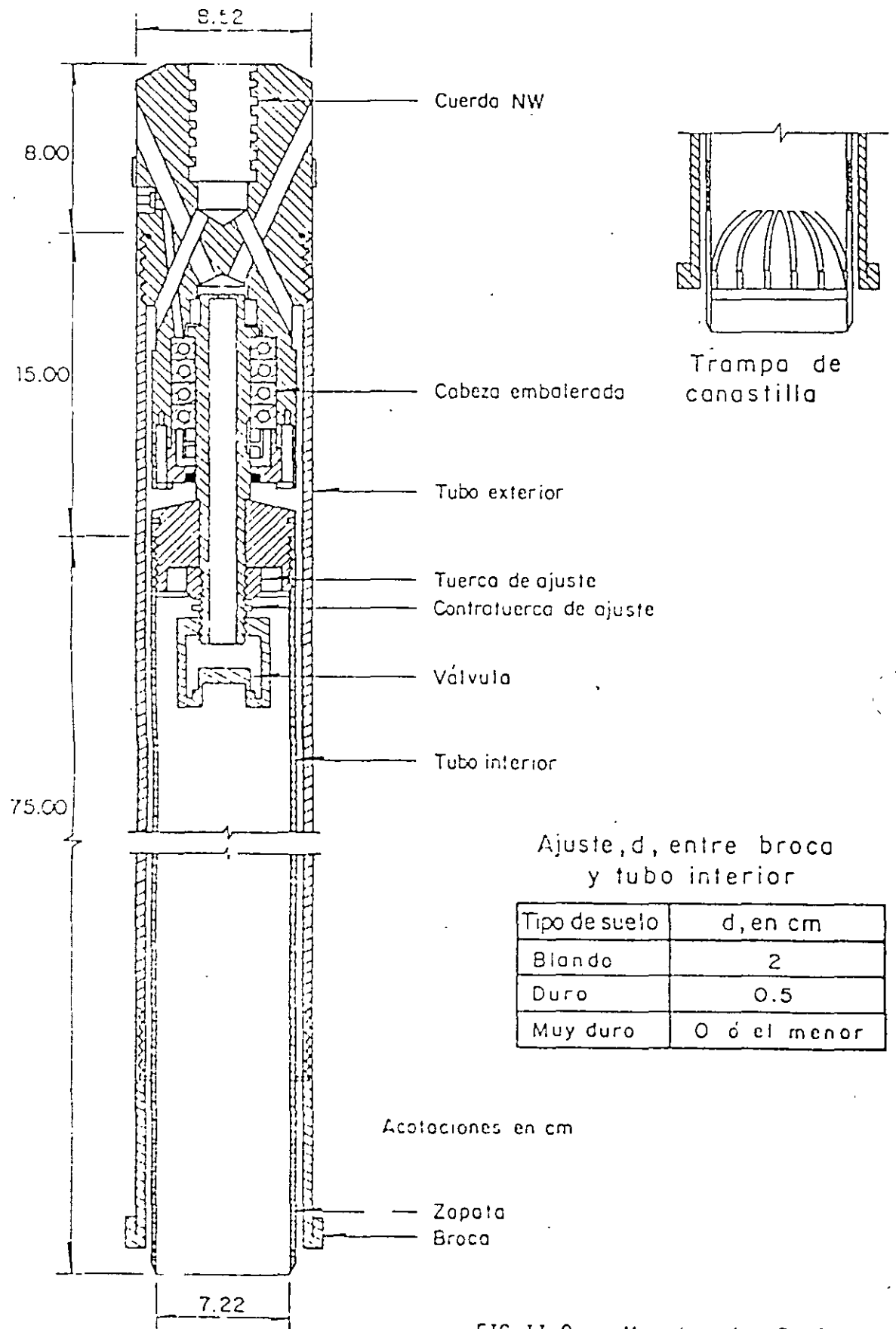


FIG. II.9. Muestreador Denison

Las dimensiones del muestreador Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla II. 2.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lengüetas de lamina de acero flexible remachadas el tubo interior, como se muestra en la figura II. 9

TABLA II.2. Dimensiones del tubo Denison (en cm)

Diámetro nominal	Tubo inferior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.75	9.61 9.69	90	11.16	10.46	105	75	NW

Donde:

De diámetro exterior  
Di diámetro interior  
Dm diámetro de la muestra

L longitud de tubo  
Lm longitud de la muestra

### OPERACIÓN.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia  $d$  entre el tubo interior y la broca, como se indica en la figura II. 9 de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hincan por lo menos la profundidad  $d$  para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical, la primera varía entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m. para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja 0.5 min. en reposo para permitir que la muestra expanda, después se gira para romper la muestra por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos; en muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, solo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestreos abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo.

La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima con que se mantenga limpia la perforación.

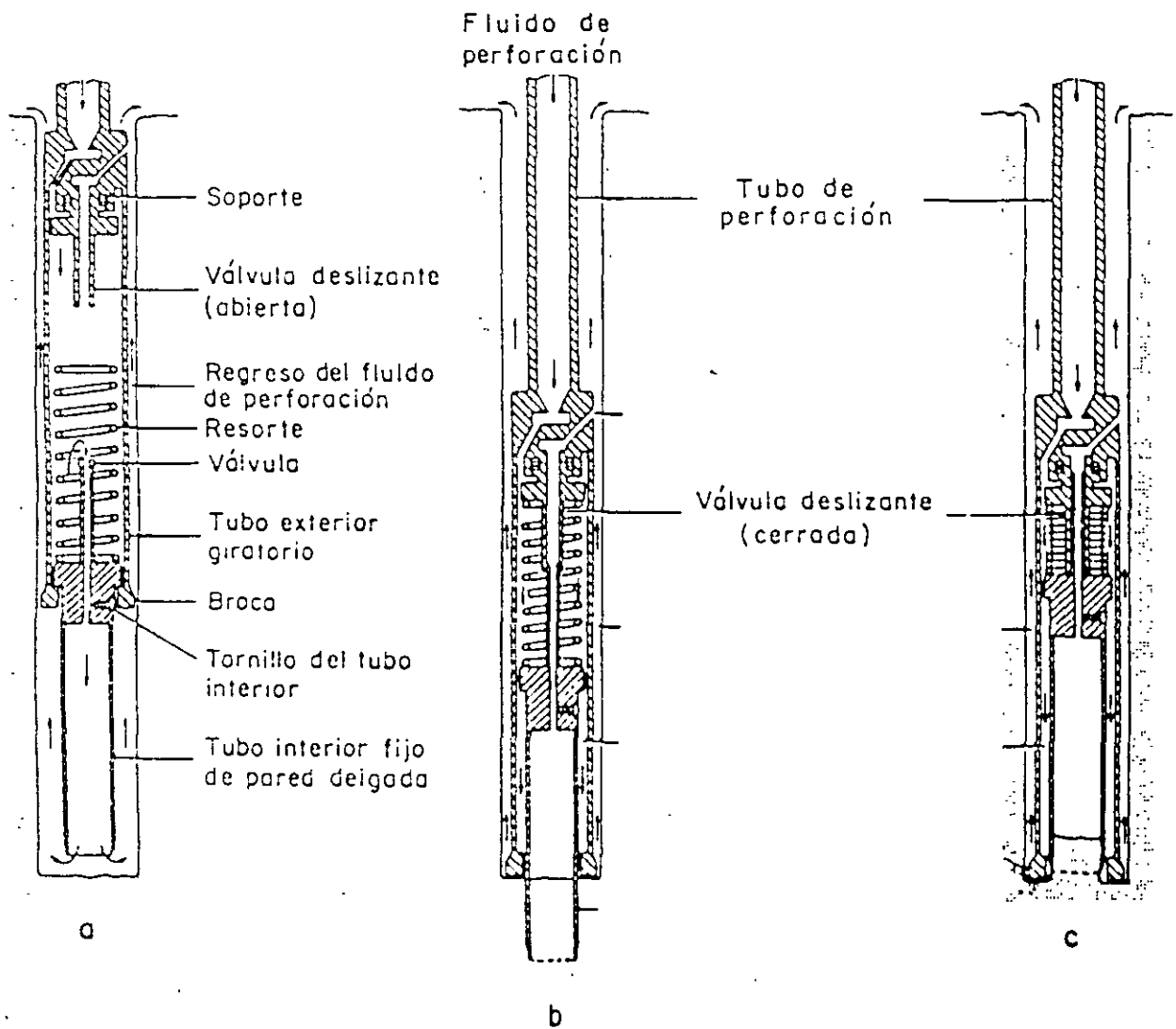


FIG. II.11. Muestreador Pitcher

## **MUESTREADOR PITCHER.**

Con este muestreador que opera a rotación y presión se pueden obtener muestras, que pueden ser inalteradas, de suelos como: arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas; resulta particularmente adecuado en los suelos con capas delgadas (hasta de centímetros) de materiales de diferente dureza.

Este muestreador es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también la inyección de un fluido de perforación.

## **CARACTERÍSTICAS.**

El muestreador Pitcher consiste en dos tubos concéntricos, acoplados a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija para transmitir la rotación al tubo exterior, en cuyo extremo va la broca de corte. mientras que la inferior, separada de la fija por un resorte axial, soporta al tubo interior de 7.5 ó 10 cm de diámetro en que se aloja a la muestra; la función del resorte es de regular la posición longitudinal del tubo interior con respecto al exterior. En la fig. II. 11 se observa que la unión del tubo interior - cabeza se hace por medio de tornillos Allen, aunque también puede hacerse por medio de rosca, como el tubo Denison; también se observa que la parte fija de la cabeza tiene un balero axial cuya función es mantener estático al tubo interior mientras gira el exterior y soportar la reacción del resorte axial. El resorte se elige con una constante que depende de la resistencia del suelo. La broca de este muestreador es similar a la que se utiliza en el barril Denison.

## **OPERACIÓN.**

El muestreador se introduce en el sondeo con el tubo interior totalmente salido del exterior y la válvula deslizante abierta (fig. II.11 a); poco antes de llegar al fondo de la excavación se inyecta fluido de perforación que sale por el tubo interior e impide que se introduzca el azolve del sondeo al tubo (fig. II.11.a). al iniciarse el hincado, el tubo interior toma su posición de muestreo, la válvula deslizante se conecta para dar salida al fluido que queda dentro del tubo interior y el resorte transmite la fuerza axial; en ese momento se puede iniciar la rotación exterior (fig. II.11.b). Si durante el muestreo se encuentra un estrato duro, el resorte se contrae (fig II.11.c) y almacena energía, que impulsa automáticamente al tubo interior si llega a encontrarse suelo blando nuevamente

## **3. SUPERVISIÓN DE LA EXPLORACIÓN.**














La exploración geotécnica debe realizarse bajo la dirección de un ingeniero capacitado en la planeación y ejecución de los trabajos. Deberá organizar los trabajos y recopilar la información que permita definir confiablemente las características del subsuelo.

TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

TIPO DE SUELO		Método de perforación				Sondeo de exploración		Muestro inalterado					
Arriba del nivel freático	Suelos finos (con arenas y gravas)	R		P		P	R	R		A		R	
	Suelos expansivos	R				P	P	R				A	R
Arriba del nivel freático	Arenas con finos	R		P		P	R	A	R				
	Arenas con grava	R		P		P	R	A	R				
Arriba del nivel freático	Suelos finos muy duros				R						A		R
	Suelos finos muy blandos	P	A	R	A	R	R	R	A	R	R		R
Abajo del nivel freático	Suelos finos duros a muy duros	P			A	R	R	R	A			R	R
	Arenas finas sueltas			R		R	P	A	R	R	R		A
Abajo del nivel freático	Arenas compactas	A	A	R	A	R	A	A	R		A	A	A
	Suelos orgánicos			R		R	A			R	R		A
Abajo del nivel freático	Arenas con grava	P		A		R	R	A	R				
		Pozo a cielo abierto (zanja)								muestras cúbicas (labrad			
		Lavado con agua								Tubo rotatorio			
		Lavado con todo								investrador Pitcher			
		Rotación con agua								investrador Denison			
		Rotación con todo								Tubo de pared delgada			
		Rotación en seco								investrador de pistón			
		Penetrómetro estándar											
		Penetrómetro holandés											

R : RECOMENDABLE  
A : ACEPTABLE  
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

Abreviatura	Significado	Símbolo	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	grava		Limo
S	arena		Arena
M	limo		Grava
C	arcilla		Boleos
O	suelo orgánico		Relleno
P <sub>t</sub>	turba		Raíces
w	bien graduado		Turba
P	mal graduado		Conchas y Fósiles
L	baja plasticidad		
H	alta plasticidad		
SPT	Prueba de penetración estándar		
N	número de golpes en SPT		
NF	nivel freático		Nivel freático
PCA	pozo a cielo abierto		Superficie del terreno
bT	broca tricónica		
DG	broca tipo Drag		
F-3	muestra alterada en frasco N° 3		
B-4	muestra alterada en bolsa N° 4		
F-2L	muestra lavada en frasco N° 2		
M-8	muestra labrada in situ N° 8		
TS-12	tubo Snelby N° 12		
TD-9	tubo Denison N° 9		
TP-11	tubo Pitcher N° 11		
TPL-7	tubo Pistón libre N° 7		
TR-5	tubo rotatorio dentado N° 5		
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6		Concreto
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW, AW, BW, NW	barras de perforación (tabla II.5)		
NA, HA	ademes (tabla II.6)		
BXL, RXL	barriles muestreadores serie L		
PA	pérdida de agua o lodo de perforación		Diámetro



La profundidad a la que debe ordenar que se hagan los sondeos será hasta donde el incremento de esfuerzos verticales sea de 10% del esfuerzo vertical inicial, salvo que se encuentre roca.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de : el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe conocer las condiciones de trabajo que se impondrán a los suelos, para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario, proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo.

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se esté obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos, llenando los registros de campo; para facilitar esta labor puede adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III.6. Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya; las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles.

#### **4. PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS.**

##### **4.1 MUESTRAS ALTERADAS.**

Las muestras deben identificarse claramente y colocarse en recipientes impermeables o protegerlas adecuadamente para que conserven su contenido de agua natural. Durante su transporte deben estar protegidos de los agentes atmosféricos.

Las muestras alteradas deben mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos, se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio pueden emplearse para realizar pruebas índice que permiten interpretar las características y posible comportamiento mecánico de los suelos.

Estas muestras pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética,

identificándolos como se muestra en la fig. III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesara conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse las bolsas de lona. En la fig. III.13 se muestra la etiqueta con que deben identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

#### **4.2 MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS.**

Las muestras deben identificarse claramente, protegerse sus superficies expuestas con material impermeabilizante y transportarse en cajas con empaque amortiguante de las variaciones que podrían sufrir.

Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido del agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Se define como muestras inalteradas que conservan el acomodo de sus partículas; su contenido de agua natural y no han sufrido cambios químicos; sin embargo por el cambio de esfuerzos que sufren por sacarles del confinamiento que tienen *in situ*, sufren alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc.

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig. III.13 adherida en la parte superior de la muestra, colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegerse de los agentes atmosféricos y vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

#### **4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS.**

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 4.2. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción del sitio, para evitar fenómenos de corrosión. Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig. III.14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig. III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig. III.16, o se vierte parafina con la brea caliente (15% de brea a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la

FORMA UN SELLO DE 0.7 CM DE ESPESOR Y CONTENCIÓN DE LÍNEAS EN POSICIÓN

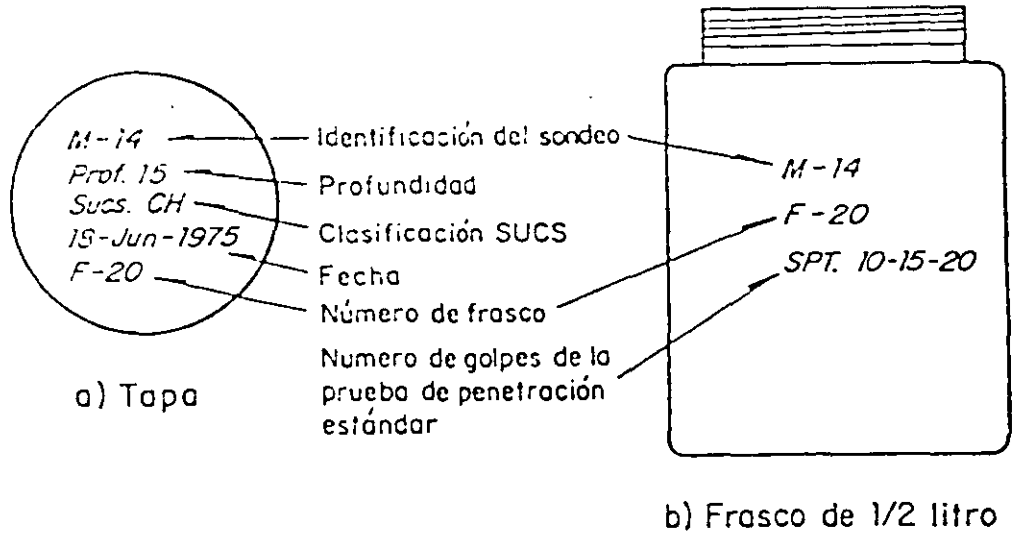


FIG.III.12. Identificación de frascos

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA

	IDENTIFICACION DE LA MUESTRA
OBRA	PROCEDIMIENTO DE PERFORACION
SONDEO	PROFUNDIDAD
OPERADOR	FECHA
CLASIFICACION SUCE	

FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

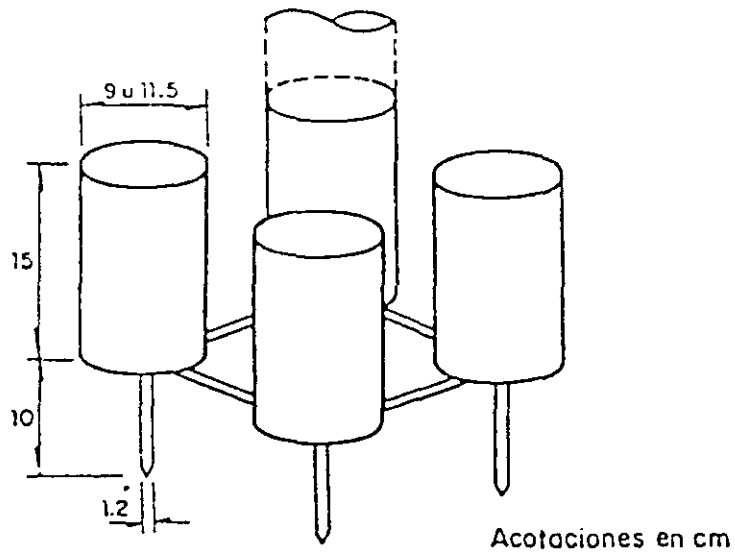


FIG.III.14. Soporte para muestra

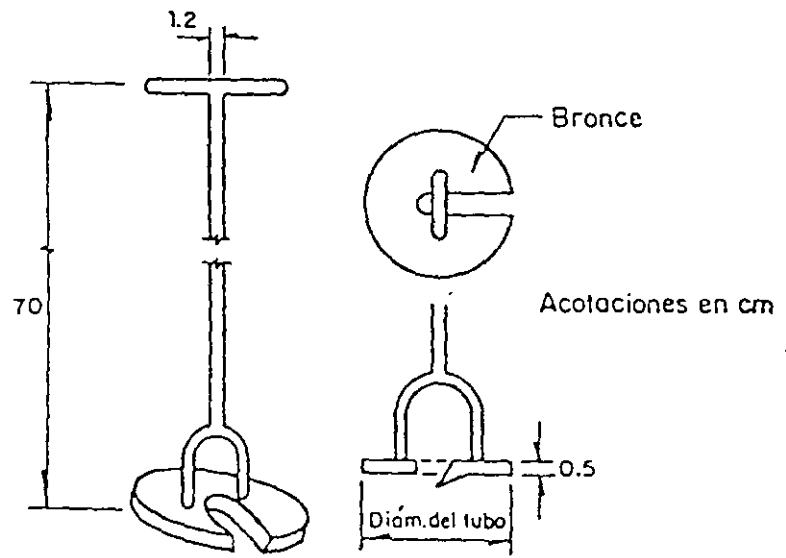


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos

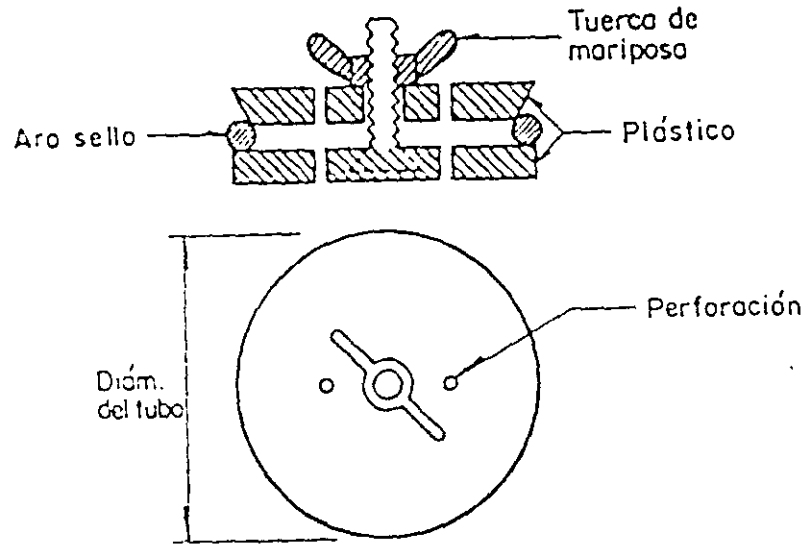


FIG.III.16. Sello mecánico

posición del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig. III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. En seguida se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta (fig. III.13) con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con ésto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

## 5 MAQUINAS Y EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

### 5.1 MAQUINAS PERFORADORAS.

Las máquinas más adecuadas para la explotación geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas ( 50 r.p.m. ) y potencia alta ( mayor de 40 HP ); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison y Pitcher y sobre todo por el manejo de espirales de perforación; su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra.

En la selección de la máquina de perforación; debe tenerse en cuenta que por las características de estas maquinas se distinguen: las diseñadas para la perforación y muestreo de rocas, que no permiten alcanzar la eficiencia y calidad de trabajo que puede obtenerse y las máquinas diseñadas para la exploración de suelos. En cuanto a la bomba, las de cavidad progresiva han demostrado ser adecuadas para la exploración geotécnica, especialmente porque manejan lodos densos de perforación a menor presión.

En la tabla II. 13 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

TABLA II. 3 Máquinas perforadoras para geotecnia

Tipo de maquina	Profundidad con barras en m			Peso en ton	Carrera del gato en m	Empuje vertical, en ton	Capacidad del malacate, en ton	Velocidad del malacate en ton	potencia del motor, en ton
	AX	NX	Espira 6"						
Mobile Drill B61	600	450	90	3.7	1.72	8.8 6.3	3.4	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	3.0	3.7	4.2 3.0	2.5	0-513	97
Mobile Drill B305	50	-	23	1.3	1.73	2.9 3.8	3	58-455	54
Acker MP100	390	300	45	2.2	3.3	8.5 5.2	4.5	43-237	48
Acker MP 50	390	300	45	2.0	1.8	3.2 4.2	4.5	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.8	3.1 3.1	3	60-1100	38
Long year 34	426	266	-	1.1	0.6	3.2 3.2	3	22-1510	30

## 5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas, gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga; tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla II.4 se muestran las características principales de las dos bombas más utilizadas en trabajo de exploración.

TABLA II. 4 Bombas de perforación

Marca	Tipo	Gasto máximo en lt / min	Presión máxima, en kg / cm <sup>2</sup>	Potencia, en HP	Peso en kg	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso
Royal Bean	Piston - triple	132	35	7.5	350	agua

## 5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta; las AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios; las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración geotécnica.

En la fig II.12 se muestran los dos tipos de barras de perforación que se utilizan: las de pared uniforme corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW; y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla II.5.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permiten el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.



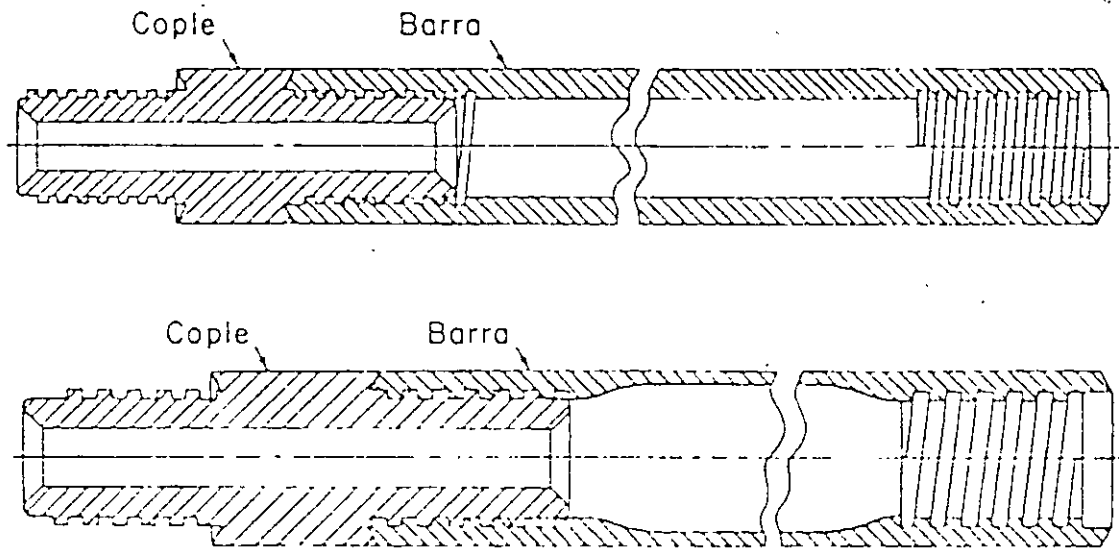


FIG.II.12. Barras de perforación y coples

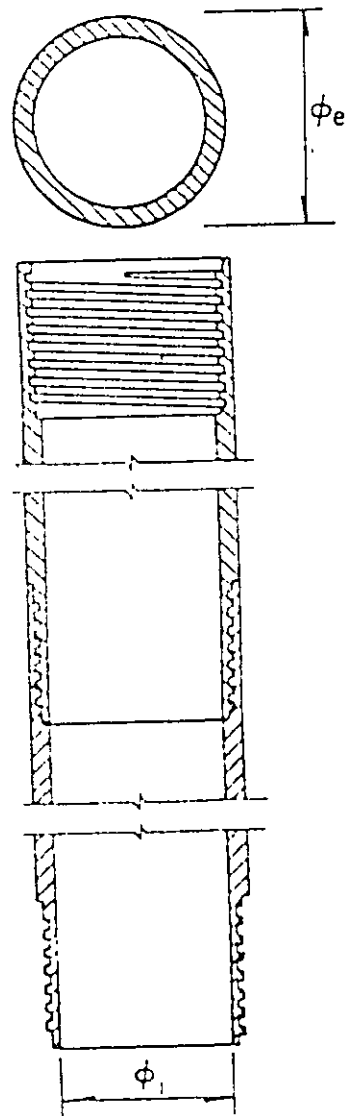


FIG.II.13. Ademes y coples

TABLA II. 5 Medidas de las barras

Barra	$P_e$		$P_i$		$P_c$		Peso kg / 3 m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	19.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.8	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

longitud estándar 3.05 m ( 10 pies )

$P_e$  diámetro exterior

$P_i$  diámetro interior

$P_c$  diámetro interior del cople

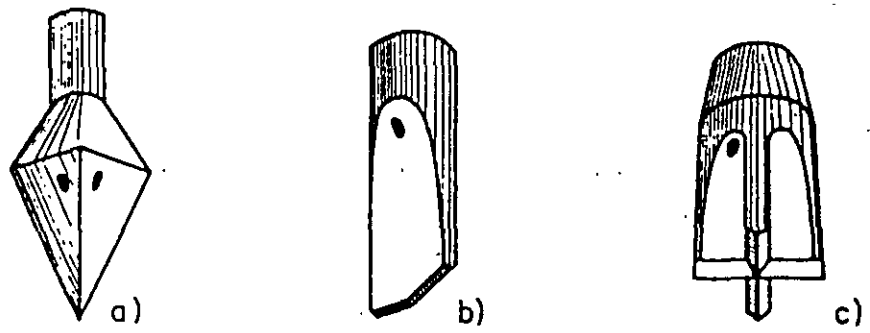
Los ademes metálicos utilizables en exploraciones geotecnicas se muestran en la fig. II.13 y sus dimensiones en la tabla II.6. se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

TABLA II.6 Medidas de los ademes más usuales

Ademe	$P_e$		$P_i$		Peso kg / 3 m	Cuerdas por Pulgada
	pulg	mm	pulg.	Mm		
NW	3 1/2	38.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

$P_e$  diámetro exterior

$P_i$  diámetro interior



Trépanos de percusión

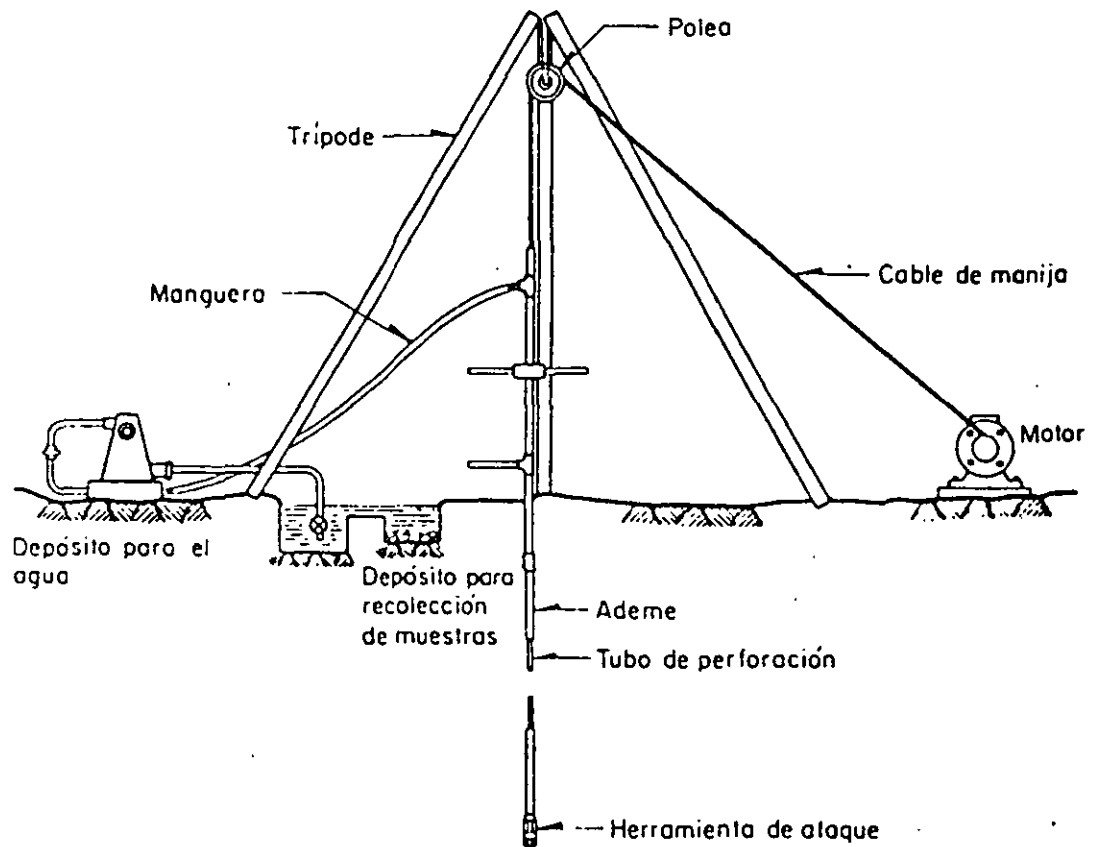


FIG.11.14. Perforación por lavado.

## 6. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Para introducir los muestreadores a la profundidad que interesa obtener muestras alteradas o inalteradas, se deben realizar perforaciones de acceso, salvo que utilicen muestreadores Denison o Pitcher de una manera continua y aún en ese caso conviene abocardar la perforación a un diámetro mayor. El diámetro máximo de perforación para sondeos de exploración es de 15 cm y el mínimo aquel en que pueda penetrar libremente el muestreador que se utilice.

Las técnicas aplicables para realizar estas perforaciones se presentan en la tabla I.1 en la misma que se observa que en la elección de la técnica influye: el tipo de suelo, la posición del nivel freático y la profundidad que debe alcanzar el sondeo.

TABLA I. 1 Técnicas recomendables de perforación

Técnica		Suelo en que se aplica	Observaciones
Pozos a cielo abierto		todos	Aplicables solo en sondeos someros
Lavado con agua o lodo		Cohesivos blandos y arenas con poca grava	Aplicable abajo del nivel freático
Rotación	Con agua o lodo	Todos	Aplicable abajo del nivel freático
	En seco	Todos	Aplicable arriba y abajo del nivel freático

### 6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, CORTES Y ZANJAS.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor a 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque requieren mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

## EQUIPO.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerla con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.

## OPERACIÓN.

El procedimiento para realizar las excavaciones es el del dominio general y por ello no se describirá. En cuanto al ademado de pozos a cielo abierto se hará como se muestra en la fig. III 17 y si se considera conveniente analizar se puede hacer el cálculo estructural con las distribuciones de esfuerzo de la fig. II.18.

En pozos excavados en arcilla se puede alcanzar una profundidad  $Z_{MAX}$  sin necesidad de ademar sus paredes, donde:

$$Z_{MAX} = \frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

donde:

- $Z_{MAX}$  profundidad que se puede excavar sin ademe, en (cm)
- $C$  cohesión del suelo, en ( $kg/cm^2$ )
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo, ( $kg/cm^3$ )
- $K_a$  coeficiente de empuje activo ( $K_a \cong 1$ )

## 6. 2 MÉTODO DE LAVADO.

La perforación se hace con un trépano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

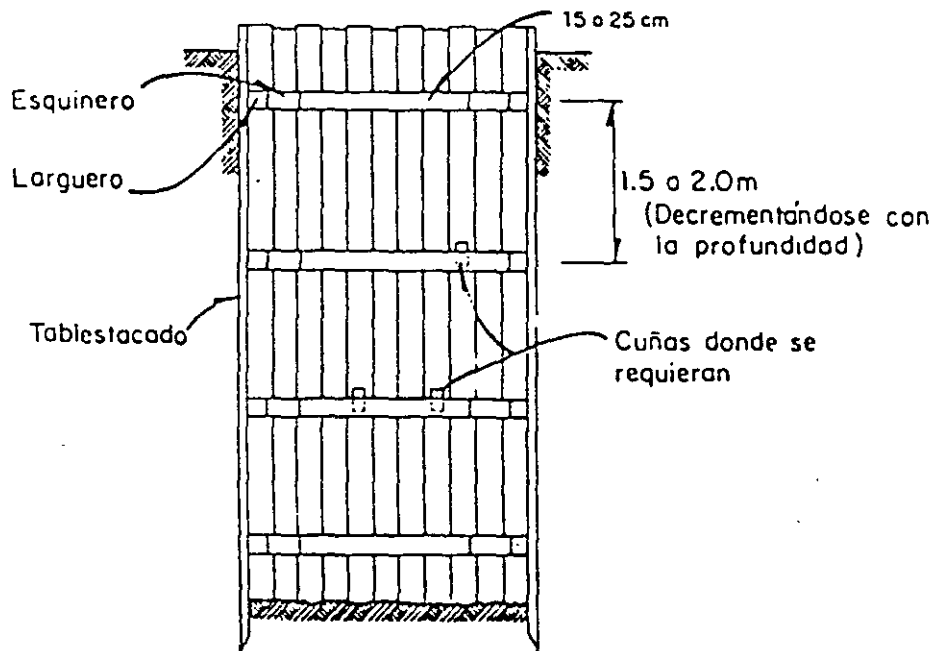
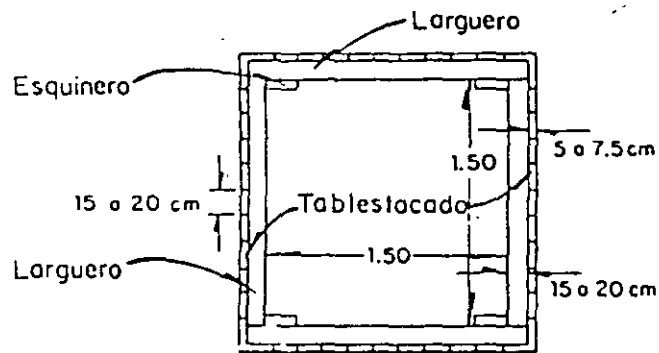
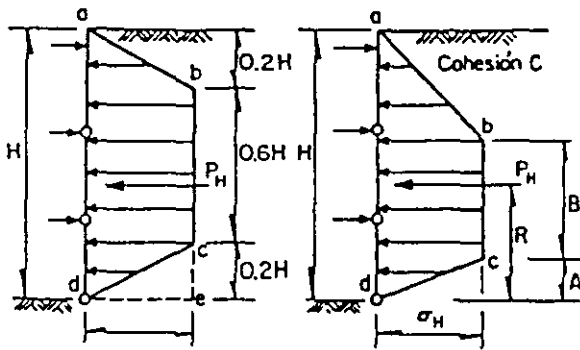


FIG.III.17. Ademado para un pozo a cielo abierto



**EXCAVACION EN ARCILLA**

a,b,c,d es la distribución de presión.  
 La forma del diagrama y la magnitud de las presiones dependen del número de estabilidad  $N_0 = \gamma H / C$

**EXCAVACION EN ARENA**

a,b,c,d distribución de presión en arena densa  
 $P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$ , actuando a 0.5 H de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena suelta  
 $P = (0.72) K \gamma H \cos \delta$ , actuando a 0.46 H de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
$P_H$	$0.76 H \gamma'_H$	$0.76 H \gamma'_H$	$(21 - 0.006 N_0) H \gamma'_H$	$5 H \gamma'_H$
$\delta'$	$\gamma H - 1.5(1 + N_0) C$	$\gamma H - 4C$	$\gamma H - (6 - 4N_0) C$	$\gamma H$
A	0.15 H	0.15 H	$(3 - 0.015 N_0) H$	0
B	0.55 H	0.55 H	$(1.1 - 0.55 N_0) H$	0
C	0.46 H	0.46 H	0.38 H	0.33 H

FIG.III.18. Distribución de presiones debidas a excavaciones en arcillas y arena

## **EQUIPO.**

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. III.14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg., una bomba para agua o lodo de 45 lt/min. de gasto a 5 kg/cm<sup>2</sup> de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trepanos de perforación y ademe metálico (opcional).

## **OPERACIÓN.**

La operación consiste en levantar la columna de barras, con el trépano en la punta, de 0.5 a 1 m y dejarla caer libremente con una frecuencia de hasta 60.

### **6. 3 PERFORACIÓN A ROTACIÓN CON AGUA O LODO.**

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

## **EQUIPO.**

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. II.15) consiste de una perforadora rotatoria con sistema hidráulica de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min. de capacidad y herramientas como brocas tipo Drag y Tricónicas (fig. II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación.

## **OPERACIÓN.**

Esta técnica se aplica con mayor frecuencia utilizando lodos de perforación, por lo que el personal de campo debe estar familiarizado con los detalles de preparación y control de los mismos, conviene utilizar lodos con densidad entre 1.05 y 1.3 kg./lt y viscosidades entre 30 y 90 seg. medidas con el cono Marsh.. En cuanto a la presión que se aplica a la broca, puede ser hasta de 3 ton con velocidades de rotación de 200 a 500 r.p.m. Durante la perforación el operador debe mantenerse vigilante de la velocidad de penetración y de los materiales que salen con la corriente de lodo, porque fácilmente puede penetrar estratos blandos significativamente sin advertirlos. La profundidad máxima que puede alcanzarse con esta técnica limitada.



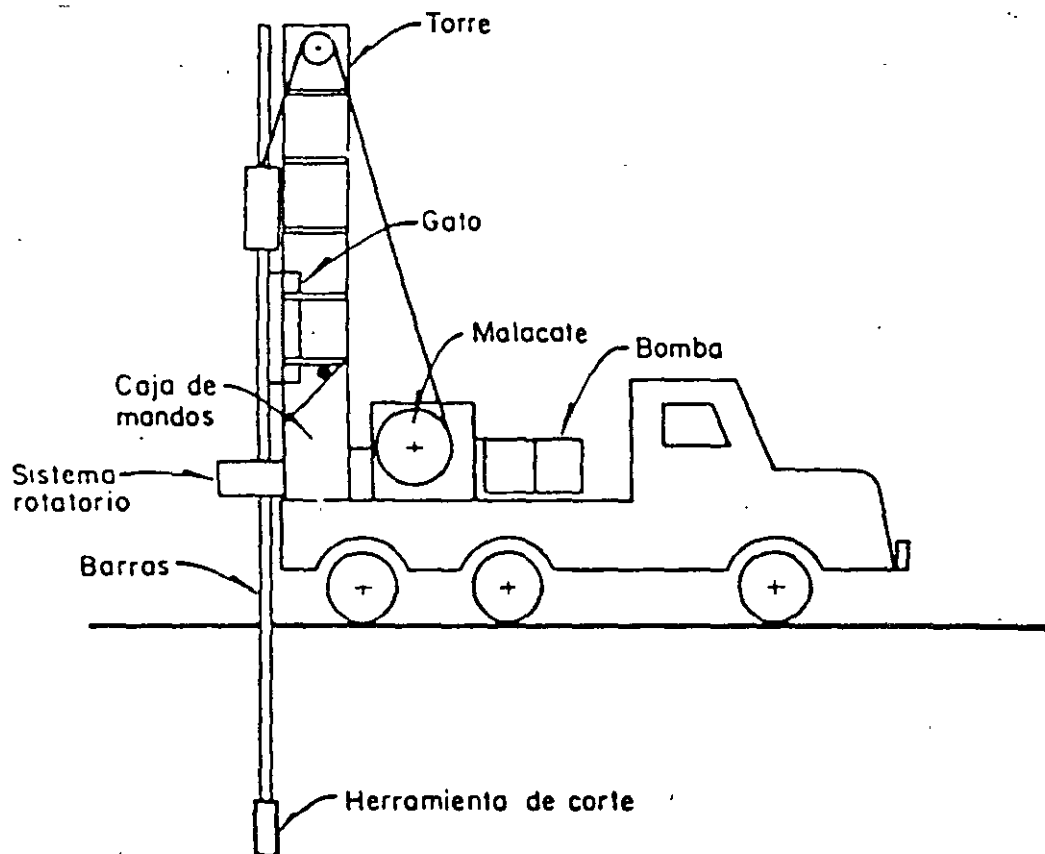
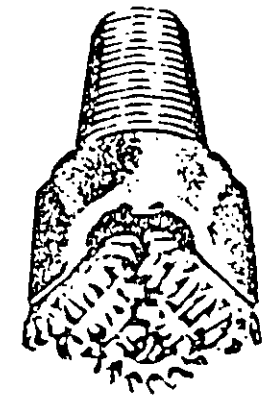
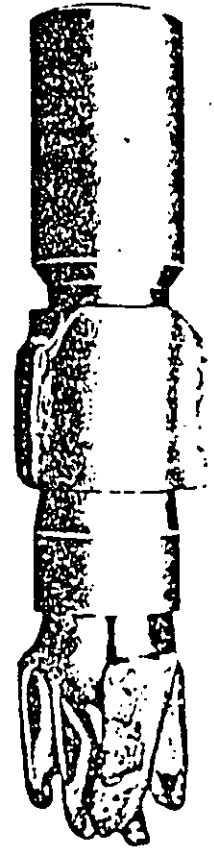


FIG.11.15. Equipo de perforación a rotación



Broca tricónica



Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

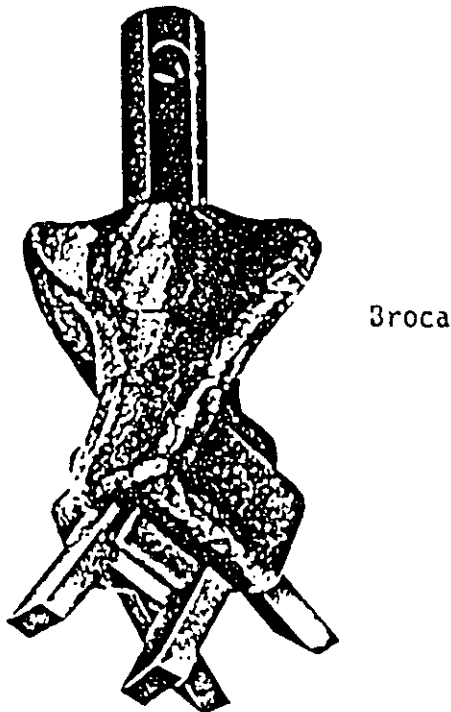
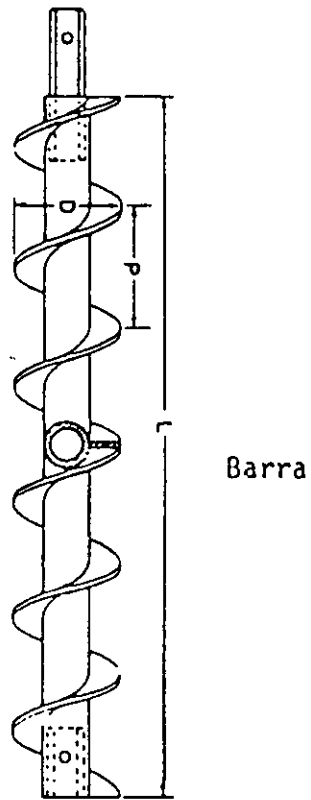


FIG.II.17. Barra y broca helicoidal

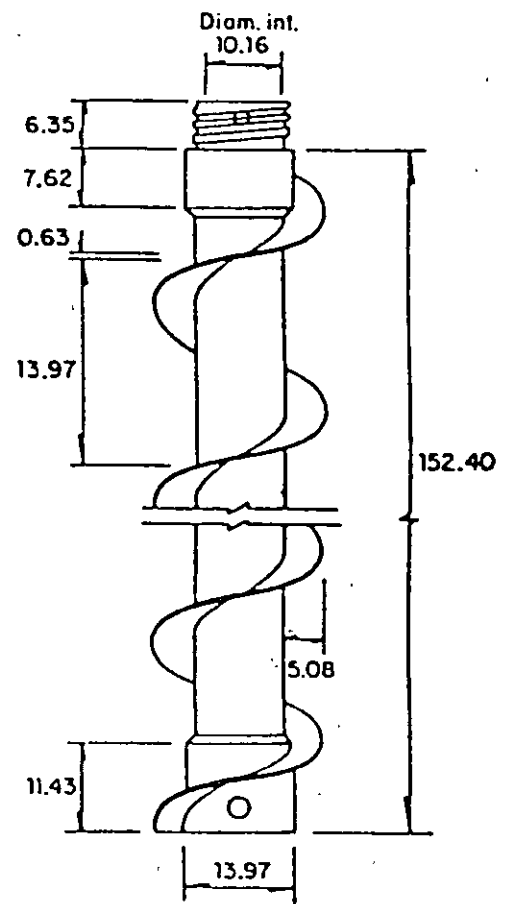


FIG.II.18. Ademe helicoidal

## 6.4 PERFORACIÓN EN SECO.

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoides lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta con la broca.

La perforación en seco es la técnica más recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo; abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; es caso de que no lo sea, se debe utilizar ademe espiral.

### EQUIPO.

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig.II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo-de tungsteno que continúan el plano de la helicoides.

El ademe helicoides se muestra en la fig. II. 18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m de longitud que se enroscan entre si y llevan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

La perforación con barras helicoidales básicamente consiste en introducir las a una velocidad de rotación del orden de 50 r.p.m. para que saquen a la superficie el material cortado. Una vez que se alcanza la profundidad necesaria se saca lentamente la columna, porque puede ejercerse succión que aflojaría el material de fondo. En el caso de que la perforación sea inestable es conveniente enjarrar lodo en las paredes de la perforación introduciéndolo desde la superficie. La profundidad máxima que se puede alcanzar con esta técnica es del orden de 30 m.

La perforación en seco con ademe helicoidal es probablemente la técnica más eficiente en la exploración geotécnica; consiste en introducir el ademe con el tapón central que obtura su extremo, como se muestra en la fig III.19.a; a continuación se retira el tapón con las barras centrales y queda libre el extremo fig.III.19.b, para permitir que se introduzca el muestreador con que se obtengan las muestras, fig.III.19.c. enseguida se vuelve a colocar el tapón obturador y continua la perforación.

Esta técnica limita el diámetro del muestreador con que se puede operar, salvo que se utilicen ademes de 15 cm de diámetro interior para lo cual se requieren máquinas con potencia de por lo menos 50 HP.

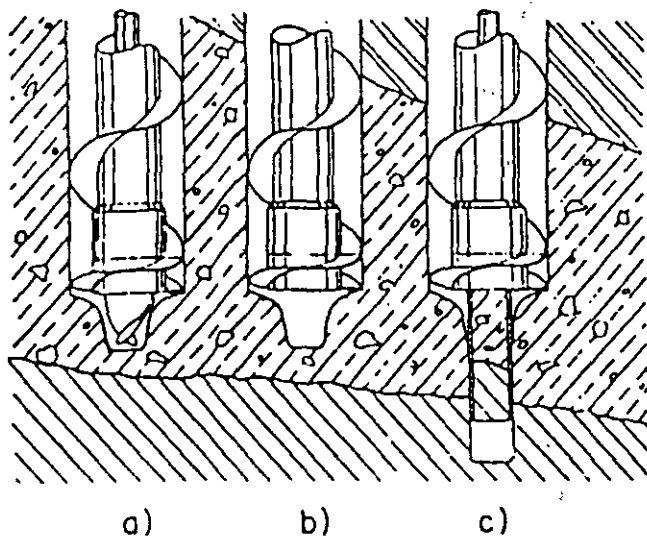


FIG.III.19. Operación del ademe helicoidal

# The Longyear 44 Diamond Core Drill

## Reliable, Efficient, Versatile.

Continuing improvements to the standard drill — including ball bearing hoist assembly, larger hydraulic system, more accessible controls and many others — make the best diamond core drill even better.

**1. MAIN HOUSING** — strengthened with thicker walls, increased shaft supports, added internal bracing and improved oil sealing.

**2. PLANETARY GEAR HOIST** — fully supported by ball bearings for extended life and for smooth and efficient operation during all hoisting and lowering tasks. The clutch and brake provide complete control without utilizing the main power clutch.

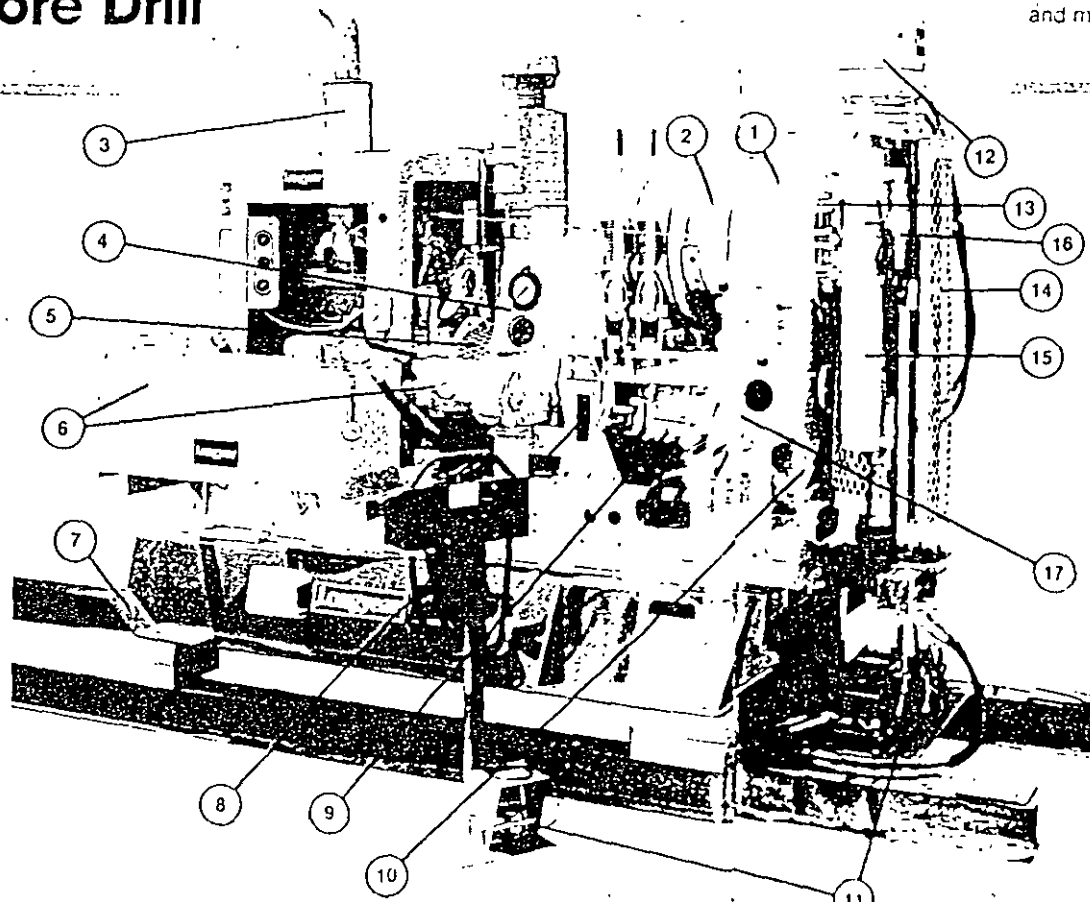
**3. PRIME MOVER** — select the prime mover necessary to meet your drilling requirements. Modular design provides you with a choice of dependable diesel power units. Gasoline, air, or electric power units and special diesel power units for high altitude service (above 10,000 ft (3000 m)) are available on special order. Sub shaft units are also available if you wish to supply your own power unit.

**4. INSTRUMENTATION (OPTIONAL)** gives visual information on drill string and bit weight. (See page 7 for details.)

**5. FLEXIBLE COUPLING** — compensates for minor misalignments and cushion shocks imposed by drilling, protected by a metal guard.

**6. HIGH CAPACITY HYDRAULIC SYSTEM** — features a variable volume, pressure compensated axial piston pump which delivers exactly the amount of oil required at the pre-determined pressure range. Also includes a large reservoir internally located for efficient heat dissipation, efficient filtration and ample piping. (See page 8 for details.)

**7. SKID** — welded structural steel construction provides long life under severe operating conditions. Modular design permits easy transfer of drill from skid to truck or trailer mount and vice versa.



**8. OVERCENTER CLUTCH** — the overcenter clutch may be disengaged for long periods of time while the power unit is running without creating undue heating or wear.

**9. FOUR SPEED TRANSMISSION — SYNCHRO MESH** — 4 forward speeds. Also includes reverse, which is intentionally difficult to engage because use of reverse is not recommended.

**10. OIL BATH LUBRICATION SYSTEM** — a recirculating lubrication system for the gear train. Points requiring manual lubrication are easily accessible. Three Soper 4-Way Hydraulic Valve — valve is mounted externally within a hinged bracket for easy access and operator convenience. Includes fittings for connecting Automatic Pre-Torque and Break Out Tool.

**11. AUTOMATIC PRE-TORQUE AND BREAK OUT TOOL (OPTIONAL)** — takes over the back-breaking task of unthreading tight rod joints. Also pre-torques rods to pre-determined values when lowering the drill string back into the hole. (See page 9 for details.)

**12. AUTOMATIC CHUCK (OPTIONAL)** — eliminates manual chucking operation to increase drilling efficiency and operator safety. Reduces vibrations and increases drilling performance.

**13. QUICK-CHANGE HINGE PLATE** — features bevel pinion and bearing mounting design which allows simple and fast removal — no need to remove or disassemble the entire hinge plate. Provides substantial time and labor savings when maintenance or replacement becomes necessary.

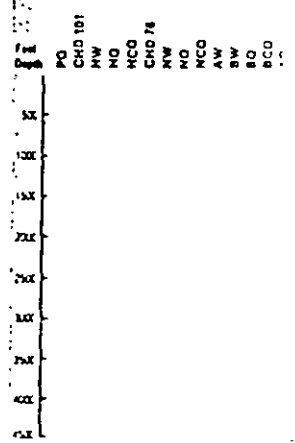
**14. SAFETY HEADGUARDS** — designed to improve drill crew safety. Safety headguards may be ordered factory installed on new drills or in kit form for field installation on existing Longyear rigs. (Standard in U.S.A, optional elsewhere.)

**15. HYDRAULIC SWIVEL HEAD** — incorporates two 4 in (102 mm) ID cylinders widely spaced for extra stability with a full 24 in (610 mm) stroke. Heavy optional drive rod features a 3 1/2 in (93 mm) ID suitable for passing HDHCO and CHD 101 wire rods, HW rods and NW casing. The swivel frame is made of cast steel for extra strength to withstand the severe stresses imposed by drilling. Full 360° drilling angle range for surface and underground applications.

**16. FAST RETURN VALVE** — permits the operator to return the head to top stroke without disturbing the feed valve setting and in much less time than was previously possible. (See page 7 for details.)

**17. FINE FEED CONTROL** — the needle valve allows precise control of bit weight and feed rate and is located next to the main control valves for the operator's convenience.

### Drilling Depth Guidelines



Drill Rod	Feet	Meters
AW	3100	945
AQ	4350	1326
NW	3200	975
NO	3400	1036
MCO	3250	990
CHD 75	2400	731
HW	1600	487
HO	1750	533
HCO	2350	716
CHD 101	1550	472
PO	1300	396

\*Based on vertical, straight, clean rod filled holes. Actual hole depths depend on type of mast used, equipment condition, in hole conditions and drilling techniques and may vary from above guide.

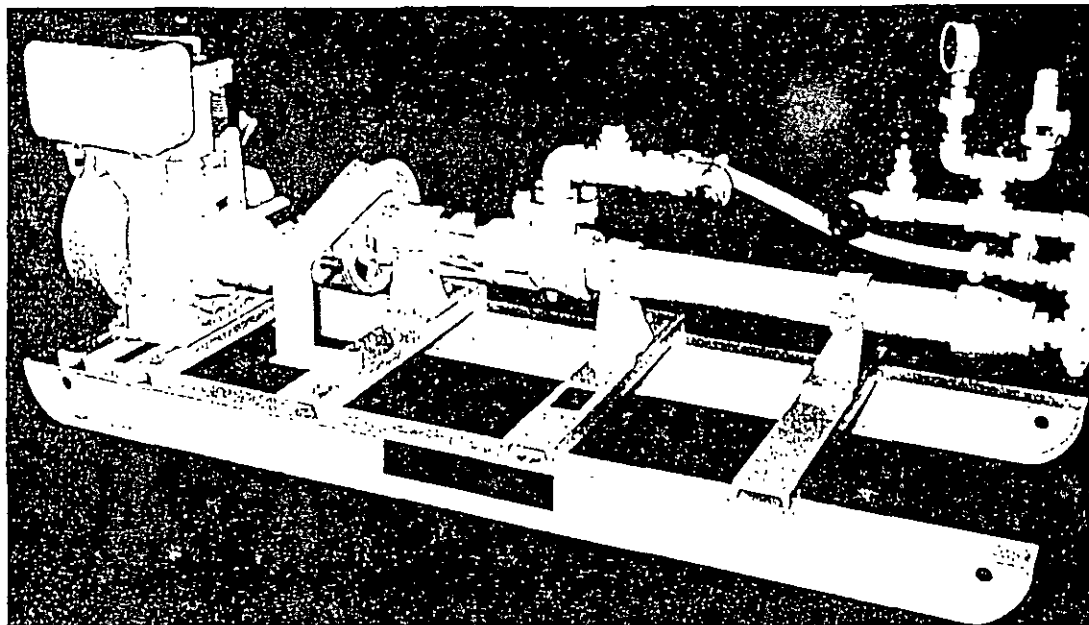
# acker PUMPING STATIONS

## ACKER MOYNO PUMPING STATIONS SINGLE AND MULTI SPEED MODELS

For pumping water, mud and cement grout fluids.

### PUMP FEATURES

- Positive Displacement
- Automatic Pressure Relief Valve
- Rubber Lined and Stainless Steel Rotor
- By-pass and Control Valves (Option)
- Rugged Service all Steel Drag Skid Base



Model 7-27 Multi-Speed Model  
FOR DIAMOND CORE DRILLING

### SINGLE SPEED ACKER MODELS - POSITIVE DISPLACEMENT

### TRANSMISSION MODEL

SPECIFICATIONS	APS 4-17		APS 5-9		APS 6-44		APS 7-27		APS 7 <sup>T</sup> -27	
	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
MOUNTING	Skid		Skid		Skid		Skid		Skid	
HORSEPOWER	7.0		6.8		11.2		11.2		14.4	
COOLING	Air		Air		Air		Air		Air	
POWER	Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline	
STARTING	Hand		Hand		Hand		Hand		Hand	
MAX. PSI	150		225		150		225		225	
MAX. kg/cm <sup>2</sup>	10.5		15.8		10.5		15.8		15.8	
SPEEDS	Constant		Constant		Constant		Constant		1-2-3-4 Speeds	
GPM	17.5		9.0		44.0		27.5		4.3-8.9-16.3-27.5	
LITERS/MIN.	65.9		33.9		165.8		101.8		16.2-33.5-61.4-103.6	
PUMP TYPE	2L4		3L4		2L6		3L6		3L6	
SUCTION	1-1/2 inch		1-1/2 inch		2 inch		2 inch		2 inch	
DISCHARGE	1 inch		1 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch		1-1/2 inch	
RELIEF VALVE	Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable	
PRESSURE GAUGE	0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI	
CLUTCH	Built-in		Built-in		Built-in		Built-in		Built-in	
V-BELT DRIVE	Multiple		Multiple		Multiple		Multiple		Multiple	
BY-PASS PIPING	Optional		Optional		Optional		Optional		Optional	
EST. DIMENSIONS	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
LENGTH	50	1270	70	1778	85	2159	87	2209	96	2438.4
WIDTH	26	660.4	27	685.8	30	762	30	762	30	762.0
HEIGHT	17	431.8	17	431.8	33	838	33	838	33	838.2
EST. SHIPPING WEIGHT	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.	lbs.	kg.
NET WEIGHT	300	136	350	158.5	745	337.4	770	348.8	945	428.0
GROSS WEIGHT	380	172	420	190.2	845	382.7	870	394.1	1045	473.3
CUBE FOR EXPORT										
CU. FT. - CU. METER	12.7	3.6	18.0	5.2	48.6	13.7	49.9	14.0	55.0	15.5

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Marsal, R.J. Notas sobre Diseño y construcción de cimentaciones en el D.F.C.F.E 1986.
- 2.- C.F.E. Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia B.2.2 1992.
- 3.- D.D.F. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y Normas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. 1993.
- 4.- STC 100 km. de Metro.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES**

**MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.**

**TEMA**

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO AVELAR LÓPEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL 2003**

## **Objetivo de una cimentación**

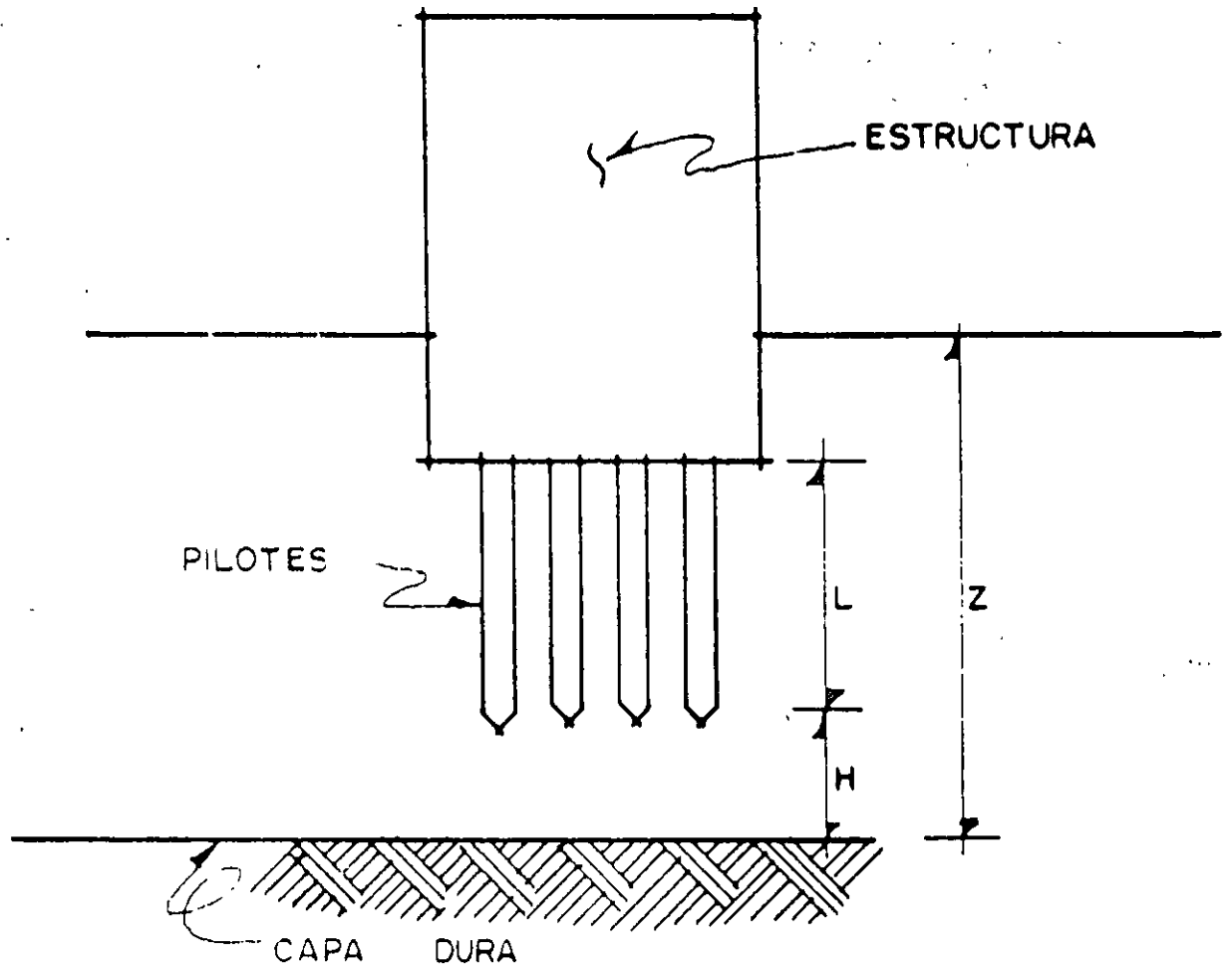
El objetivo principal de una cimentación es el transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable durante su vida útil.

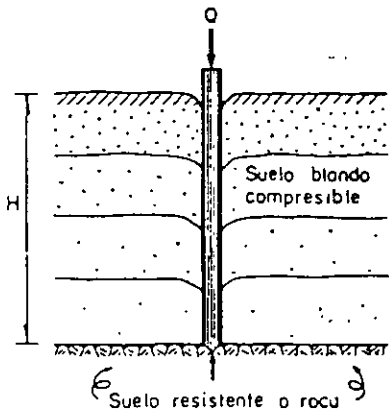
## **Factores que determinan el tipo de cimentación**

1. Cargas
2. Suelo
3. Técnica y economía

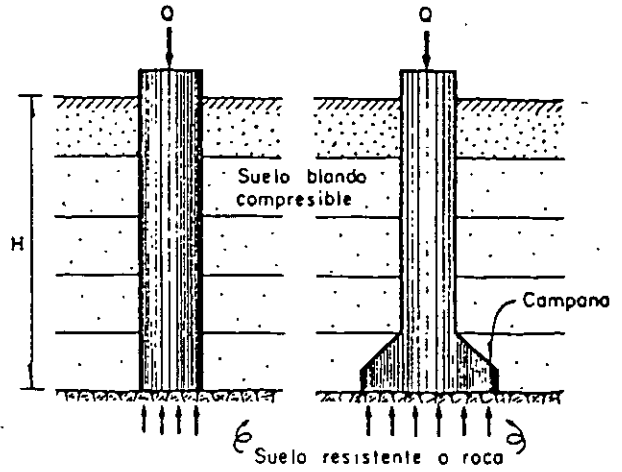
## **Clasificación de cimentaciones.**

- 1. Cimentaciones superficiales.**
  - 1.1. Zapatas aisladas.**
  - 1.2. Zapatas corridas.**
  - 1.3. Losas.**
  
- 2. Cimentaciones compensadas.**
  - 2.1. Cajón de cimentación.**
  
- 3. Cimentaciones profundas.**
  - 3.1. Pilotes.**
  - 3.2. Pilas.**

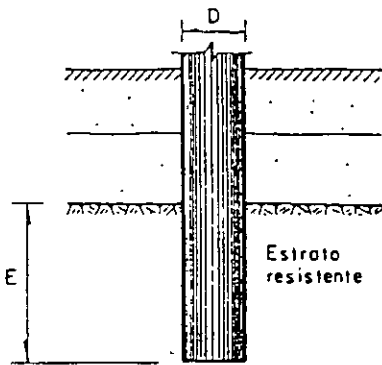




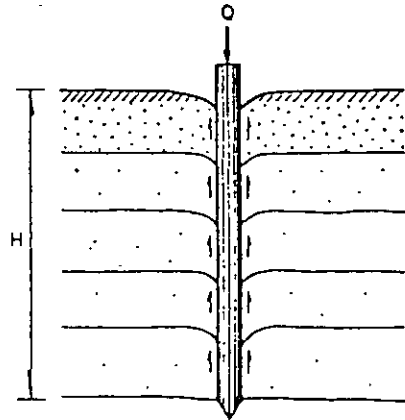
Pilote de punta



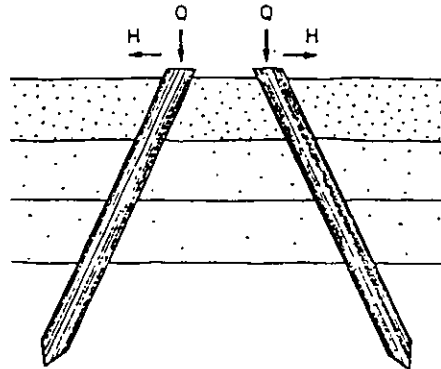
Pilas de punta



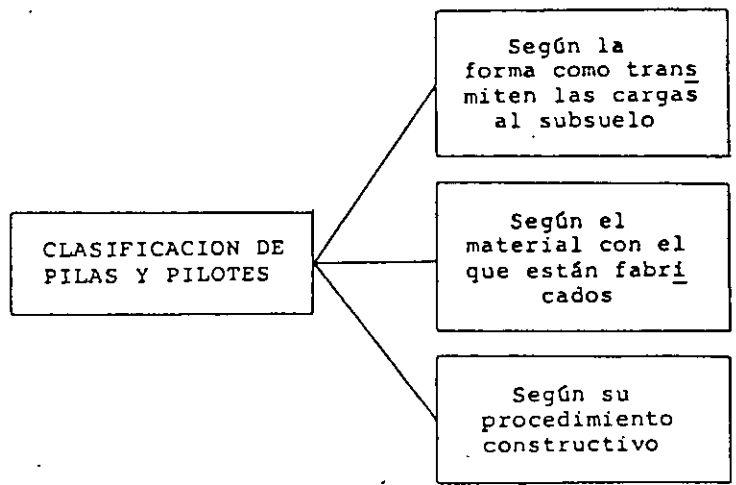
Empotramiento de pilas y pilotes

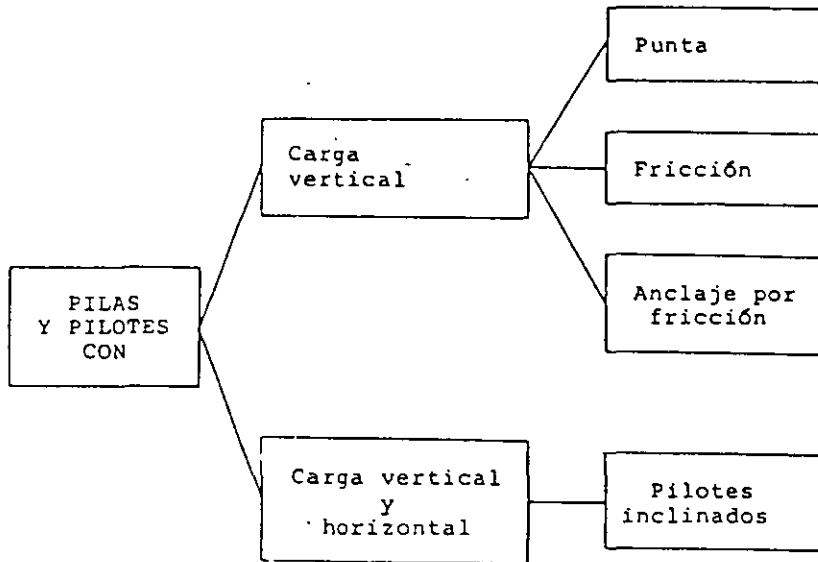


Pilote de fricción



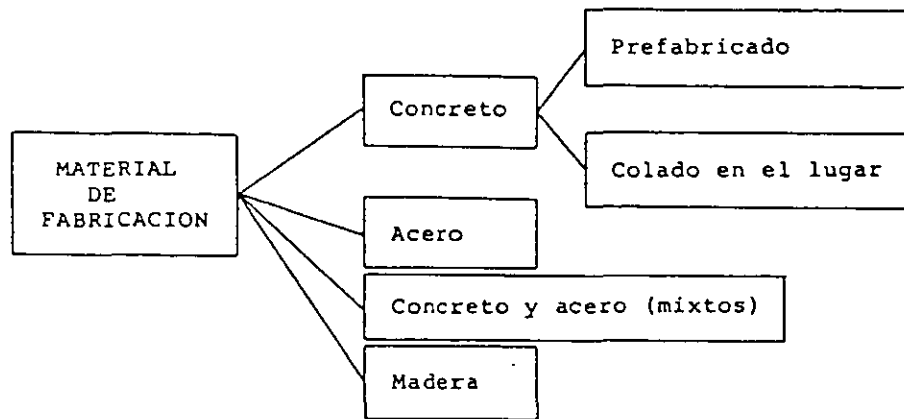
Pilotes inclinados con carga horizontal



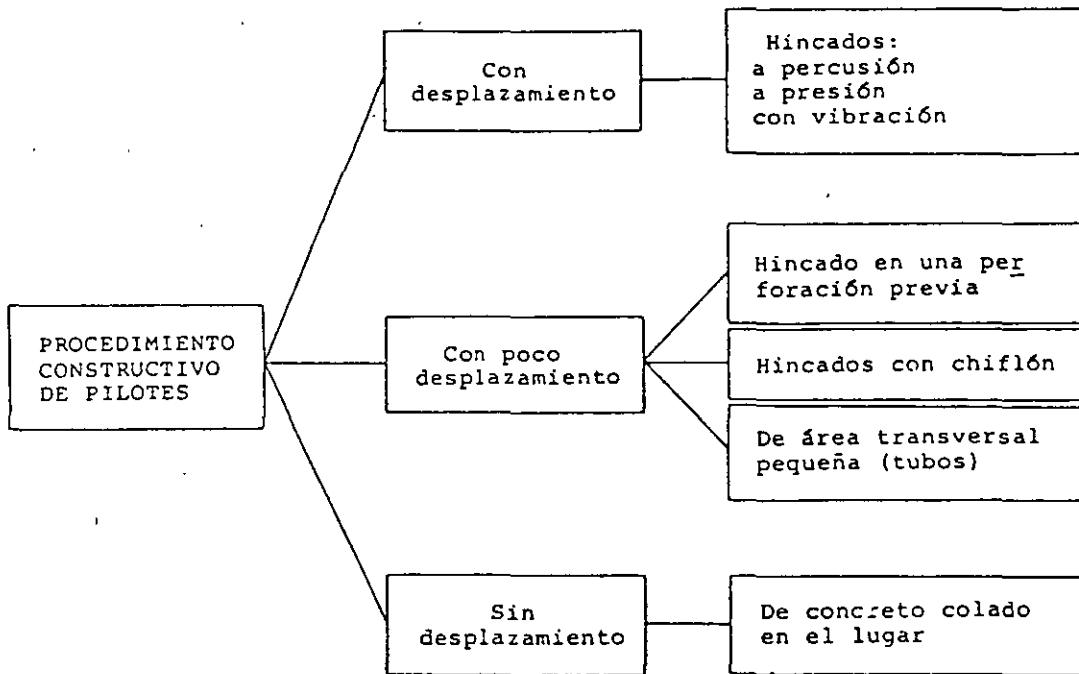


Clasificación de pilas y pilotes según la forma como transmiten las cargas al subsuelo





Clasificación de pilotes según el material con el que están fabricados



Clasificación de pilotes según su procedimiento constructivo

## **7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

## **INTERPRETACION DE SONDEOS**

La correcta interpretación de los sondeos nos conduce a:

- Seleccionar el equipo adecuado.
- Elegir o diseñar la herramienta idónea.
- Designar en número y capacidad al personal.
- Efectuar programas de obra apegados a la realidad.
- Evaluar un rendimiento.

# REGISTRO TIPICO DE ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES

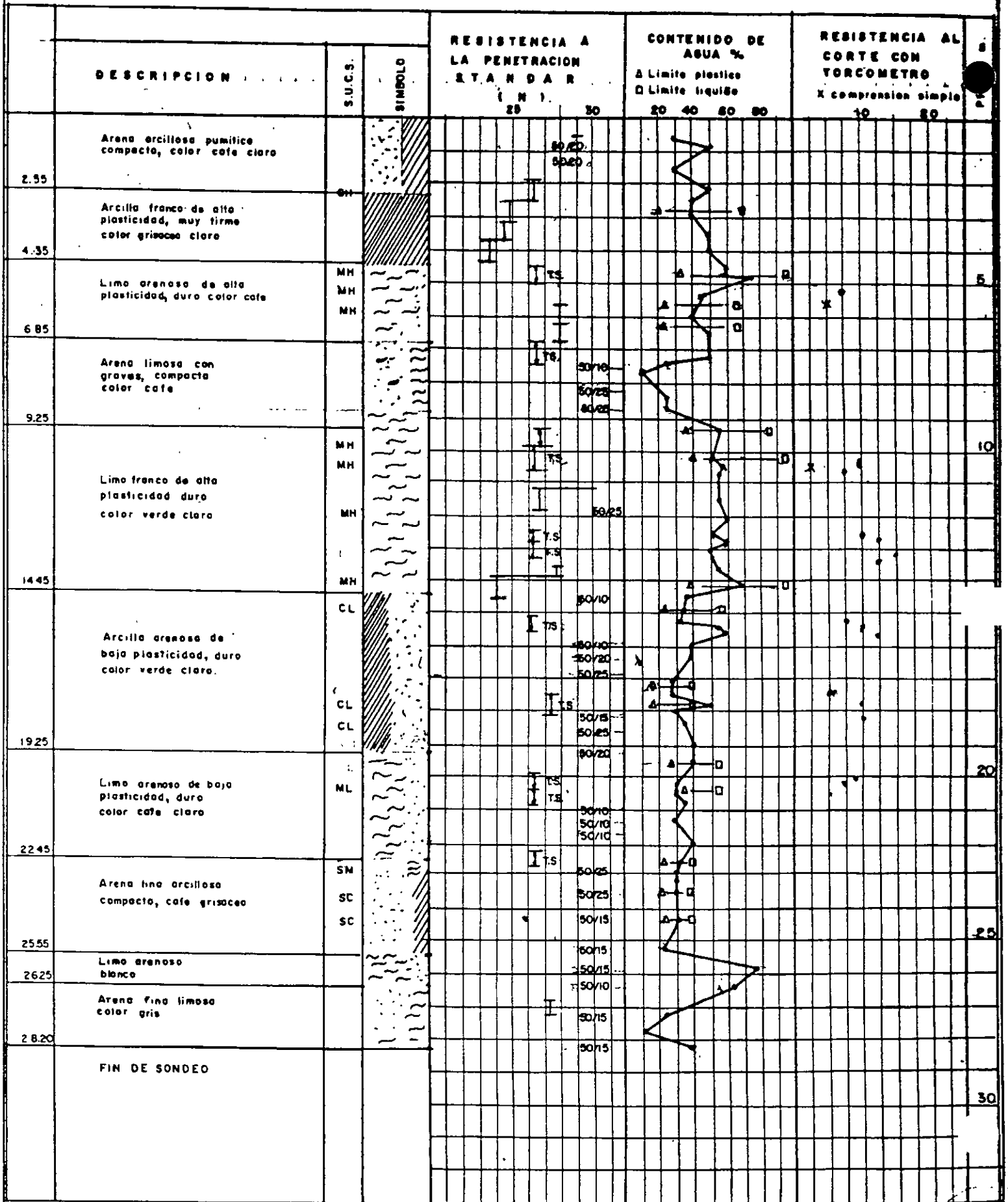


FIG 7

SUELOS NO COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARENA

<u>Número de Golpes</u> <u>N</u>	<u>Compacidad</u>
De 0 a 4	Muy suelta
De 4 a 10	Suelta
De 10 a 30	Medio compacta
De 30 a 50	Compacta
De 50 en adelante	Muy compacta

SUELOS COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARCILLA

<u>Número de Golpes</u>	Resistencia a Compresión no Confinada en <u>Kg/cm<sup>2</sup></u>	<u>Consistencia</u>
De 0 a 2	De 0 a 0.25	Muy blando
De 2 a 4	De 0.25 a 0.50	Blando
De 4 a 8	De 0.50 a 1.00	Firme
De 8 a 15	De 1.00 a 2.00	Resistente
De 15 a 30	De 2.00 a 4.00	Muy resistente
De 30 en adelante	De 4.00 en adelante	Duro

## **Procedimientos constructivos.**

### **1. Pilotes.**

**1.1. Fabricación.**

**1.2. Perforación.**

**1.3. Hincado.**

### **2. Pilas.**

**2.1. Perforación.**

**2.2. Colocación de acero de refuerzo**

**2.3. Colocación de concreto.**

## 1.1. Fabricación de pilotes

### 1.1.1. Material

#### 1.1.1.1. Madera

- Obras provisionales

#### 1.1.1.2. Acero

- Tubular
- Sección H

#### 1.1.1.3. Concreto reforzado

- Sección triangular
- Sección cuadrada
- Sección octagonal

### 1.1.2. Procedimiento constructivo

#### 1.1.2.1. Construcción de plataformas de fabricación

#### 1.1.2.2. Selección de tipo de cimbra

#### 1.1.2.3. Habilitación del acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones de proyecto

#### 1.1.2.4. Aplicación de desmoldante en la cimbra

#### 1.1.2.5. Colocación en la cimbra del acero de refuerzo habilitado

#### 1.1.2.6. Colocación del concreto dentro de los moldes aplicando vibración

#### 1.1.2.7. Curado del concreto

#### 1.1.2.8. Movimiento y estiba de pilotes

- Permanencia en plataformas de fabricación
- Estiba de pilotes:  
levantado por medio de asas de izado  
apoyo en los puntos de las asas de izado

### 1.1.3. Equipo básico

#### 1.1.3.1. Caldera de vapor de agua

#### 1.1.3.2. Vibradores de concreto

#### 1.1.3.3. Grúa sobre orugas



## 1.2. Perforación previa al hincado de los pilotes

### 1.2.1. Sección

1.2.1.1. Inscrita a la sección del pilote

1.2.1.2. Circunscrita a la sección del pilote

### 1.2.2. Características

1.2.2.1. Batida

1.2.2.2. Extracción de material

1.2.2.3. Mixta

### 1.2.3. Profundidad

1.2.3.1. Hasta la cota de desplante de los pilotes

1.2.3.2. Parcial

### 1.2.4. Ademe

1.2.4.1. Lodo bentonítico

1.2.4.2. Polímero

1.2.4.3. Tubería de acero

### 1.2.5. Equipo básico

1.2.5.1. Perforadora rotaria

1.2.5.2. Herramienta de perforación

1.2.5.3. Dosificadora de bentonita

## 1.3. Hincado de pilotes

### 1.3.1. Procedimiento constructivo

1.3.1.1. Izado de pilote

1.3.1.2. Lanzado de pilote

1.3.1.3. Unión de tramos de pilote

1.3.1.4. Aplicación de energía dinámica

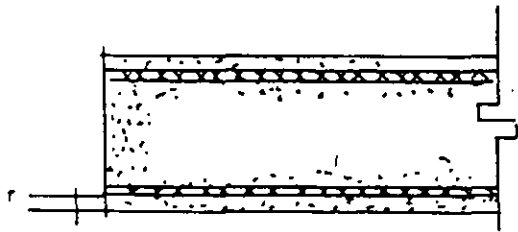
### 1.3.2. Equipo básico

1.3.2.1. Grúa sobre orugas

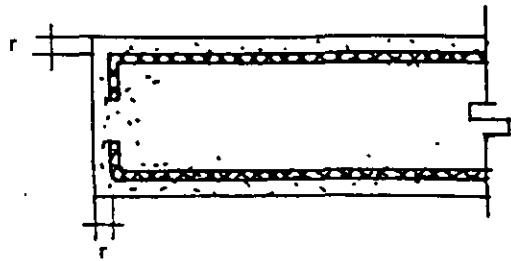
1.3.2.2. Martinete

1.3.2.3. Resbaladera

1.3.2.4. Sufridera

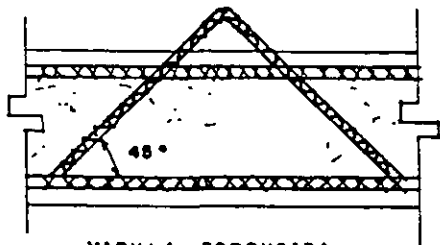


CORRECTO

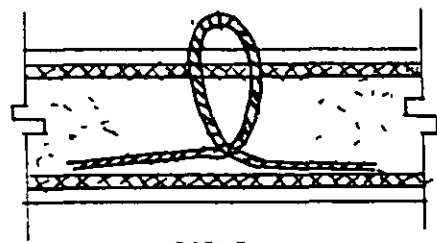


INCORRECTO

FIG 30



VARILLA CORRUGADA



CABLE

FIG. 317

(NO. PILOTES  $\times$  2e) + e + 50 cm = A

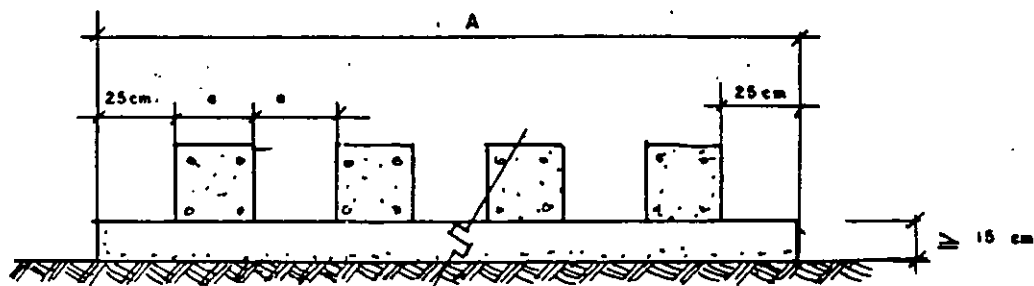


FIG 26

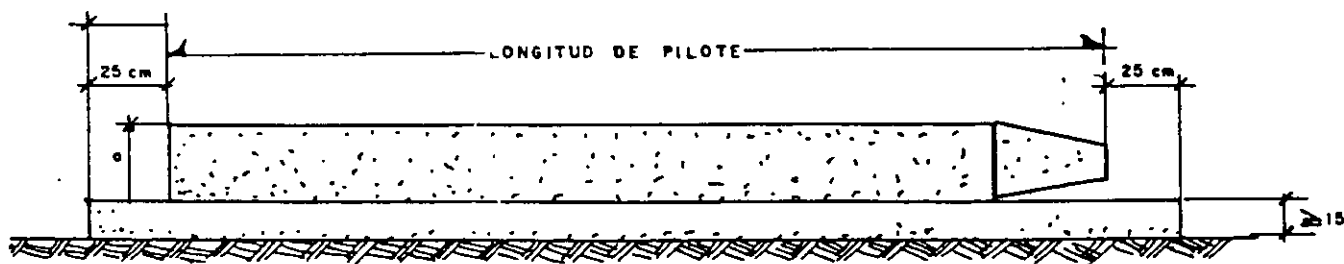


FIG 27

INCORRECTO

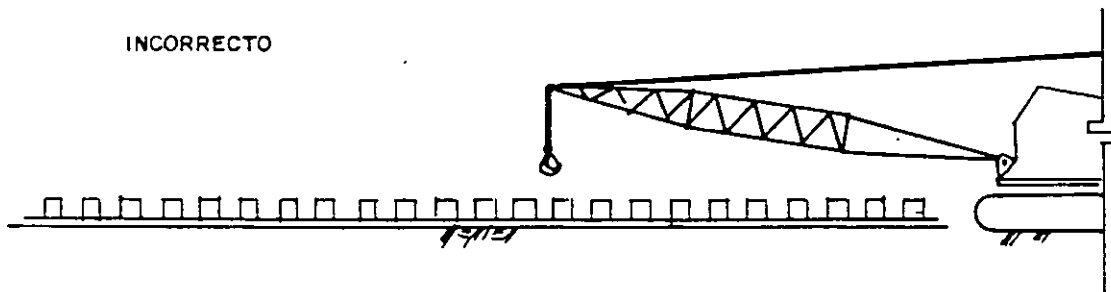
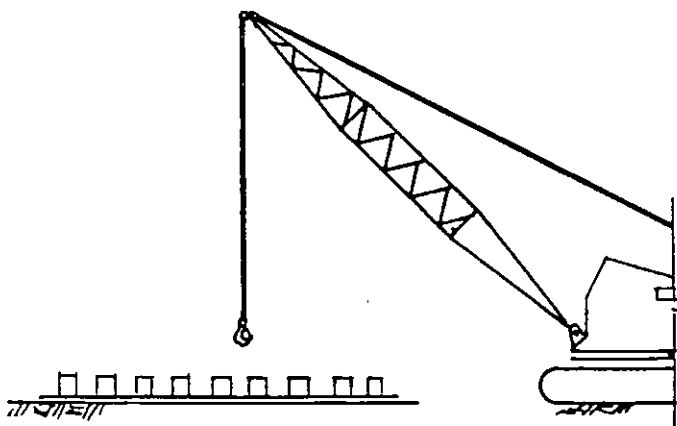
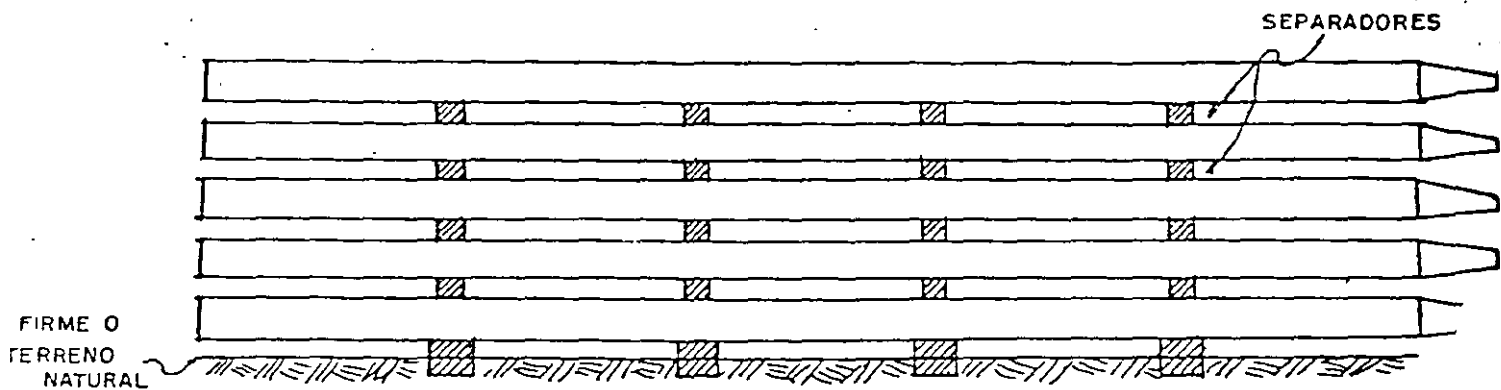


FIG 28

CORRECTO





ENTONGUE DE PILOTES

FIG 34

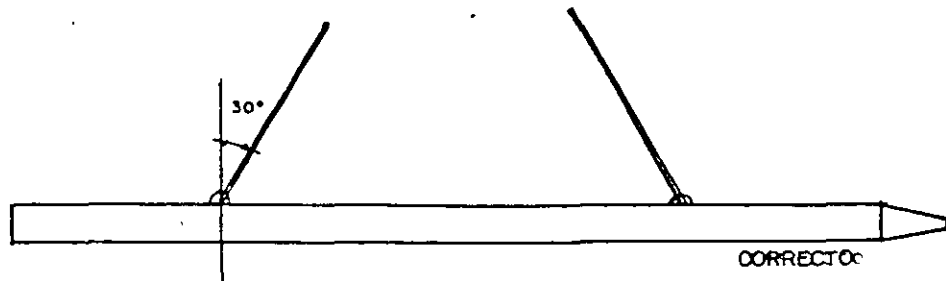
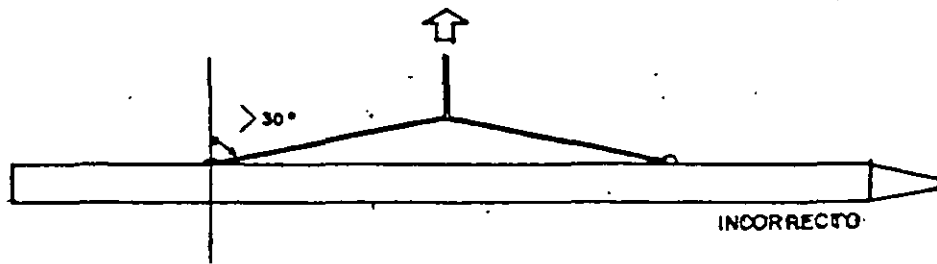


FIG 32

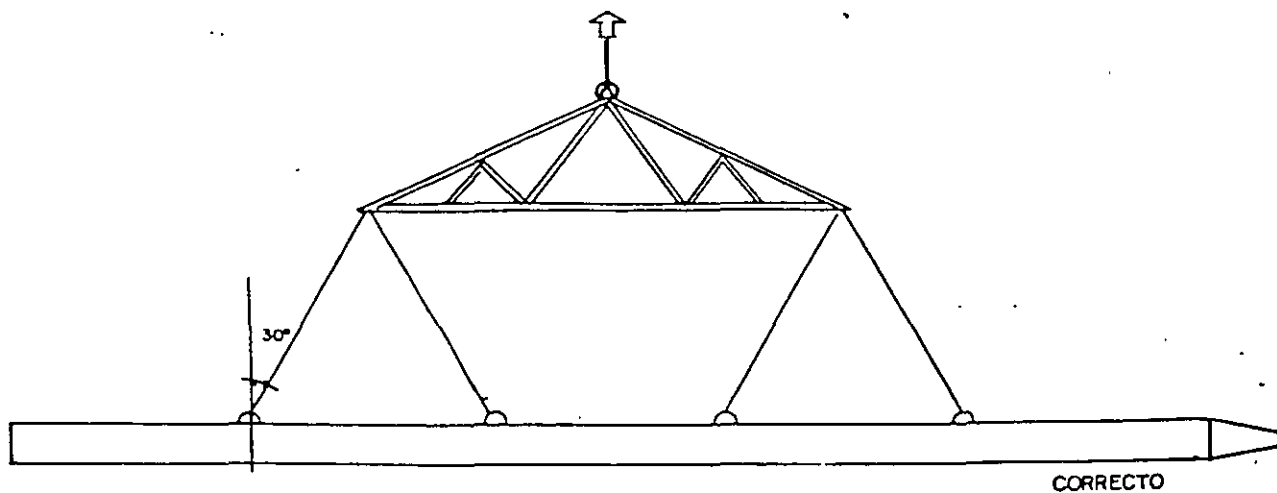
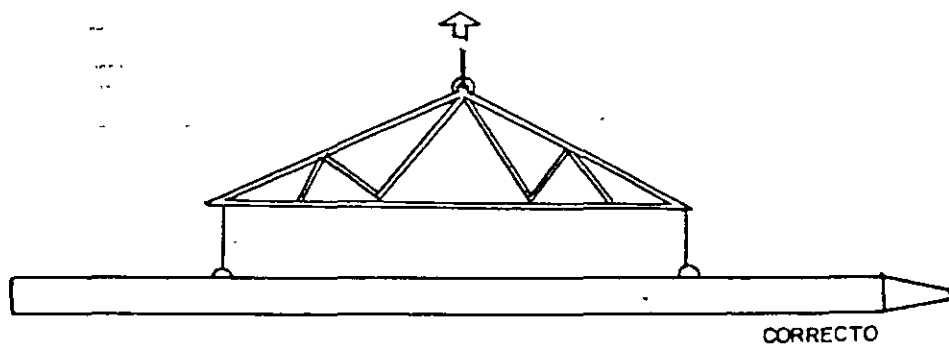
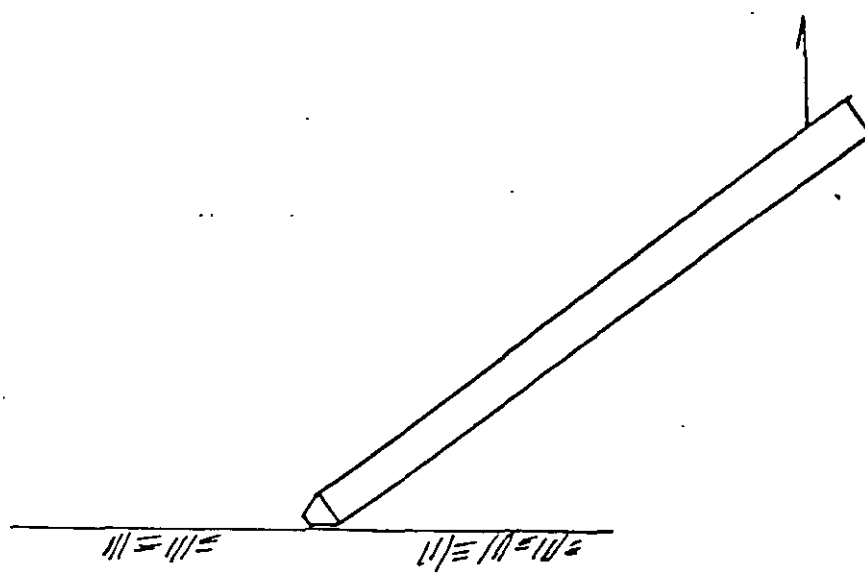
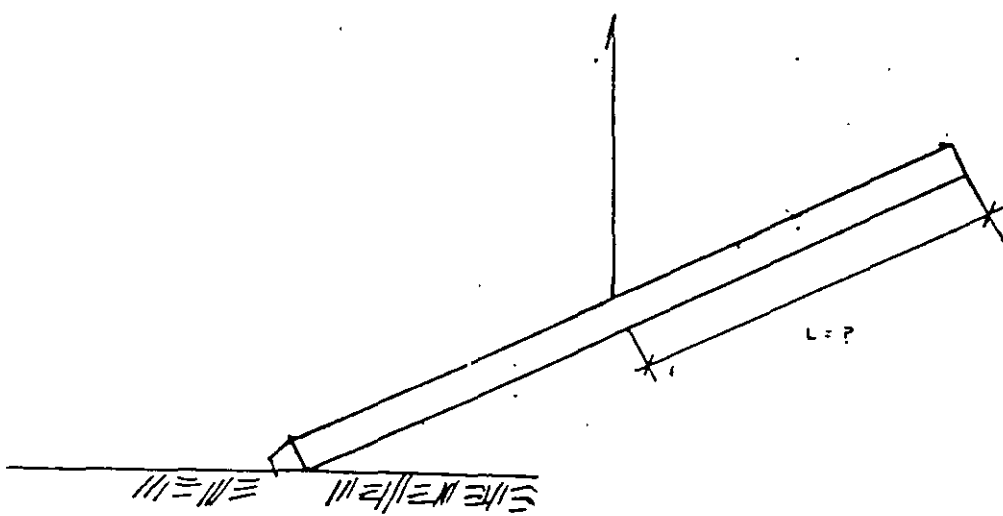
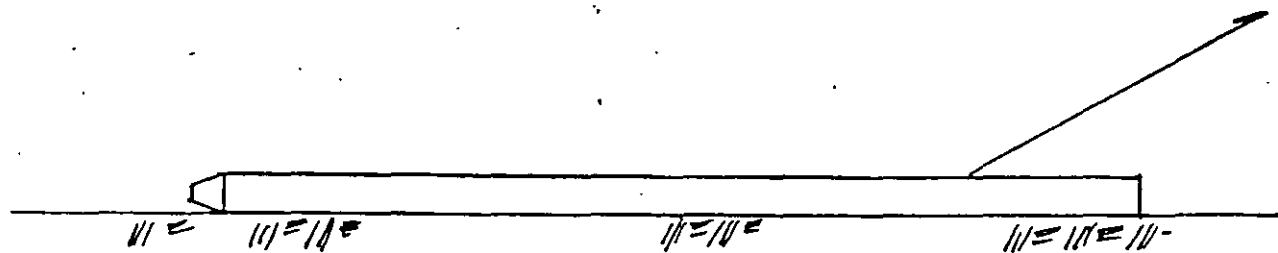


FIG 33



FORMA INCORRECTA DE IZAR UN PILOTE

# JUNTA CASQUILLO

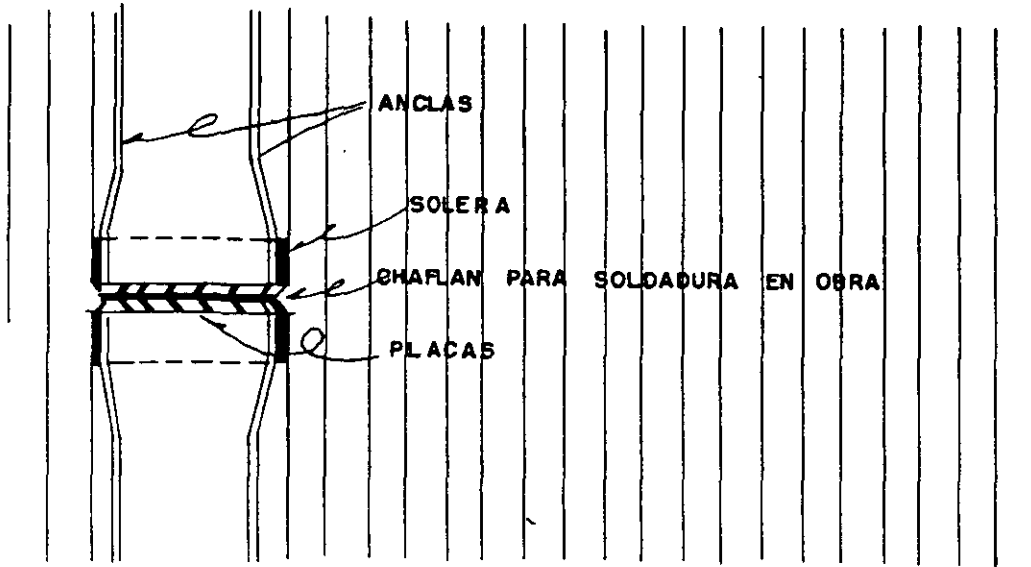
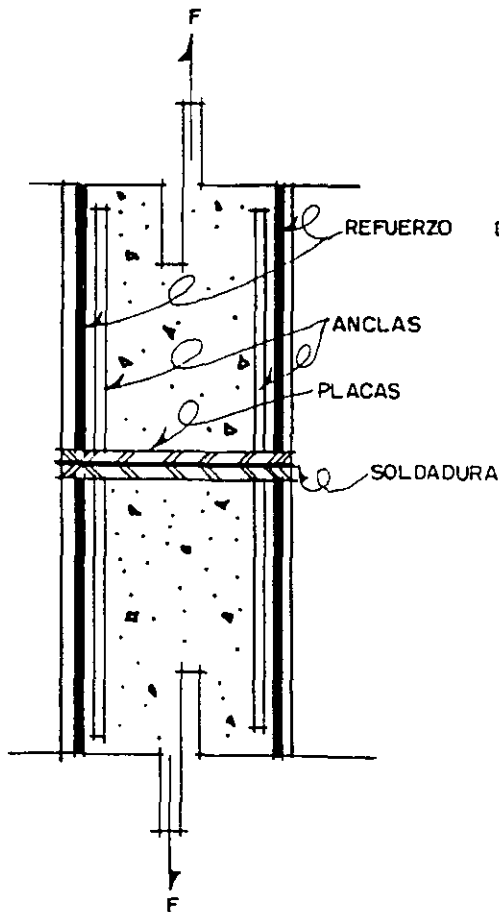
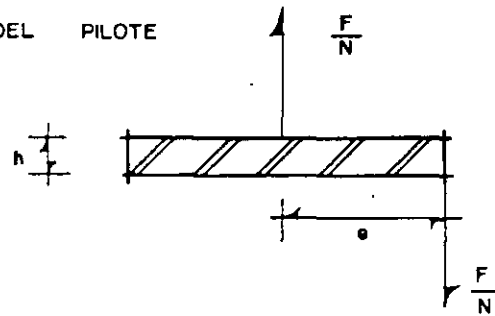


FIG. 15

# ESQUEMA DE CALCULO



# DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE



$$f_s = \frac{6M}{bh^2}$$

$$\therefore h = \sqrt{\frac{6M}{bf}}$$

$$M = \frac{F}{N} \cdot e$$

∴ h ES flex

POR LO TANTO SI  $e \rightarrow 0$ , SE TIENE LA SOLUCION MAS ECONOMICA.



## **Ademes.**

### **1. Lodo bentonítico.**

- 1.1. Densidad.**
- 1.2. Viscosidad.**
- 1.3. Filtrado.**
- 1.4. Contenido de arena.**
- 1.5. Potencial de hidrógeno.**

### **2. Polímero.**

- 2.1. Densidad.**
- 2.2. Viscosidad.**
- 2.3. Contenido de arena.**
- 2.4. Potencial de hidrógeno.**

### **3. Tubería de acero.**

- 3.1. Brocal.**
- 3.2. Perdido.**
- 3.3. Recuperable.**

## OBTENCION DE LA DENSIDAD DE UN LODO BENTONITICO

Es importante aclarar que la densidad, el peso específico y el peso volumétrico tienen el mismo significado.

Para determinar la densidad de un lodo bentonítico, es necesario conocer el peso específico relativo de los sólidos de la bentonita.

Las propiedades físicas de un lodo bentonítico, se estudian de igual forma que en un suelo 100 % saturado. Su volumen se compone de agua y sólidos exclusivamente.

La dosificación de bentonita que se requiere para una obra, por lo general se solicita en base a un porcentaje sobre el peso del agua. Por ejemplo, si se pide un lodo bentonítico con dosificación de bentonita al 8 %, se refiere a una mezcla de 1 m<sup>3</sup> de agua con 80 kg de bentonita, obteniendo su densidad de la siguiente forma:

$$\gamma_{lb} = \text{peso volumétrico del lodo bentonítico} = \frac{W_t}{V_t}$$

$$W_t = W_w + W_b$$

$$\therefore W_t = W_w + \%W_w = W_w (1 + \%)$$

$$V_t = V_b + V_w$$

S<sub>b</sub> = densidad absoluta relativa de la bentonita -> de 2.1 a 2.5

$$S_b = \frac{W_b}{V_b \gamma_w}$$

$$\therefore V_b = \frac{W_b}{S_b \gamma_w}$$

$$\therefore \gamma_{lb} = \frac{W_w (1 + \%) S_b \gamma_w}{\%W_w + V_w S_b \gamma_w}$$

2.1. Perforación para fabricación de pilas

2.1.1. Sección

2.1.1.1. Circular

2.1.1.2. Oblonga

2.1.2. Ademe

2.1.2.1. Lodo bentonítico

2.1.2.2. Polímero

2.1.2.3. Tubería de acero

2.1.3. Equipo básico

2.1.3.1. Grúa sobre orugas

2.1.3.2. Perforadora rotaria o almeja guiada

2.1.3.3. Herramienta de perforación

2.1.3.4. Dosificadora de bentonita

2.1.3.5. Entubadora o vibrohincador

2.2. Colocación de acero de refuerzo

2.2.1. Equipo básico

2.2.1.1. Grúa sobre orugas

2.2.1.2. Dispositivo de levante

2.3. Colocación de concreto

2.3.1. Equipo básico

2.3.1.1. Grúa sobre orugas

2.3.1.2. Tubería tremie



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE  
MECÁNICA DE SUELOS

EXPOSITOR: M. EN I. HUGO S. HAAZ MORA  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL 2003

# REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de 5 ton/m<sup>2</sup>, y de 3 ton/m<sup>2</sup> en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto del un coeficientes sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venias realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica, SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el titulo de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capitulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976 .

## NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

### 1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

### 2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

#### 2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 2.5 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

#### 2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

### 2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.



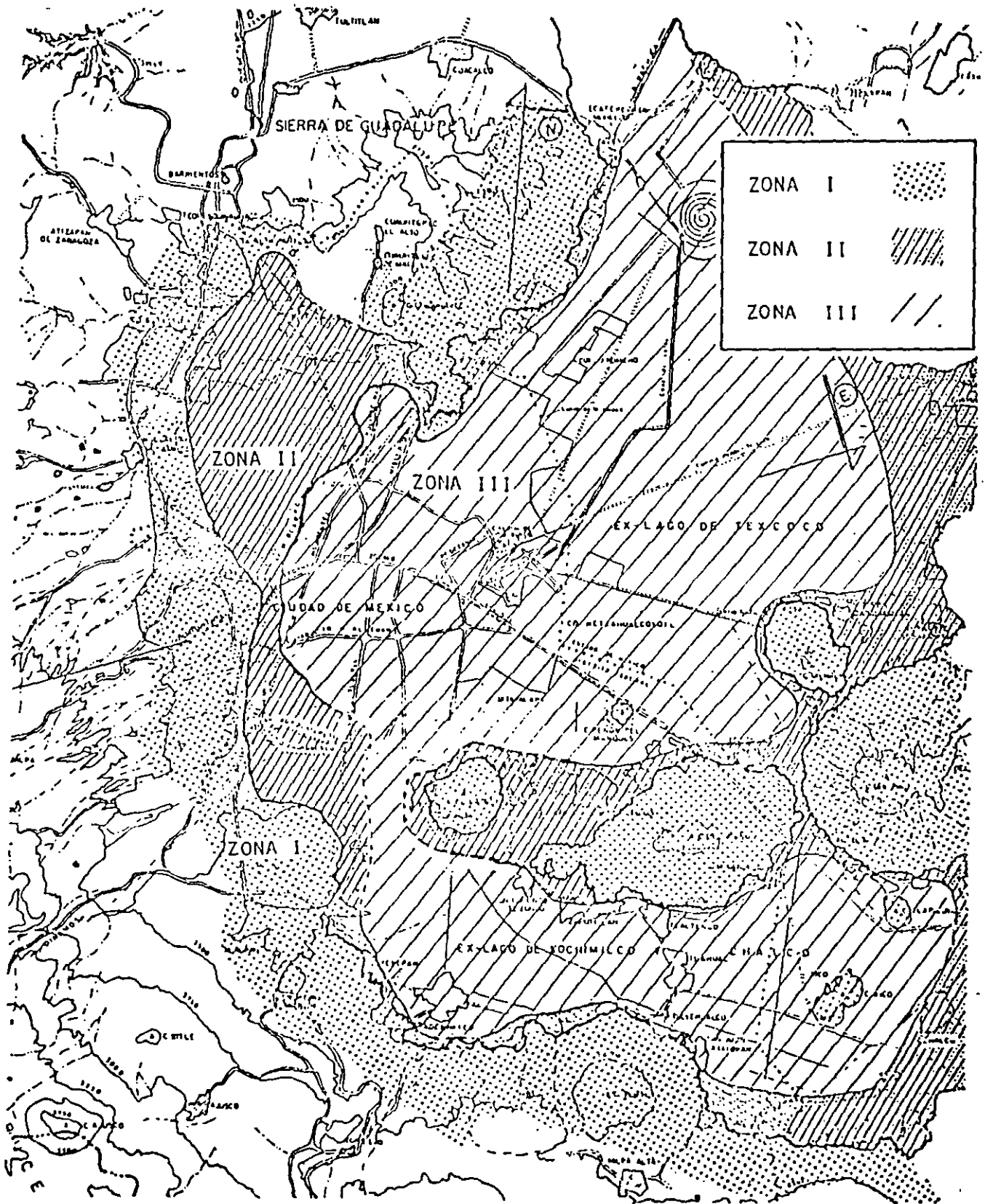
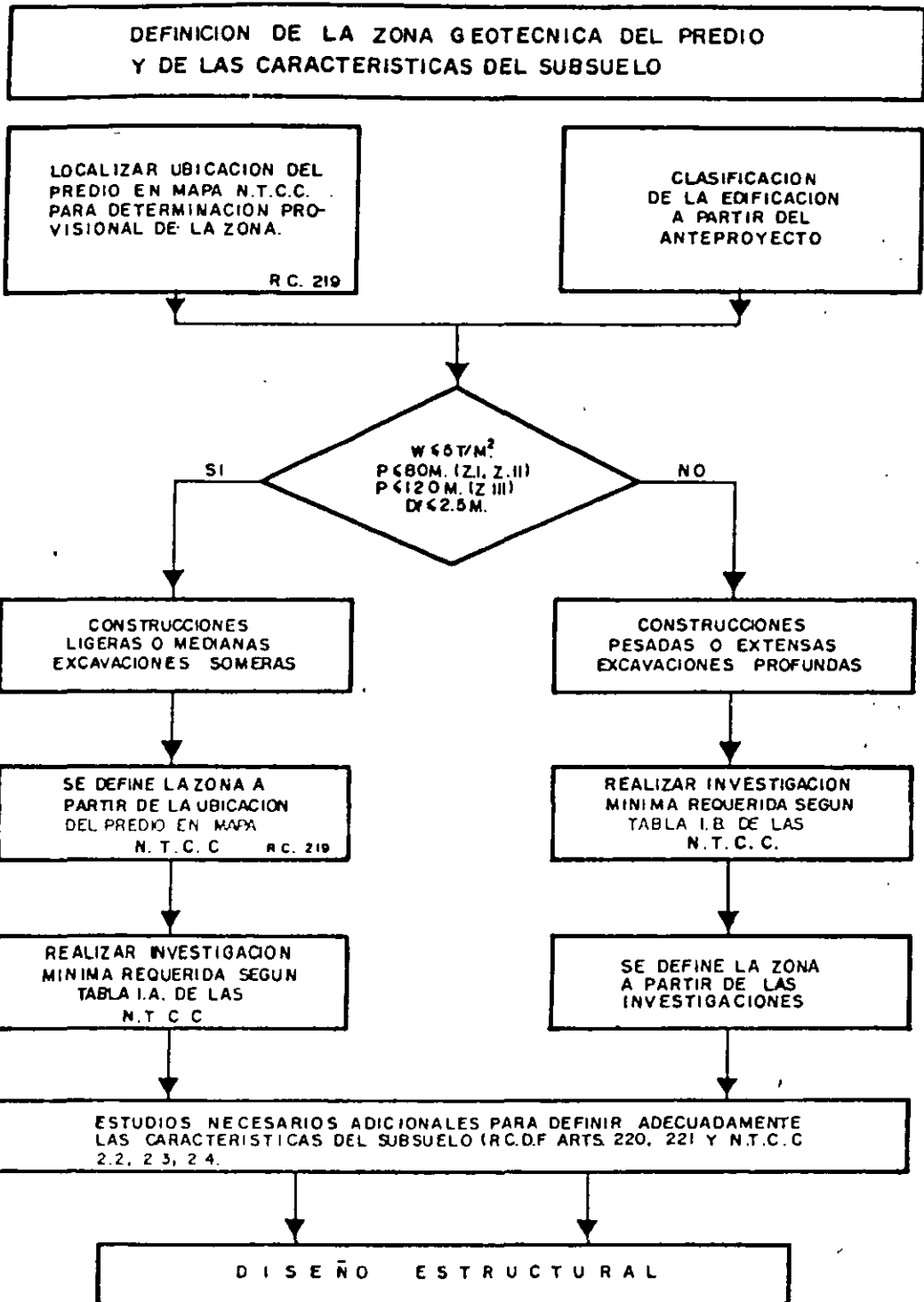


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.



*PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO*

PROCEDIMIENTO PARA LAS CARACTERISTICAS  
DEL SUBSUELO

Peso unitario medio de la estructura  $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción  $P > 80 \text{ m}$  en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$  en la Zona III

Profundidad de desplante  $D_f > 2.5 \text{ m}$

### ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

### ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debida a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

### ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

rráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

**ARTICULO 219.-** Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

**Zona I. Lomas,** formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

**Zona II. Transición,** en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

**Zona III. Lacustre,** integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

**ARTICULO 220.-** La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

## DISEÑO DE CIMENTACIONES

**ARTICULO 217.-** En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

**ARTICULO 218.-** Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subte-

- II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

**ARTICULO 221.-** Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

**ARTICULO 222.-** En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

**ARTICULO 223.-** La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

**ARTICULO 224.-** En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las Edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

## EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6, la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

## DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua, los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9.

A unos 15 km. al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle<sup>6</sup>, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico; la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

### **SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.**

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

---

<sup>6</sup> Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.



La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son:

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrónico o bien el geosísmico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

#### EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomeríos formados por una gran diversidad de materiales terrosos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas). Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cúbicas hasta profundidades de 10 a 15m; en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indicó en el capítulo de reconocimiento del sitio, existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29). Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofísicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca.

#### **COMENTARIO.**

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

### **ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.**

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.

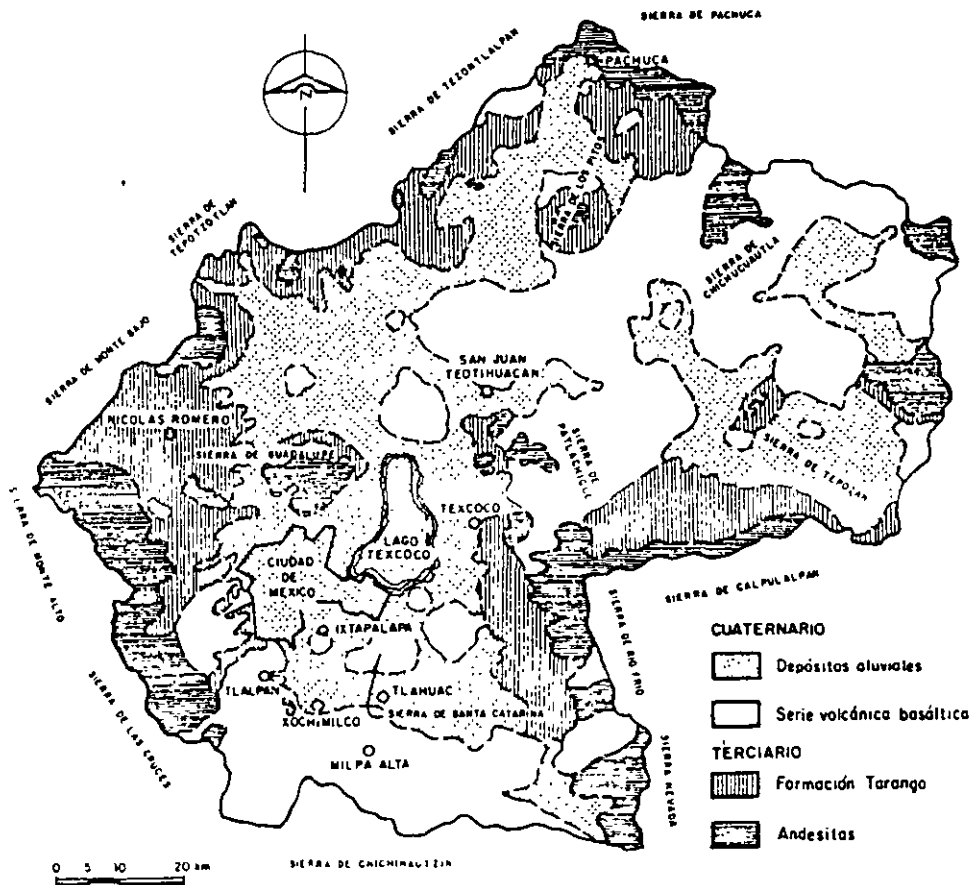


Fig 5 Geología superficial del Valle de México (según F. Mooser)

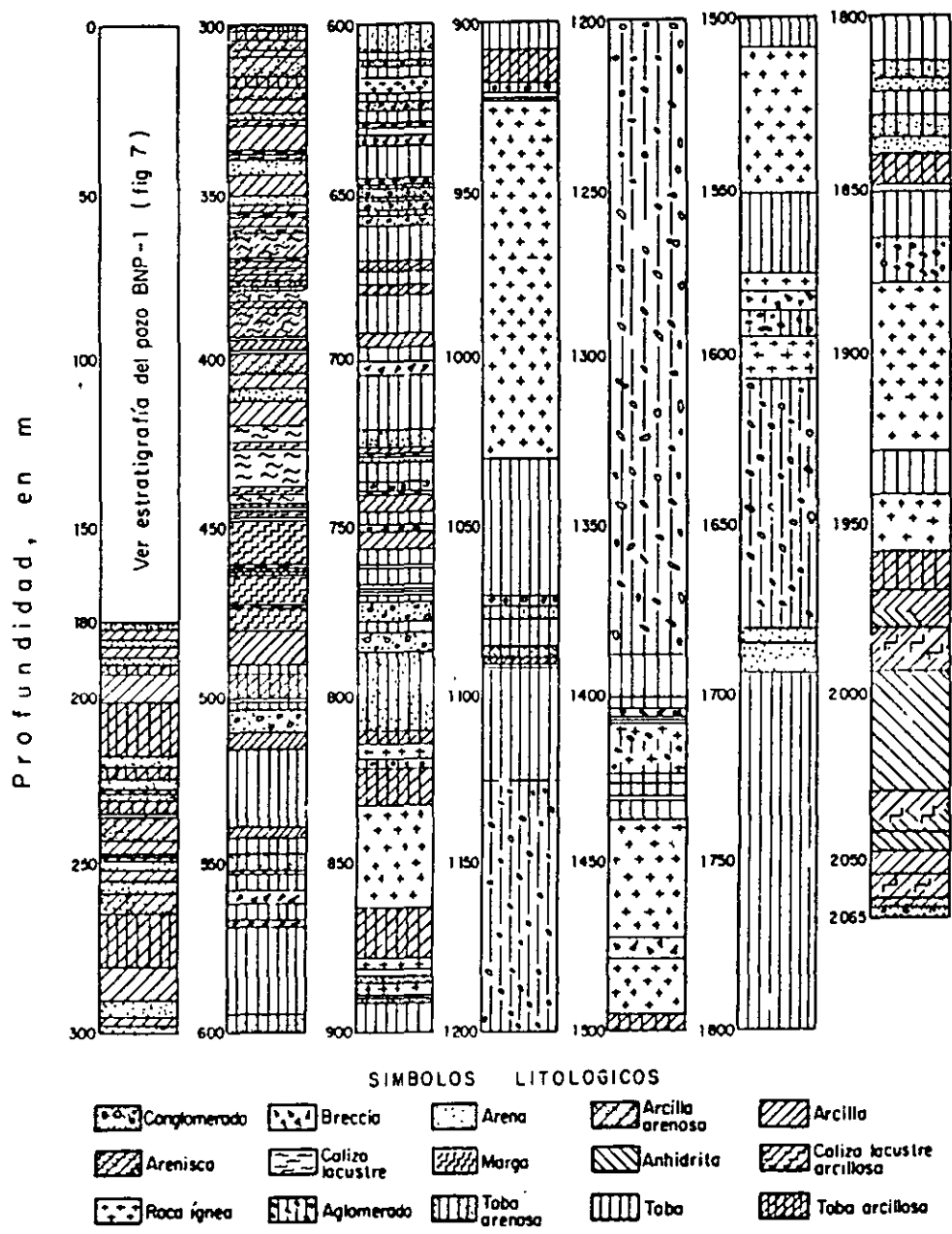
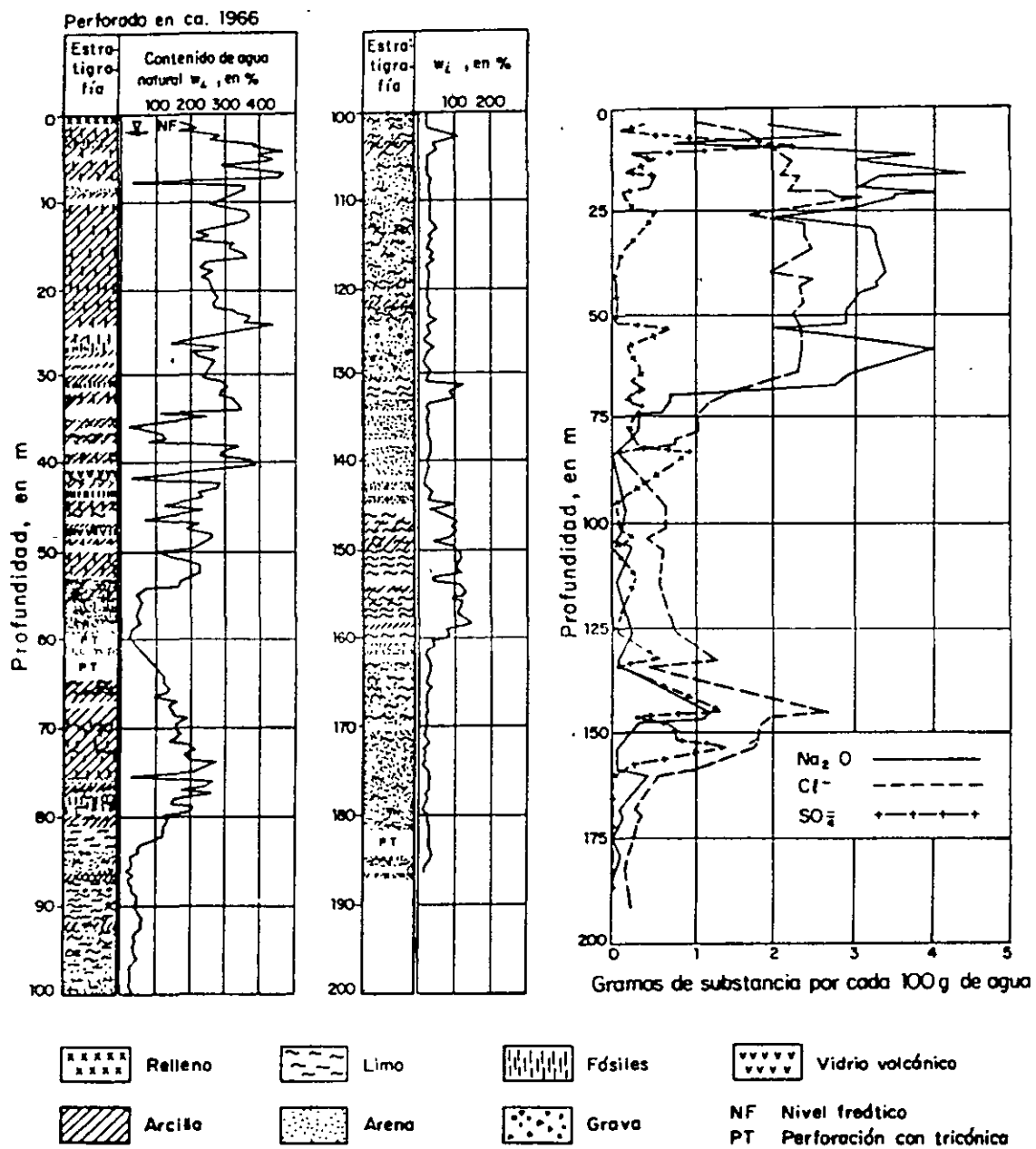


Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)



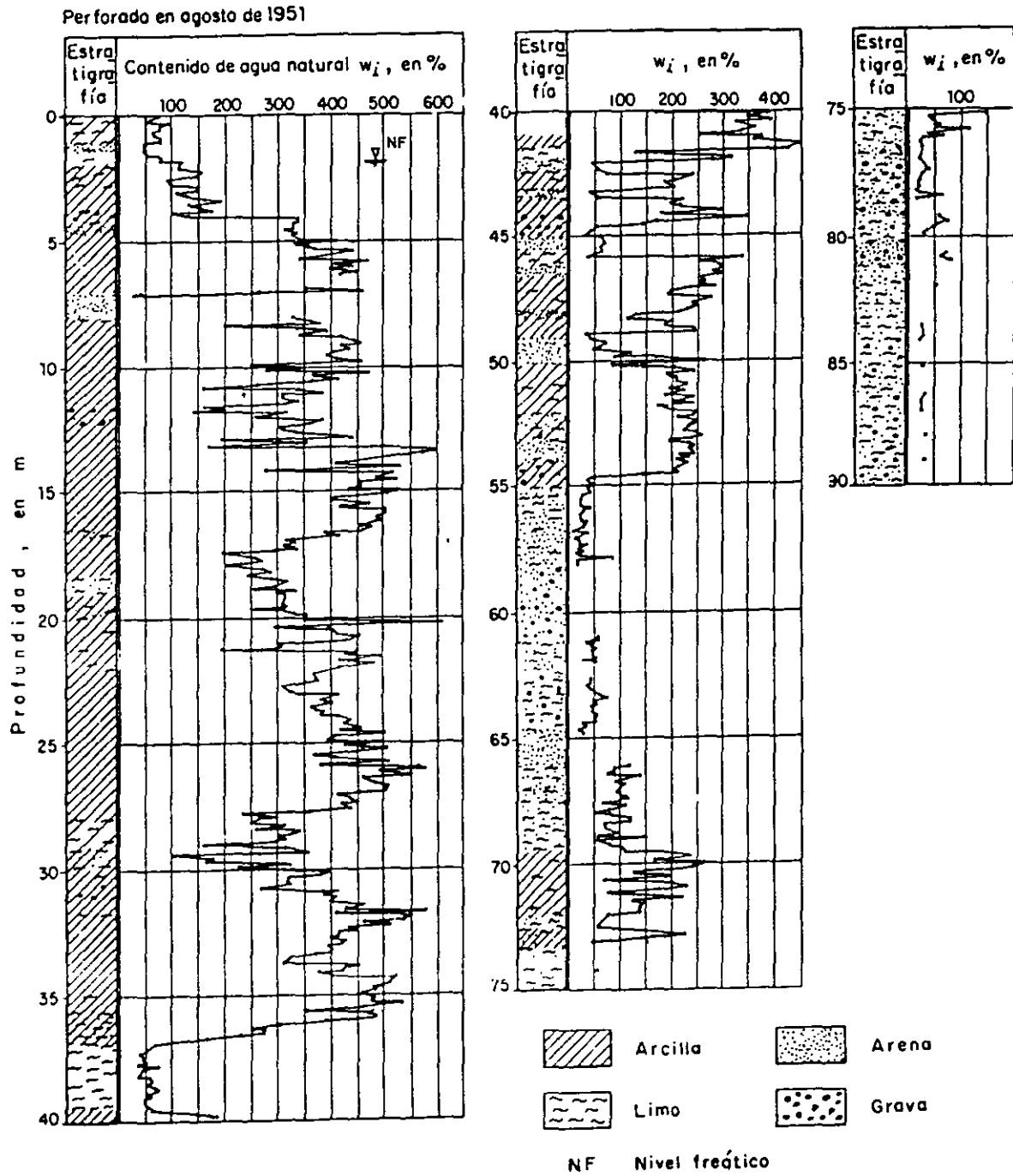


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago  
( Ver fig 13 )

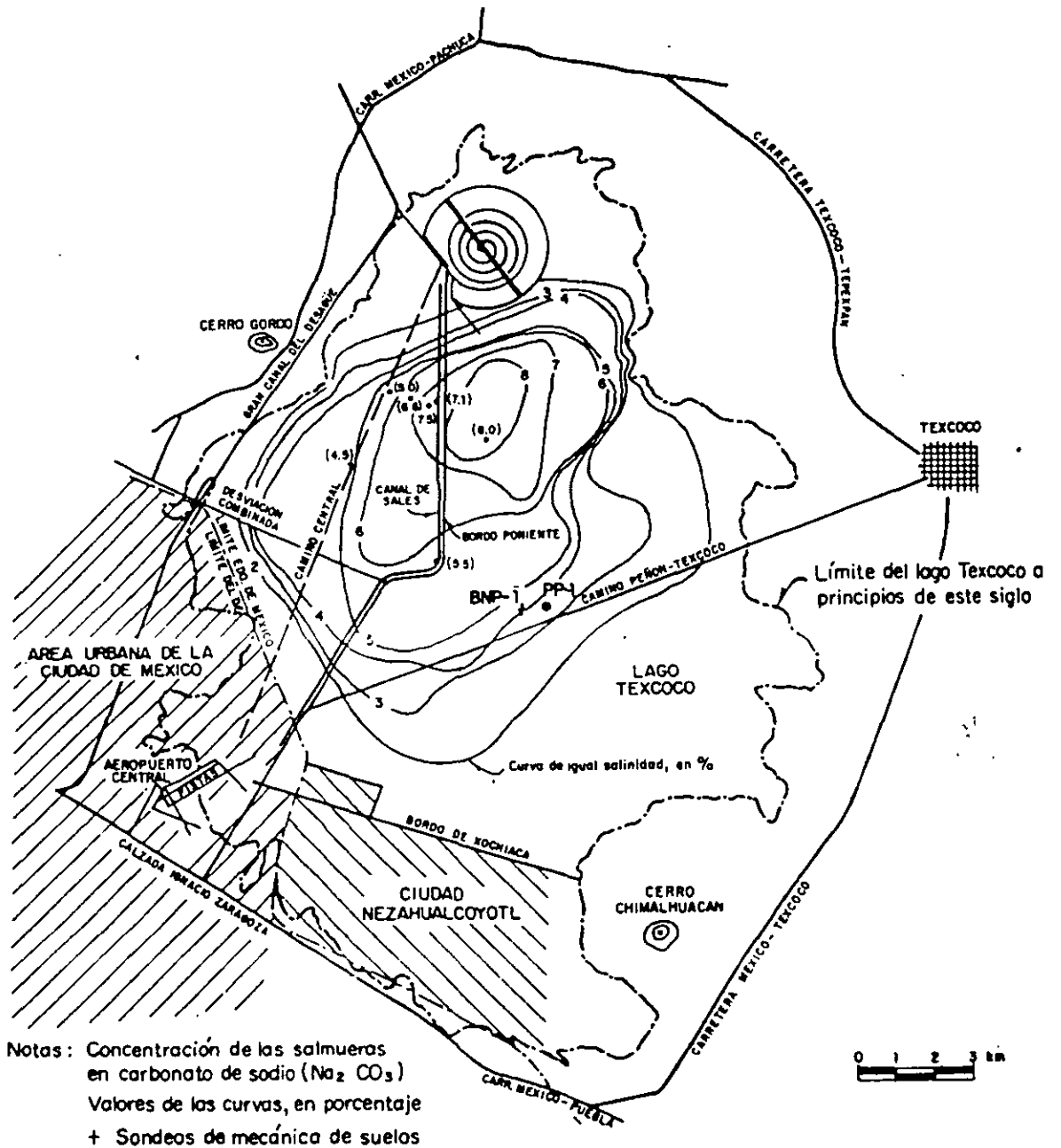


Fig 9 Curvas de igual salinidad en el lago Texcoco según determinaciones realizadas por Sosa Texcoco, S. A.

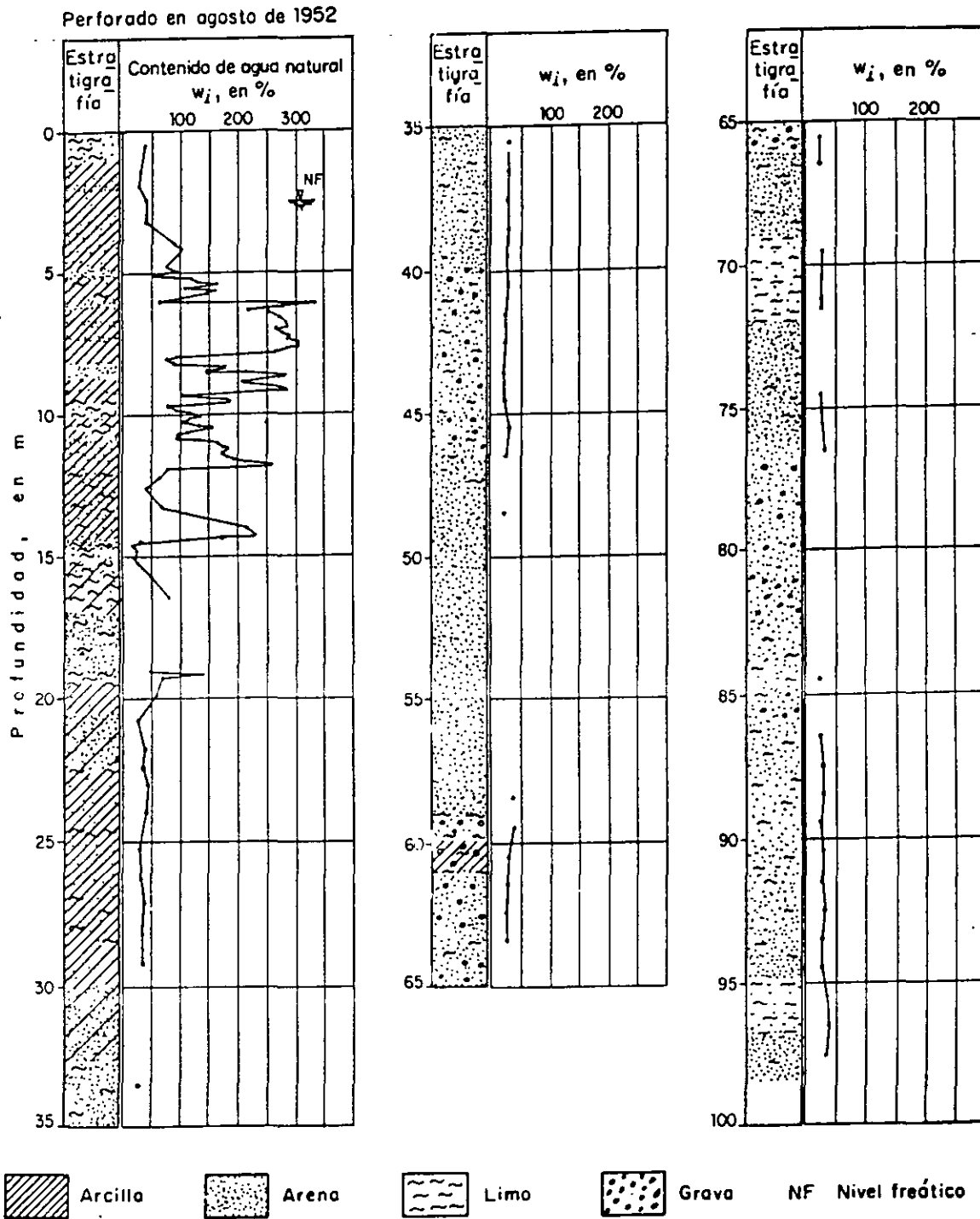
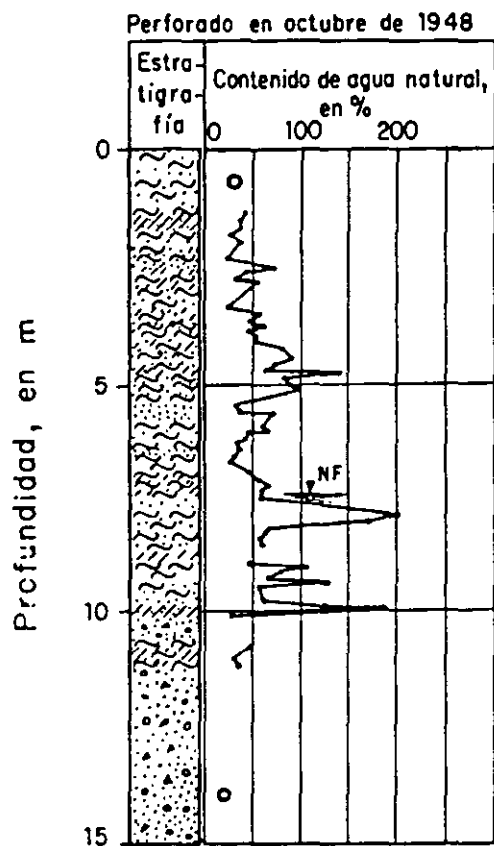


Fig 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición  
(Ver fig 13 )

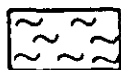




Arcilla



Arena



Limo



Grava

NF      Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición  
( Ver fig 13 )



## ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS

---

***SE PUEDE DECIR QUE LOS SUELOS SON EL PRODUCTO DEL ATAQUE FISICO Y/O QUIMICO DEL MEDIO AMBIENTE CONTRA LAS ROCAS.***

---

MEDIOS DE ATAQUE:

- 1) VIENTO (ARRASTRE Y ABRASION)
- 2) GRAVEDAD (IMPACTO)
- 3) CORRIENTES DE AGUA (ARRASTRE Y ABRASION)
- 4) CONGELACION DEL AGUA ENTRE GRIETAS (PRESION)
- 5) MOVIMIENTOS TECTONICOS O DE MASAS DE HIELO (TRITURACION)
- 6) DESCOMPOSICION QUIMICA (OXIDACION, PUTREFACCION, ETC.)
- 7) VULCANISMO (CENIZAS)
- 8) SOL (DILATACION O METEORIZACION)

PUNTOS DE VISTA:

- A) AGRONOMIA
- B) GEOLOGIA
- C) MECANICA DE SUELOS

---

***EN GENERAL, PARA LA GEOTECNIA, LOS SUELOS SON AQUELLOS DEPOSITOS NATURALES CUYOS GRANOS SON MENORES DE 3" SIENDO LA RESISTENCIA ENTRE ESTOS GRANOS COMPARATIVAMENTE MUCHO MENOR QUE LA DE UN GRANO INDIVIDUAL (SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS). SON AQUELLOS QUE SE FORMARON HACE MENOS DE UN MILLON DE AÑOS.***

---

LOS SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS O SUELOS SE PUEDEN CLASIFICAR EN OCHO GRUPOS:

- C.1) RESIDUALES
- C.2) EOLICOS
- C.3) ALUVIALES
- C.4) LACUSTRES
- C.5) MARINOS
- C.6) DE PIEMONTE
- C.7) DE ORIGEN VOLCANICO
- C.8) GLACIARES

## C.1 SUELOS RESIDUALES

***LOS SUELOS RESIDUALES SON SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS QUE QUEDAN EN EL MISMO LUGAR DONDE OCURRE EL ATAQUE DEL MEDIO AMBIENTE.***

UN PERFIL DE ESTOS SUELOS SEÑALA BASICAMENTE TRES ZONAS, COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA:

<b>HORIZONTE "A"</b>
<b>HORIZONTE "B"</b>
<b>HORIZONTE "C"</b>
<b>ROCA MADRE</b>

SE FORMAN POR DILATACION DEBIDA AL SOL, TRITURACION POR MOVIMIENTOS TECNICOS, HIDRATACION Y POR LA PRESION QUE EJERCE EL AGUA AL CONGELARSE ENTRE LAS GRIETAS. SE FORMAN TANTO EN AMBIENTES HUMEDOS COMO SECOS.

### CARACTERISTICAS IMPORTANTES

- 1.- GRANULOMETRIA MUY VARIABLE, DESDE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA (EN EL HORIZONTE "C"), HASTA COLOIDES (EN EL HORIZONTE "A").
- 2.- LOS COLOIDES PUEDEN PROBOCAR CEMENTACION.
- 3.- EN MUCHAS OCACIONES CONTIENEN MATERIA ORGANICA.
- 4.- PROFUNDIDAD DE METEORIZACION VARIABLE
- 5.- COMPACIDADES BAJAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL SUELO
- 6.- LA COMPRESIBILIDAD PUEDE SER ALTA (ZONAS HUMEDAS) A MUY BAJA Y LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE BAJA (ZONAS SECAS) A MUY ALTA.
- 7.- LOS MINERALES DE ARCILLA PUEDEN TENER CARACTERISTICAS EXPANSIVAS
- 8.- EN LAS REGIONES SECAS SE FORMA EL CALICHE.

## C.2 SEDIMENTOS EOLICOS

***SON MATERIALES TRANSPORTADOS POR EL VIENTO Y DEPOSITADOS EN DIFERENTES AMBIENTES***

FORMAN LOS SIGUIENTES DEPOSITOS:

- 1) DUNAS (POR OBSTACULOS)
- 2) LOESS
- 3) TIPOS LOESIALES
- 4) PLAYAS EOLICAS
- 5) ADOBE
- 6) POLVOS VOLCANICOS

CARACTERISTICAS

- 1.- SU COMPRESIBILIDAD PUEDE SER MEDIA A ALTA
- 2.- PUEDEN CAMBIAR SUS PROPIEDADES CUANDO SE SATURAN ADQUIRIENDO MAS COMPRESIBILIDAD (POR COLAPSO)
- 3.- LA COMPASIDAD ES MEDIA A ALTA

## C.3 DEPOSITOS ALUVIALES

***SON GRANOS NO CONSOLIDADOS TRANSPORTADOS POR EL AGUA DE LOS RIOS Y SEDIMENTADOS EN DIFERENTES AMBIENTES ESTANDO EL AGUA EN MOVIMIENTO.***

CARACTERÍSTICAS:

- 1.- EL TAMAÑO DE LOS GRANOS VARIA DE ACUERDO CON LA VELOCIDAD QUE ALCANZA EL AGUA EN UN PUNTO DETERMINADO, ENCONTRANDOSE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA CUANDO LA VELOCIDAD ES ALTA (EN LAS CAÑADAS POR EJEMPLO), HASTA LIMO Y ALGO DE ARCILLA EN CORRIENTES TRANQUILAS.
- 2.- GENERALMENTE SON BIEN GRADUADOS.
- 3.- COMPRESIBILIDAD MEDIA A MUY BAJA
- 4.- RESISTENCIA MEDIA A ALTA

## C.7 DEPOSITOS VOLCANICOS

---

***SON MATERIALES GENERADOS POR ERUPCIONES VOLCANICAS, FORMANDO DEPOSITOS RESIDUALES, EOLICOS, ALUVIALES Y LACUSTRES.***

---

### CARACTERISTICAS

#### 1.- GRANULOMETRIA VARIABLE

FRAGMENTOS DE ROCA, LAJARES (AL DESPEDASARSE EL CRATER), BOMBAS, ESCORIA, GRAVA, ESPUMA (POMEZ), ARENA (LAPILLI), TOBAS VOLCANICAS (TEPETATE), POLVO VOLCANICO Y CENIZA VOLCANICA.

2.- SU CONSTITUCION ES PARECIDA A LOS DEPOSITOS DE PIEMONTE

3.- PUEDEN DESCOMONERSE EN ARCILLAS MONTMORILONITICAS (DE LAS TOBAS) Y CAOLINITICAS (DEL VIDRIO)

## C.8.- GLACIARES

---

***SON LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS GLACIACIONES***

---

### FORMAS:

1.- ESKERS (AL FORMARSE RIOS BAJO EL GLACIAR, DOS MONTICULOS AL LADO)

2.- KAMES (EL GLACIAR FORMA MONTICULOS POR RESUMIDEROS)

3.- KETLES (COMO LOS KAMES PERO EN FORMA DE VOLCAN CON UN CRATER AL CENTRO, AL DERRETIRSE EL TEMPANO)

4.- DRUMLIMS (AL DESLIZARSE EL TEMPANO TIENE UN EFECTO ABRASIVO CONTRA LA ROCA DEJANDOLE ARAÑAZOS O ESTRIAS)

# CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

---

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a zonas del lago y de transición, la exploración del suelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades físicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

## 1

### Generalidades

---

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

#### 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). 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 o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

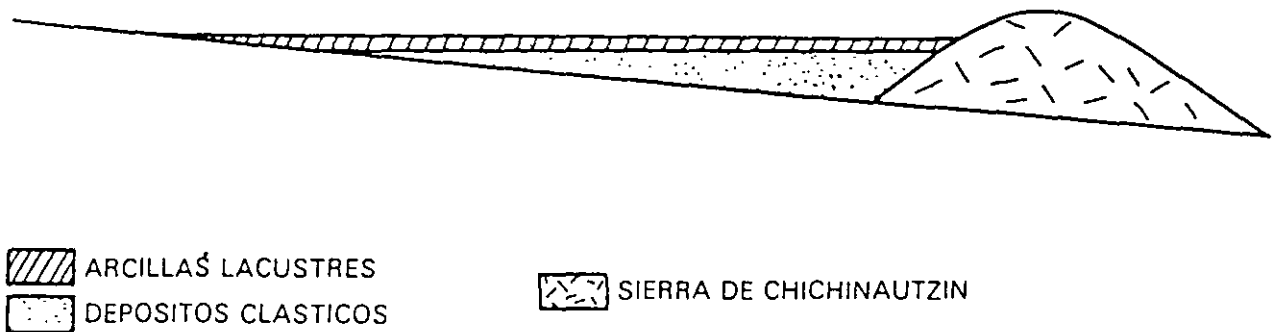


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (figs 2 y 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 los 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.

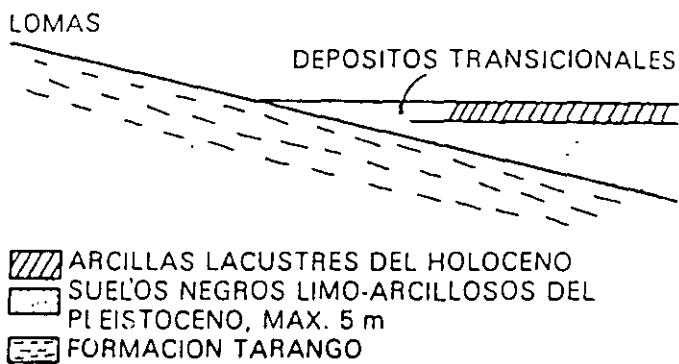


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

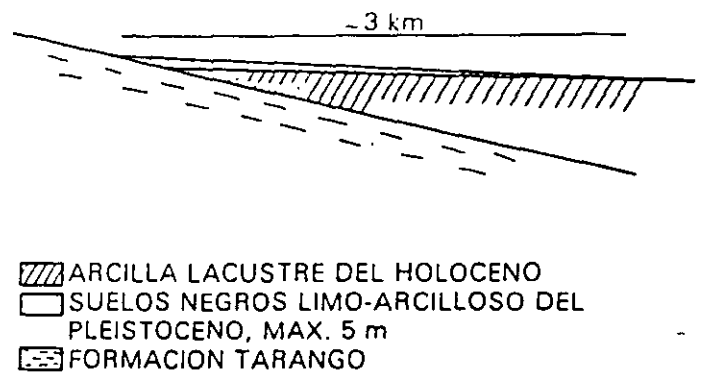


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial



## 1.2

### Marco paleoclimático

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 periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig. 4), cuando se inició la 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 periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

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; 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 y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) 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 más, 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 paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

<i>Años antes de hoy</i>	
<i>10<sup>4</sup></i>	<i>Holoceno - Reciente</i>
<i>80-10x10<sup>3</sup></i>	<i>4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances</i>
<i>100-80x10<sup>3</sup></i>	<i>3er. Interglacial Sangamon</i>
<i>300-100x10<sup>3</sup></i>	<i>3a. Glaciación: Illinois 2 avances</i>
<i>400-400x10<sup>3</sup></i>	<i>Gran Interglacial Yarmouth</i>
<i>?</i>	<i>2a. Glaciación: Kansas</i>
<i>?</i>	<i>1er. Interglacial</i>
<i>- 900x10<sup>3</sup></i>	<i>1a. Glaciación: Nebraska</i>

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado 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 directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, 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 170 000 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 del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

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 ciclópeo 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 depósitos volcánicos indirectos deben mencionarse 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 laderas durante periodos 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, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, 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 del 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 al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

### 1.4 Estratigrafía general

a) 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 solamente es 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 evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental; si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

## C.4 Y C.5 SEDIMENTOS MARINOS Y LACUSTRES

***SON MATERIALES ARRASTRADOS POR EL AGUA EN MOVIMIENTO Y DEPOSITADOS CUANDO ESTA PIERDE VELOCIDAD AL HACER CONTACTO CON LOS LAGOS, LAGUNAS, ESTUARIOS Y DELTAS SUBMARINOS.***

### CARACTERISTICAS:

- 1.- GRANULOMETRIA FINA A MUY FINA (LIMOS Y ARCILLAS)
- 2.- PUEDEN CONTENER MATERIA COLOIDAL
- 3.- PUEDEN ESTAR FORMADOS SOLAMENTE DE MATERIA ORGANICA (TURBA)
- 4.- SON DE MEDIA A MUY ALTA COMPRESIBILIDAD
- 5.- LA COMPRESIBILIDAD ES FUNCION DEL TIEMPO (CONSOLIDACION)
- 6.- BAJA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

## C.6 DEPOSITOS DE PIEMONTE

***SON SEDIMENTOS ACUMULADOS AL PIE DE LAS MONTAÑAS, DEBIDO A AVALANCHAS, DESLIZAMIENTOS, CAIDOS E INESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE LA MONTAÑA.***

### CARACTERISTICAS

- 1.- CONTIENEN MATERIALES DE TODAS CLASES INCLUYENDO VEGETACION
- 2.- SU GRANULOMETRIA ES MUY VARIABLE
- 3.- LA COMPRESIBILIDAD Y EL ESFUERZO CORTANTE VARIA DE PUNTO A PUNTO
- 4.- PUEDEN SER INESTABLES ANTE CARGAS

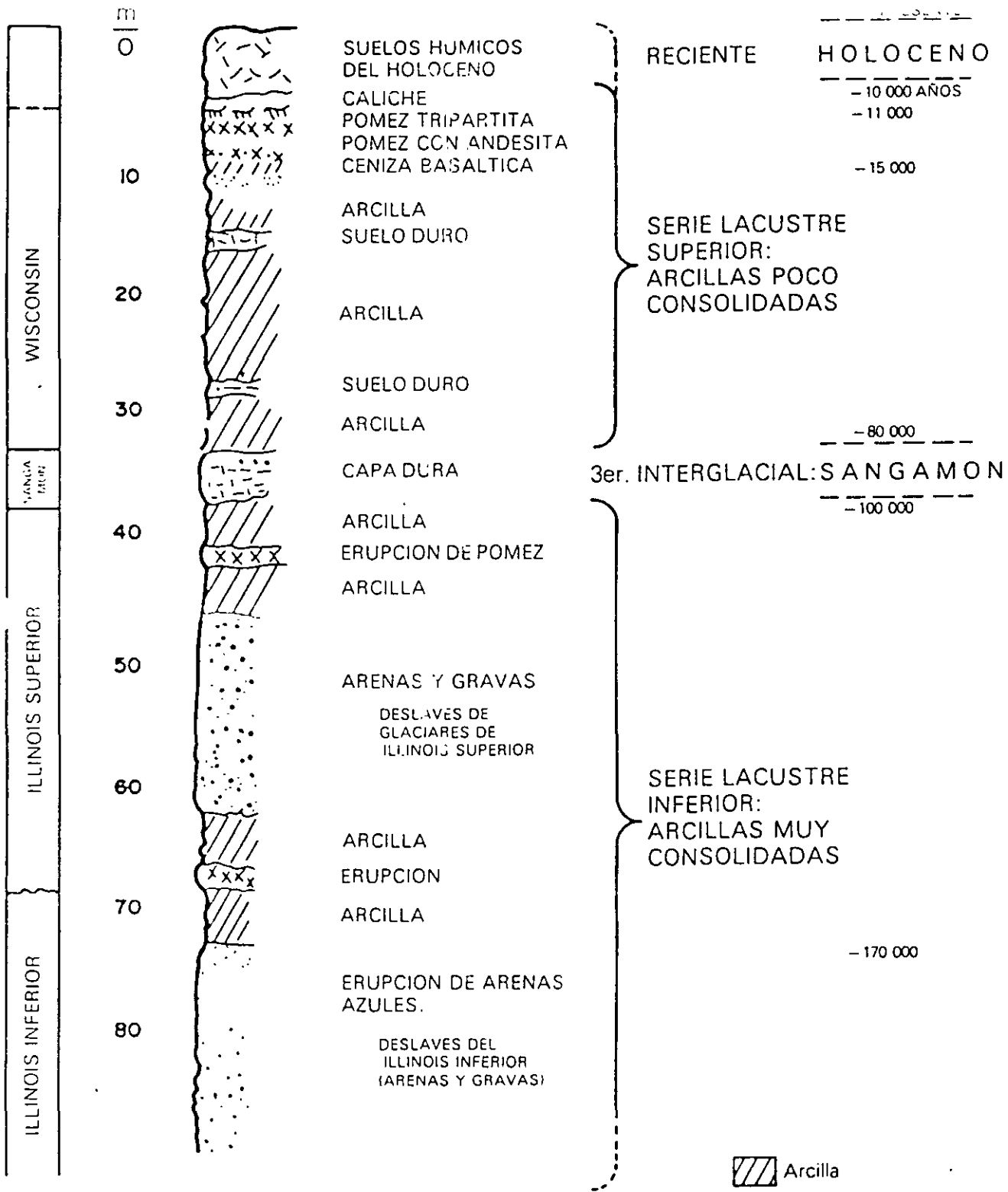


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 6).

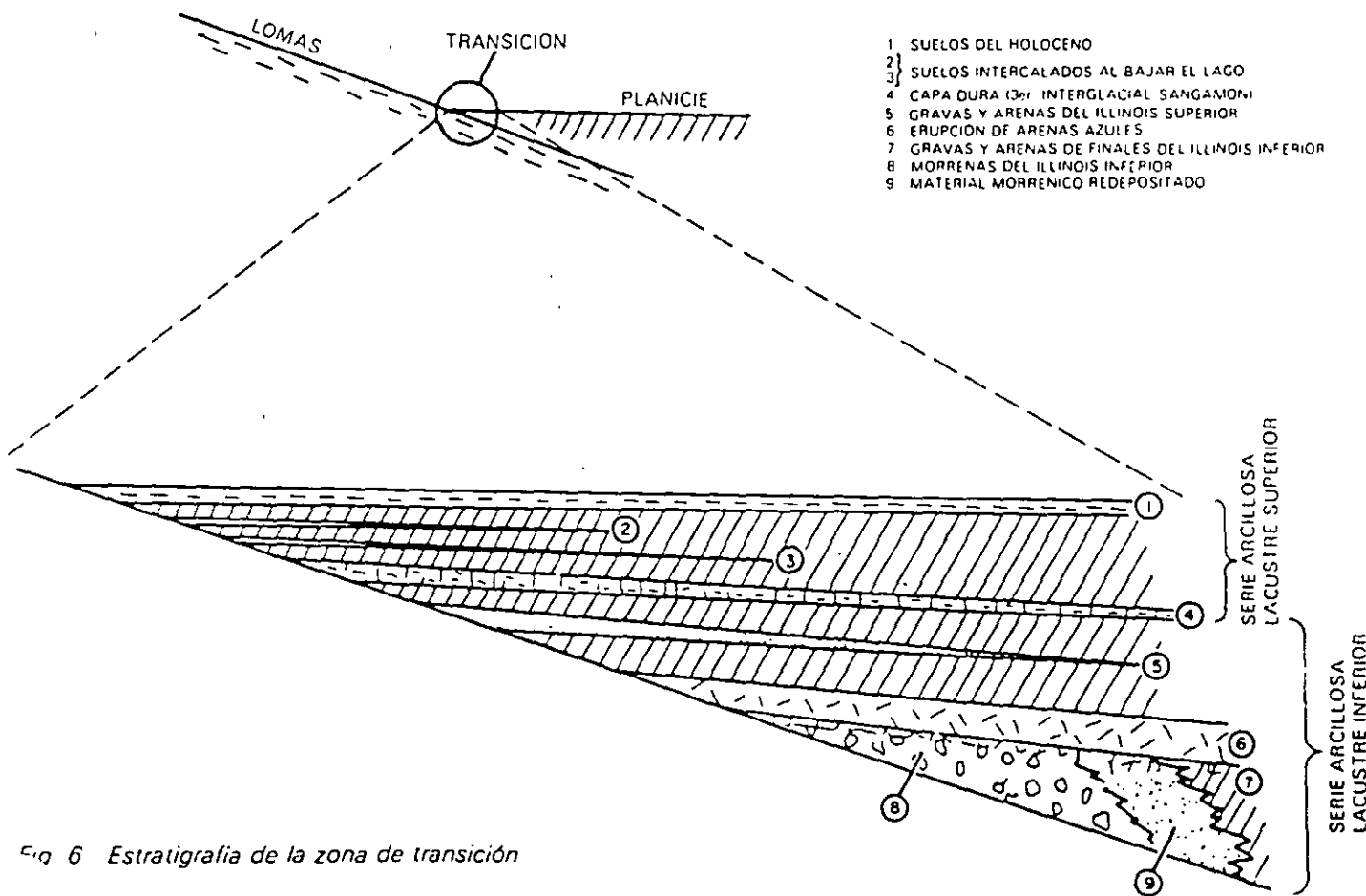


Fig. 6 Estratigrafía de la zona de transición

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 interstratificaban 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 Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las 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 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

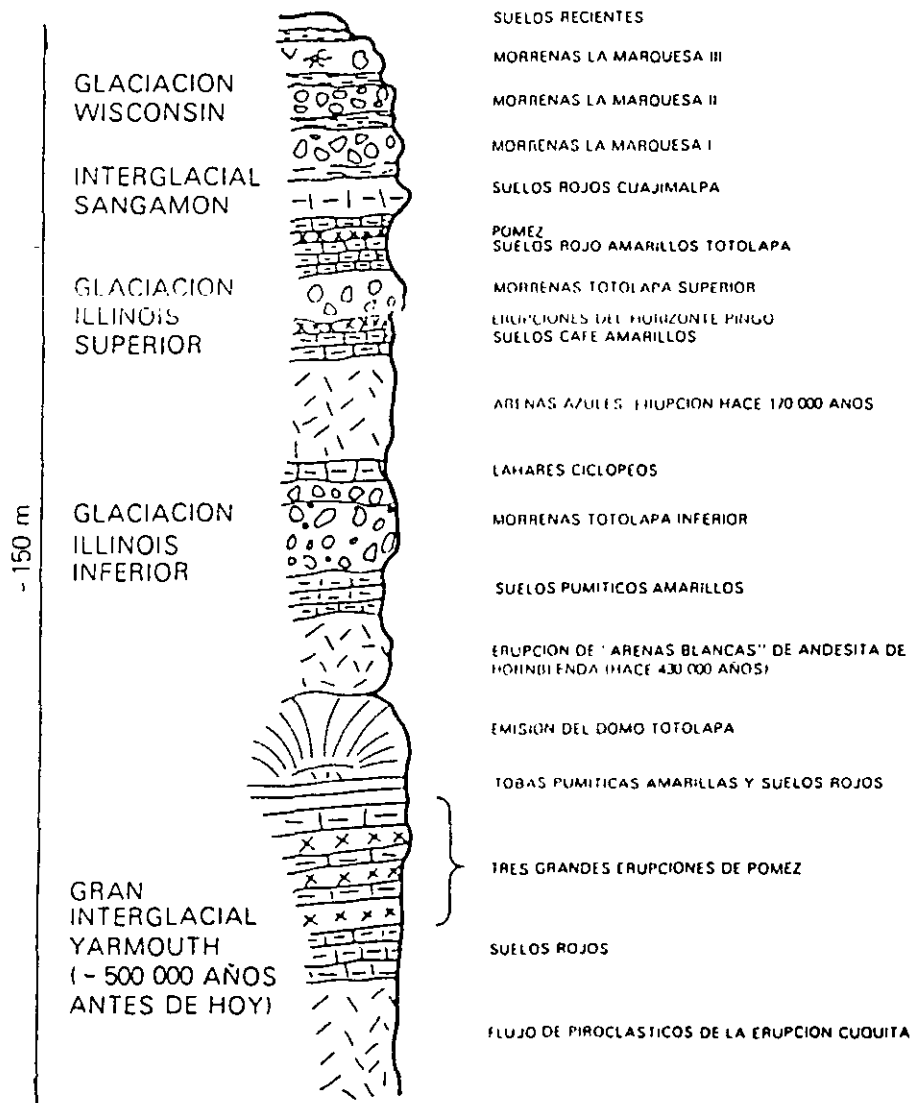


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

A N E X O   D E   D E P O S I T O   D E L   A G U A

## 2 Depósitos del lago

---

### 2.1 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

### 2.2 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 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

### 2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de



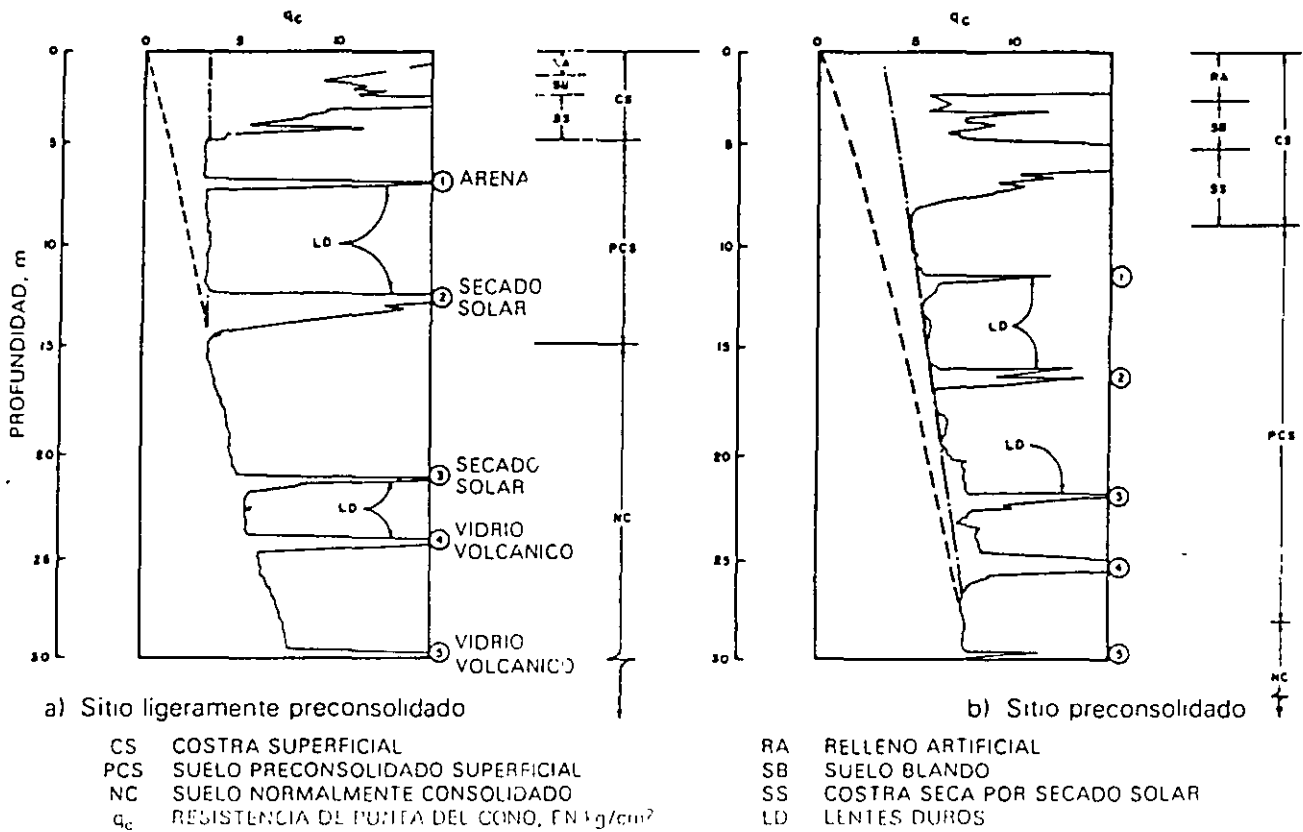


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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.

**Lenes duros (LD).** Los estratos de arcilla están interrumpidos por lenes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lenes 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 lenes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### .3 Depósitos de transición

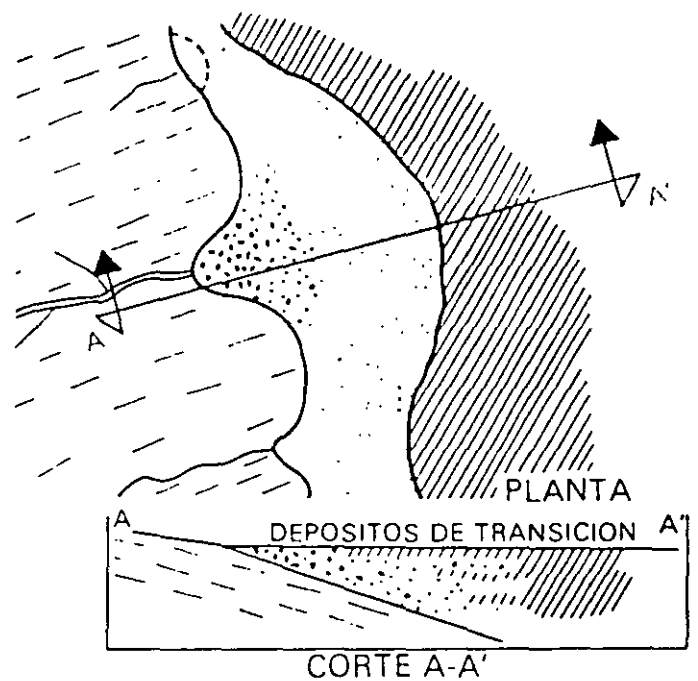
#### .3.1 Características generales

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.

#### .3.2 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 de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaeciente 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 fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).






-  ARCILLA LACUSTRE
-  DEPOSITOS ALUVIALES
-  TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la zona de suelos negros, orgánicos, arenosos y arcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 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 Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

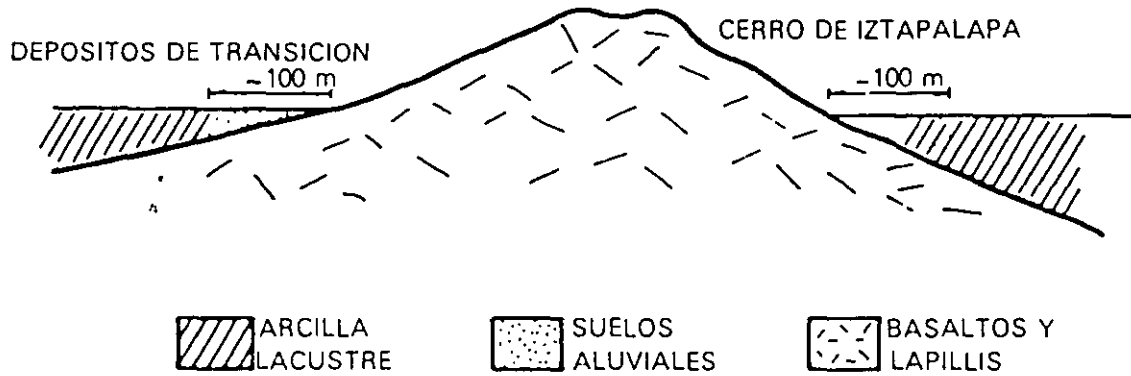


Fig 11 Transición interestratificada angosta

### 3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los depósitos 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 12). 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.

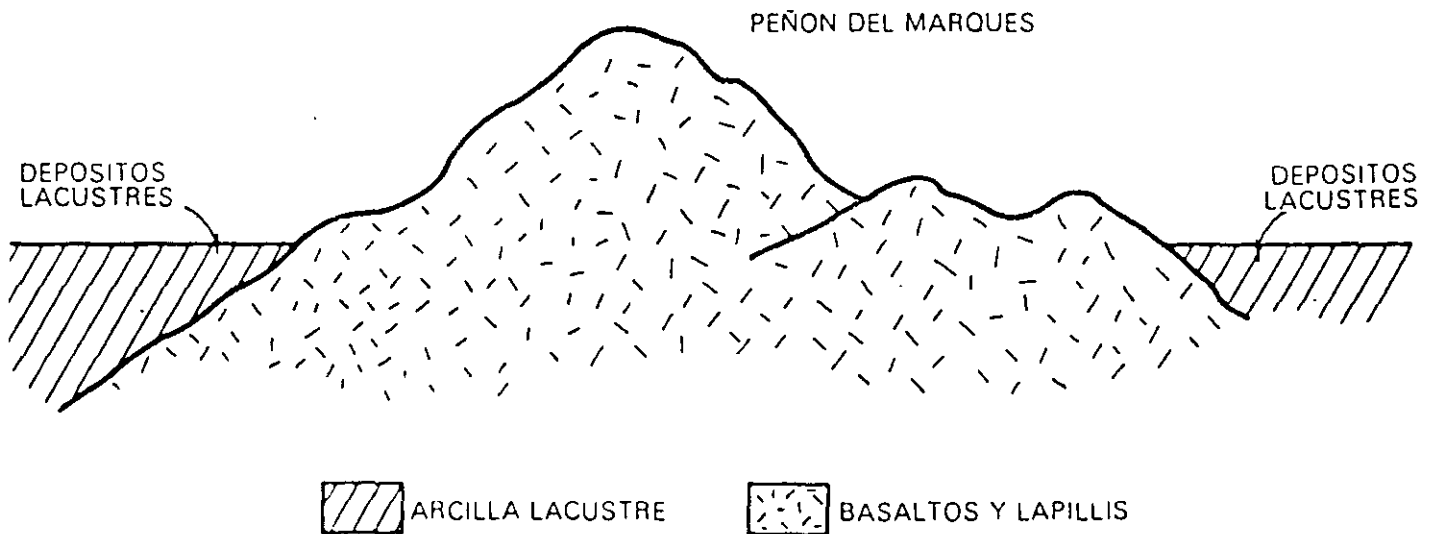


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

D E P O S I T O      D E   L O M A S

## 4

### Depósitos de lomas

---

#### 4.1

##### Características generales

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 fluvio-glaciales más antiguos.

#### 4.2

##### Zona poniente

a) 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 más 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 fluvio-glaciales.** 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 presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) 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 Angel. 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. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

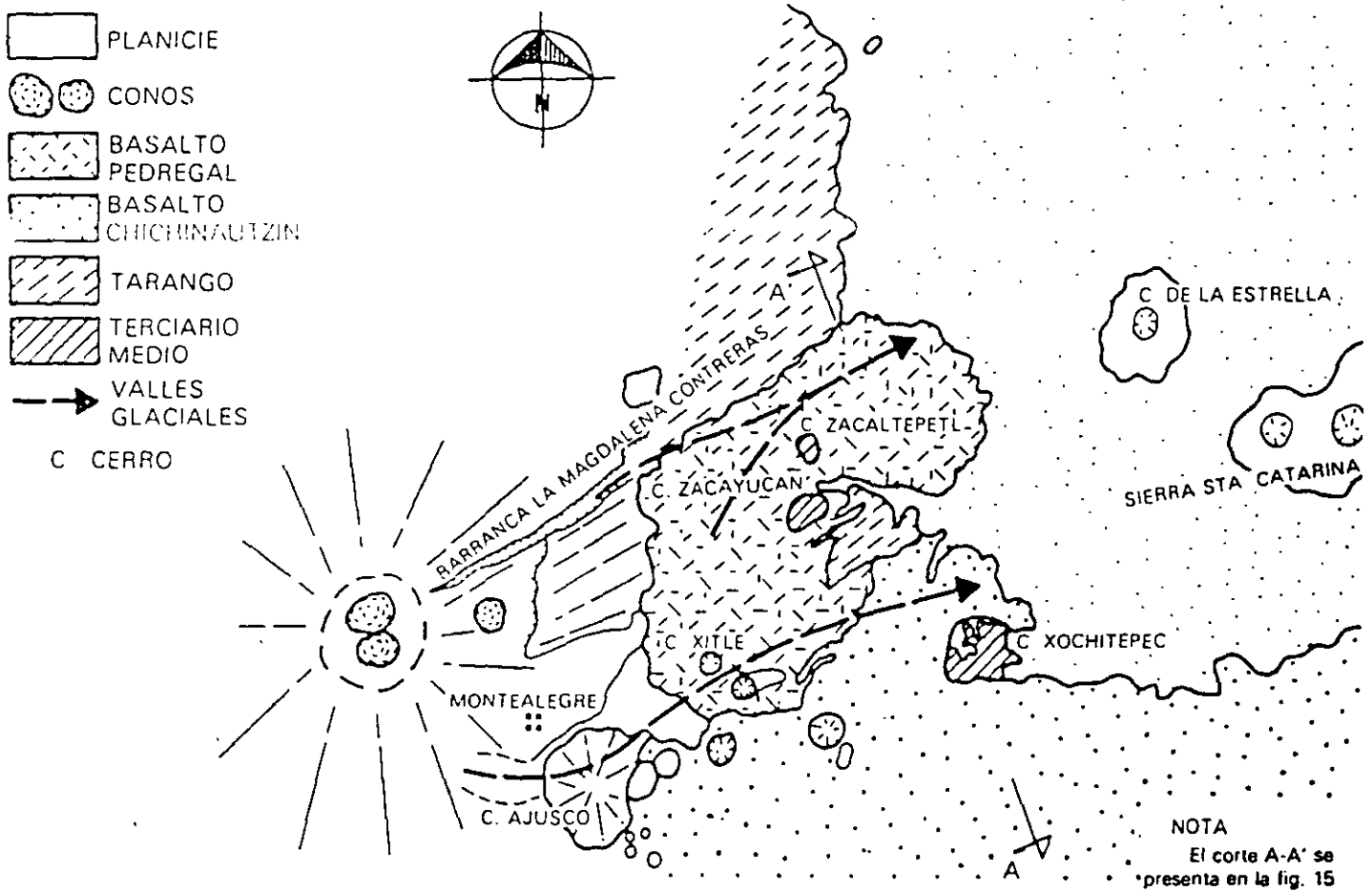


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Morite Alegre. Este afluyente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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 Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales 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. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita

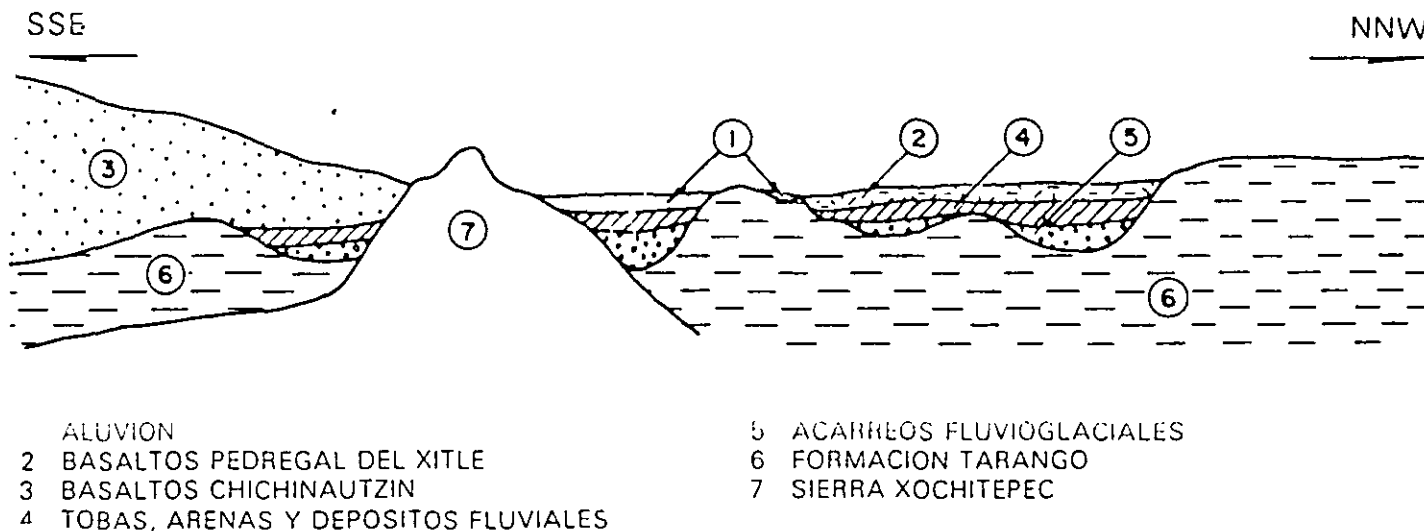


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

### 4.3 Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas andesíticas 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, 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, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. 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 de 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.

# ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; 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.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

## .1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de 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.

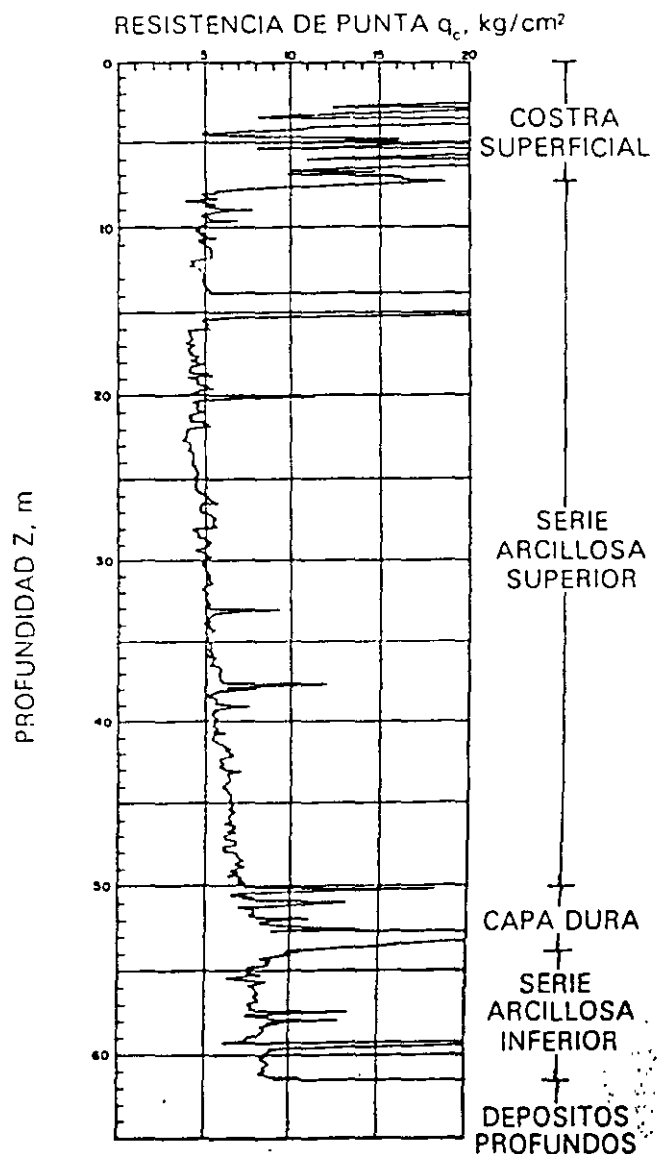


Fig 17 Sondaje de cono eléctrico en la zona del lago



## 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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig. 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

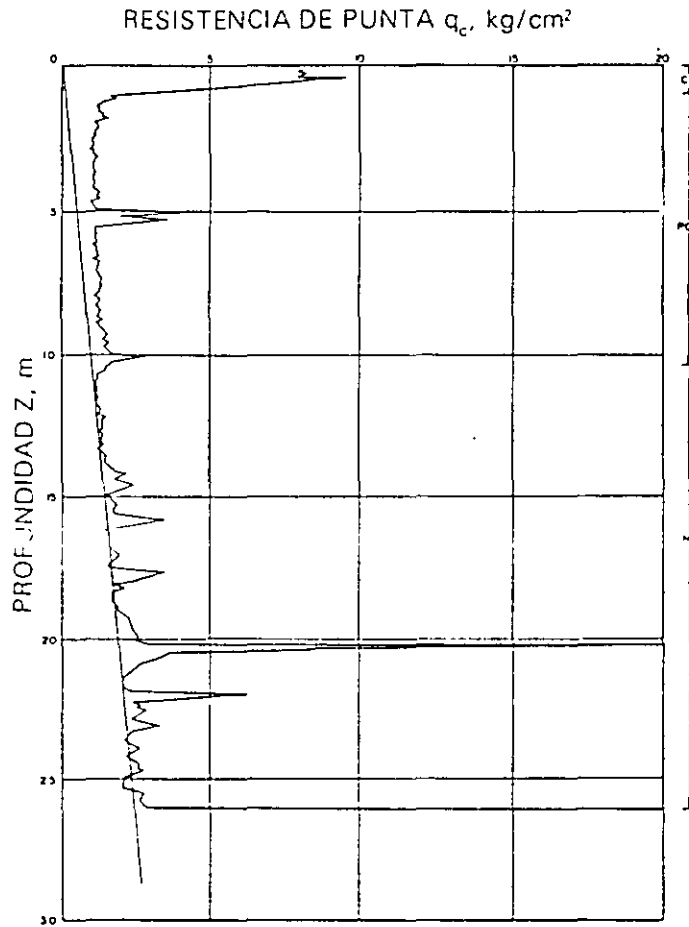


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
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.

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

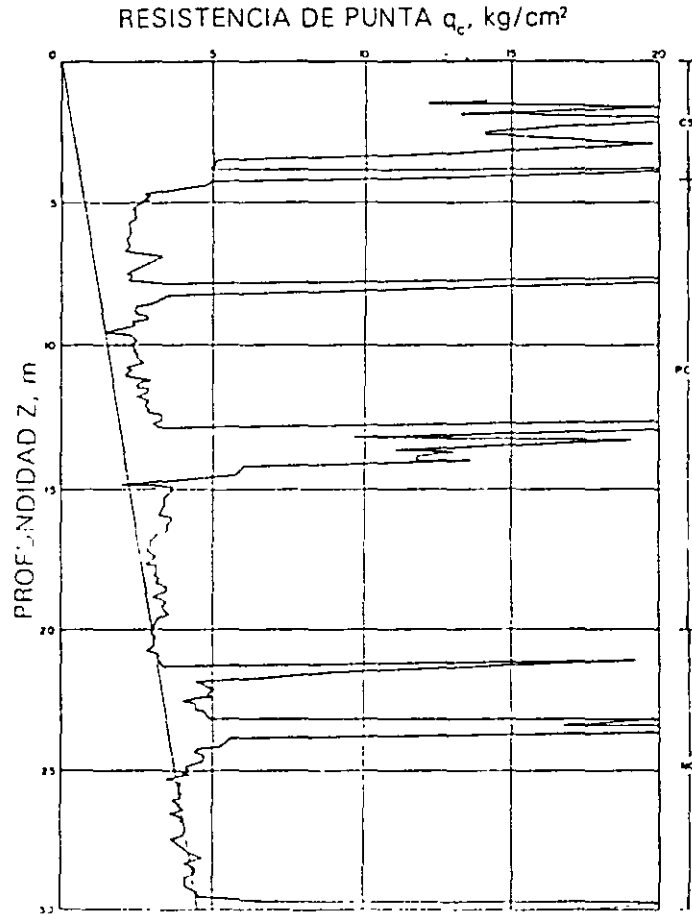


Fig 19 Sonda de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES; LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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.

1.3  
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 ocasionado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

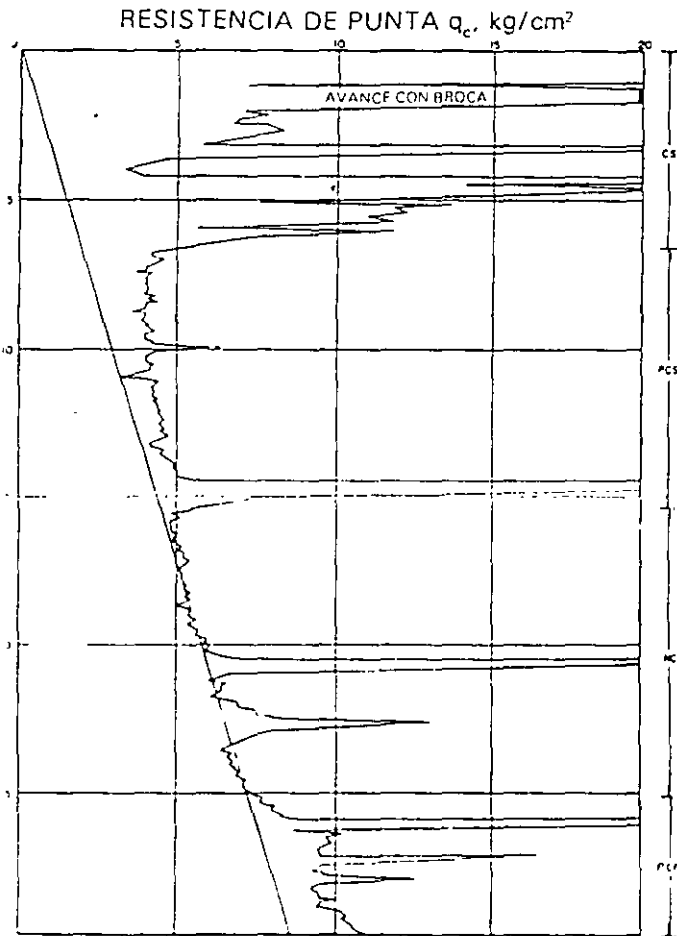


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

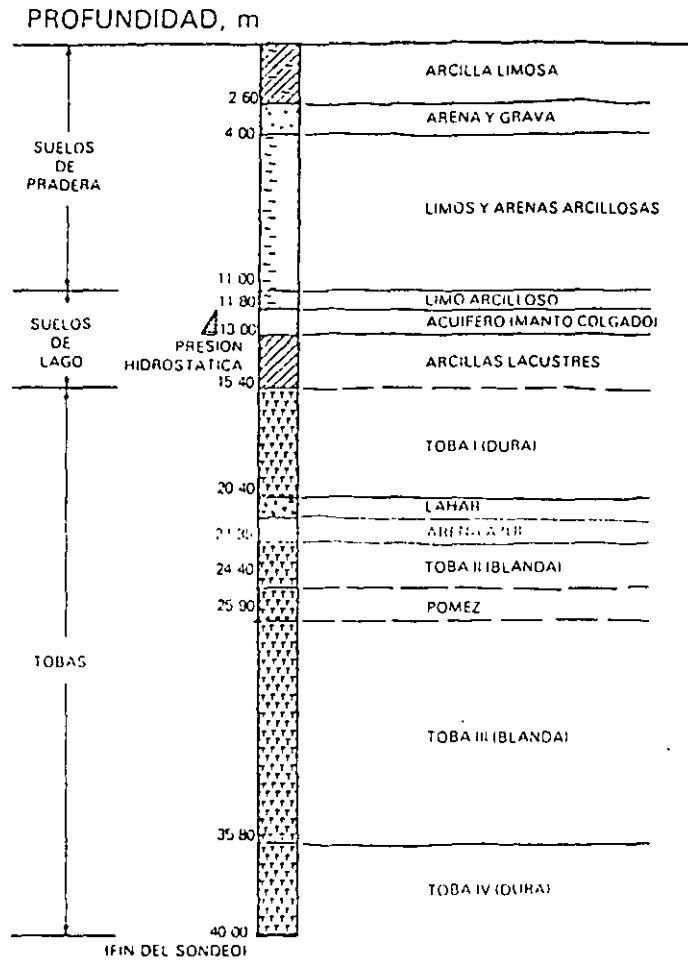


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Capa superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa 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

\*\* Información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

2.1 Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en 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 las zonas 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.

a) 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 barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22)

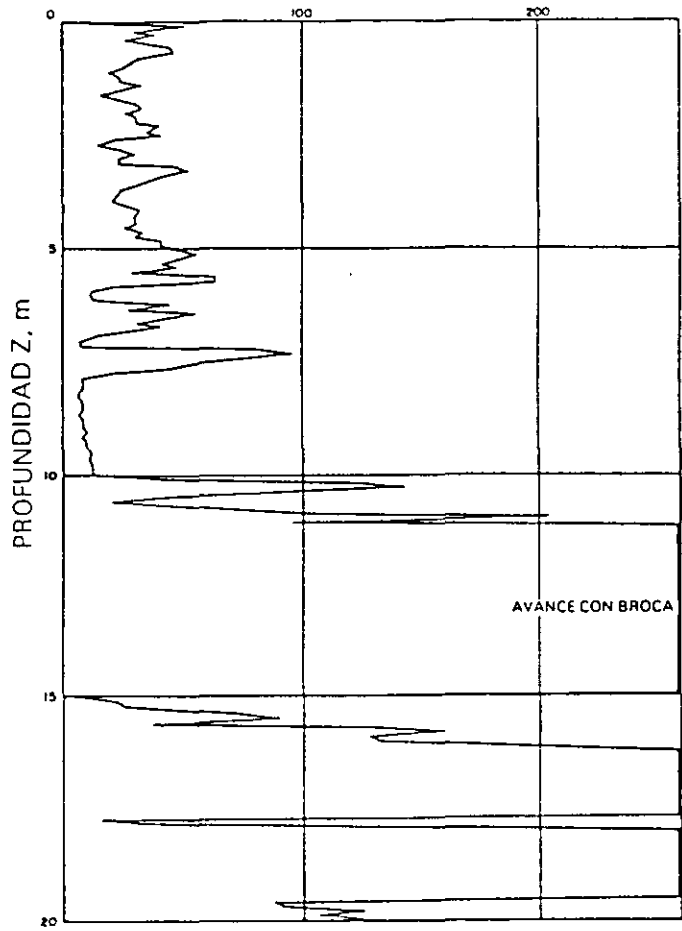


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$\rho$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
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

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interstratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

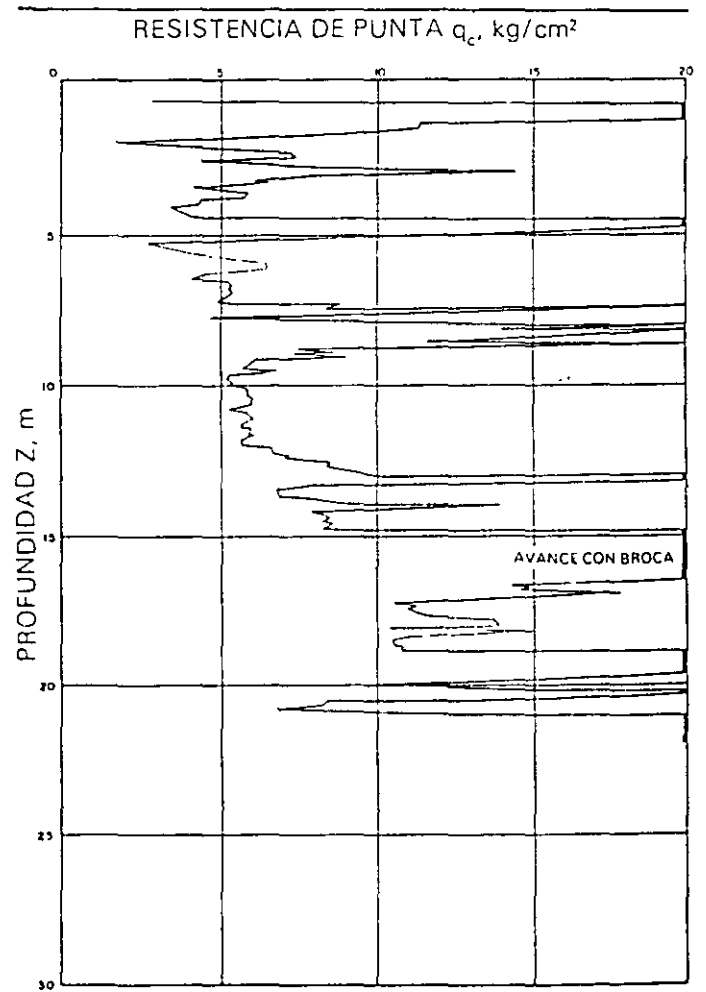


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

### 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 arcillosas.
  - Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos

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

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación 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 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.

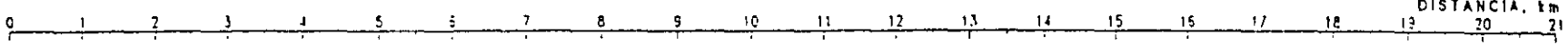
**Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales.** Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción 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.

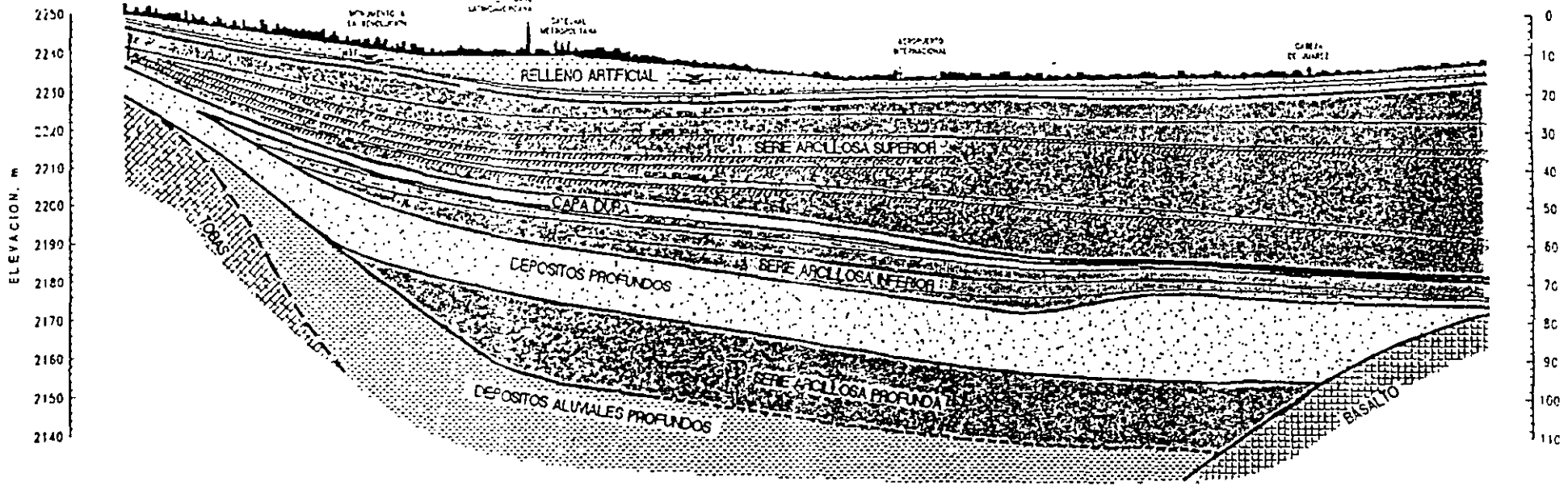
**Basaltos.** Son los pedregales generados por el Xitle (fig. 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

← PONIENTE

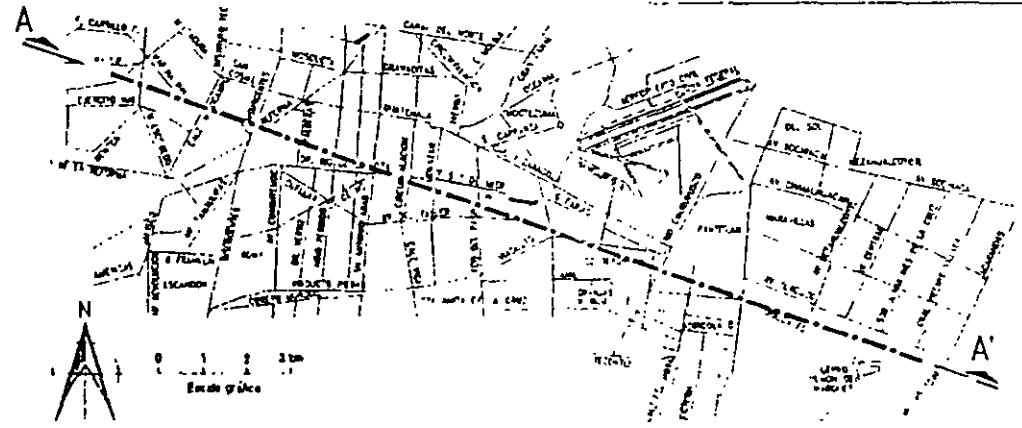
ORIENTE →



ZONA DE TRANSICION --- LAGO CENTRO --- ANTIGUA TRAZA --- LAGO CENTRO --- ZONA DE LAGO VIRGEN



CORTE A - A'



PLANTA DE LOCALIZACION

PERFIL ESTRATIGRAFICO  
CIUDAD DE MEXICO

## 2 Depósitos del lago

---

### 2.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físicoquímica 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.

### 2.2 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 los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

### 2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de



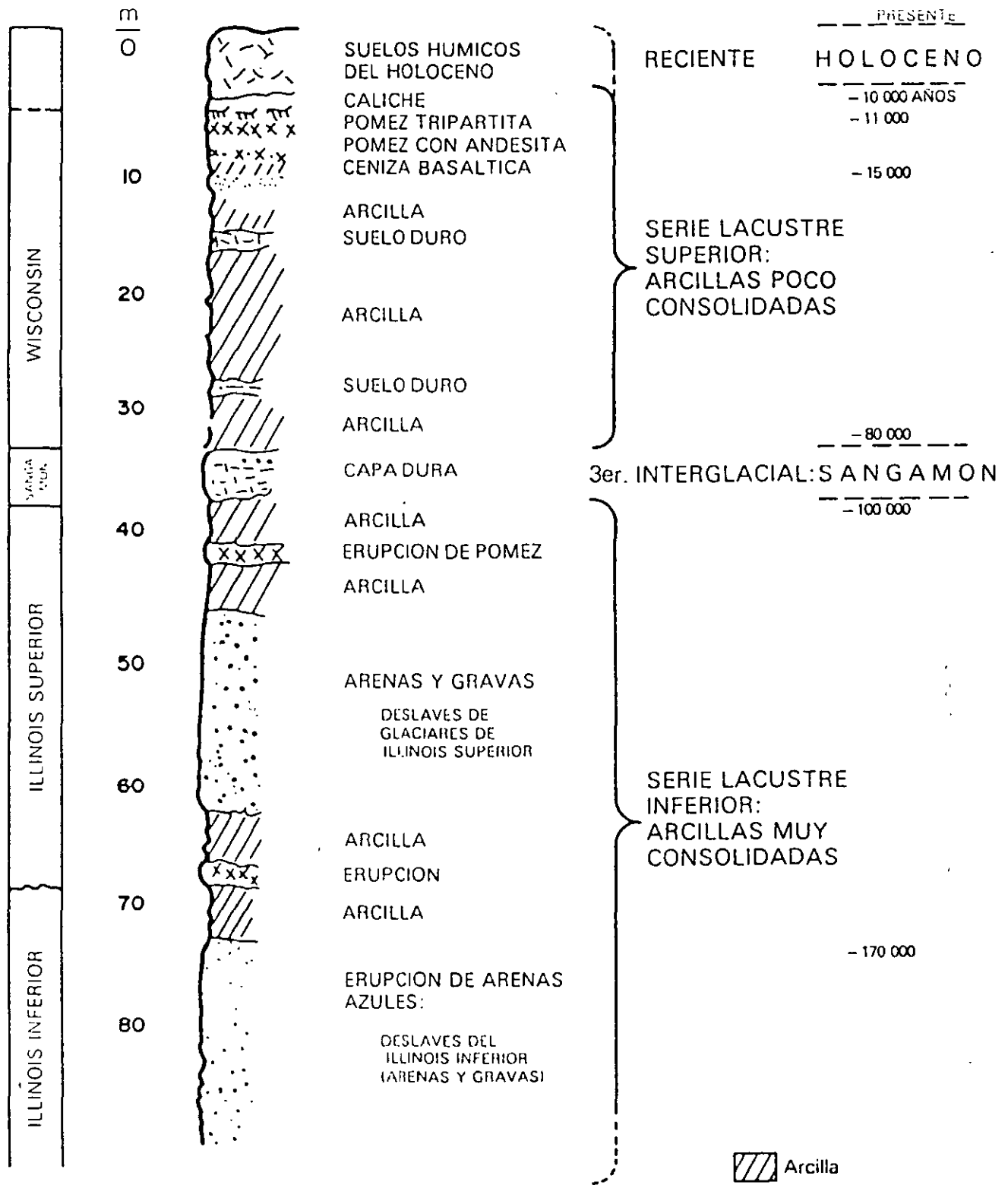


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

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 (ref 1). 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 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) 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 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) 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 6).

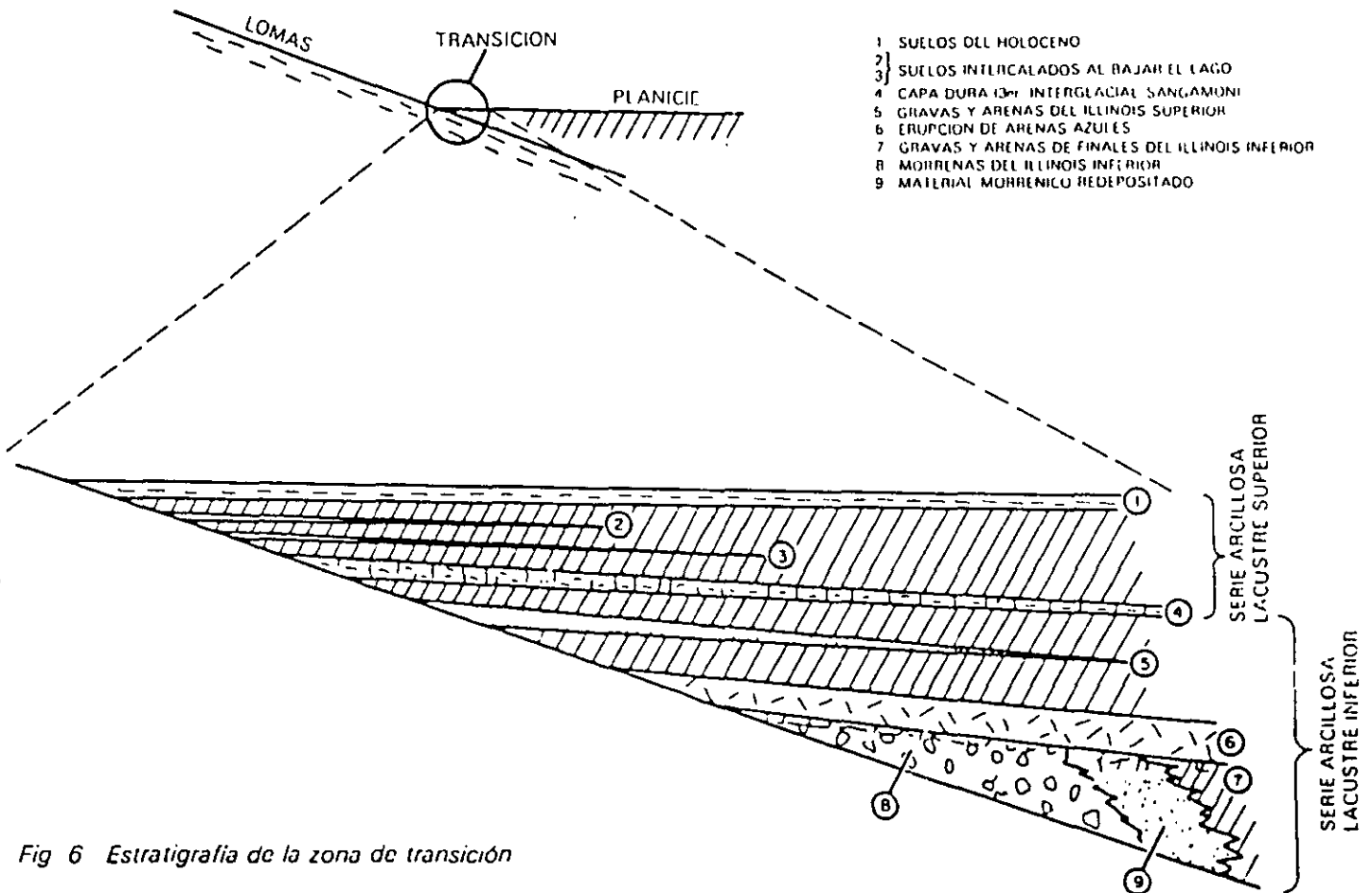


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

En el lago Central, hacia las provincias de San Luis Potosí y Coahuila, 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 interstratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aporreciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

En los depósitos de la zona de transición la estratigrafía 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 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

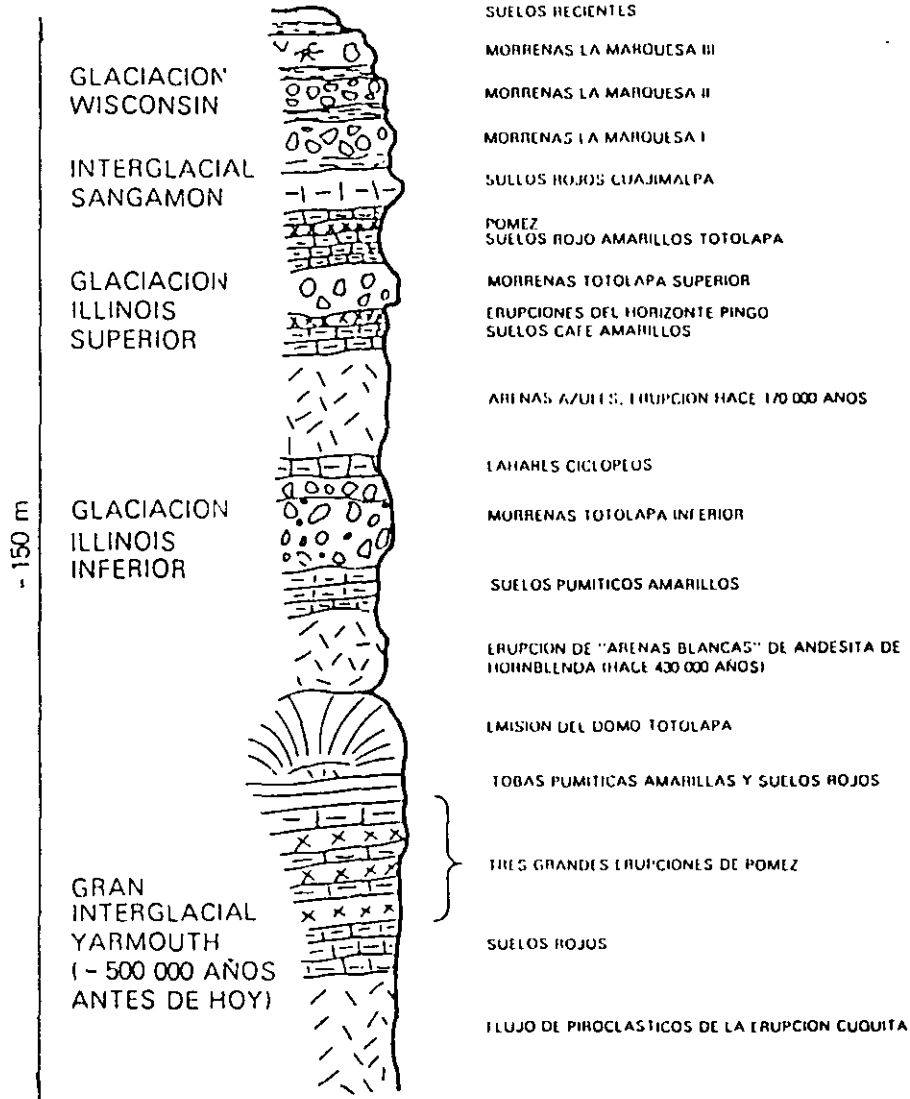


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

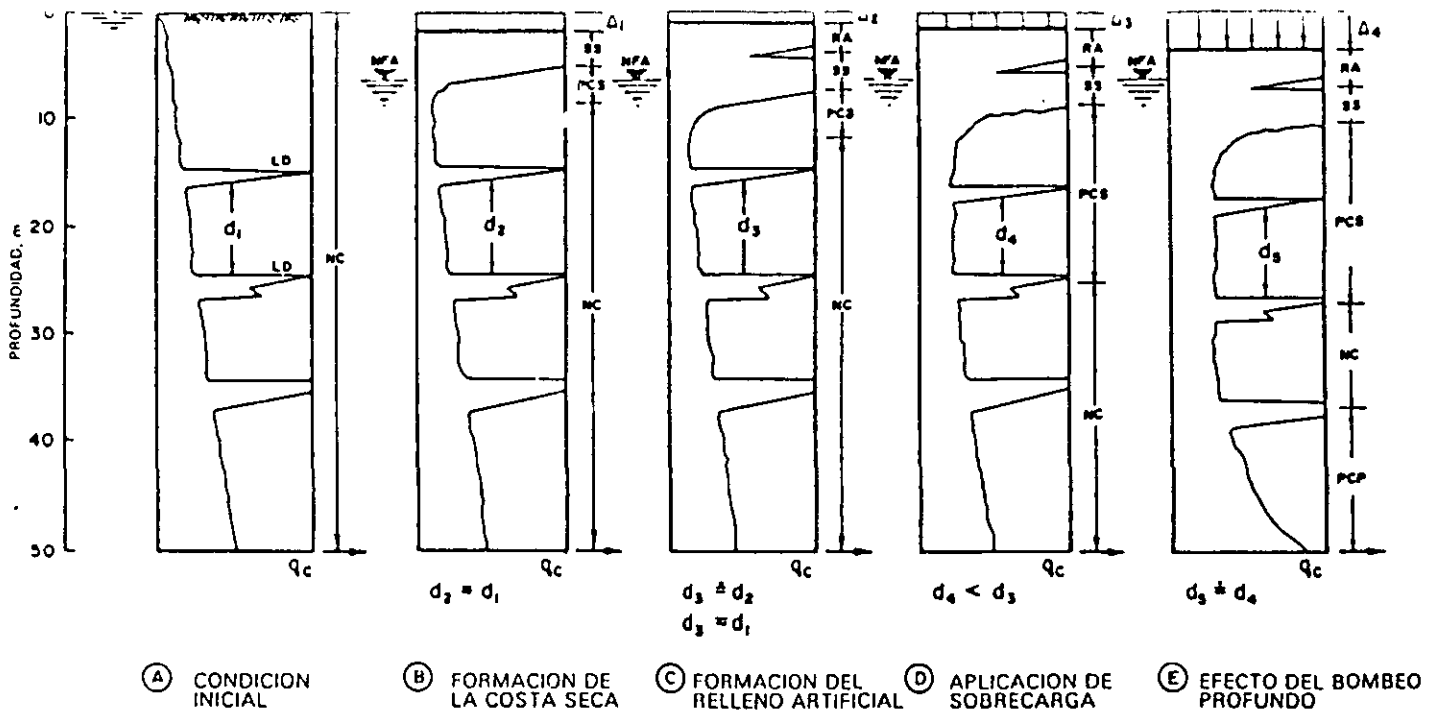


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

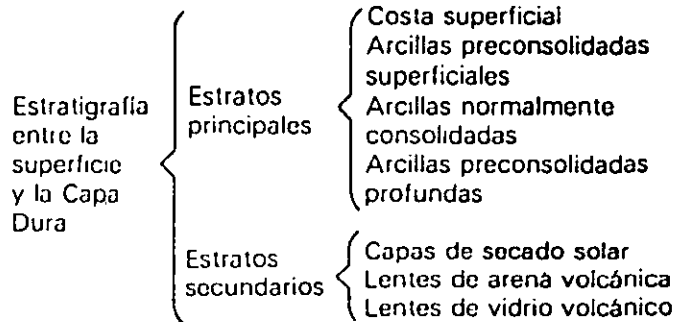
**Relleno artificial (RA).** Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

**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 arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

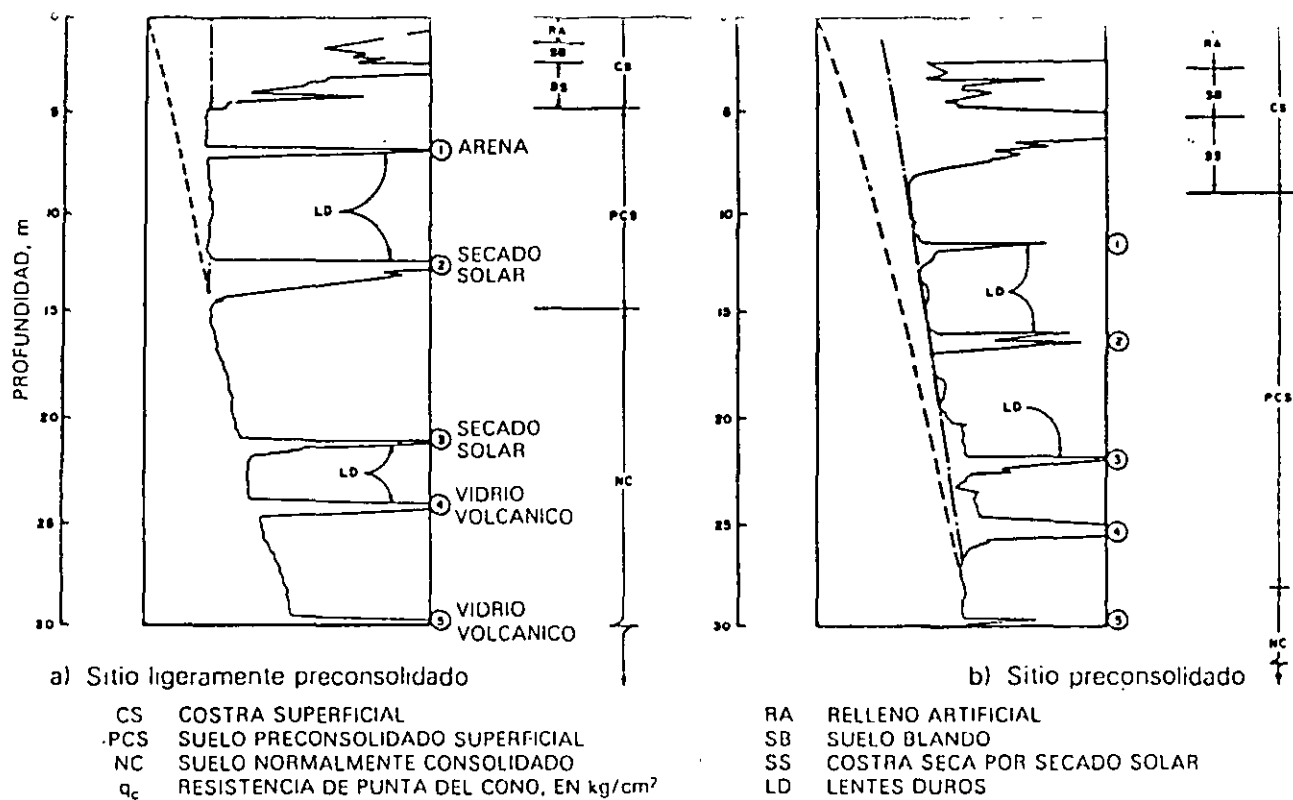


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

**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. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado 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.

**Lenes duros (LD).** Los estratos de arcilla están interrumpidos por lenes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lenes 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 lenes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

**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, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### .3 Depósitos de transición

#### .3.1 Características generales

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.

#### .3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos 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 de río (figs 2 y 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 fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).

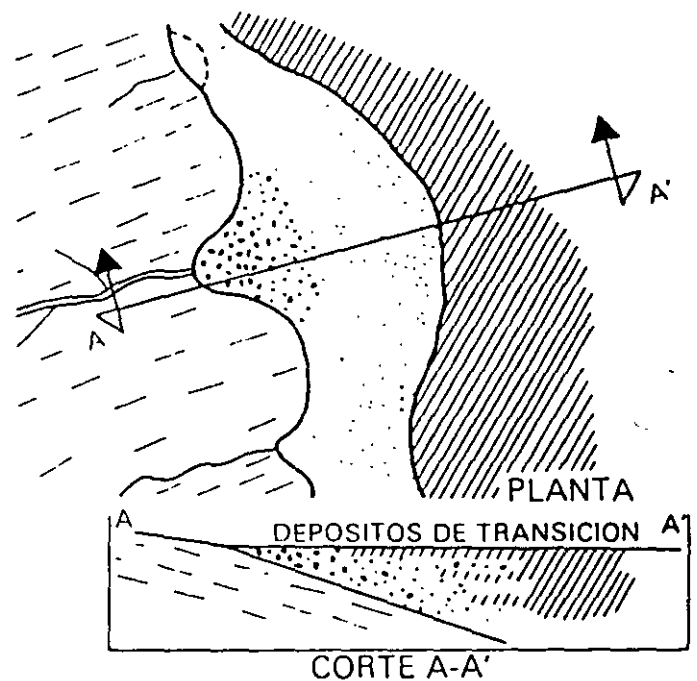


Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pasan a ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

riberas del lago histórico de los totecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

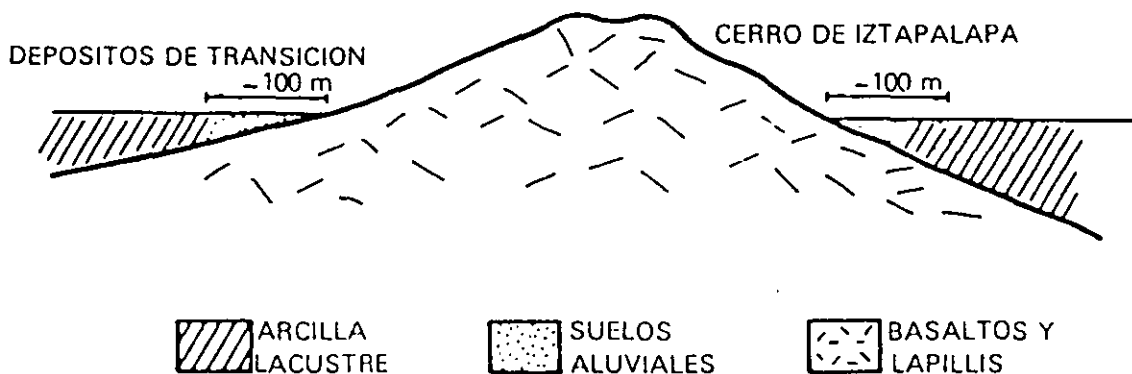


Fig 11 Transición interestratificada angosta

**.3.3**  
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 12). 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.

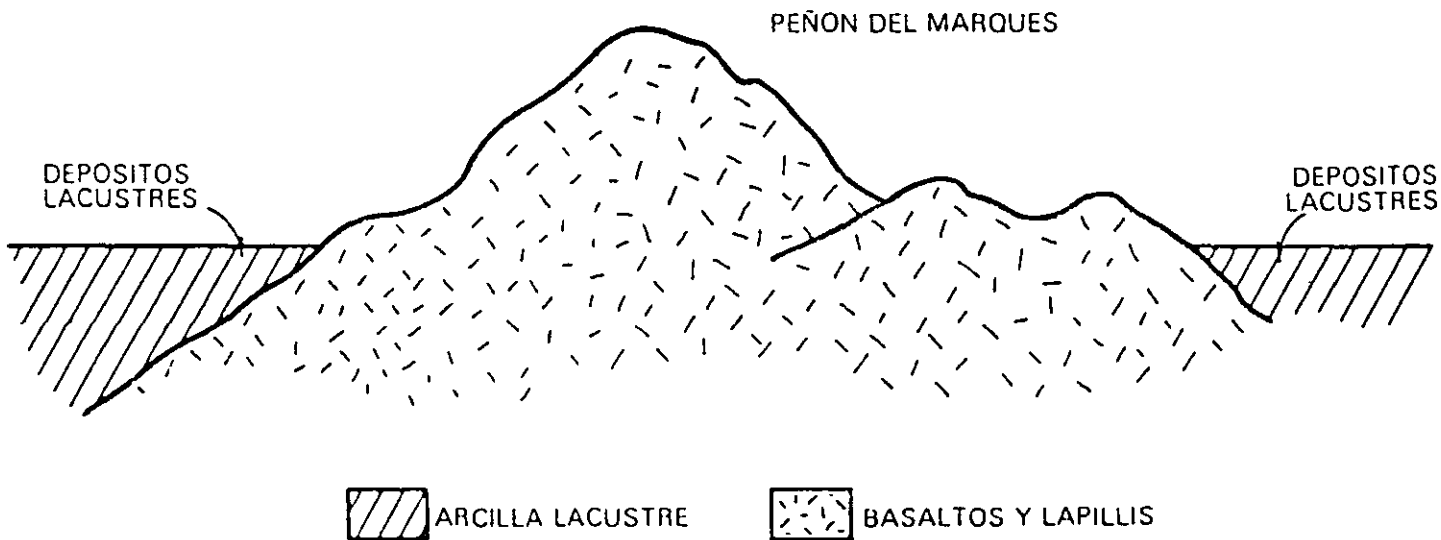


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la zona del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig. 13.

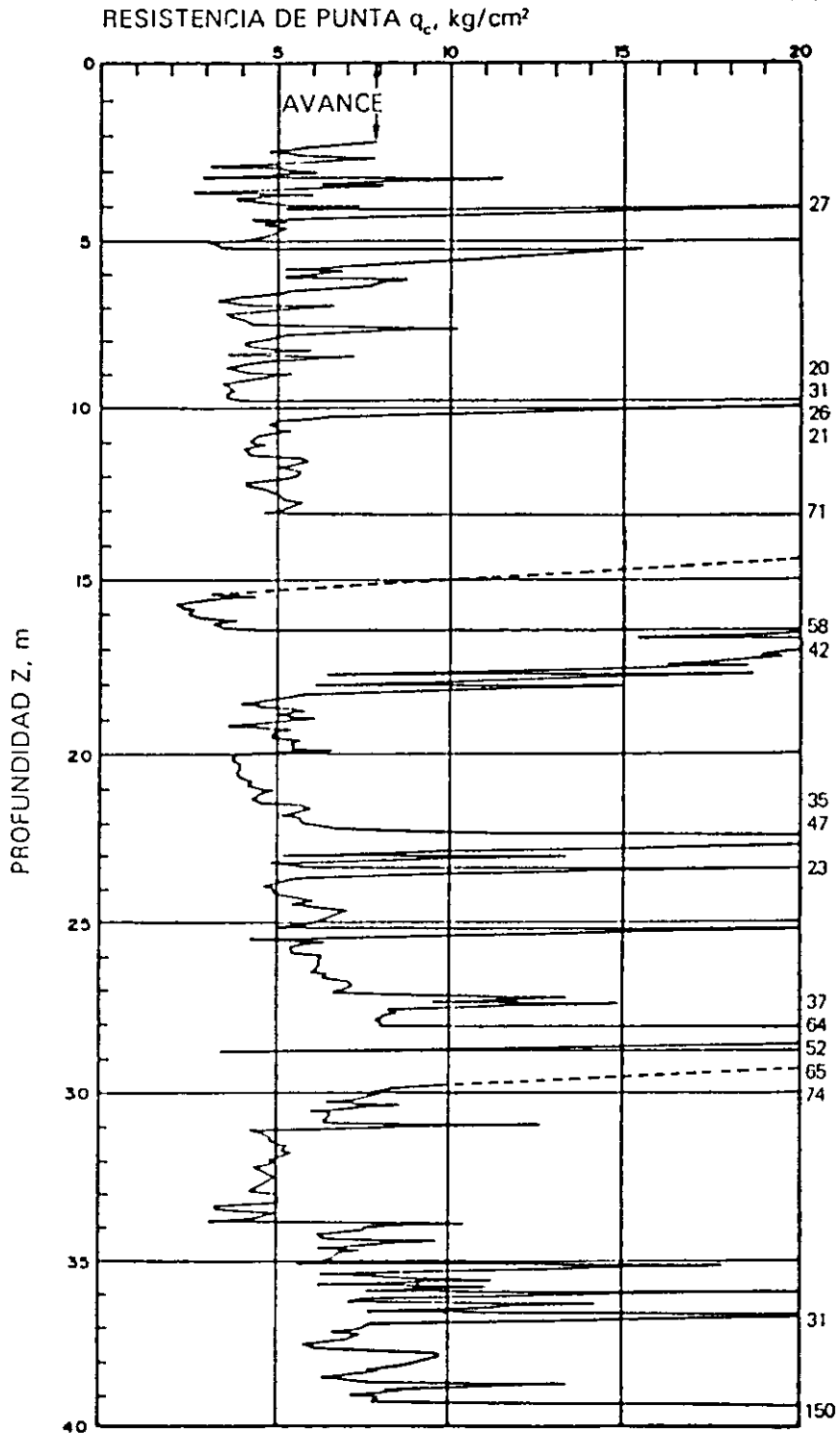


Fig. 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños



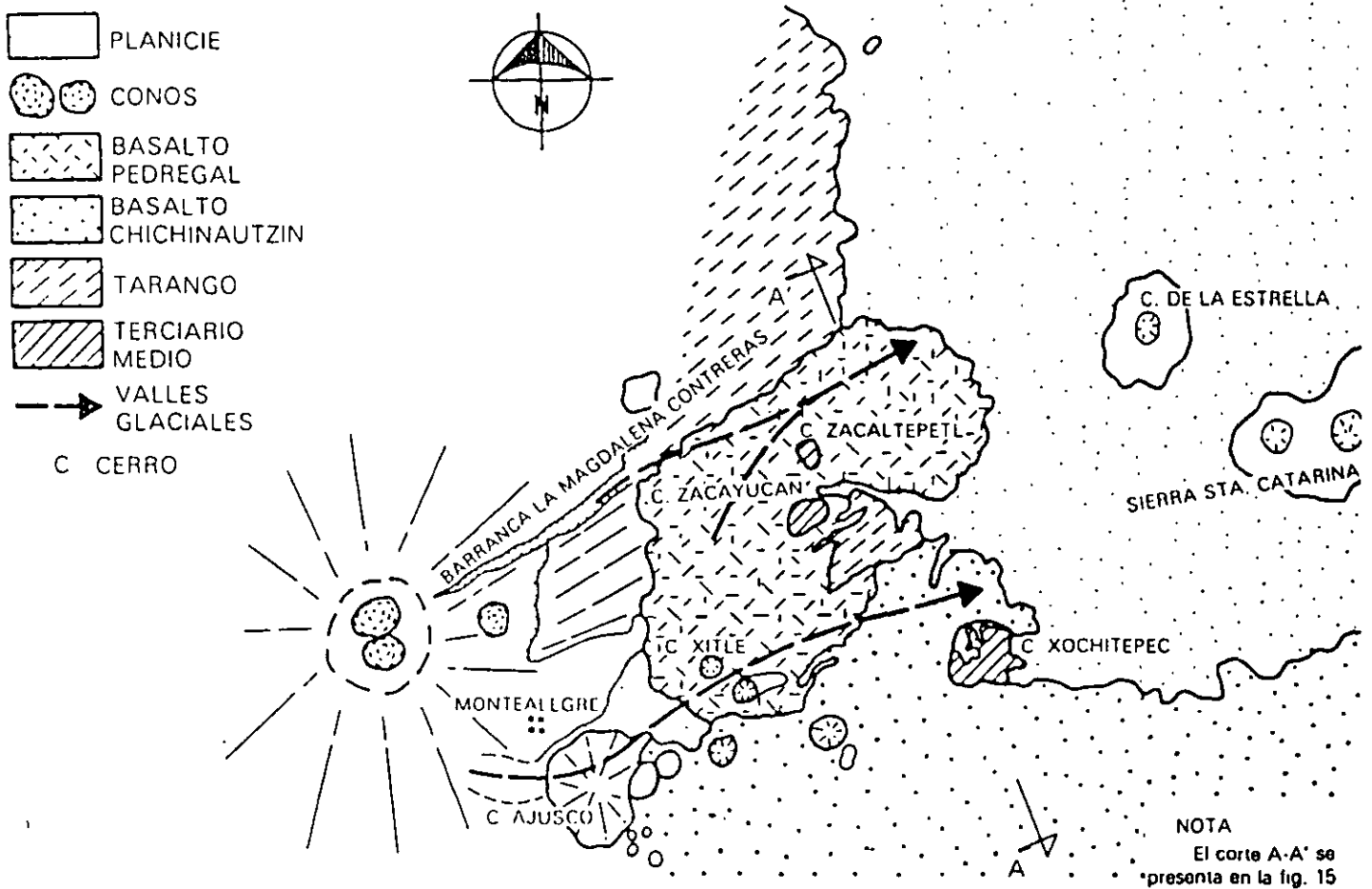


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

## Depósitos de lomas

### 4.1

#### Características generales

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 fluvoglaciales más antiguos.

### 4.2

#### Zona poniente

a) 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 cáoticas 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 cáotica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

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

**Depósitos fluviales.** Correlacionables con la formación cástica 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.

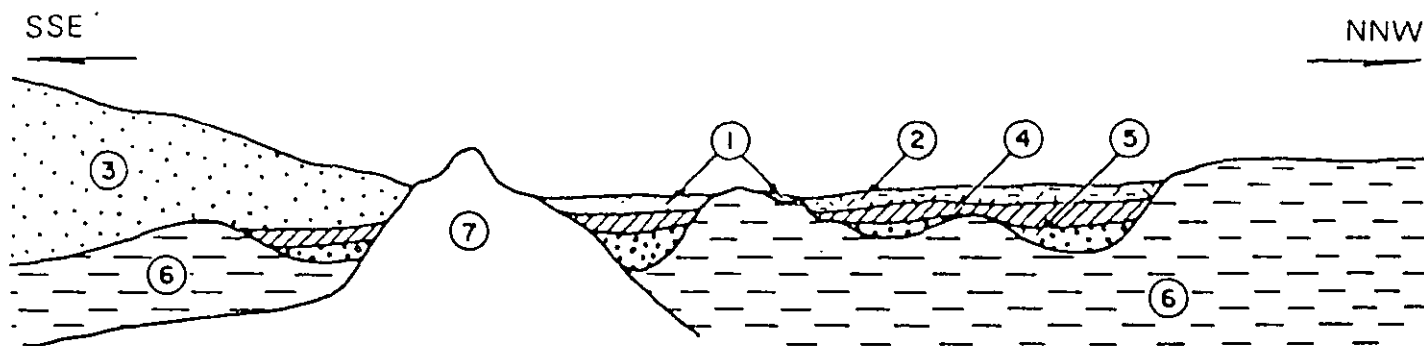
Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona

b) 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 Angel. 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. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su bocera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

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 Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas 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. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.



- |                                       |                            |
|---------------------------------------|----------------------------|
| 1 ALUVION                             | 5 ACARREOS FLUVIOGLACIALES |
| 2 BASALTOS PEDREGAL DEL XITLÉ         | 6 FORMACION TARANGO        |
| 3 BASALTOS CHICHINAUTZIN              | 7 SIERRA XOCHITEPEC        |
| 4 TOBAS, ARENAS Y DEPOSITOS FLUVIALES |                            |

Fig. 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig. 14)

#### 4.3

##### 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 NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtec; 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 Cuauhtec, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. 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 de 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.

### 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.
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

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

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación 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 fluvio-glaciales. Estos depósitos presentan una compactación 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 la descripción 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 (fig. 16), 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. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

# ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; 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.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

.1

## Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de 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.

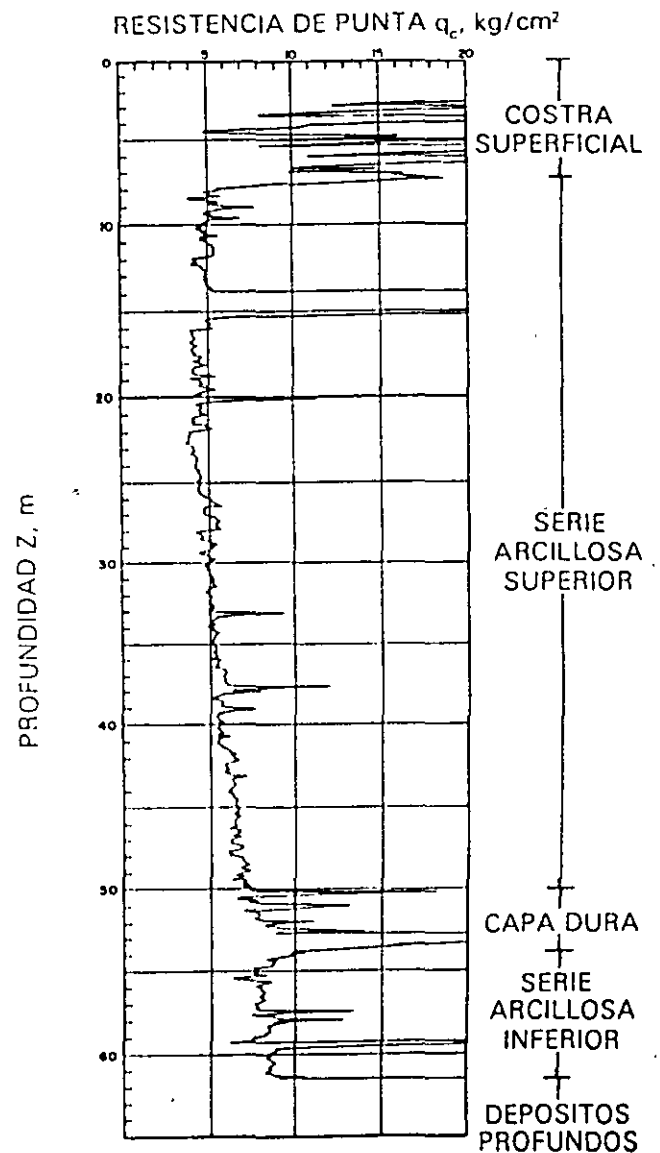


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

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.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen y de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 presentan las propiedades medias de los estratos.

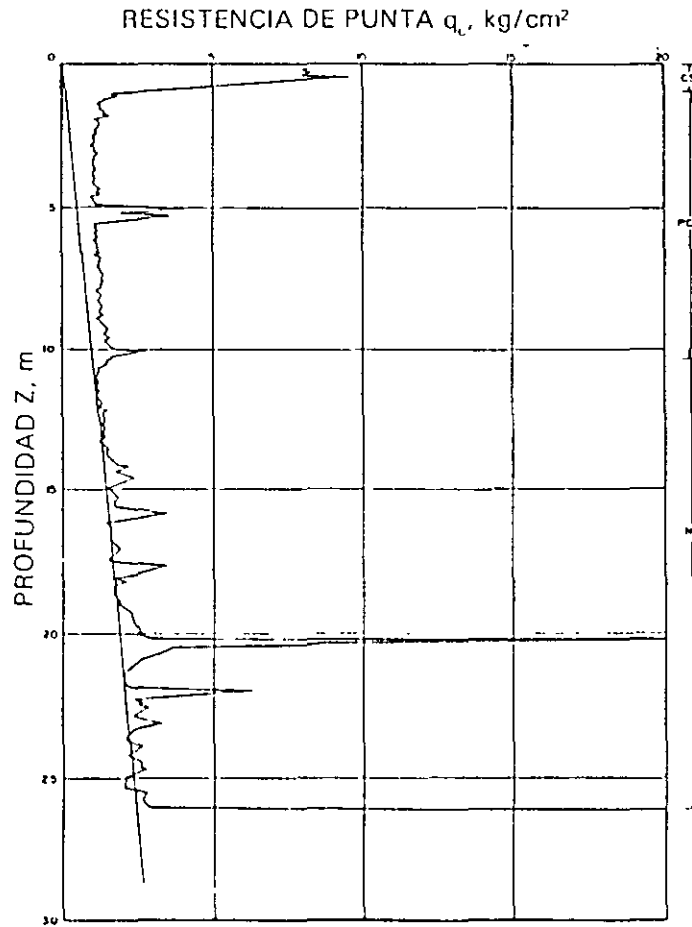


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en $t/m^3$	c, en $t/m^2$	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
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.

1.2  
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 subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

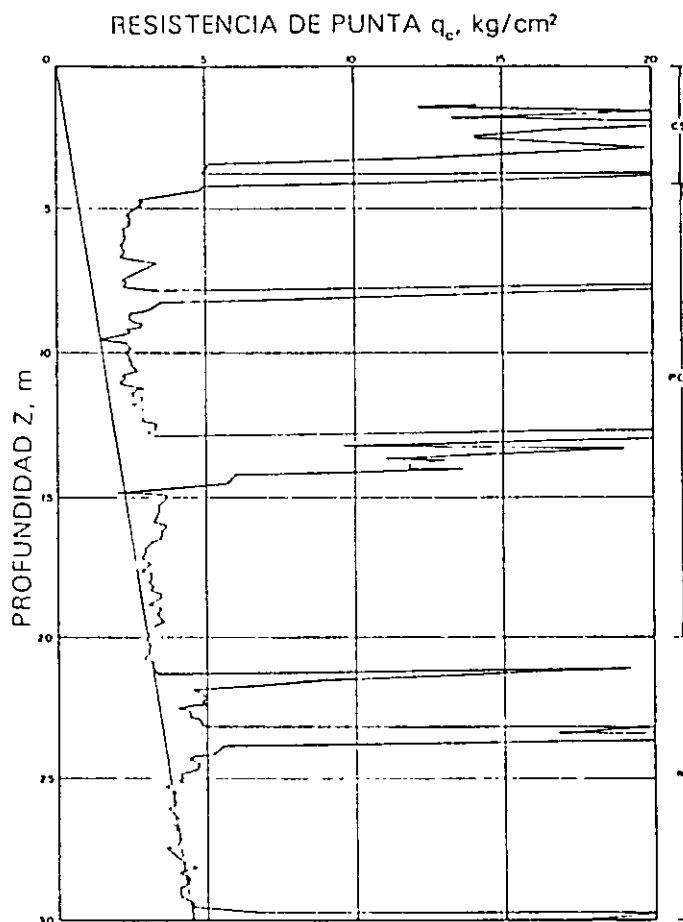


Fig 19 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa 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.

1.3

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: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) 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, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

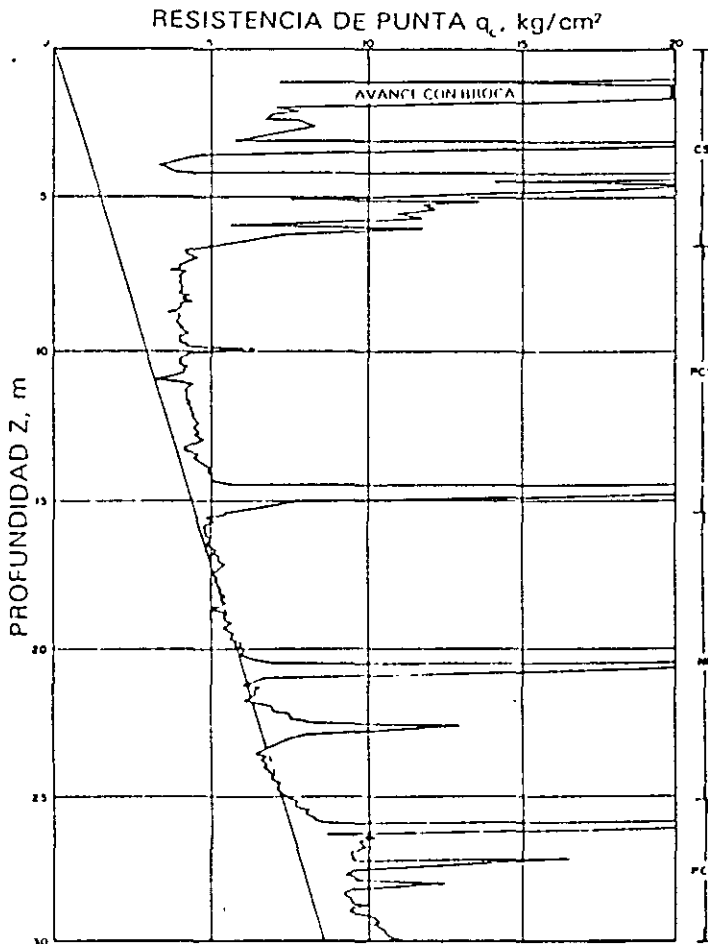


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

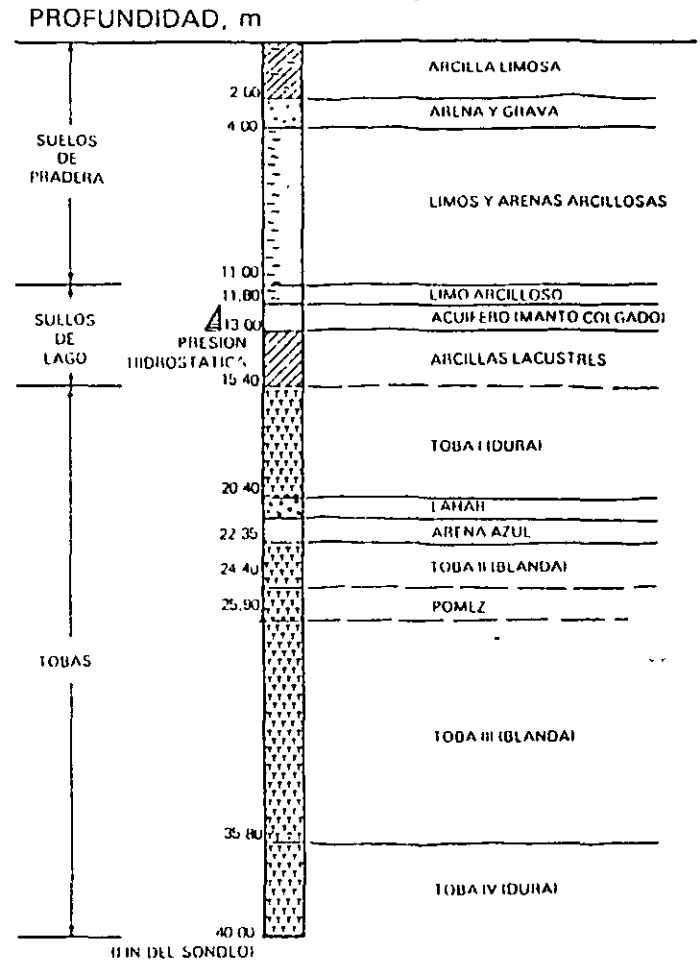


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa 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.



2  
Zona de Transición

2  
nta atificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de las Lomas; en 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 las zonas 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.

a) 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 barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que pertenecen a los depósitos propios de Las Lomas.

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22).

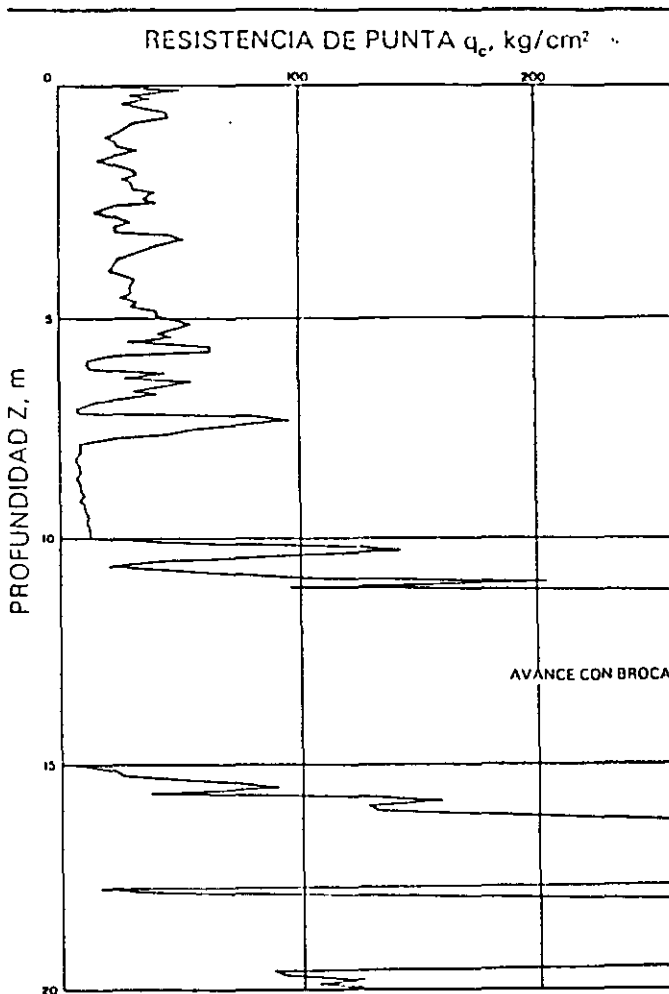


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	$\rho$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Capa 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.

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos 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 o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

## 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 arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

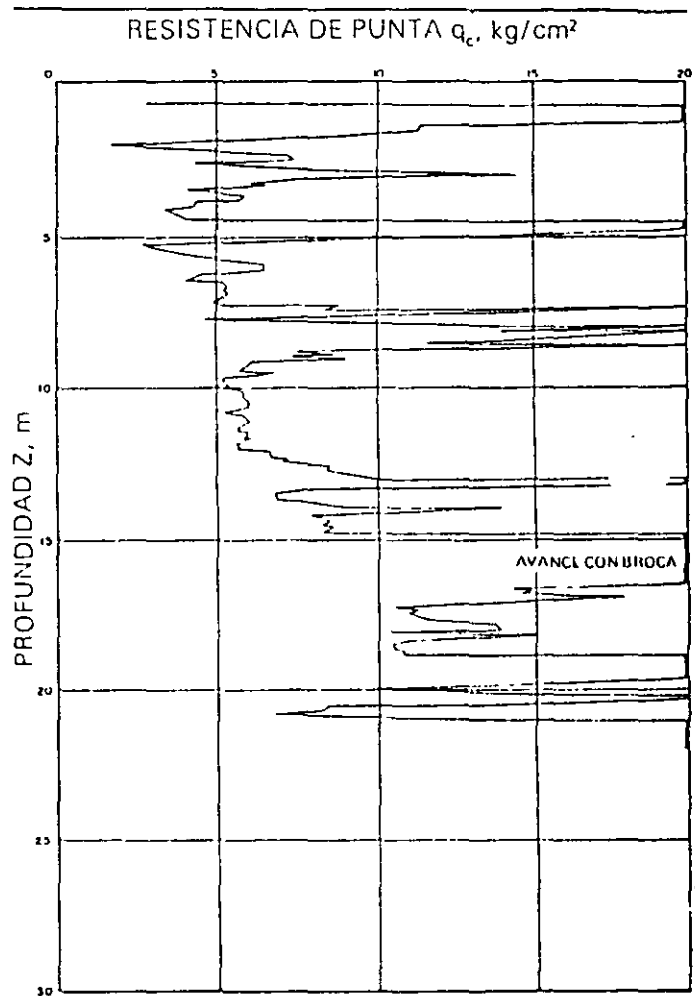


Fig 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

### MÓDULO II CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

#### TEMA

#### PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

**EXPOSITOR: ING. LUIS BERNADO RODRÍGUEZ GONZÁLEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL 2003**

## I INTRODUCCIÓN

Una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentaciones que pueden ser totalmente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración y el diseño de un buen procedimiento de construcción de la cimentación, deberá considerarse como un factor importante, y en ocasiones decisivo en la solución final de la cimentación que se adopte.

## II EXCAVACIONES

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegida, así como de las premisas geotécnicas que deba cumplir.

Son varios los factores que deben tomarse en cuenta para realizar una excavación. A continuación se describen los aspectos más importantes.

### Excavaciones con talud

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se ejecutará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades mecánicas del suelo o roca, de la profundidad de excavación y del tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

### Tipos de falla de taludes

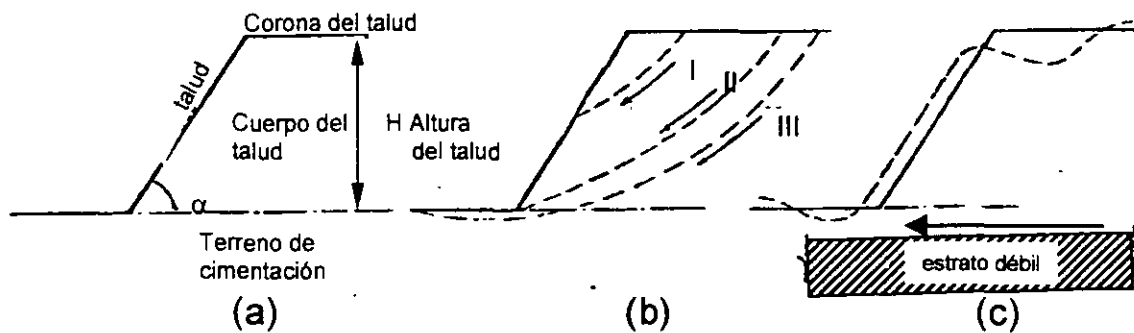
Los tipos de falla más frecuentes que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación
- Fallas por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma un a traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin grandes errores, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 1 se representa la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de fallas.



**Fig. 1 Nomenclaturas y fallas en el cuerpo de taludes**

(a) Nomenclatura

(b) Fallas por rotación: I Local, II Por el pie del talud, III De base

(c) Falla por traslación sobre un plano débil.

### Análisis de Estabilidad

Dependiendo la forma como se considere la longitud de la masa deslizante de un talud, el problema de estabilidad se puede resolver tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional.

### Análisis Bidimensional

Generalmente los análisis normales de estabilidad se consideran como un problema bidimensional; es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande que los efectos en la zona lateral del talud se desprecian. Sin embargo, despreciar los efectos de las zonas laterales del talud es un tanto conservador; por lo tanto este criterio se justifica cuando las excavaciones son muy largas en

comparación con la profundidad de las mismas, es decir taludes cuya longitud sea de 3 a 4 veces mayor que su altura.

Para encontrar la inclinación estable de los taludes, a continuación se presentan los diferentes criterios de análisis de estabilidad de taludes, en función del tipo de suelo.

### Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo puramente friccionante, ( $c = 0$  y  $\phi \neq 0$ ), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar la estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna  $\phi$  del material, que en una arena seca, suelta y limpia, se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo  $\theta$  de inclinación del talud es muy próximo a  $\phi$ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el agua y el viento.

La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de la tangente de los ángulos  $\theta$  y  $\phi$  ( $F.S. = \tan \phi / \tan \theta$ ), basta que tal Factor sea del orden de 1.1 a 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

### El Método Sueco

Bajo el título genérico de "Método Sueco", se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Este Método fue propuesto por el profesor Fellenius en Suecia hacia fines de los años treinta, por lo que también se le conoce como el Método de Fellenius

Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud específico tiene garantizada su estabilidad.

Suelos "puramente cohesivos" ( $\phi = 0$  y  $c \neq 0$ )

En este caso el talud está constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia al corte puede expresarse como:

$$S = c$$

Donde  $c$  es la cohesión del material. Para este caso, el Método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2.

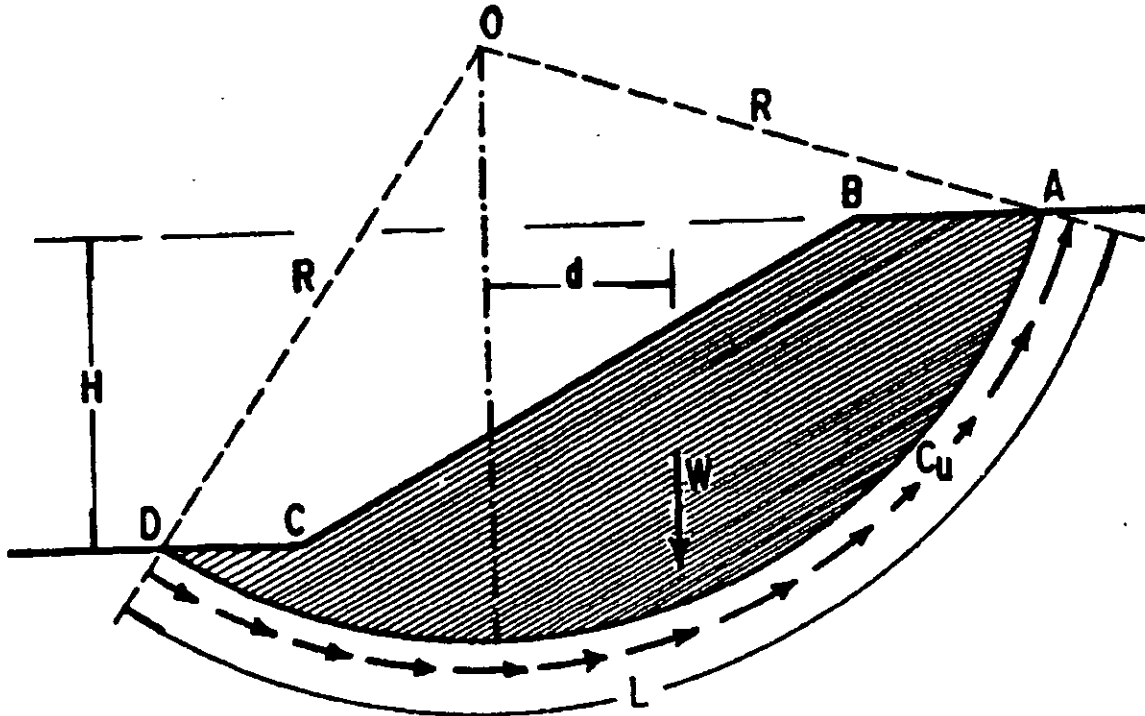


Fig. 2 Aplicación del "Método Sueco" a un talud puramente cohesivo

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio "r". La masa del talud que se movilizará, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada en la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra,

llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal que pasa a través de O, llamado "Momento Motor" será:

$$M_m = W.d$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación con centro en O, llamado "Momento Resistente", será:

$$M_r = c.L.r$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así se define un Factor de Seguridad como:

$$F:S = M_r / M_m = c.L.r / W.d$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un valor del Factor de Seguridad compatible con una estabilidad práctica razonable para taludes de corto plazo.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el Factor de Seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual deberán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros y ver que el Factor de Seguridad mínimo no sea menor que un cierto valor especificado, (que en el caso de taludes temporales puede ser, como ya se dijo, de 1.5) antes de dar el talud por seguro.

Anteriormente, cuando los cálculos se hacían "a pié", era recomendable encontrar primero el círculo crítico que pasara por el pié del talud y posteriormente el crítico que pasara por la base. Hoy en día existen paquetes o soluciones de software para usar en las PC's personales, para encontrar el Factor de Seguridad mínimo en unos cuantos minutos.



Sin embargo, hay que conocer muy bien las premisas y las hipótesis bajo las cuales se desarrollaron esas soluciones de cómputo disponibles en las "tiendas", para no aplicar algún paquete que no represente las condiciones reales del talud que deseamos analizar, pues esto sería sumamente peligroso.

En la práctica, existe el método propuesto por Taylor en 1948 que se ilustra en la figura 2a, en la que se observa que para suelos puramente cohesivos, partiendo de valores como el ángulo de inclinación del talud, la cohesión "c", el peso volumétrico del suelo cohesivo " $\gamma$ " y la altura del talud "H", puede tenerse una idea razonablemente precisa acerca del valor de Factor de Seguridad.

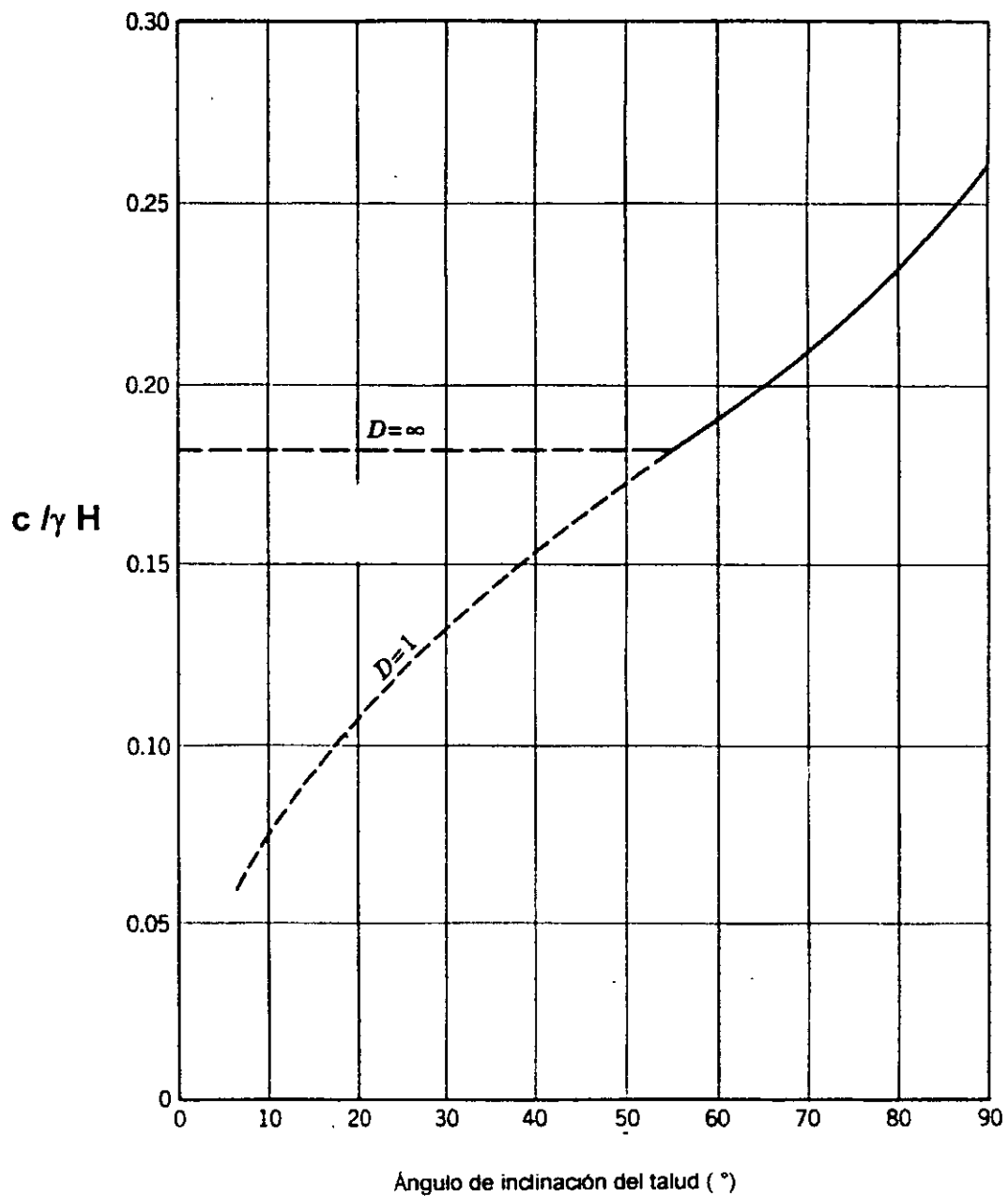


Fig. 2-a Método de Taylor para definir la estabilidad de taludes en suelos cohesivos

Suelos con cohesión y fricción (  $c \neq 0$ ,  $\phi \neq 0$  )

En este caso el talud está excavado y cimentado sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

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

Donde  $c$  es la cohesión,  $\sigma$  es el esfuerzo vertical efectivo y  $\phi$  el ángulo de fricción interna del suelo.

El procedimiento en el que se basan los programas de cómputo para el análisis de la estabilidad, es el de las "dovelas", el cual se expone a continuación.

Definido un círculo de falla, la masa de suelo deslizante se divide en dovelas o "tajadas" verticales, del modo mostrado en la figura 3. El número de dovelas, cuando el análisis es "a pié", queda a elección del analista; es evidente que a mayor número de dovelas, el análisis es más confiable. Sin embargo esta situación ya viene definida en los paquetes de cómputo actuales y dichas soluciones ya consideran dovelas muy delgadas para lograr una buena precisión.

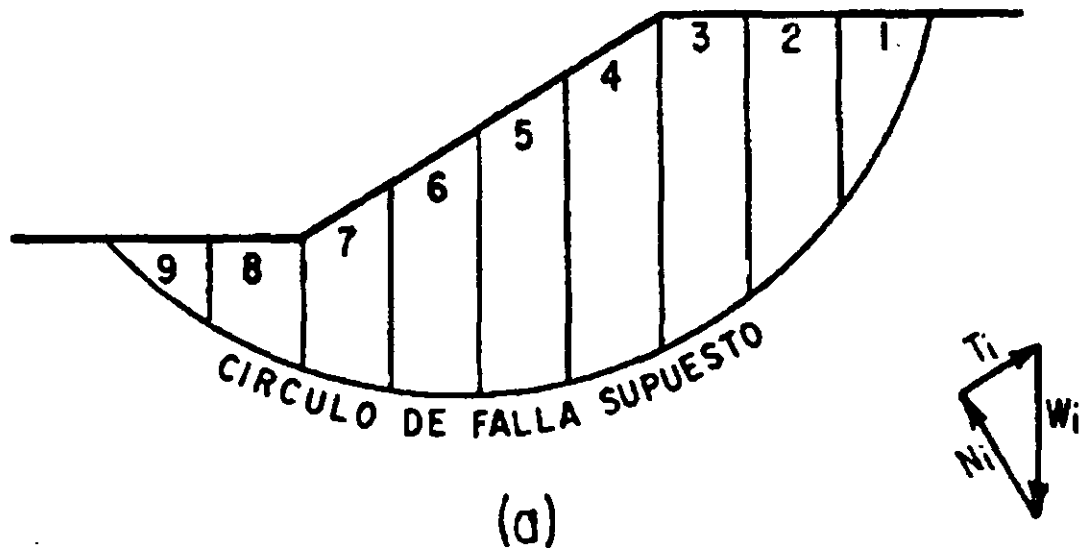


Fig. 3 -a Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

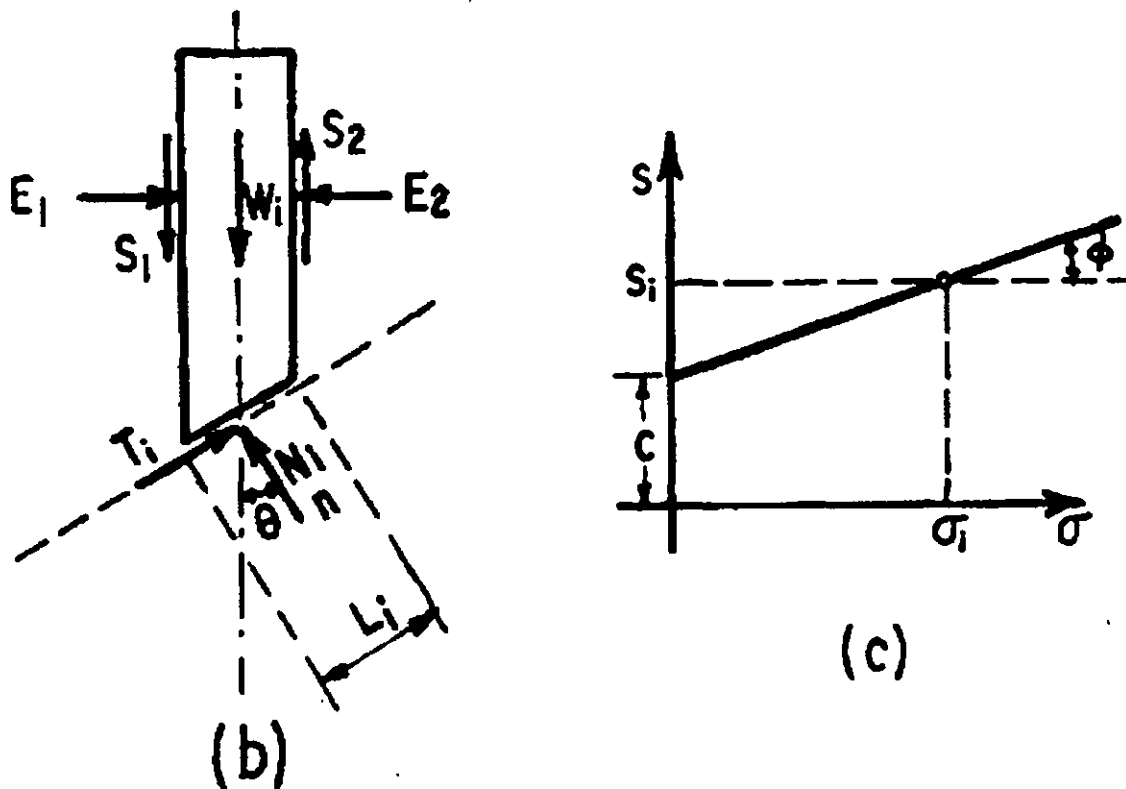


Fig. 3 b Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3,  $W_i$  es el peso de una dovela de espesor unitario. Las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $L_i$ . Las dovelas adyacentes a la estudiada ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y por las tangenciales  $T_1$  y  $T_2$ .

En el procedimiento de Fellenius se hacen las siguientes hipótesis:

- La superficie de falla es cilíndrica
- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido girando sobre el eje del cilindro (centro del círculo).

- Cada dovela funciona independiente de sus vecinas, esto significa que el efecto de las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  se contrarresta, es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales colineales y contrarias. Asimismo, se acepta que el momento producido por las fuerzas  $T_1$  y  $T_2$  es despreciable. Esto equivale a considerar que  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .
- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

El coeficiente  $N_i/\Delta L_i$  se considera una buena aproximación al valor de  $\sigma_i$ , presión normal actuante en el arco  $\Delta L_i$ . Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate, (parte c de la Figura 3) y determinar así el valor  $s_i$  que es la resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco  $\Delta L_i$ .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = r \left| \sum T_i \right|$$

Puede observarse que la componente normal  $N_i$  del peso de la dovela, no produce momento dado que esta fuerza pasa por O, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante  $s_i$  que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = r \cdot \sum s_i \cdot \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el momento motor, puede definirse el factor de seguridad como:

$$F.S. = M_r / M_m = \sum s_i \cdot \Delta L_i / \sum \left| T_i \right|$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con un F.S. mayor o igual a 1.5, es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. Estos tanteos actualmente los hace el programa de cómputo, de manera que es sumamente rápido obtener el Factor de Seguridad mínimo del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce una influencia importante en la estabilidad de este y debe ser tomada en cuenta. En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua  $u_i$  que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del Momento Resistente  $M_r$  considerando las presiones efectivas, es decir, habrá que considerar la ley de resistencia al corte como:

$$s_i = c + (\sigma_i - u_i) \tan \phi$$

Asimismo, es de tomarse en cuenta para el Momento Motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En el caso de los taludes que forman parte de excavaciones temporales, en general, para realizar las excavaciones para la cimentación de las estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud. Por esta razón no se entrará en el detalle de este análisis.

### Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

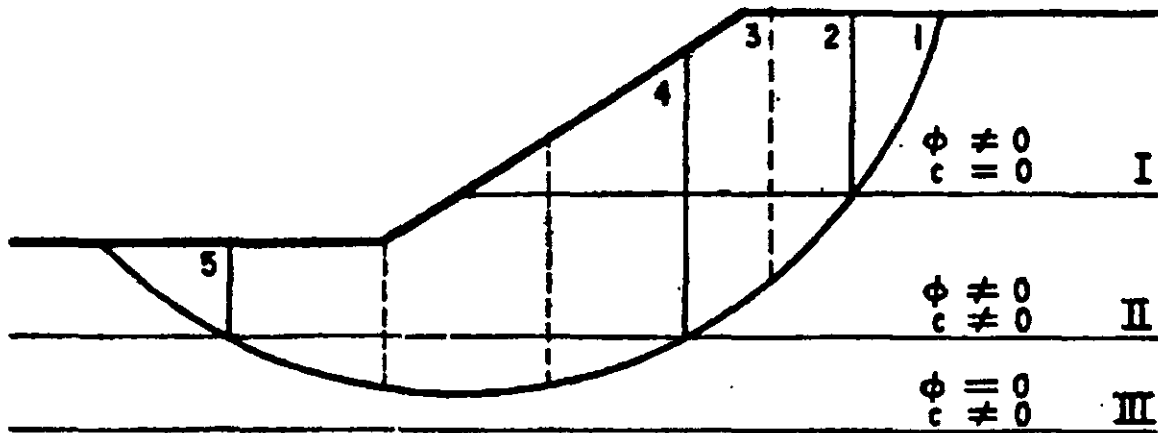


Fig. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura 4 se suponen tres estratos: el I, formado de material puramente friccionante, el II, por material cohesivo friccionante, y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos. Actualmente los programas de cómputo resuelven esta situación.

El peso de cada dovela ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de cada dovela que caiga en cada estrato, por el peso volumétrico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente al estrato III, debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso de "suelos puramente cohesivos".

Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el Factor de Seguridad correspondiente al círculo de falla elegido. Se harán los suficientes tanteos para definir el valor mínimo. Nuevamente se insiste en que estos tanteos se hacen a través de los

programas de cómputo actuales. Al igual que en los casos anteriores, el F.S. no deberá ser menor de 1.5

### Análisis Tridimensional

Como se mencionó anteriormente, los análisis de estabilidad de taludes, generalmente se consideran como un problema bidimensional, es decir, se desprecia el efecto de las caras laterales de los taludes, al considerar una longitud de la masa deslizante grande. Sin embargo, en la realidad hay veces que la masa deslizante tiene siempre una longitud finita y definida, y las fuerzas resistentes que se generan de las caras laterales del talud adquieren importancia, ya que aumentan la resistencia contra el deslizamiento. Esta situación se presenta cuando la longitud del talud es menor que 3 a 4 veces la altura del mismo, por lo que bajo estas condiciones, es conveniente realizar un análisis de tipo tridimensional.

### Suelos puramente cohesivos ( $\phi = 0$ y $c \neq 0$ )

Para este caso existe un método que permite analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, el cual consiste en determinar el momento resistente adicional que aportan las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante, considerando el efecto de la cohesión  $c$  de dichas caras, es decir, como si el talud fallara como un cuerpo rígido cilíndrico con sus bases planas. La expresión para obtener el momento resistente adicional será:

$$M_{ra} = 2[ h_1 b_1 c_1 r_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + h_3 b_3 c_3 r_3 + \dots + h_5 b_5 c_5 r_5 ] / B \quad \text{ó}$$

$$M_{ra} = 2 \sum h_i b_i c_i r_i / B$$

Donde  $h_i b_i$  es el área de la pared del estrato considerado, "c" es el valor de la cohesión del material de cada estrato y "r<sub>i</sub>" es el radio al centroide de la pared de cada estrato de suelo. En la figura 5 se muestran cada uno de esos parámetros.



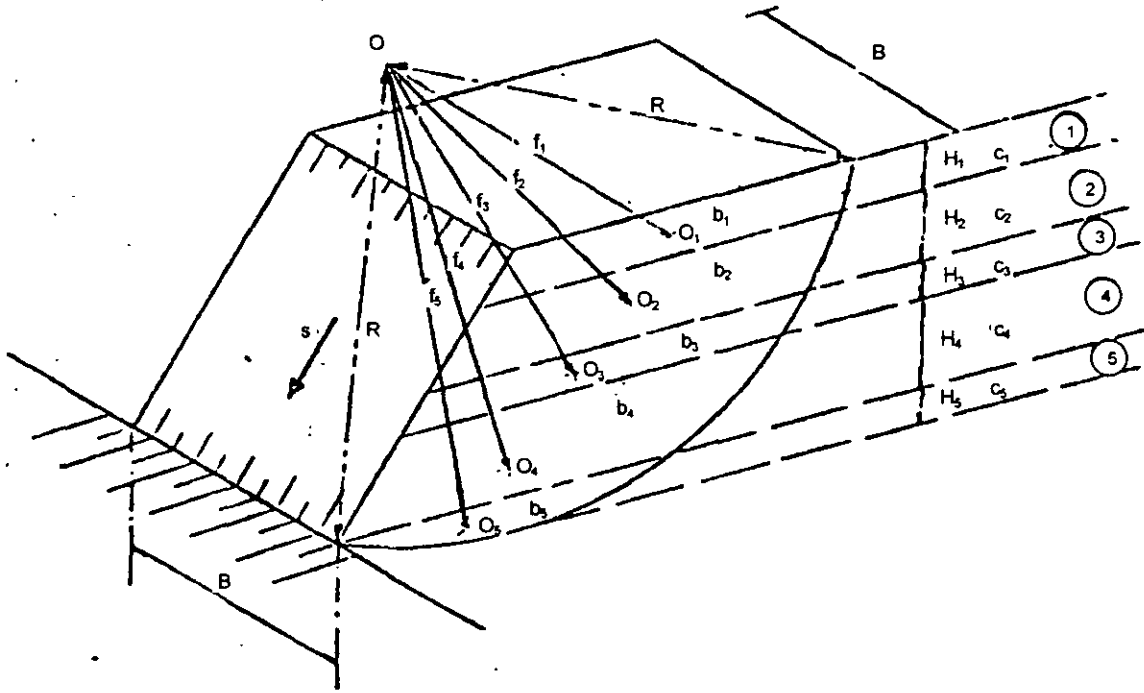


Fig. 5 Falla de un talud tridimensional en suelo cohesivo

Obteniendo el momento resistente adicional debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa deslizante, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional vale:

$$F.S. = [ M_r \text{ bidim.} + ( 2 \sum h_i b_i c_i r_i / B ) ] / M_m \text{ bidim}$$

Suelos con cohesión y fricción (  $c \neq 0$  ,  $\phi \neq 0$  )

Al igual que en los suelos cohesivos, en este tipo de suelos, el método propuesto para analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, consiste en determinar el Momento Resistente adicional que aportan las fuerzas resistentes en las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante. Las fuerzas que se oponen al deslizamiento en las caras laterales son los efectos de la cohesión "c" y del ángulo de fricción interna " $\phi$ " del material; por lo tanto, el momento producido por esas fuerzas será:

$$M_{ra} = 2 [ h_1 b_1 c_1 r_1 + \gamma h_1 k_{01} \tan \phi_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + \gamma h_2 k_{02} \tan \phi_2 + \dots ]$$

$$\dots + h_5 b_5 c_5 r_5 + \gamma h_5 k_{05} \tan \phi_5 ] / B \quad \delta$$

$$M_{ra} = 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{0i} \tan \phi_i) / B$$

Donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del material, " $h_i$ " es la distancia vertical del centro del círculo al punto medio del estrato, " $k_0$ " es el coeficiente de empuje en reposo, " $\phi$ " el ángulo de fricción interna del material. En las figuras 6 y 7 se ilustran los parámetros antes mencionados.

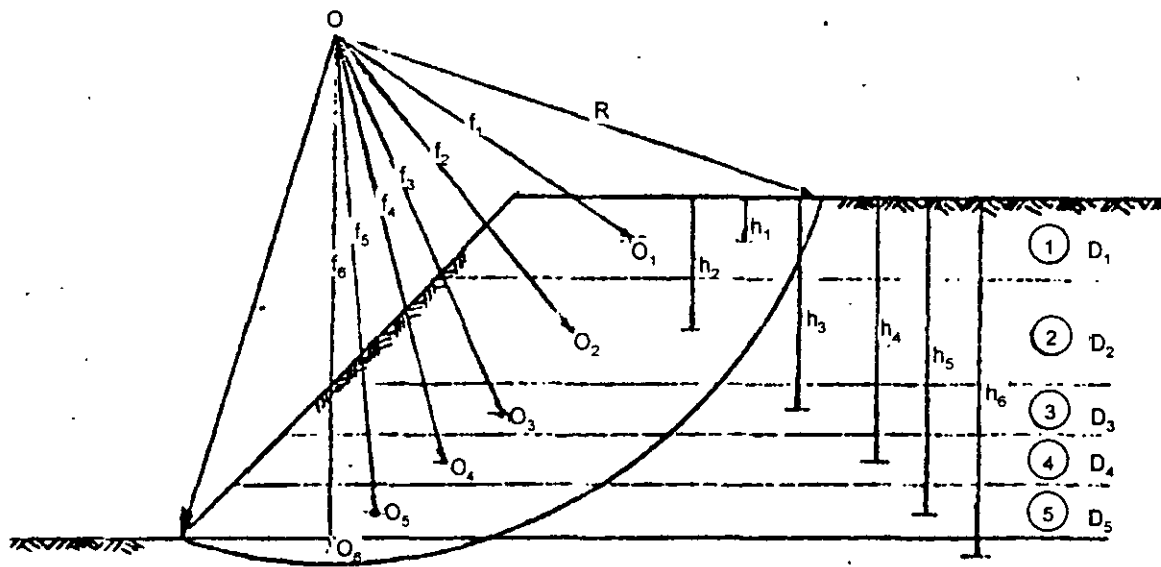
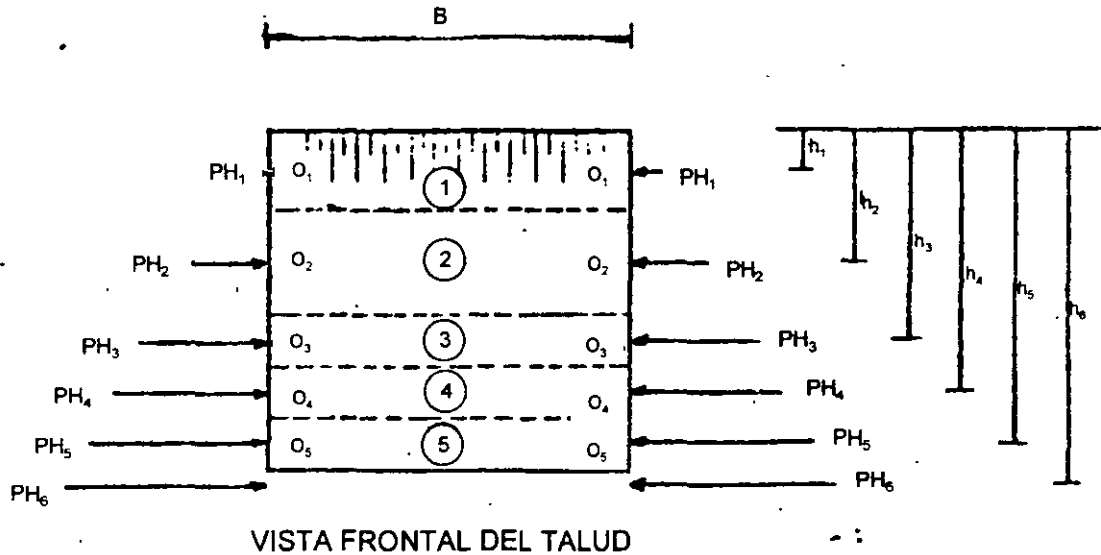


Fig. 6 Falla de un talud tridimensional cohesivo friccionante



Presiones Horizontales

$$ph_1 = \gamma h_1 \cdot k_{o1}$$

$$ph_2 = \gamma h_2 \cdot k_{o2}$$

.....

$$ph_5 = \gamma h_5 \cdot k_{o5}$$

**Fig. 7 Vista frontal del talud, análisis tridimensional**

Definido el Momento Resistente adicional, debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa de suelo deslizante, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional será:

$$F.S. = [ Mr_{bidim} + 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{oi} \tan \phi_i) / B ] / Mm_{bidim}$$

### Efectos sísmicos en la estabilidad de taludes

Para que un talud tenga resistencia dinámica contra deslizamiento por sismo, debe tener un Factor de Seguridad mayor que la unidad contra falla estática. En el análisis de estabilidad bajo sismo, las propiedades mecánicas de los suelos serán las obtenidas a partir de pruebas de laboratorio dinámicas, que generalmente son mayores que las propiedades obtenidas mediante pruebas estáticas. Sin embargo, la resistencia al corte puede reducirse

considerablemente debido a la generación inmediata de las presiones de poro en la masa del suelo provocadas por el sismo.

Para el caso de excavaciones temporales, se considera que hay abatimiento de las presiones de poro del suelo durante la excavación, bajo estas condiciones los efectos de la disminución de la resistencia al corte pueden ser poco significativos. Así, el método de análisis que se considera a continuación, es un método simplificado que permite llegar rápidamente a conclusiones razonables ante la presencia de los sismos.

El método consiste en determinar el Momento Motriz Sísmico "Mms", el cual está dado por la expresión:

$$Mms = f_1 d_1 + f_2 d_2 + f_3 d_3 + f_4 d_4 + f_5 d_5$$

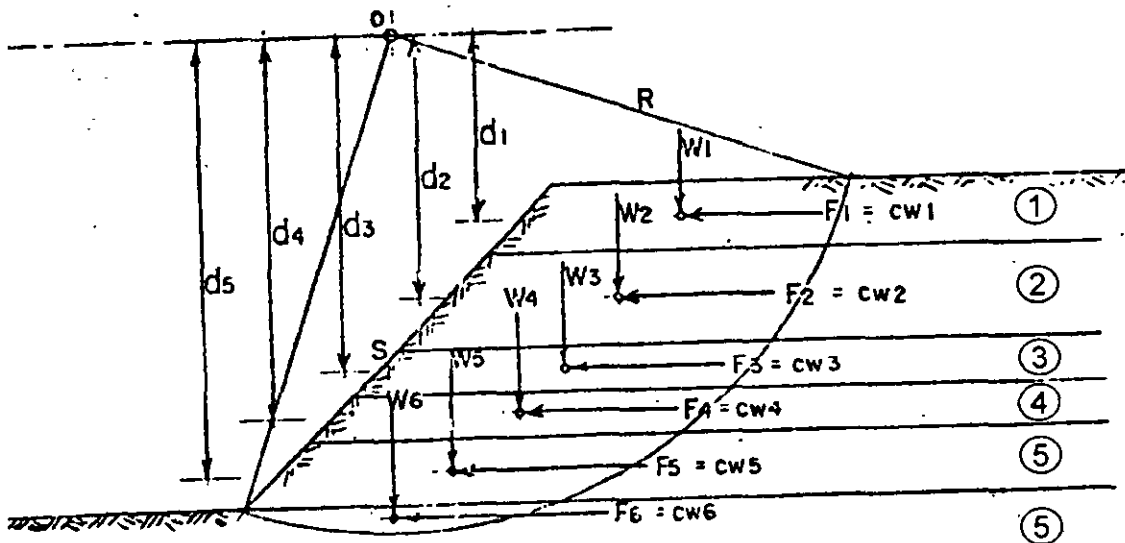
Las fuerzas "f<sub>i</sub>" son las fuerzas de inercia producidas por la acción del sismo sobre la masa de suelo, y valen:

$$f_1 = C_1 W_1$$

Donde C. es el coeficiente sísmico, que depende de la región geográfica donde se excave el talud. Para zonas de sismicidad moderada puede considerarse:  $0.06 \leq C \leq 0.12$  Por tanto:

$$Mms = C \sum f_i d_i = C \sum W_i d_i$$

"W<sub>i</sub>" es el peso de cada estrato y "d<sub>i</sub>" es la distancia vertical entre el centro del círculo de falla y el punto medio del estrato considerado. En la figura 8 se pueden observar los parámetros mencionados.



$F_1 = C_1 W_1$   
 $C = \text{Coeficiente Sismico}$   
 $0.06 < C < 0.12$   
 $M_{\text{motriz sismico}} = C \sum W_i d_i$

Fig. 8 Efectos del sismo en la estabilidad de un talud.

Finalmente, el Factor de Seguridad contra deslizamiento del talud, tomando en cuenta el efecto sismico será:

$$F.S. = M_{\text{resistente}} / (M_{\text{motriz}} + C \sum W_i d_i)$$

### Efecto de una sobrecarga en la estabilidad de taludes

En el análisis de estabilidad de taludes es muy importante tomar en cuenta la presencia de sobrecargas sobre la corona del talud, estas sobrecargas pueden ser del tipo de cargas permanentes de una cimentación vecina, de un almacenamiento o bodega vecinos o del peso propio del equipo de construcción que transita sobre el hombro del talud.

### Sobrecarga por cimentaciones vecinas

Deberá revisarse cuál es el tipo de cimentación sobre el que se sustentan las estructuras vecinas al talud, las cuales pueden ser zapatas aisladas, zapatas continuas, cajones de cimentación o

incluso cajón de cimentación con pilotes. En el caso de los pilotes, la estabilidad del talud será poco influenciada, ya que los pilotes de las estructuras vecinas transmiten la carga vertical a estratos de suelo más profundos.

En las figuras 9a, 9b, 9c y 9d, se muestran las posibilidades de la presencia de sobrecargas. En el primer caso, la sobrecarga transmitida por zapatas aisladas o continuas, produce un momento adicional al Momento Motriz que proporciona la masa de suelo. El Momento por esta sobrecarga "Ms", puede valuarse como:

$$M_s = (P_1 / B_1) d_1 = q_1 d_1$$

Las literales tienen el significado mostrado en la figura 9a. La carga "q" puede darse en ton/m<sup>2</sup> o en ton/m según sea la zapata aislada o corrida. El Momento motor del Factor de Seguridad crítico se deberá incrementar en el valor dado por Ms.

En el caso del cajón de cimentación, figura 9b, la sobrecarga deberá calcularse a partir del peso total de la estructura "W", considerando únicamente el peso propio y las cargas permanentes, divididas entre el ancho total del cajón "B", (aunque una parte del cajón se ubique fuera del área de influencia del círculo crítico). Esta sobrecarga "q= W/B" es la que producirá el momento Ms que habrá que añadir al Momento Motor que corresponda al Factor de Seguridad crítico, El brazo de giro "d" de la sobrecarga "q" deberá considerarse a la parte media del ancho total de la cimentación, pues se considera que el cajón es una cimentación rígida.

El Momento de sobrecarga "Ms" que habrá que sumar al Momento Motor del Factor de Seguridad crítico será entonces:

$$M_s = q d = (W/B).d$$

No hay que olvidar que la masa de suelo deslizando en este caso, debe considerarse descontando el volumen que ocupa el propio cajón de cimentación para todos los círculos analizados. Esta situación debe ser revisada cuidadosamente para ver si es tomada en cuenta por el paquete de cómputo que se esté utilizando, o hacer el análisis de tanteos "a pie".

En el caso de una sobrecarga proporcionada por el peso de productos almacenados en el piso de una bodega, almacén o nave industrial vecina al talud, figura 9c, el Momento Motor debe incrementarse por el valor del momento "Ms" que produce esta sobrecarga el cual estará dado por:

$$M_s = q \cdot d$$

Donde "q" es la sobrecarga en el tope del talud en ton/m<sup>2</sup>.

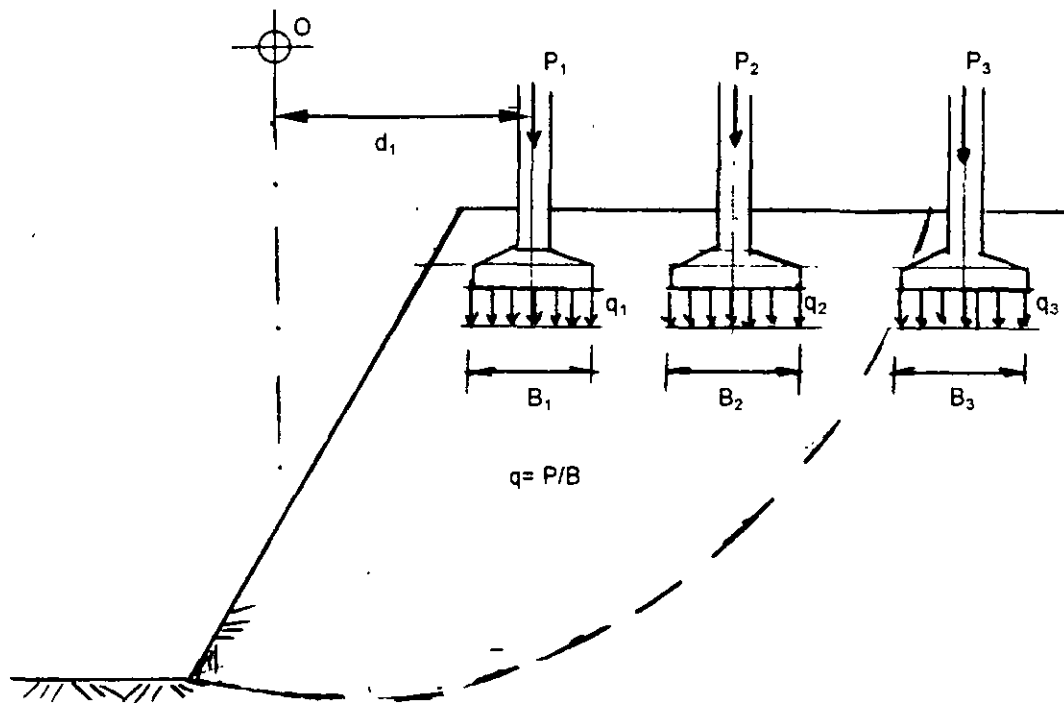
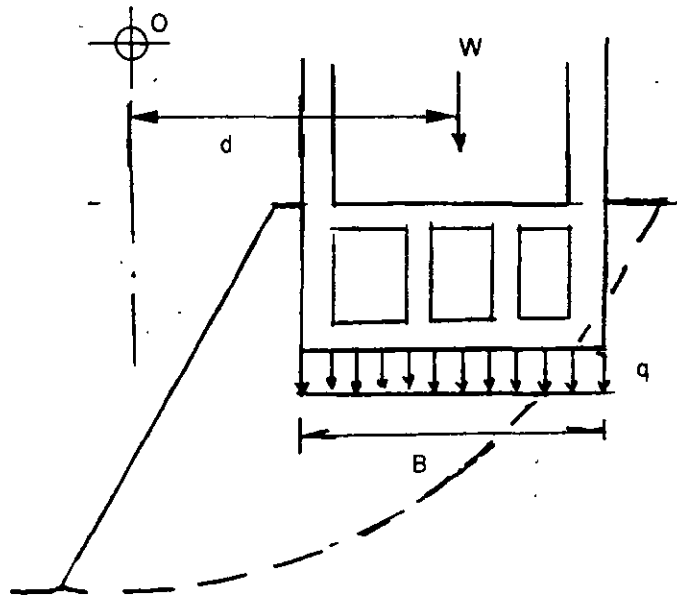
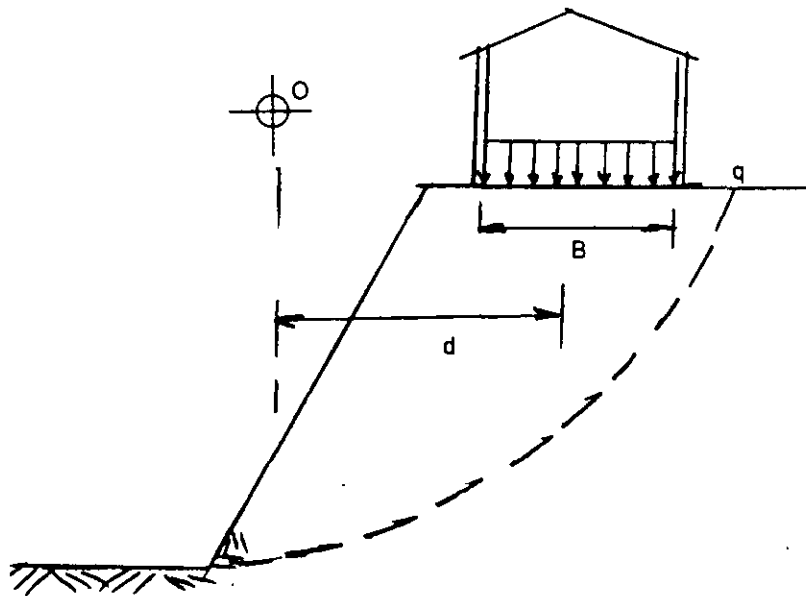


Fig. 9a Sobrecarga por zapatas aisladas o continuas



**Fig. 9b Sobrecarga por cajón de cimentación**



**Fig. 9c Sobrecarga por carga en pisos de bodegas o almacenes**



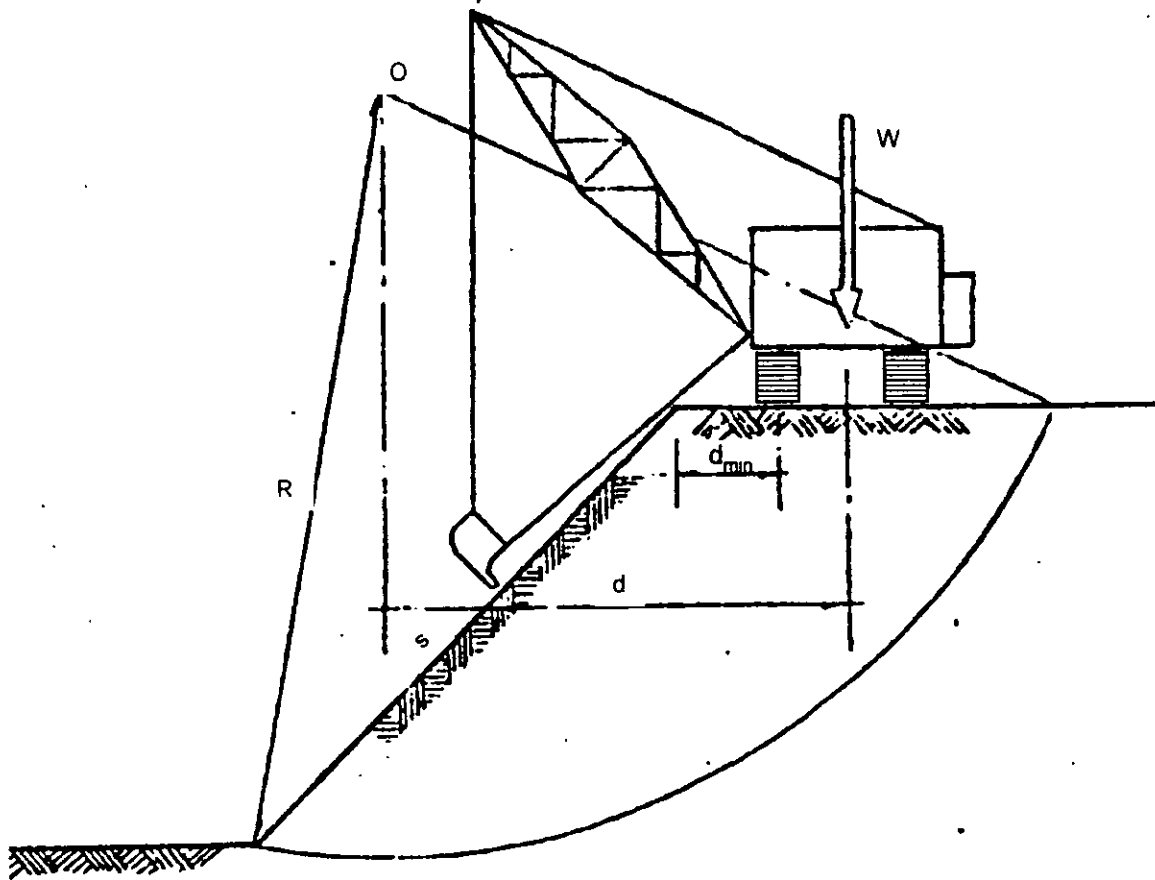


Fig. 9d Sobrecarga por maquinaria de construcción

### Sobrecarga por maquinas de excavación

La maquinaria de excavación generalmente opera sobre el hombro de los taludes, su principal efecto es la transmisión al talud de fuerzas de tipo dinámico producidas por el impacto. Este hecho conduce a que algunos taludes que en condiciones estáticas son estables, se pueden volver críticos bajo la acción del paso de la maquinaria.

Un método de análisis que permite tomar en consideración este efecto, es el que se representa en la figura 9d y que consiste en lo siguiente. El Momento Motriz "Ms" producido por la sobrecarga es:

$$Ms = W.d$$

Donde "W" es el peso de la sobrecarga o de la grúa, "d" es la distancia horizontal entre el centro del círculo de falla y el eje de la sobrecarga. En la figura 9d se puede observar la posición de la maquinaria.

El Momento Motriz se debe incrementar por efecto de impacto, en un porcentaje que puede variar entre el 30% y el 35%. Por lo tanto el Momento Motriz "Ms" será:

$$M_s = 1.35 W.d$$

Así, el Factor de Seguridad por el efecto de la sobrecarga vale:

$$F.S. = M_r / ( M_m + 1.35 W.d )$$

### Fallas por traslación

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 10 se muestra este tipo de falla.

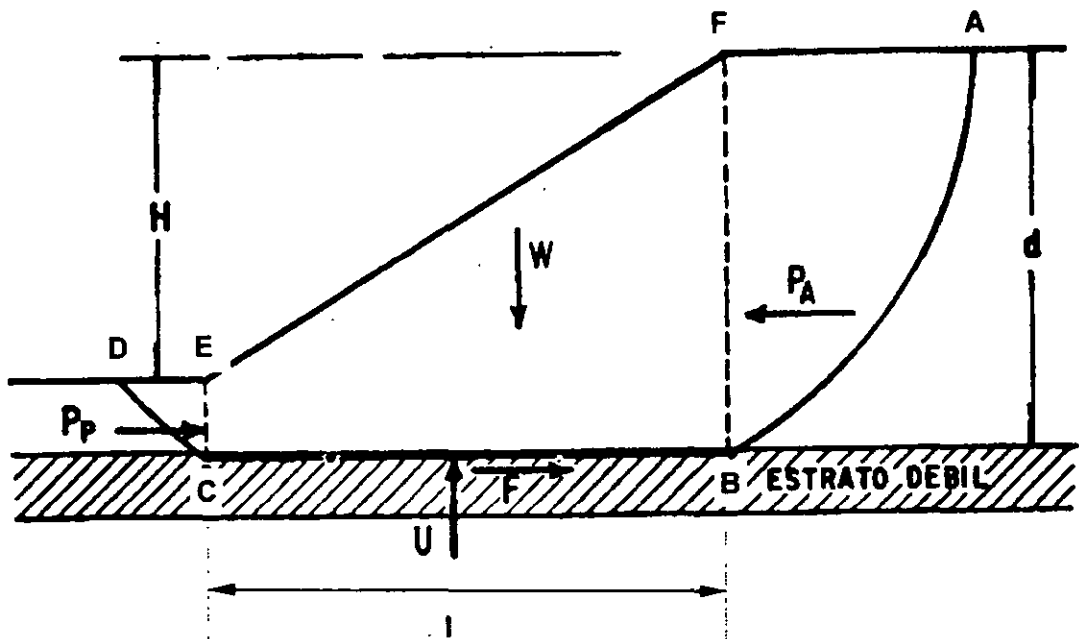


Fig. 10 Superficie de falla compuesta, correspondiente a una falla por traslación

Suponiendo que la masa de suelo que se moviliza es la ABCD, puede admitirse que la cuña ABF ejerce un empuje activo sobre la parte central BCEF; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a ello una reacción F a lo largo de la superficie CB y el empuje pasivo desarrollado en la cuña CDE.

Los valores de los empujes activo  $P_A$  y pasivo  $P_P$ , pueden calcularse por la teoría de Rankine.

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es:  $L \cdot c$ , donde "L" es la longitud de la parte que desliza y "c" es la cohesión del estrato blando. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa ECBF en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia al corte, considerando la presión normal efectiva  $\sigma - u$ . El Factor de Seguridad puede definirse como:

$$F.S. = (F + P_P) / P_A$$

### Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

Para orientar al ingeniero en la forma que puede mejorar el Factor de Seguridad obtenido del círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales de estabilidad no sean satisfactorias.

#### Tender taludes

A primera vista puede pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla, sin embargo muchas veces es poco eficiente o muy difícil en la práctica tender más el talud por razones de espacio.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante, la solución es adecuada, pues según se vio anteriormente, la estabilidad de este tipo de suelos está definida por la inclinación del talud.

En suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo, y la ganancia al tender el talud es escasa y en ocasiones, mala.

En suelos con cohesión y fricción, tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como la falta de espacio en zonas urbanas, las condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, el costo de invadir terrenos ajenos, etc, hacen imposible, en gran cantidad de casos prácticos, tender los taludes.

### Bermas

En excavaciones, se da este nombre de "bermas" a las superficies que a manera de "escalones" se localizan en el cuerpo del talud, con el fin de disminuir el peso de la masa deslizante y aumentar la estabilidad. En la figura 11 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

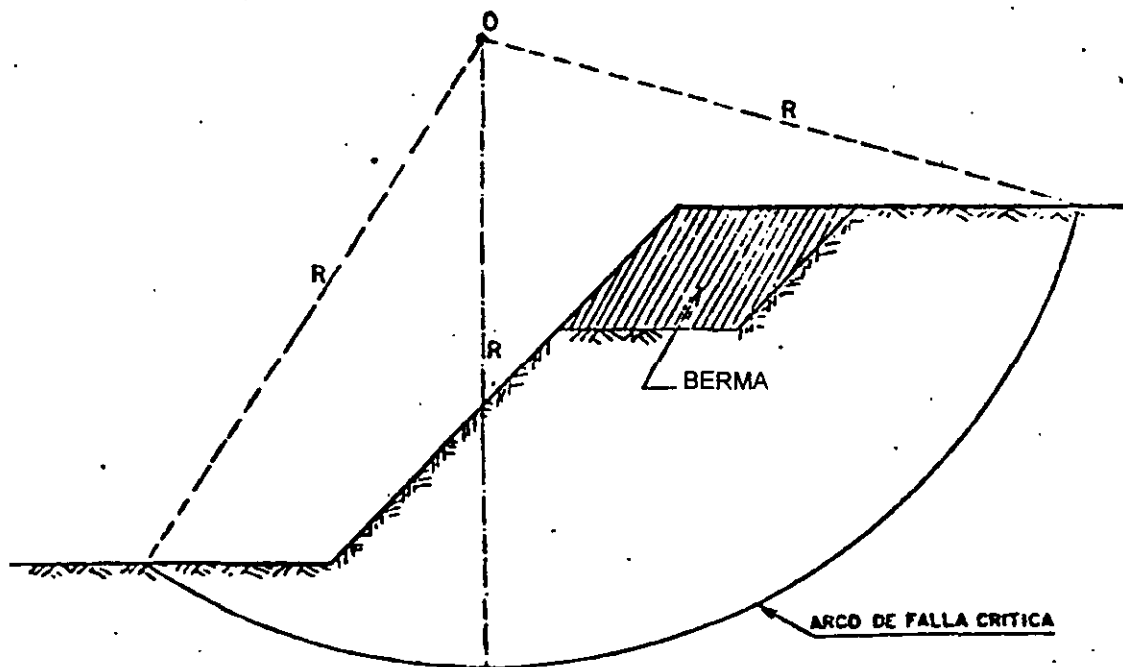


Fig. 11 Efecto de una berma en la estabilidad de un talud.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad debido a que por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con esto una disminución del Momento Motor, (área achurada de la figura 11), y por la otra, se aumenta el momento resistente, al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los análisis habrá que tener en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación del "círculo crítico", por lo que su colocación implicará un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se deberá tener especial cuidado de colocar bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el Momento Motor.

#### "Chapeo" de la superficie del talud

Existe la creencia de que colocando una "lechada" o mortero sobre la superficie o cara del talud se logra mejorar su estabilidad, lo que definitivamente no es cierto. Este "chapeo" mejorará solamente las condiciones de erosionabilidad de la superficie del talud, pero de ninguna manera su estabilidad, ya que como se ha visto a lo largo de este tema, en las expresiones del factor de seguridad, no juega ningún papel importante el efecto del "chapeo", excepto que aumenta un poco de peso al Momento Motor, lo cual juega en contra de la estabilidad del talud. Por lo tanto, este efecto no mejora la estabilidad de los taludes.

#### Excavaciones Ademadas

El proyecto de edificios, puentes y obras viales, principalmente en áreas urbanas congestionadas, conlleva en muchos casos a abarcar la totalidad del espacio disponible y algunas veces estas obras se localizan adyacentes a estructuras existentes, lo que implica que la excavación deba realizarse requiriendo de un ademe, una ataguía o una estructura de contención.

Existen varios tipos de estructuras de contención:

- las tablestacas de madera,

- las ataguías de acero,
- los muros precolados de concreto reforzado, instalados en zanjas con lodo fraguante,
- los muros de concreto colados en zanja bajo lodo bentonítico ("muros Milán"),
- las pilas secantes,
- las pilas de concreto separadas, complementadas con concreto lanzado.

En la figura 12 se muestran los diferentes tipos de ademe, ataguías y estructuras de contención más comúnmente usados.

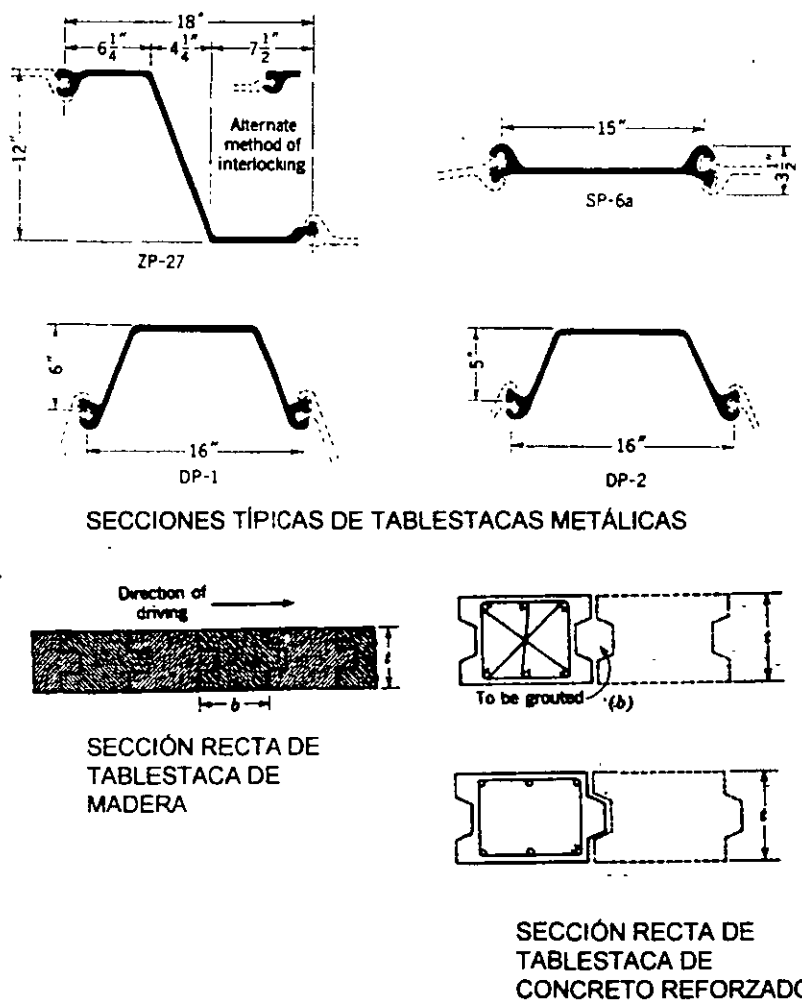


Fig. 12 Diferentes tipos de ademes y ataguías

La ataguía deberá instalarse siguiendo el contorno de la excavación en la medida de lo posible, y su altura deberá cubrir la

máxima profundidad de excavación, más una distancia adicional por debajo de esta, que se considera como "longitud de empotramiento".

Tan pronto como la excavación va avanzando, se van colocando contra la ataguía puntales de madera o de acero, colocados transversalmente a la excavación apoyados contra viguetas o largueros horizontales que distribuyen la carga de los puntales sobre la tablaestaca o ataguía, como se muestra en la figura 13.

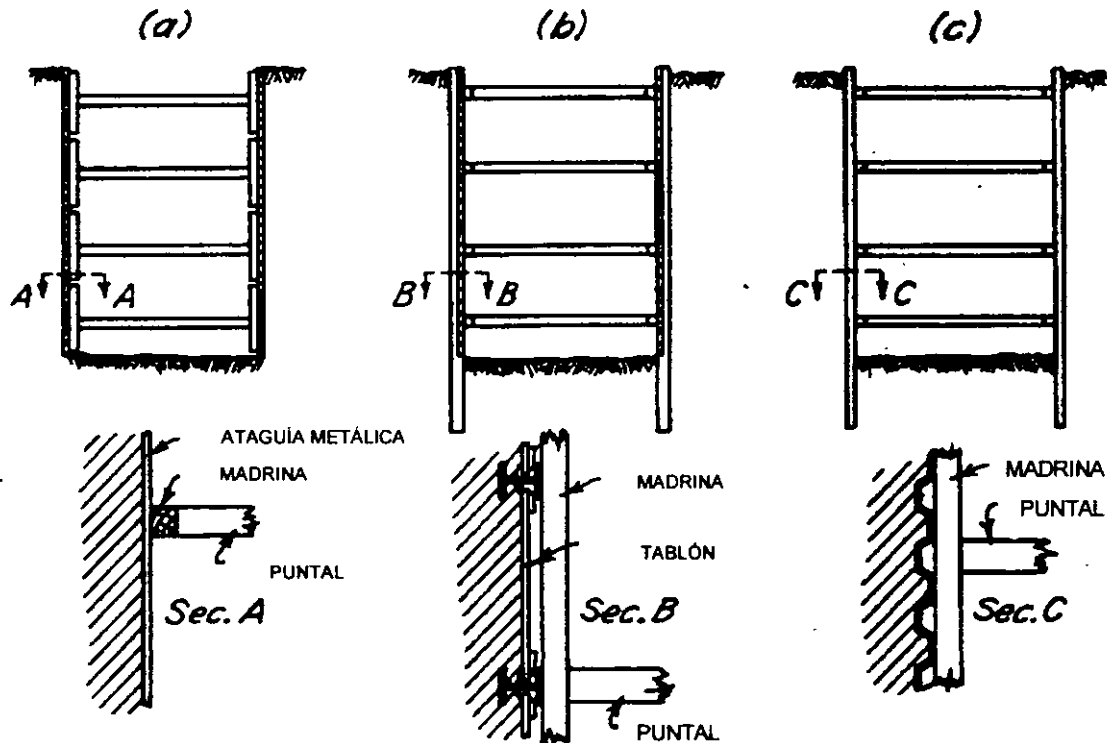


Fig. 13 Secciones de ademe en excavaciones

### Tablaestacas de madera

El procedimiento que se sigue en el caso de las tablaestacas de madera consiste primero en definir y elaborar el tipo de tablaestaca, el espesor de los tablonces, el machimbrado y el número de capas de madera que constituirán la estructura, así como la longitud de la "pata" por debajo de la profundidad máxima de excavación. Los tablonces se unen por medio de tornillos de cabeza redonda que no sobresalgan de la madera.

Después se procede al hincado; por lo general la tablaestaca se hincan por tramos cuyo ancho no rebase los 3.00 m ya que mayores anchos dificultan el hincado y pueden dañar la tablaestaca.

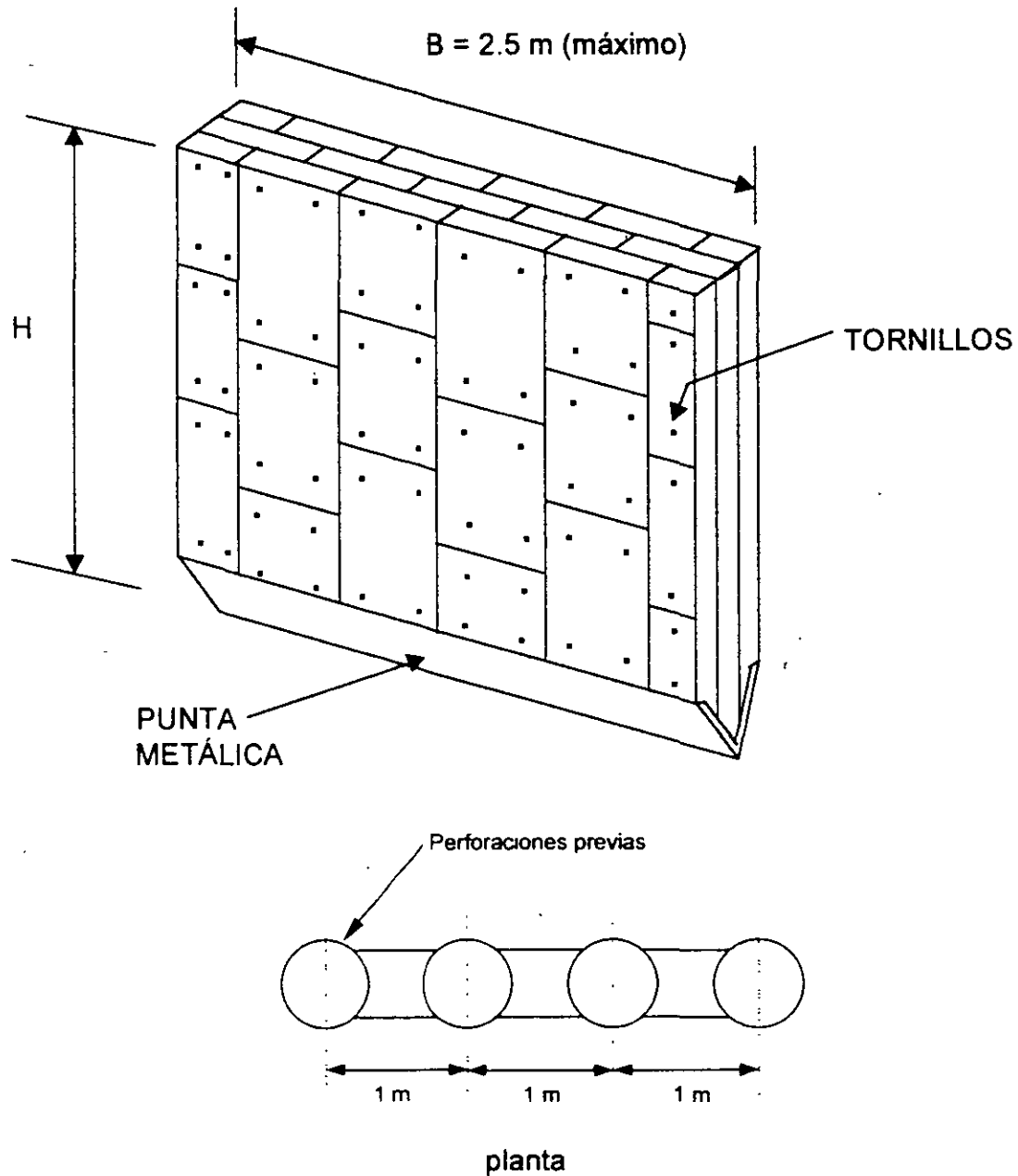
La tablaestaca deberá tener una punta metálica en forma de aguja para facilitar la penetración en el terreno, y es aconsejable colocar grasa sobre las superficies de las paredes de la tablaestaca, para facilitar su hincado.

Si el terreno no es muy blando, es necesario hacer algunos barrenos guía espaciados a una cierta distancia, como se indica en la figura 13a, por ejemplo a cada metro, y si aún con esto persisten las dificultades, será necesario cerrar la separación de los barrenos guía, hasta que sean prácticamente continuos, para que la tablaestaca penetre sin dificultad y en forma homogénea. Desde luego, no es recomendable este tipo de estructuras en terrenos donde existen boleos o el material es francamente duro.

Se debe contar con un martillo de hincado y una estructura o "colchón" que proteja la parte superior de la tablaestaca para que no se dañe por los golpes.

Se deberá cuidar la verticalidad durante el hincado, así como el acoplamiento vertical, pues puede ocurrir que la tablaestaca se desvíe y posteriormente, durante la excavación queden espacios abiertos sin protección por donde pueda fluir el material o el agua del exterior.





**Fig. 13a** Tablaestaca de madera

### Ataguías metálicas

Las ataguías metálicas están constituidas por elementos o "tablas" largas que se enlazan entre sí, formando una "pared continua". Su rigidez en el sentido vertical se logra a partir del peralte

de las figuras que se logran al enlazar una con otra, lo que les da un momento de inercia.

Las ataguías metálicas se usan en terrenos mas bien blandos, y se hincan con un equipo de vibración, al que algunas veces se le ayuda con barrenos guía y grasa en las paredes de la ataguía para facilitar su hincado, como en el caso de las tablestacas de madera.

Debe cuidarse la verticalidad y el “engarce” adecuado entre las piezas, con objeto de lograr un hincado uniforme y tener una ataguía sin “aberturas”, que causen posteriormente problemas de “caídos” del suelo y de flujo del agua, durante el proceso de excavación.

Este tipo de estructuras de contención, es en general muy flexible, y cuando se decida su uso, deberá tenerse en cuenta que se requieren de claros menores para su apuntalamiento, que pueden causar mayores movimientos en el suelo vecino o en las estructuras vecinas, y además, en muchos países no se fabrican por lo que su adquisición es de importación, con los costos que esto conlleva.

### Pilas secantes y pilas separadas

Otro tipo de estructura de contención está constituido por “pilas secantes o tangentes” coladas bajo agua o bajo lodo bentonítico, como se indica en la figura 13b. Su construcción consiste en la excavación de un pozo del diámetro correspondiente a la pila, generalmente de 0.60m a 1.50m, ademado con agua o lodo bentonítico, la introducción del acero de refuerzo y posteriormente el colado u “hormigonado” de la pila utilizando el método “Tremie”.

En terrenos con mejor resistencia, pueden construirse las pilas separadas entre sus paños unos 50 cm o 70 cm y colocar concreto lanzado en la pared dejada por el terreno natural.

Estas pilas, al igual que las tablaestacas de madera y las ataguías deben apuntalarse para tomar los empujes laterales, lo que puede ser ya sea con viguetas y puntales metálicos temporales o con anclas.

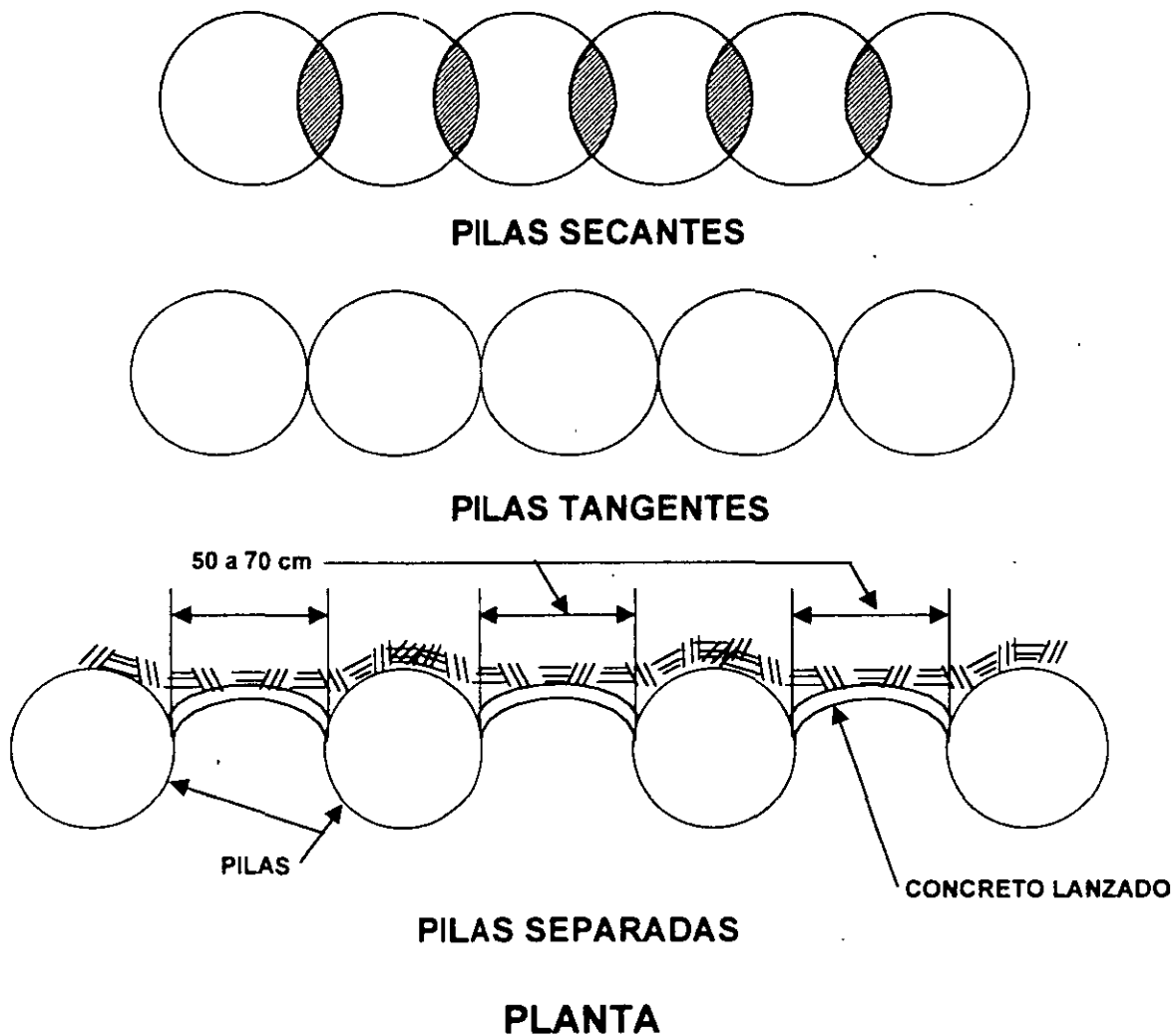


Fig 13b Pilas secantes y tangentes

Muros "Milán"

El muro de concreto reforzado, colado en sitio, dentro de una zanja ademada con lodo bentonítico, también conocido como "muro Milán", es una estructura de contención muy empleada en zonas urbanas y constituye una estructura rígida, prácticamente impermeable y que bien apuntalada puede proporcionar un adecuado funcionamiento para proteger a las estructuras vecinas de los daños que puede causar una excavación.

Para llevar a cabo una excavación, se deben construir primero los muros colados "in situ" ubicados en todo el perímetro de la excavación.

Para construir estos muros, el procedimiento consiste en excavar unas zanjas de 40 cm a 80 cm de ancho y de una longitud variable entre 4.50 m y 7.00 m, dependiendo de la longitud de tablero de muro que sea conveniente a la obra y de la geometría de la cimentación. La profundidad de la zanja corresponderá a la profundidad máxima a la que se hará la excavación, más una profundidad adicional que conformará la "pata" ó longitud de empotramiento del muro.

La excavación de la zanja se hace con una máquina tipo "casagrande" provista de un cucharón de "almeja" y una barra guía. A medida que avanza la excavación de la zanja, se vacía simultáneamente en su interior lodo bentonítico de ciertas características de viscosidad y densidad, con objeto de contener temporalmente las paredes de la zanja y evitar caídos.

La excavación se realiza colocando la almeja en varias posiciones hasta cumplir con la longitud planeada del tablero del muro. Una vez terminada la excavación, se procede a extraer el azolve que pueda haberse acumulado en el fondo de la zanja, con un "air lift" o "aspiradora".

Posteriormente se introduce la parrilla que constituye el acero de refuerzo del muro, cuidando que lleve unos separadores, para que quede "centrado" dentro de la zanja. Asimismo, cuando el acero ya ha sido colocado en su posición definitiva, se debe vigilar que en su parte superior se coloque un lastre, sobrepeso, o alguna fijación de tipo mecánico para que no flote.

A continuación se procede al colado del concreto dentro de la zanja, utilizando el método Tremie, el cual consiste en introducir una tubería metálica de 30 cm de diámetro, constituida por varios tramos que se encuentran acoplados entre sí herméticamente, hasta llegar al fondo de la zanja. En su parte inferior, la tubería lleva un "tapón" o balón inflado que se atora y que impide que el lodo se introduzca dentro del tubo Tremie. En su parte superior se coloca una pequeña tolva que sirve para recibir el concreto.

Una vez que el tubo se ha apoyado en el fondo, se procede a vaciar el concreto dentro de la tubería a través de la tolva superior, y cuando el concreto llega al fondo, con una grúa se levanta un poco el tubo Tremie y en ese momento el peso de la columna de concreto desatora el balón de latex y empieza a ocupar su lugar dentro de la zanja y a desplazar paulatinamente al lodo, el cual reboza por la parte superior de la zanja donde es recolectado para darle varios usos.

El concreto debe vaciarse dentro de la zanja en forma continua, sin interrupciones, a fin de que el lodo nunca entre dentro del tubo, pues se contaminaría y el muro queda de mala calidad.

En esta forma el concreto llegará hasta la parte superior de la zanja y en ese momento quedará concluido el proceso de colado.

Se construirá con este sistema varios tableros alternados, para darle edad al concreto y posteriormente se excavarán las zanjas o tableros intermedios, hasta lograr la continuidad del muro en el sentido longitudinal.

Es importante mencionar que durante la excavación no es necesario lograr una rigidez o continuidad longitudinal, siempre y cuando los muros estén bien anclados o apuntalados. En la figura 14 se ilustra este procedimiento.

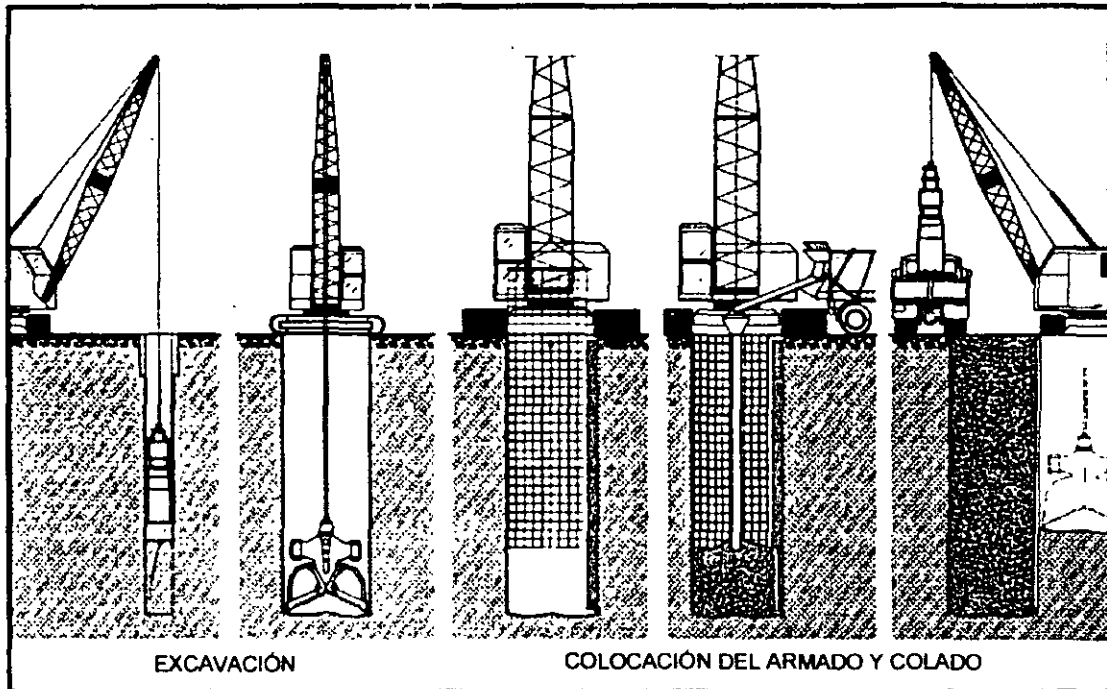


Fig. 14 Proceso de construcción del muro colado "in situ"

Cuando el ancho de la excavación es muy grande, de más de 20 m por ejemplo, en el que se dificulta la colocación de puntales de esta longitud, existen varias posibilidades. Una de ellas consiste en construir un muro "milán" provisional, en una posición convenientemente seleccionada, que reduzca la longitud de los

puntales, y demolerlo posteriormente; o instalar una tablaestaca provisional que se retire cuando la excavación esté terminada.

Otra posibilidad es excavar la parte central del área, hasta su profundidad de desplante y construir la parte de la cimentación correspondiente, dejando que los taludes que se generan por esta excavación, contengan los muros perimetrales. Esta condición de estabilidad temporal del talud con un muro detrás de él, deberá revisarse para que sea estable; es importante también analizar las deformaciones que esta condición produce en el suelo vecino, pues aunque el conjunto talud/muro sea estable, puede ser deformable y causar agrietamientos excesivos en las construcciones vecinas.

En esta otra posibilidad, deberá además considerarse que el área descargada durante la excavación es significativa, por lo que además deberán revisarse que las expansiones inmediatas del fondo de la excavación no sean excesivas. Este procedimiento se indica en la figura 15.

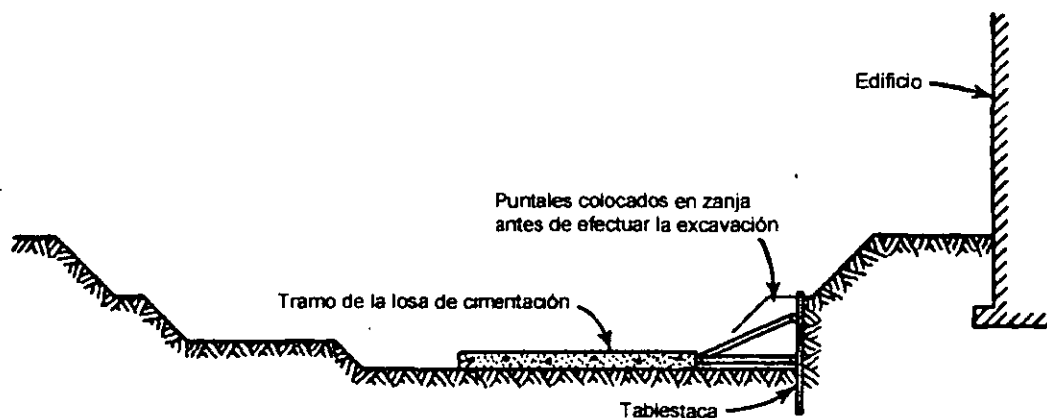


Fig.15 Apuntalamiento típico en una excavación ancha

### III EMPUJES LATERALES

En general, la carga que soportarán los puntales es uno de los datos más importantes para el diseño de las estructuras de contención y para el comportamiento de las estructuras vecinas. Por esta razón es necesario conocer con precisión razonable, la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía o muro de contención.

A continuación, por considerarlo de importancia para los ingenieros de la práctica que se enfrentan a problemas de excavaciones, se hace un repaso de la teoría de empujes que se

maneja comúnmente en la Mecánica de Suelos, y se plantea el criterio para calcular los empujes laterales que ejerce el suelo sobre los muros o estructuras de contención temporal, sin considerar otro tipo de fuerzas. Esta teoría se encuentra en los textos tradicionales de mecánica de suelos.

Estados plásticos de esfuerzos en una masa de suelo  
(Estados de Rankine)

Consideremos el caso de una partícula de suelo localizada a una profundidad "z", que no está sujeta a ninguna acción excepto la de su propio peso.

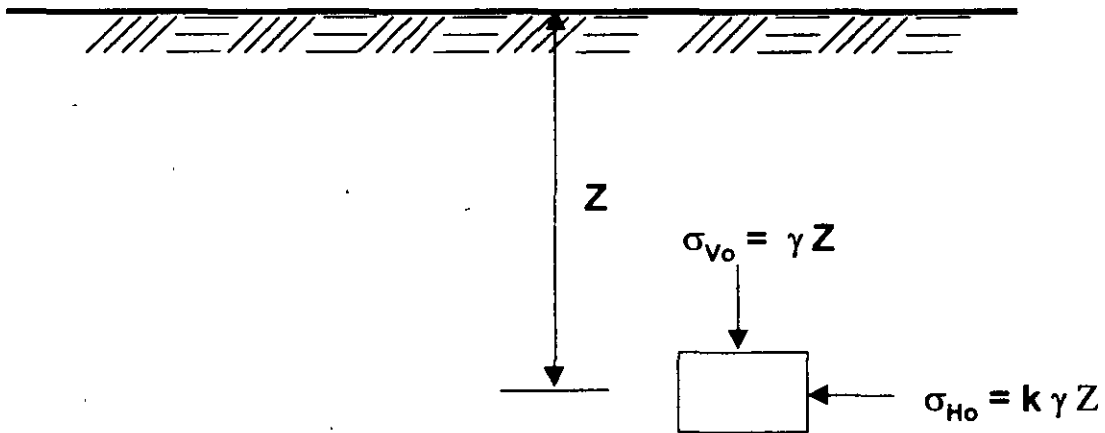


Fig. 16 Estado original de esfuerzos dentro de una masa de suelos

El esfuerzo vertical en reposo  $\sigma_{vo}$  vale:

$$\sigma_{vo} = \gamma Z$$

Si la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Podemos indicar el estado de esfuerzos del suelo en reposo en la gráfica de Mohr.

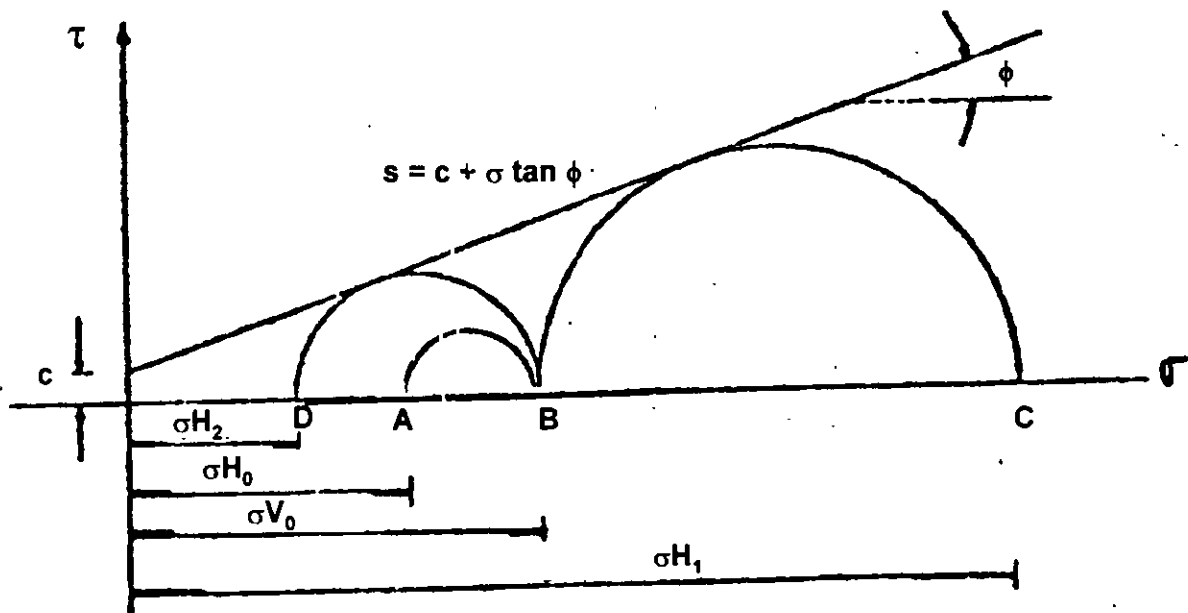


Fig. 17 Diagrama de Mohr que representa los estados de Rankine

El esfuerzo horizontal en reposo puede expresarse en términos del esfuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{H0} = K_0 \sigma_{V0}$$

$$\sigma_{H0} = K_0 \gamma z$$

Donde  $k_0$  se denomina Coeficiente de empuje en reposo.

### Empuje Activo y Pasivo de Rankine

Si por algún medio hacemos incrementar el valor del esfuerzo horizontal  $\sigma_{H0}$  representado por el punto A de la figura 16, llegará un momento en que  $\sigma_{H0} = \sigma_{V0}$  (punto B) y si continúa este incremento se tendrá  $\sigma_{H0} > \sigma_{V0}$  de tal manera que se alcanza el punto C que representa un estado de esfuerzos de falla, pues en este punto el círculo de Mohr se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje pasivo de Rankine". En este caso  $\sigma_{H1} > \sigma_{H0} > \sigma_{V0}$ .



Si por el contrario, por algún medio hacemos que el valor del esfuerzo horizontal  $\sigma_{HO}$  disminuya paulatinamente, el valor del esfuerzo horizontal pasará del punto A hasta el punto D, en el cual el círculo de Mohr de este nuevo estado de esfuerzos se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en otro estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje activo de Rankine". Nótese que en este caso:  $\sigma_{H2} < \sigma_{HO} < \sigma_{VO}$ .

Es sencillo demostrar matemáticamente, a partir de la gráfica de Mohr, que para el estado de empuje activo y pasivo, el esfuerzo horizontal vale:

$$\sigma_{Activo} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ + \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$\sigma_{Pasivo} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

Si llamamos:  $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ , las expresiones anteriores quedan:

$$\sigma_{Activo} = (\gamma z + q) \cdot 1/N_\phi - 2c \cdot 1/\sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma_{Activo} = (\gamma z + q) N_\phi + 2c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

Se denominan "Coeficientes de empuje Activo y Pasivo" a los siguientes valores:

$$K_A = 1/N_\phi = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$K_P = N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Puede observarse que los coeficientes anteriores dependen únicamente del ángulo de fricción interna del material y puede demostrarse además que:

$$K_A \cdot K_P = 1$$

Si para un suelo con cohesión y fricción, elaboramos una gráfica de empuje vs. Profundidad, obtenemos los siguientes diagramas:

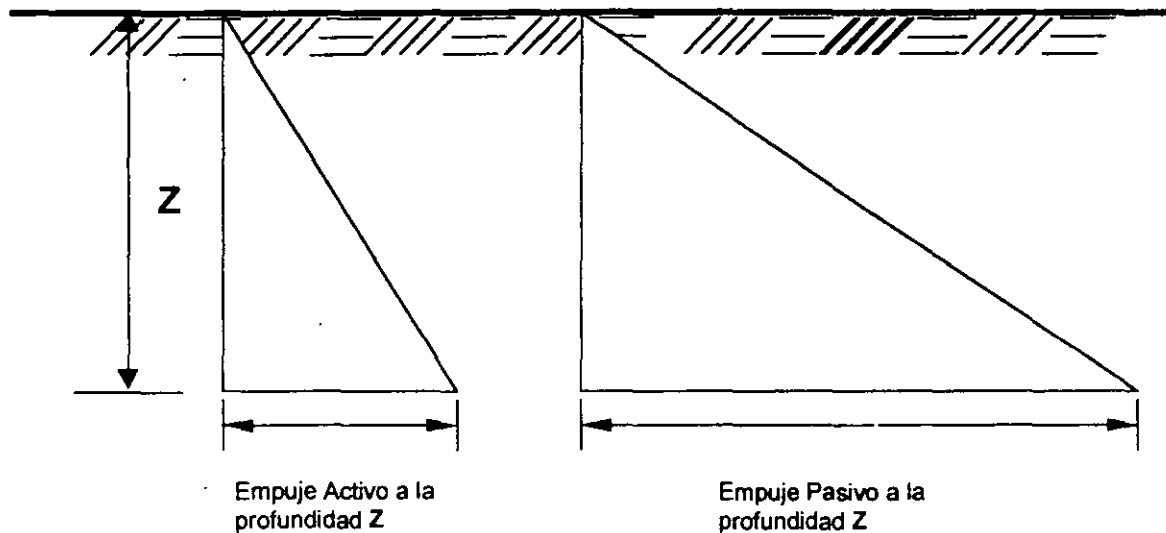


Fig. 18 Empujes Activo y Pasivo

De acuerdo con los estados de equilibrio plástico de Rankine, puede observarse que el “estado de reposo” de un suelo es un estado intermedio entre el activo y el pasivo, por lo que podemos escribir que:

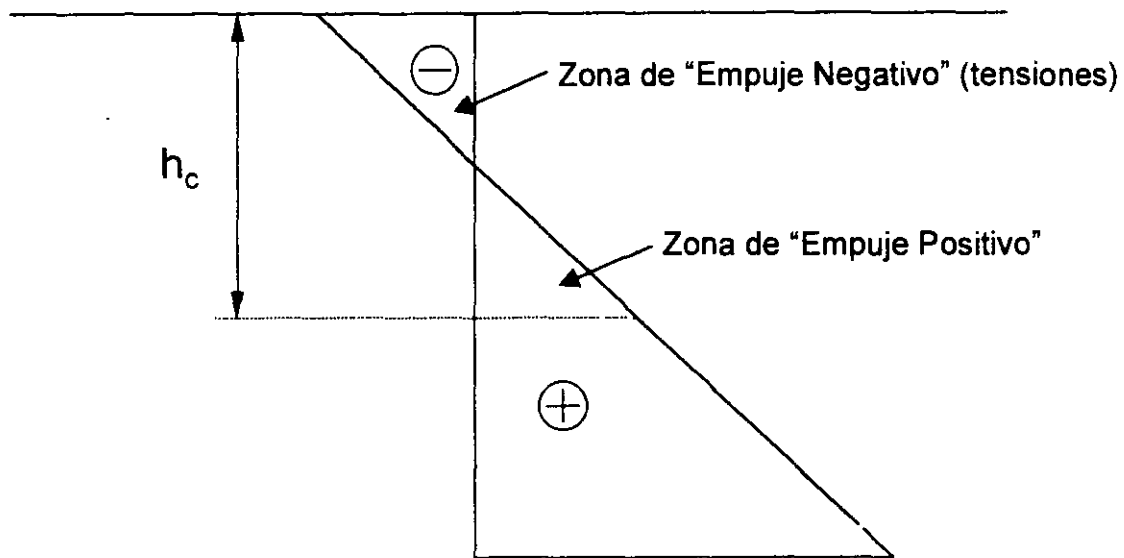
$$K_A < K_0 < K_P$$

### Altura Crítica

Si observamos la expresión matemática que define el valor del esfuerzo horizontal  $\sigma_H$  que corresponde al empuje activo, puede suceder que este valor resulte negativo si el segundo sumando es mayor que el primero. A medida que “z” aumenta, dicha expresión se convierte en positiva, cuando el segundo término es menor que el primero.

Lo anterior significa que para valores negativos de la expresión del esfuerzo horizontal, el suelo no sólo no empuja, sino que presenta tensiones en su interior que lo hacen permanecer estable con una pared vertical debido a su resistencia al corte.

En la siguiente figura puede ilustrarse esta condición.



Altura Crítica;  $h_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$

Si  $\phi = 0$   $h_c = 4c / \gamma$

Fig. 19 Altura Crítica

A la profundidad  $h_c$  las áreas de empuje positivo y negativo se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este valor de  $h_c$  se le denomina "altura crítica" y puede interpretarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer estable en pared vertical sin soporte lateral, debido a su resistencia al corte.

Si valuamos a partir de la expresión del esfuerzo horizontal activo  $\sigma_{\text{Hactivo}}$  el empuje total a una profundidad  $z$  cualquiera, obtendremos:

$$E = \int \sigma_{\text{activo}} dz = (z^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2cz \tan (45^\circ - \phi/2)$$

De acuerdo con la definición de altura crítica, si  $E = 0$ ,  $z = h_c$ , entonces:

$$0 = (h_c^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2ch_c \tan (45^\circ - \phi/2)$$

Despejando el valor de  $h_c$  tenemos:

$$H_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

Que es la expresión que proporciona la altura crítica para un suelo cohesivo friccionante. Si el suelo únicamente tiene cohesión, la altura crítica vale:  $h_c = 4c / \gamma$

En la práctica el valor de la altura crítica suele ser menor que el dado por la expresión anterior.

En las expresiones anteriores puede observarse que un suelo puramente friccionante ( $c = 0$ ), no soporta las paredes verticales, sin soporte lateral.

### Cargas sobre puntales

La magnitud y distribución de los empujes depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de la flexibilidad de la estructura de contención, así como de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, cuando el ademe es rígido, la ataguía tiende a girar en la parte profunda hacia el interior de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas, va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación.

Esta deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierras, no son aplicables y por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, con base en mediciones efectuadas en el campo, en varias obras, propusieron para fines de

diseño una envolvente sencilla, de forma trapecial o rectangular, según el tipo de suelo, útil para ser aplicada en el diseño del sistema muro – puntales, en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura 20 se muestran dichas envolventes.

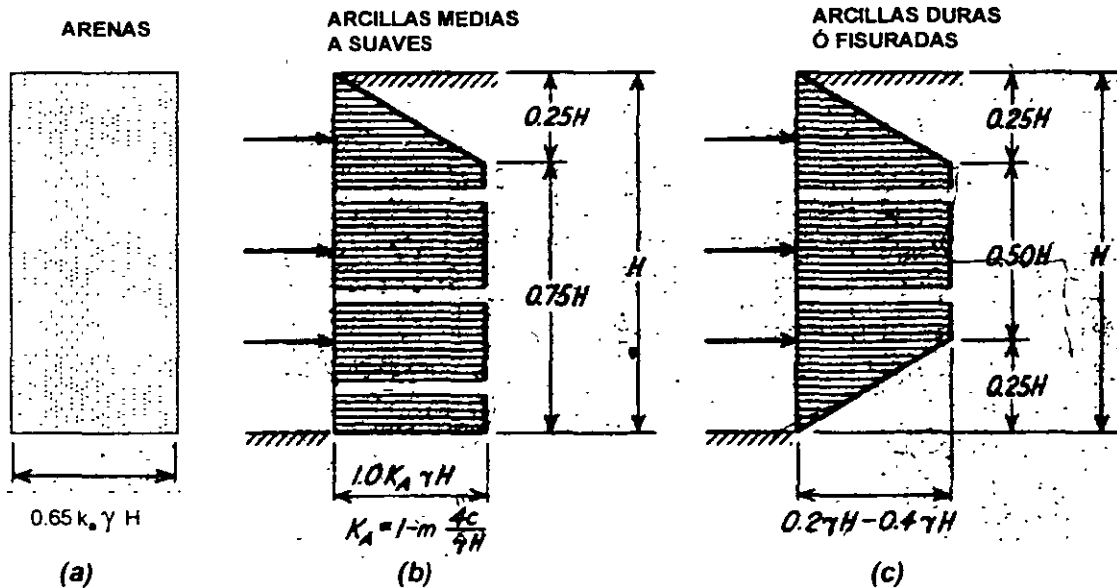


Fig. 20 Diagrama de presiones aparentes para diseño y revisión de estructuras de contención.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha propuesto un procedimiento simplificado, el cual ignora los efectos de la continuidad en la rigidez de la ataguía, convirtiendo el problema en uno estáticamente determinado. Esta solución sobrevalúa la carga de los puntales, pero la solución está del lado de la seguridad.

Las cargas de los puntales se obtienen calculando y sumando las reacciones de varias vigas independientes, según se muestra en la figura 21.

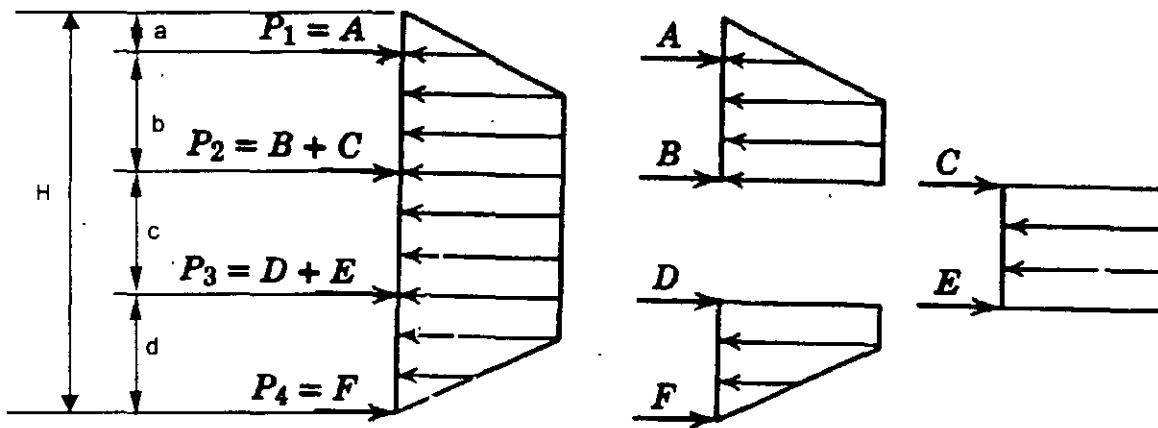
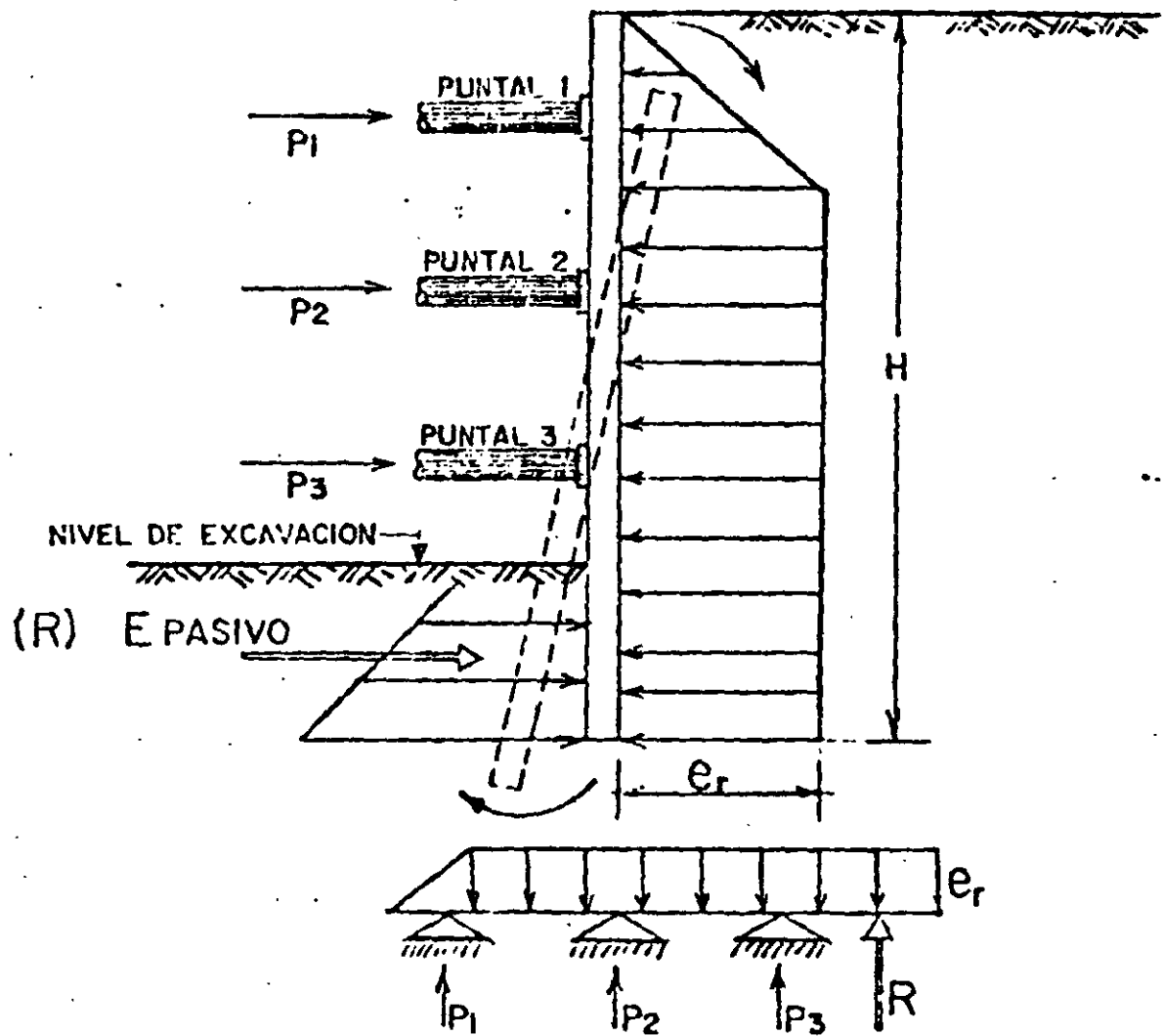


Fig. 21 Cálculo de la carga de los puntales en una excavación ademada.

Otra manera de calcular la carga sobre los puntales, es considerando a la ataguía como una viga continua.

### Falla por "pateo"

En la figura 22 se muestra esquemáticamente la forma de analizar la tablaestaca contra un riesgo de falla por "pateo"; es decir, cuando la ataguía es rígida y la excavación está próxima a llegar al fondo, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte interior de la ataguía (zona de la "pata" del muro), sea insuficiente y se produzca un giro como el que se indica en la figura 22, a esta falla se le conoce como falla por "pateo".



$$F.S. = \frac{E \text{ PASIVO}}{R}$$

$$F.S. > 1.20$$

$$F.S. = E \text{ pasivo} / R$$

$$F.S. < 1.20$$

Fig. 22 Análisis de falla por pateo para estructuras de contención rígidas.

## Falla de fondo

Uno de los aspectos que es importante considerar en el estudio de estabilidad de las excavaciones además en suelos blandos, es el de la posible "falla de fondo".

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas realizadas con pocas precauciones en arcillas blandas, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades, en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce la presión vertical no equilibrada al nivel del fondo de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores menores del Factor de Seguridad F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores, a una excavación cuadrada o circular.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad " $D_f$ ", está dada según la fórmula de Skempton por:

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

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud " $q$ ", el valor de  $q_c$  pasa a ser:



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

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término  $c N_c$  representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término  $\gamma D_f + q$  representa el esfuerzo vertical al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas, si las hubiere.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla,  $c N_c$ , se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, hacia donde tiende a moverse por efecto de la presión  $\gamma D_f + q$ . Ver figura 23.

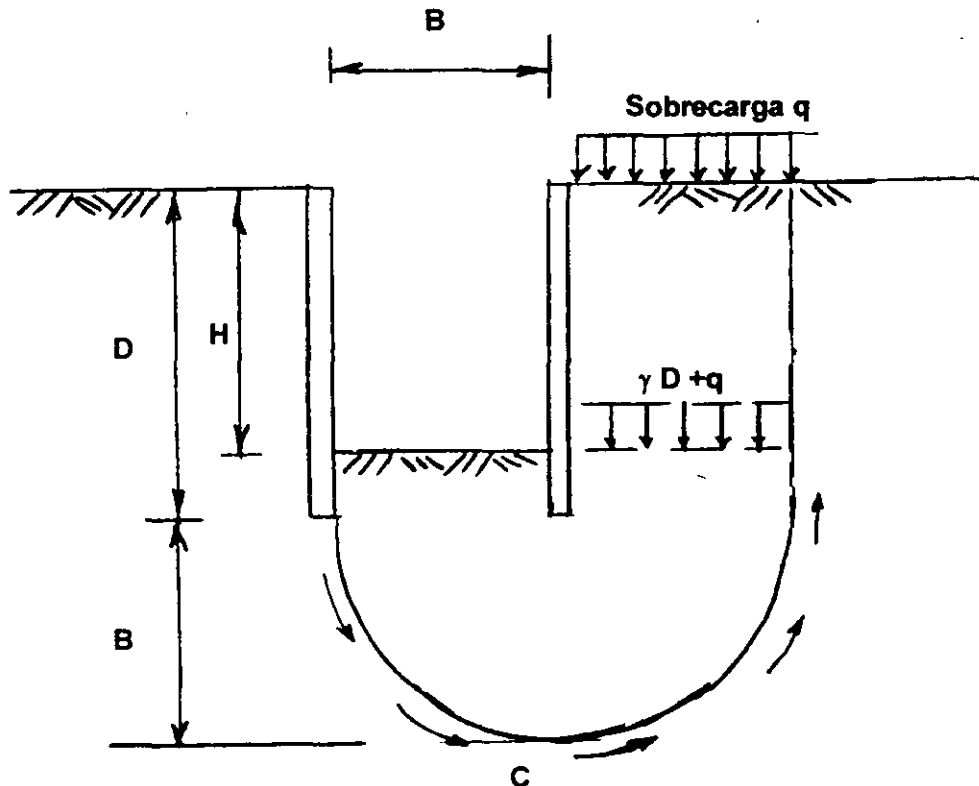


Fig. 23 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en suelos blandos

Es evidente que en el instante de falla de fondo se tendrá que:

$$q_c = 0 \quad \text{o sea:} \quad c N_c = \gamma D_f + q$$

y un Factor de Seguridad F.S. contra falla de fondo quedaría expresado por:

$$F.S. = c N_c / (\gamma D_f + q)$$

Donde  $N_c$  varía con la relación  $D / B$  y  $B / L$ , en el que  $D$  es la profundidad máxima de excavación y  $L$  es la longitud de avance de la misma. En la figura 24 aparecen los valores obtenidos por Skempton para  $N_c$ .

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden del 20%.

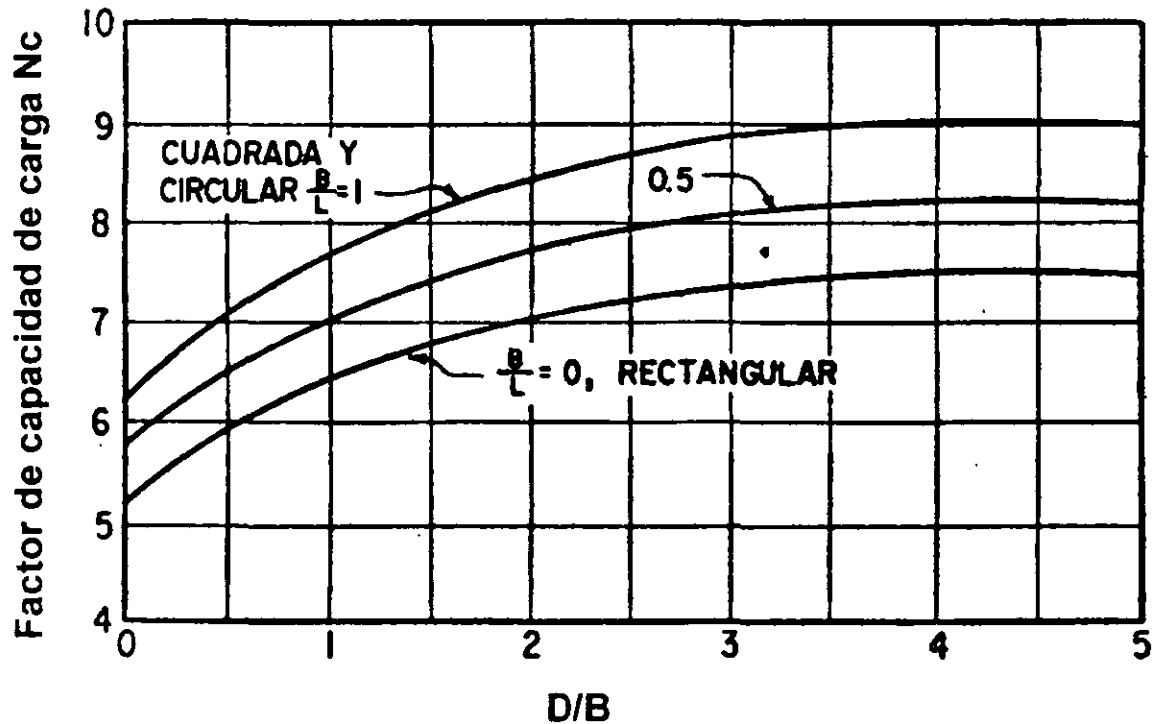
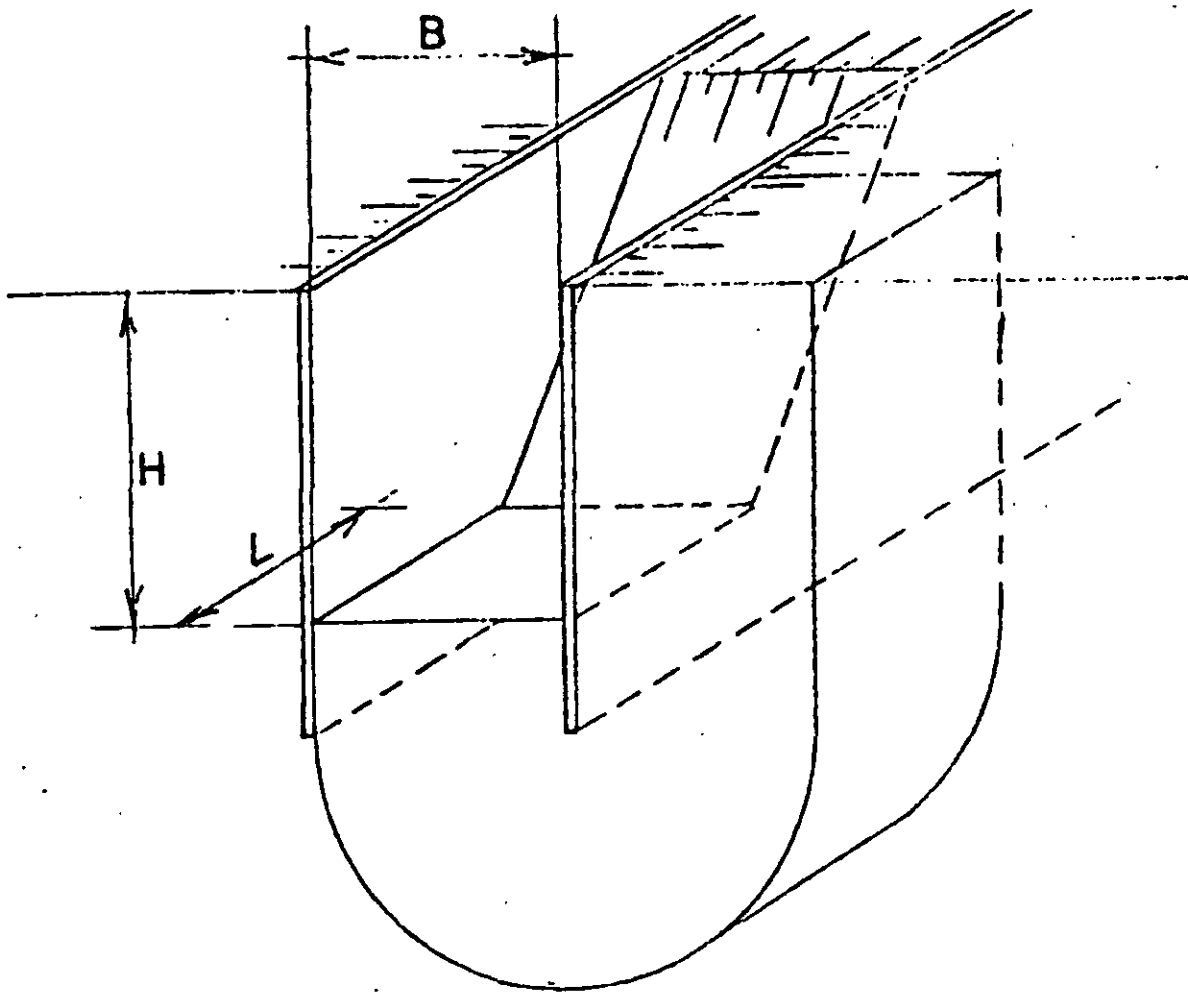


Fig. 24 Valores del factor  $N_c$  en función de la geometría de la excavación

Como se puede observar en la gráfica, el valor de  $N_c$  sólo aparece para los casos de excavaciones largas y cuadradas o circulares; por lo tanto, para excavaciones rectangulares donde  $L > B$ , el  $N_{CR}$  será:

$$N_{CR} = ( 0,84 + 0.16 B/L ) N_{CC}$$

Donde  $N_{CC}$  es el factor para excavaciones cuadradas o circulares. En la figura 25 se puede observar el concepto antes mencionado.



Excavación Cuadrada	$B = L$	$N_{CC}$ es máximo
Excavación Rectangular	$L > B$	$N_{CR} = ( 0,84 + 0.16 B/L ) N_{CC}$
Excavación Larga	$L > 5B$	$N_{CL}$ es mínimo

Fig. 25 Falla de Fondo

En ocasiones, debajo del fondo de la excavación, y a relativamente poca profundidad, existe un estrato paralelo a la

superficie del fondo, o casi paralelo, cuya resistencia es muy alta; en estos casos, el análisis de la falla de fondo se realiza en un ancho parcial, tal como se indica en la figura 26.

De la misma manera, cuando la excavación es muy ancha, el análisis de falla por el fondo se hará considerando anchos menores a los de la excavación, pues la falla se puede presentar en anchos menores y no necesariamente abarcando todo el ancho, lo que implicaría movilizar la resistencia del suelo a profundidades muy grandes.

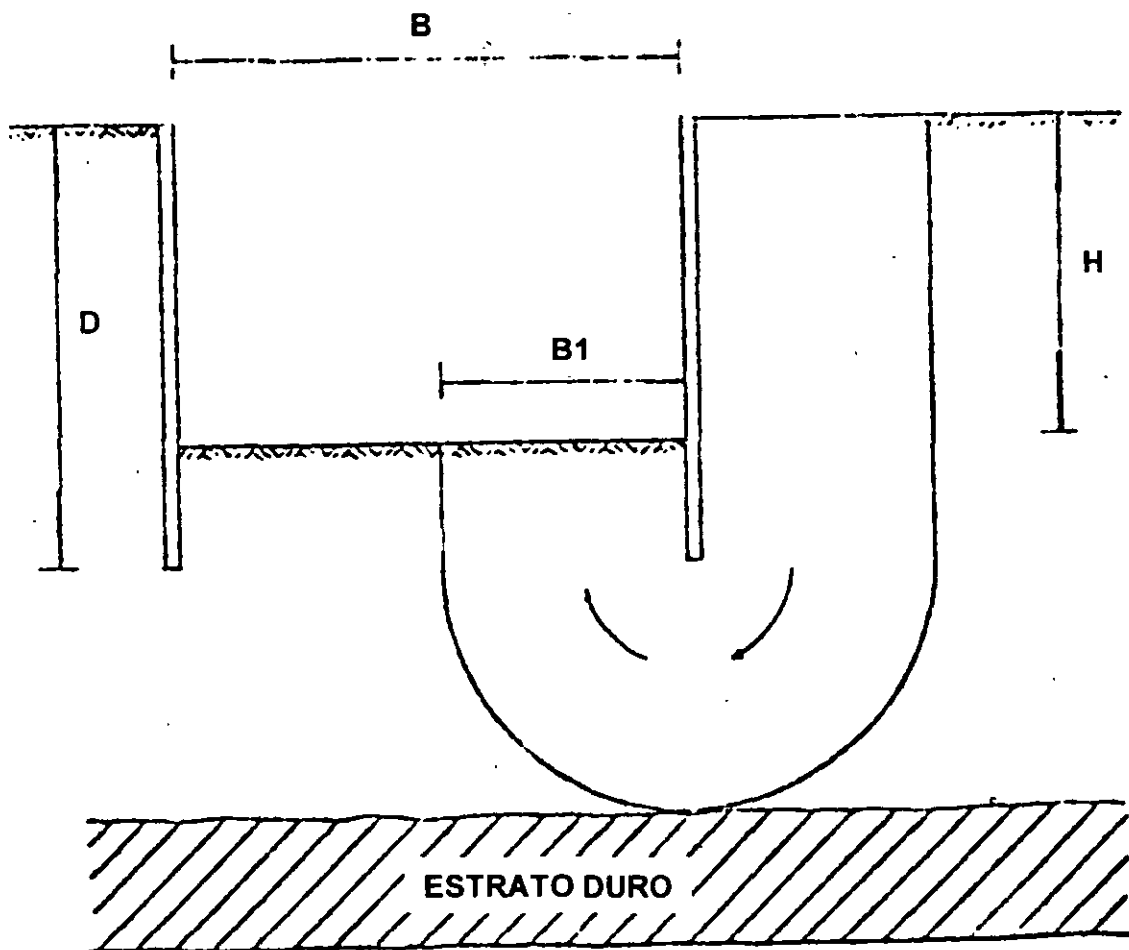


Fig. 26 Falla de fondo con la presencia de estratos duros o en excavaciones muy anchas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES  
SUPERFICIALES

**EXPOSITOR: ING. GERMAN LOPEZ RINCON  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL2003**

## CAPÍTULO 63

### CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS<sup>1</sup>

#### 63.1 INTRODUCCIÓN

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros portantes.

Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen casi invariablemente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja ( $f_{cd} \approx 25 \text{ MPa}$  a 28 días), ya que generalmente no resulta económicamente interesante, como veremos luego, el empleo de hormigones de resistencias mayores.

Las estructuras de cimentación son, con frecuencia, elementos tridimensionales, e incluso cuando están constituidas por elementos lineales, suelen ser altamente hiperestáticas. Su cálculo preciso resulta muy complejo y raras veces posible. El ordenador ha venido a suministrar una gran ayuda para bastantes casos pero no debe olvidarse que el conocimiento todavía imperfecto de las características del suelo, de las del material hormigón y de las de las piezas de hormigón armado, hacen ilusorio el pretender una gran precisión en los resultados.

---

<sup>1</sup> Los temas de este capítulo pueden ser ampliados en el libro "Cálculo de Estructuras de Cimentación", J. CALAVERA, 3ª Edición (63.1). Aquí nos restringimos a los tipos de cimentación de uso más frecuente dentro de las cimentaciones superficiales. Para vigas de cimentación, emparrillados, placas, encepados, pilotes y pozos, véase el libro citado, que además contiene tablas para el proyecto inmediato de zapatas de medianería y aisladas.

Por todo ello, el proyectista de cimientos ha de ser especialmente cuidadoso con los métodos de cálculo que elija y especialmente prudente al aplicarlos. En este sentido no debe olvidarse que las cimentaciones usualmente están ocultas y formadas por piezas generalmente rígidas comparadas con las de la estructura. Por tanto, el fenómeno de la fisuración, que es un excelente síntoma de aviso propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos. Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan importantes como para constituir un síntoma visible. Todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado, tanto en la concepción como en los detalles al proyectar y construir cimentaciones.

## 63.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denomina superficial o directa. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas y placas, o por combinaciones de estos elementos.

Si el nivel apto para cimentar está muy por debajo de la zona inferior de la estructura, la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy costosa y se recurre a una cimentación profunda, constituida por pilotes o pozos de cimentación.

## 63.3 TIPOLOGÍA

Los diferentes tipos de cimentaciones superficiales se indican en las figuras 63-1 (zapatas y vigas) y en la 63-2 (emparrillados y placas). Las soluciones de pilotes se indican en la figura 63-3.

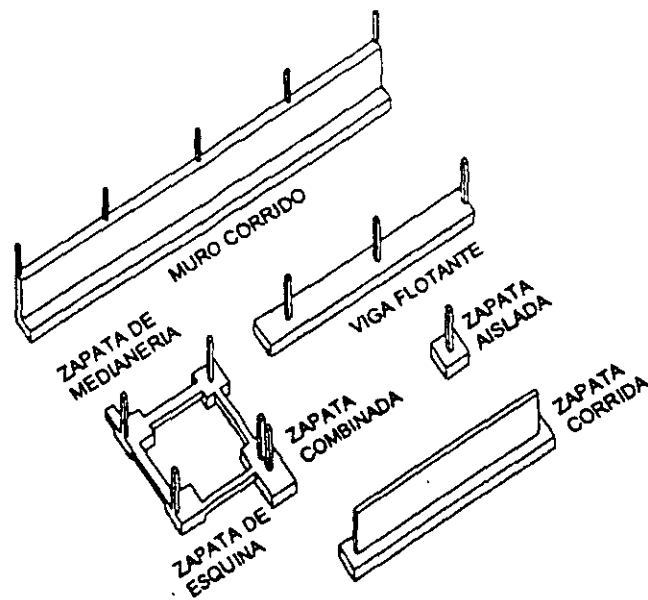


Figura 63-1

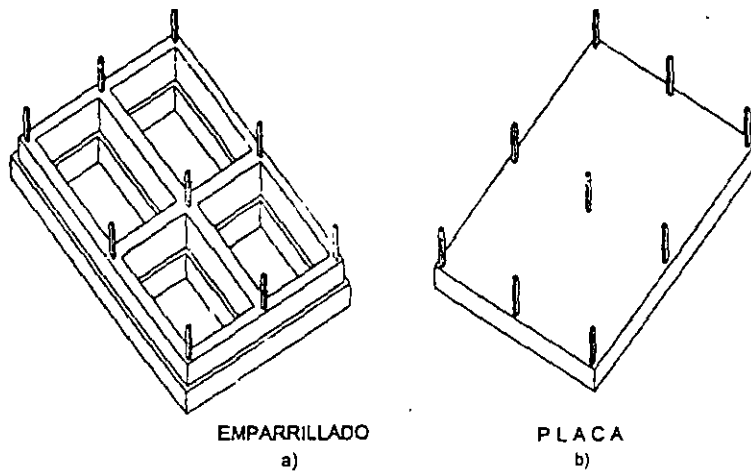


Figura 63-2

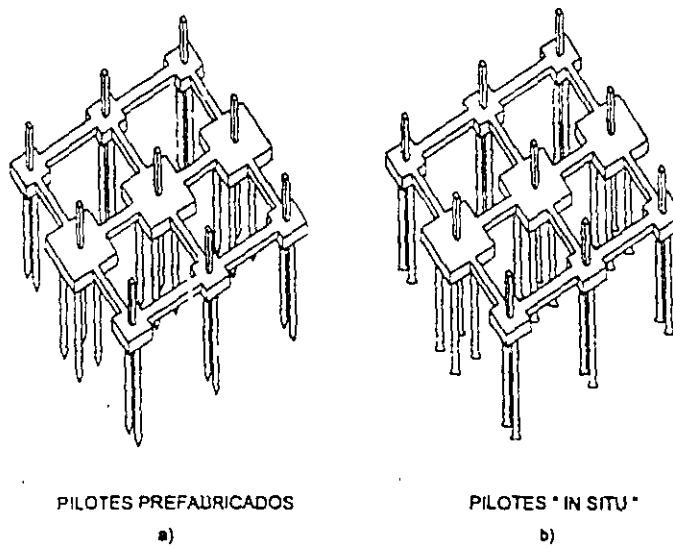


Figura 63-3

### 63.4 ZAPATAS CORRIDAS

Se entiende por zapata corrida aquélla que recibe una carga lineal (generalmente un muro) y eventualmente un momento flector transmitido por el muro (fig. 63-4).

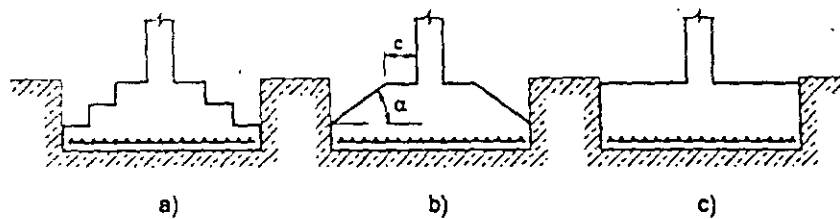


Figura 63-4



Las zapatas escalonadas (fig. 63-4 a)), aunque suponen una economía apreciable de hormigón, no-se usan hoy en día debido a que requieren encofrado y hormigonado costosos, que hacen que en conjunto resulten caras. La solución de canto variable (fig. 63-4b)) si  $\alpha \leq 30^\circ$  y se emplea un hormigón relativamente seco, puede ser construida sin encofrado, aunque la compactación del hormigón es siempre deficiente en este caso y la vibración imposible, lo cual hace que deba contarse con una resistencia baja del hormigón. Es una solución que sólo suele emplearse en grandes cimientos. En otro caso la solución de canto constante es siempre preferible, técnicamente mejor y económicamente más interesante; pues aunque presente mayor volumen de hormigón, éste se coloca en obra y compacta muy rápida y fácilmente.

En la figura 63-5 se indican posibles formas de agotamiento estructural de la pieza:

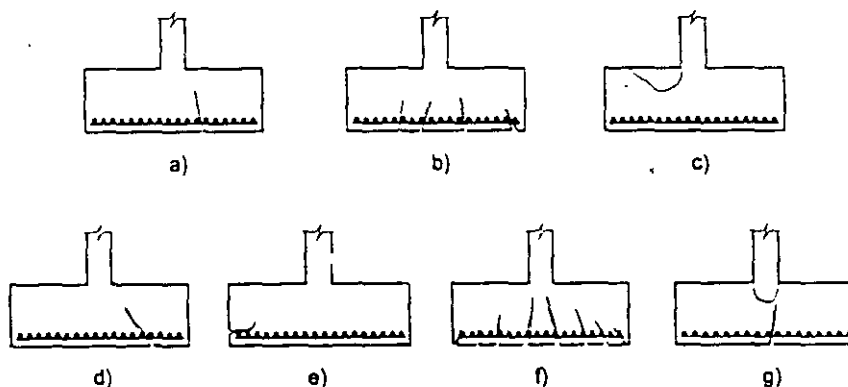


Figura 63-5

- a) Fallo de la pieza por flexión con rotura frágil sin fisuración de aviso. Puede presentarse en piezas con cuantía de armadura inferiores a la mínima establecida.
- b) Fallo a flexión por agotamiento de la armadura. Es un fallo dúctil, precedido de considerable fisuración, pero que en el caso de zapatas no es observable.
- c) Fallo a flexión por agotamiento del hormigón comprimido. Aparece sólo una ligera fisuración en la cara comprimida, paralela a la dirección de la armadura. Sólo se presenta en piezas con muy altas cuantías de acero, en la que éste está infrutilizado, cosa muy poco frecuente en zapatas.
- d) Fallo por cortante. La fisura se produce con inclinación aproximada de  $45^\circ$ .
- e) Fallo por anclaje de la armadura. La fisura se produce en el plano de las armaduras, arrancando de su extremo libre.
- f) Fallo por fisuración excesiva. Este es un estado límite de servicio, que a medio plazo produce la corrosión de las armaduras conduciendo a un fallo final por flexión de uno de los tipos a) ó b). Debe ser considerado con especial cuidado en el cálculo de zapatas, ya que por un lado estas piezas frecuentemente están en ambiente húmedo y a veces agresivo y por otra parte la fisuración no es observable ni puede ser reparada.

- g) Hendimiento por tracciones horizontales excesivas en zapatas muy rígidas. En la referencia (63.1) se demuestra que este tipo de fallo no se presenta en el caso de zapatas, salvo casos excepcionales.

### 63.5 ZAPATAS RÍGIDAS Y ZAPATAS FLEXIBLES

Se entiende por zapata rígida de hormigón armado, de acuerdo con EHE<sup>1</sup>, aquella en que el vuelo  $v$  (fig. 63-6) no supera a dos veces el canto total  $h$ .

El nombre de rígida viene de que, con tales proporciones, puede considerarse que las presiones de reacción del suelo se reparten uniformemente en todo el ancho  $a_2$ .

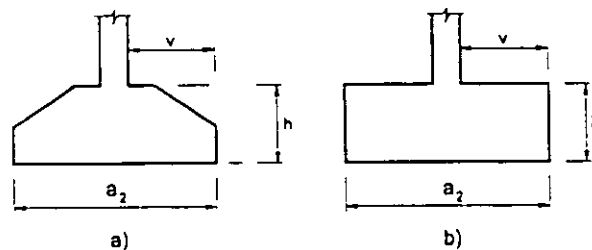


Figura 63-6

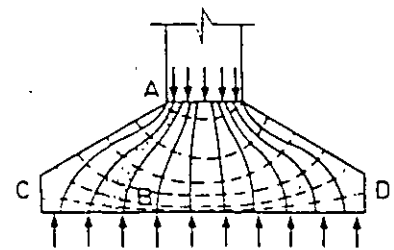


Figura 63-7

Una pieza rígida de este tipo no sigue la ley de Bernoulli referente a la conservación de secciones planas durante la flexión y está constituida por tanto por zonas  $D$ . La red de isostáticas se indica en la figura 63-7 y sugiere más un cálculo basado en suponer bielas comprimidas de hormigón, cosidas por un tirante  $CD$ .

Sin embargo y tal como se demuestra en el libro citado como referencia (63.1), es posible aplicar a todo tipo de zapatas, tanto rígidas como flexibles, el método que mas adelante se expone en 63.7.

### 63.6 CÁLCULO DE ZAPATAS CORRIDAS RÍGIDAS POR EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

#### 63.6.1 CASO DE PRESIONES SOBRE EL SUELO LINEALMENTE VARIABLES

La tensión  $T_d$  del tirante no es constante de lado a lado y es necesario completar la celosía con bielas adicionales<sup>2</sup>. Una posible solución es la indicada en la figura 63-8 a)  $x_1$ , debe ser la abscisa del c.d.g. del bloque de tensiones  $ABC'C$  y

$$R_{td} = \frac{N_d}{2} - 2 \frac{M_d}{a} = N_{td}$$

1 Un documento reciente es el Eurocódigo de Estructuras de Cimentación (1998) (63.2).

2 Utilizo una Nota Interna de INTEMAC de E. González Valle.

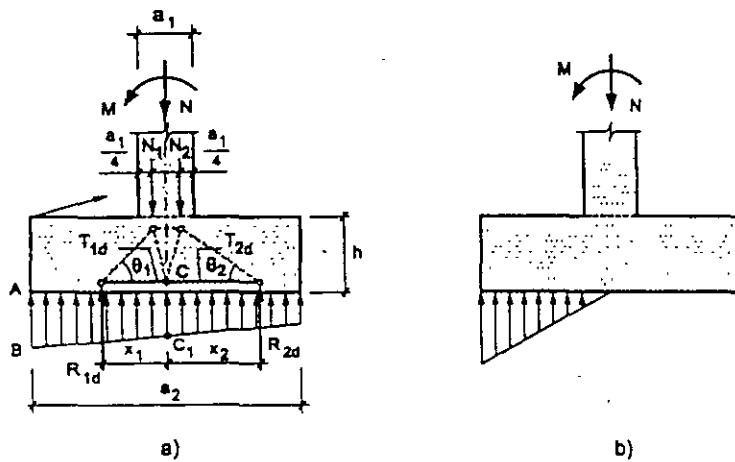


Figura 63-8

En cualquier caso

$$-x_1 R_{1d} + x_2 R_{2d} = M_d \quad [63.1]$$

y suponiendo armadura constante de lado a lado de la zapata

$$T_{2d} = A_s f_{yd} = \frac{\left( \frac{N_d}{2} + 2 \frac{M_d}{a} \right)}{0,85d} (x_1 - 0,25a) \quad [63.2]$$

Si el momento  $M_d$  es importante (Fig. 63-8 b)) la situación es la de una ménsula. (Véase ejemplo 33.1).

### 63.6.2 CASO DE PRESIONES UNIFORMES SOBRE EL SUELO

#### a) Método general

Corresponde al caso indicado en la figura 63-9.

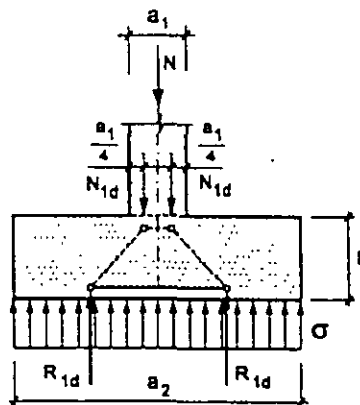


Figura 63-9

En este caso  $N_{1d} = \frac{N_d}{2}$ ,  $R_{1d} = \frac{a_2}{2} \cdot \sigma = \frac{a_2}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} = \frac{N_d}{2}$ ,  $x_1 = x_2 = \frac{a_2}{4}$  y de

acuerdo con [63.2]

$$T_d = \frac{N_d / 2 \left( \frac{a_2}{4} - \frac{a_1}{4} \right)}{0,85d}$$

$$T_d = A_s f_{yd} = \frac{N_d / 8}{0,85d} (a_2 - a_1) \quad [63.3]$$

Con  $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$ .

Si la carga del muro de ancho  $a_1$  sobre la zapata es admisible de acuerdo con lo visto en el Capítulo 60, la compresión en las bielas resulta siempre admisible. En otro caso, las comprobaciones deben realizarse de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 33<sup>1</sup>.

El anclaje debe verificarse de acuerdo con lo que más adelante se indica.

#### b) Método de bielas continuas

De acuerdo con lo expuesto en 63.6.1. (Fig. 63-7) puede realizarse un estudio diferencial del conjunto de bielas-tirante.

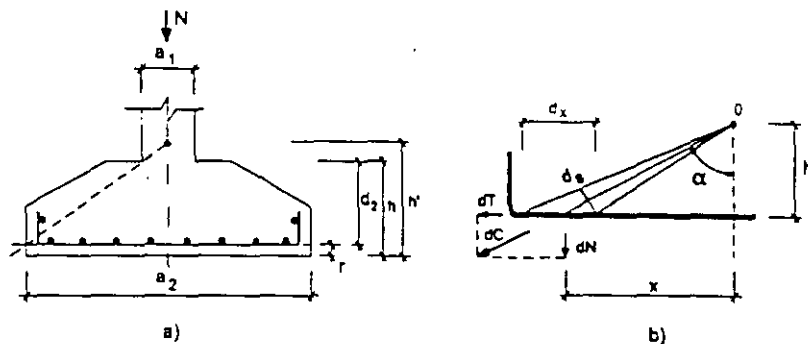


Figura 63-10

$$dN = \frac{N}{a_2} dx \quad [63.4]$$

$$\frac{dT}{dN} = \frac{x}{h'} \quad [63.5]$$

<sup>1</sup> Debe prestarse atención al caso en que el muro sea de un hormigón de resistencia muy superior a la del cimiento.

y por tanto:

$$dT = \frac{Nx}{a_2 h} dx \quad [63.6]$$

y

$$T = \int_x^{a_2/2} \frac{Nx}{a_2 h} dx = \frac{N}{a_2 h} \left[ \frac{a_2^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right] \quad [63.7]$$

y teniendo en cuenta que:

$$\frac{a_2}{h} = \frac{a_2 - a_1}{d} \rightarrow h = \frac{a_2 d}{a_2 - a_1} \quad [63.8]$$

y sustituyendo [63.7]

$$T = \frac{N(a_2 - a_1)}{da_2^2} \left[ \frac{a_2^2}{8} - 4x^2 \right] \quad [63.9]$$

Siendo  $T$  la tracción en la armadura por unidad de ancho de cimiento.

El máximo de [63.9] se produce para  $x = 0$ .

$$T_{max} = T_o = \frac{N(a_2 - a_1)}{8d} \quad [63.10]$$

Es interesante comparar [63.9] con la ley de tracciones resultante de suponer la pieza como flexible. El momento flector resulta en este caso

$$M = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [63.11]$$

Como en zapatas, las cuantías suelen ser bajas, puede aceptarse  $z = 0,9d$ , con lo que la tracción en la armadura resulta:

$$T' = \frac{N}{0,9d a_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [63.12]$$

Con el método de los momentos el valor de  $T'$  a  $0,15 a_1$  de la cara del muro vale<sup>1</sup>

$$T'_{0,15a_1} = \frac{N}{0,9d a_2} \cdot \frac{(a_2 - 0,7a_1)^2}{8} \quad [63.13]$$

<sup>1</sup>  $T'$  es el valor característico, o de servicio, puesto que lo es  $N$ . La comprobación a  $0,15 a_1$  de la cara del muro es la especificada por EHE como veremos más adelante.

y comparando con  $T_o$ , según [63.10] se tiene

$$\frac{T_{0,35a_1}}{T_o} = 1,11 \frac{\left(1 - 0,7 \frac{a_1}{a_2}\right)^2}{\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)} \quad [63.14]$$

cuya variación se representa en la figura 63-6.

Como se ve, el método de cálculo de la zapata flexible conduce a armaduras ligeramente mayores que el de la zapata rígida o muy ligeramente menores y esto sólo si  $\frac{a_1}{a_2} > 0,3$ .

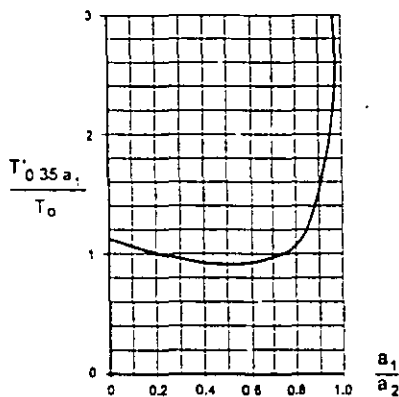


Figura 63-11

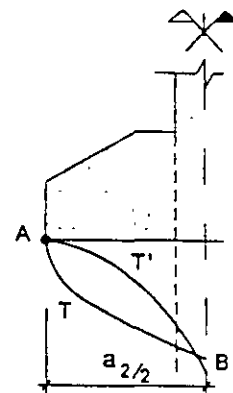


Figura 63-12

Es fácil ver que [63.9] corresponde a una parábola con vértice en  $B$  (fig. 63-12) y eje el del muro, mientras que [63.12] corresponde a una parábola también de eje vertical pero con vértice en  $A$ , extremo de la zapata. lo cual nos anuncia ya que mientras con el funcionamiento como pieza flexible las tensiones de adherencia decrecen hasta anularse en la punta cuando el funcionamiento obedece al sistema de bielas, dichas tensiones crecen hacia la punta de la armadura, lo cual exigirá un sistema de anclaje a partir de dicha punta (patilla, gancho, etc.) o bien un anclaje mecánico (barra transversal soldada, por ejemplo).

c) **Compresión en las bielas.** Volviendo a la figura 63-7

$$dC = \frac{dN}{\cos \alpha}$$

y la compresión en la biela de hormigón resulta:

$$\sigma_c = \frac{dC}{ds} = \frac{dC}{dx \cos \alpha}$$

o bien:

$$\sigma_c = \frac{dN}{dx \cos^2 \alpha}$$

y teniendo en cuenta [63.1]

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2 \cos^2 \alpha}$$

y como  $\cos^2 \alpha = \frac{h^2}{h^2 + x^2}$  resulta:

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2} \left[ 1 + \left( \frac{x}{h} \right)^2 \right] \quad [63.15]$$

El máximo de  $\sigma_c$  se produce para  $x = \frac{a_2}{2}$  y vale:

$$\sigma_{c,\text{máx}} = \frac{N}{a_2} \left[ 1 + \left( \frac{a_2}{2h} \right)^2 \right] \quad [63.16]$$

y teniendo en cuenta [63.8]

$$\sigma_{c,\text{máx}} = \frac{N}{a_2} \left[ 1 + \left( \frac{a_2 - a_1}{2d} \right)^2 \right] \quad [63.17]$$

Al ser la zapata rígida se tiene aproximadamente:

$$d \geq \frac{a_2 - a_1}{4}$$

o sea:

$$\frac{a_2 - a_1}{2d} \leq 2$$

luego:

$$\sigma_{c,\text{máx}} \leq 5 \frac{N}{a_2}$$

Como  $\frac{N}{a^2}$  es la presión sobre el suelo,  $5 \frac{N}{a_2}$  es siempre de poca importancia sea cualquiera el hormigón que se emplee.

#### d) Caso especial de zapatas rígidas sobre roca

De acuerdo con el Eurocódigo 2, Parte 3 "Proyecto de Estructuras de Hormigón" cuando la presión sobre el suelo supera los 5 N/mm<sup>2</sup>, debe distribuirse una armadura horizontal

$$A_{sr} f_{yd} = \frac{N_d}{4} \cdot \frac{h + a_1}{h} \quad [63.18]$$

donde los valores se definen en la figura 63-13.

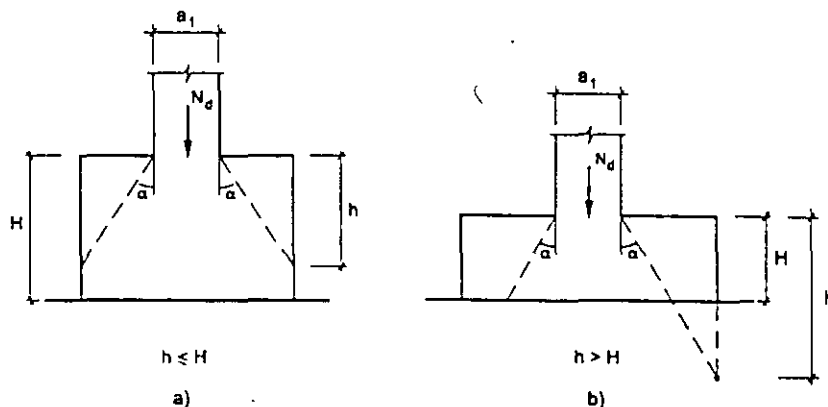


Figura 63-13

Esta armadura debe distribuirse en el canto de la zapata sin rebasar la profundidad  $h$  a partir de la cara superior. Como valor de  $\alpha$  debe tomarse

$$\text{arc tg } \frac{1}{2} = 26,6^\circ$$

### 63.7 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS CORRIDAS, TANTO RÍGIDAS COMO FLEXIBLES

Puede adoptarse el método general unificado que se expone a continuación <sup>1</sup>.

Sea  $N$  el esfuerzo axial actuante sobre la zapata por unidad de ancho. La presión por unidad de superficie de contacto vale, por tanto (fig. 63-14).

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2} \quad [63.19]$$

#### a) Cálculo a flexión

El cálculo se realiza respecto a una sección de referencia AA', retrasada respecto a la cara del muro una distancia  $e$ , siendo:

$e = 0,15 a_1$  si el muro es de hormigón

$e = 0,25 a_1$  si el muro es de mampostería o ladrillo

$e =$  la mitad del vuelo de la placa de base respecto a la cara del pilar, cuando se trata de pilares metálicos

<sup>1</sup> Como es habitual, en lo que sigue se ha supuesto un reparto uniforme de presiones bajo la zapata, con independencia de que ésta sea rígida o flexible. El tema se analiza con más detalle en (63.1).



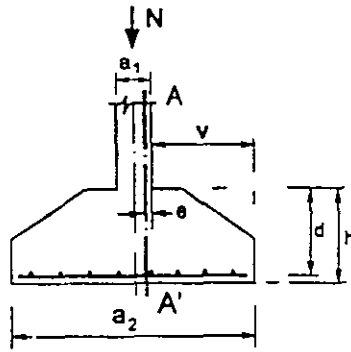


Figura 63-14

El momento flector se calcula aplicando la tensión [63.19] a la zona de zapata situada hacia afuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{N_d}{2a_2} \left( \frac{a_2 - a_1}{2} + e \right)^2 \quad [63.20]$$

siendo  $M_d$  el momento flector de cálculo por unidad de ancho de zapata. Este momento se considera aplicado a una sección de ancho unidad y canto el de la zapata en cara de muro, pero no más de  $1,5 v$ , siendo  $v$  el vuelo. La razón de esta limitación es que para cantos mayores la zona superior no resulta ya colaborante por la excesiva inclinación de las bielas, que resultan ineficaces.

En caso necesario (zapatas escalonadas), la comprobación a flexión debe repetirse en otras secciones, si éstas pueden estar en peores condiciones.

El dimensionamiento a flexión puede realizarse mediante los ábacos GT-82 y GT-83.

La armadura transversal, es decir la paralela al muro, debe cubrir con su canto  $d'$  un momento igual al 20% del que cubre la longitudinal y va dispuesta encima de ella con el fin de no perder canto útil en la longitudinal.

#### b) Comprobación de las condiciones de fisuración

En general, las zapatas deben considerarse en ambiente húmedo, ya que es usual la circulación del agua en el terreno y, por tanto, las posibilidades de corrosión son importantes. Para el caso, poco frecuente, en que pueda garantizarse la ausencia de agua a cota de cimentación, se estaría en ambiente protegido.

Estrictamente de acuerdo con EHE pueden emplearse para la armadura recubrimientos reducidos. Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, a igualdad de diámetro, la reducción del recubrimiento mejora las condiciones de fisuración, desde el punto de vista de la fisuración producida por el alargamiento de la armadura. En cambio, aumenta de forma importante el riesgo de corrosión directa de la armadura por escasez de protección del hormigón. En este sentido, la experiencia disponible es buena con recubrimientos importantes y no debe, en cimientos, emplearse recubrimientos inferiores a 25 mm. Como las fórmulas de fisuración se basan en ensayos sobre vigas y tirantes, su aplicabilidad a losas y placas es discutible.

c) Comprobación de las condiciones de anclaje

c-1) Zapatas con  $v \leq h$

Si  $v$  es menor o igual que  $h$ , el anclaje se contará a partir del punto A final de la parte recta de la barra (fig. 63-15)<sup>1</sup>. De acuerdo con EHE, en sentido estricto basta doblar con el radio correspondiente y llevar a partir de ese punto una longitud tal que se tenga  $\frac{1}{3}l_b$ ,  $10\phi$  ó  $150\text{ mm}$ , lo que sea mayor, siendo  $l_b$  la longitud básica de anclaje correspondiente a posición I. La prescripción es razonable, aunque probablemente prudente. Por supuesto puede reemplazarse por barras rectas con transversales soldados de acuerdo con lo que se expone en c-2).

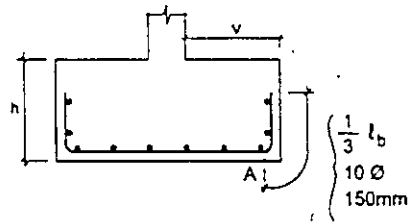


Figura 63.15

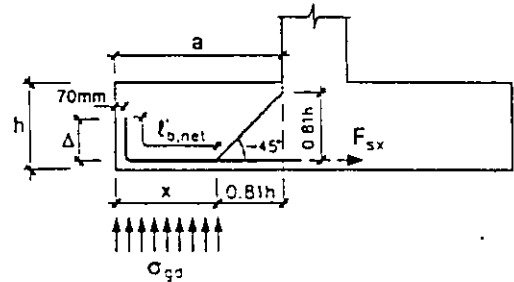


Figura 63.16

c-2) Zapatas con  $v \geq h$

Como simplificación, en lo que sigue tomamos momentos a cara de muro (o pilar) en lugar de considerar los retranqueos expuestos en a). Suponemos que la zapata se hormigona contra el terreno, por lo que adoptamos un recubrimiento lateral de  $70\text{ mm}$  (fig. 63-16). Como es usual la armadura se supone constante en todo el ancho.

$$F_{sx} \cdot 0,81h = x \cdot \sigma_d \left( a - \frac{x}{c} \right) \quad x = a - 0,81h \cot g\theta$$

( $F_{sx}$  es la fuerza producida en la armadura en el punto de abscisa  $x$ )

$$F_{sx} \cdot 0,81h = x \sigma_{sd} \left( a - \frac{a - 0,81h \cot g\theta}{2} \right)$$

y sustituyendo el valor de  $x$

$$F_{sx} \cdot 0,81h = \frac{\sigma_{sd}}{2} \left( a^2 - 0,66h^2 \cot^2 g\theta \right)$$

<sup>1</sup> Para zapatas rígidas, el funcionamiento como bielas conduce a grandes esfuerzos en los anclajes, como vimos anteriormente

$$F_{sx} = \frac{\sigma_{id} (a^2 - 0,66h^2 \cot g^2 \theta)}{1,62h} \quad [63.21]$$

$$\text{Además } A_s f_{yd} \cdot 0,81h = \sigma_{id} \cdot \frac{a^2}{2} \quad A_s f_{yd} = \frac{\sigma_{id} a^2}{1,62h} \quad [63.22]$$

$$\ell_{b,net} = \frac{F_{sx}}{A_s f_{yd}} \cdot \ell_b = \frac{(a^2 - 0,66h^2 \cot g^2 \theta)}{a^2} \cdot \ell_b \quad [63.23]$$

$$\ell_{b,net} = \left( 1 - 0,66 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \cot g^2 \theta \right) \ell_b \quad [63.24]$$

( $\ell_{b,net}$  corresponde a posición de adherencia I) (Ver Capítulo 43).

Tomando  $\theta = 45^\circ$ .

$$\ell_{b,net} = \left[ 1 - 0,66 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right] \cdot \ell_b \quad [63.25]$$

Como  $x = a - 0,81h$ , se tiene

$$\text{-Si } \ell_{b,net} \leq x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{ANCLAJE RECTO} \quad [63.26]$$

-Si no se cumple la condición anterior, pero

$$0,7\ell_{b,net} \leq x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{ANCLAJE CON PATILLA} \quad [63.27]$$

-Si  $0,7\ell_{b,net} > x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{PROLONGACIÓN } \Delta \text{ (Fig. 63-17).}$

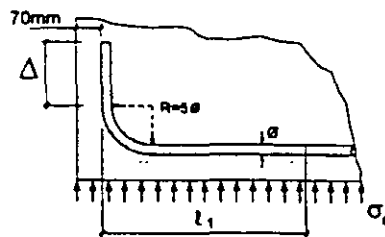


Figura 63-17

Como la longitud  $\Delta$  está en posición I

$$\ell_{b,net} = \frac{\ell_1}{0,7} + \Delta$$

de donde

$$\Delta = 0,7\ell_{b,net} - \ell_j \quad [63.28]$$

Por supuesto, siempre puede recurrirse a las reducciones de  $\ell_{b,net}$  expuestas en 44.14.1.c) para aplicar las fórmulas [63.26], [63.27] y [63.28] y en particular para las dos últimas puede reducirse el anclaje a simple prolongación recta mediante las barras transversales soldadas, de acuerdo con lo expuesto en 44.15.1.

En este último caso, el número de transversales a soldar, de [63.24] se deduce

$$\text{-Si } 1 - 0,66\left(\frac{h}{a}\right)^2 \leq 0,5 \quad \text{Una transversal soldada}$$

-En otro caso, Dos transversales soldadas

d) *Cálculo a flexión.* Se reduce al de una losa.

e) *Cálculo a esfuerzo cortante*

Se toma como sección de referencia la situada (fig. 63-18) a una distancia  $d$  de la cara del muro y como canto útil de la sección el canto  $d$ , en esa sección. En este caso la pieza funciona esencialmente como una viga ancha.

Valor de cálculo de esfuerzo cortante:

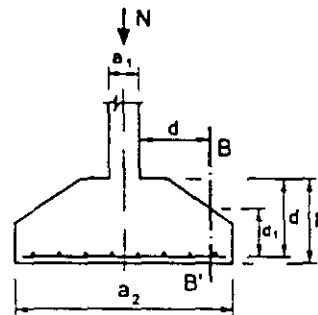


Figura 63-18

$$V_d = \frac{N_d}{a_2} \left( \frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.29]$$

Comprobación del esfuerzo cortante: El valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_d$  ha de ser inferior al esfuerzo cortante de agotamiento  $V_{cu}$ , que se determina de acuerdo con lo visto en 39.2.6 a) para losas (fórmula [39.95]). Recuérdese que para aplicar [39.95] es preciso haber dimensionado la armadura de flexión. Una alternativa interesante es el método del ACI expuesto en 39.2.6 c). Véase la diferencia, para cuantías bajas, en la figura 39-37.

### 63.8 CASO DE ZAPATAS CORRIDAS SOMETIDAS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO FLECTOR

Si además del esfuerzo axial  $N$  actúa un momento flector  $M$  por unidad de ancho de cimiento, la distribución de tensiones sobre el suelo ya no es uniforme, sino que sigue una ley linealmente variable (fig. 63-18):

$$\sigma_x = \frac{N}{a_2} \pm \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.30]$$

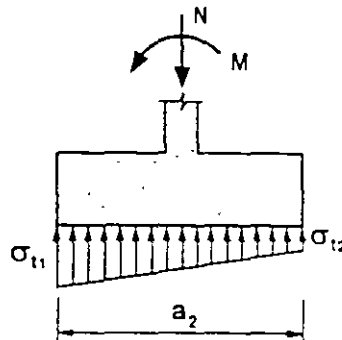


Figura 63-19

resultante de aplicar la ley de NAVIER a la sección de contacto, que se supone da comprimida.

$$\sigma_{11} = \frac{N}{a_2} + \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.31]$$

$$\sigma_{12} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.32]$$

La hipótesis de que toda la sección esté comprimida conduce a:

$$\sigma_{12} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \geq 0$$

y llamando  $e$  a la excentricidad  $\left( e = \frac{M}{N} \right)$  se tiene:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6} \quad [63.33]$$

Si no se cumple [63.33], las fórmulas [63.30] a [63.32] no son válidas, y la respuesta del terreno pasa de trapecial a triangular (fig. 63-20 a)).

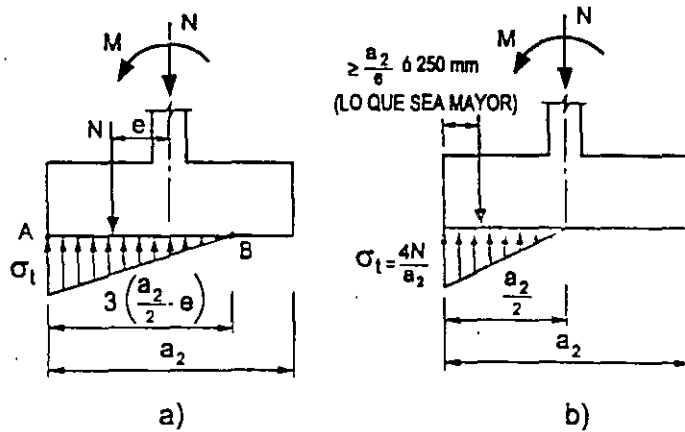


Figura 63-20

El conjunto  $(N, M)$  es equivalente a la fuerza  $N$  con excentricidad  $e = \frac{M}{N}$ . El equilibrio exige que  $AB = 3 \cdot \left( \frac{a_2}{2} - e \right)$ , y de ello:

$$\sigma_t = \frac{2N}{3 \left( \frac{a_2}{2} - e \right)} \quad [63.34]$$

Para el dimensionamiento de la zapata todo lo dicho anteriormente sigue siendo válido con los lógicos cambios en las fórmulas para calcular momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Debe prestarse atención al caso de zapatas en el que sobre alguna zona de la cara superior actúe un peso (rellenos, soleras, etc.) superior a la reacción del terreno sobre esa zona, pues al presentar momentos de signo inverso a los analizados, necesitarían armadura en cara superior o verificar que las tracciones pueden resistirse con el hormigón. En general las zapatas sometidas a momentos deben ser diseñadas para que las tensiones del terreno sobre ellas sean de compresión o nulas. En otro caso deben verificarse muy cuidadosamente los valores realmente posibles de las combinaciones de acciones.

Una condición recomendable es la indicada en la figura 63-20 b), de que la resultante diste como mínimo  $\frac{a_2}{6}$  del borde ó 250 mm (lo que sea mayor). La razón es que con excentricidades mayores, cualquier dispersión en las acciones, en el replanteo o en las desviaciones de construcción puede conducir a que la tensión, siempre igual o mayor que  $\frac{4N}{a_2}$ , se incremente fuertemente.

### 63.9 ZAPATAS AISLADAS

Se entiende por zapata aislada aquella sobre la que carga un sólo pilar. Como excepción, se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo "diapasón" (fig. 63-21). A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares que consideran como un soporte único con perímetro el circunscrito.

El funcionamiento de una zapata de este tipo es complejo y el cálculo se realiza mediante métodos simplificados. Lo dicho anteriormente sobre las zapatas rígidas y flexibles es válido también aquí y el método que se expone a continuación es de nuevo general, tanto para zapatas rígidas como flexibles, con las distinciones específicas que se hacen en cada caso.

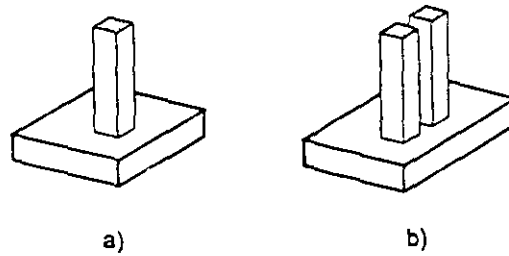


Figura 63-21

A las formas de rotura vistas en 63.4 debe añadirse ahora la ruptura por rozamiento, según un tronco de pirámide, tal como se indica en la figura 63-22.

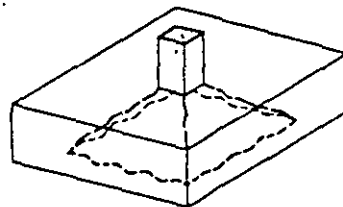


Figura 63-22

### 63.10 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA CENTRADA

Llamamos  $N$  al esfuerzo actuante sobre la zapata<sup>1</sup> (fig. 63-22). La presión transmitida vale, por tanto:

$$\sigma_c = \frac{N}{a_1 b_1} \quad [63.35]$$

y se considera uniformemente repartida.

<sup>1</sup> Excluido por tanto el peso de ésta y el posible relleno sobre ella.

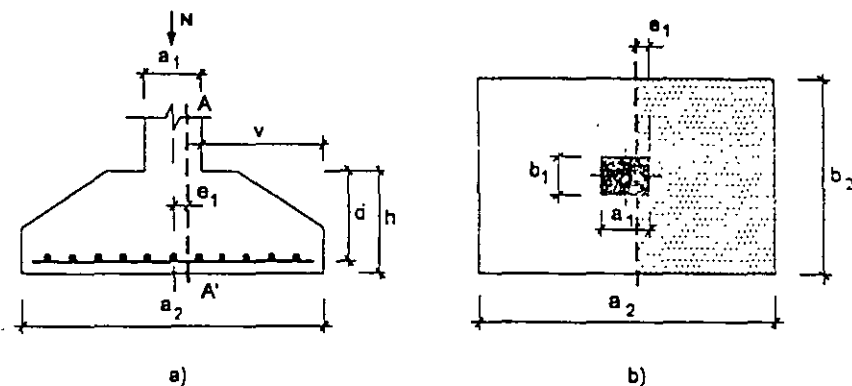


Figura 63-23

a) Cálculo a flexión

El cálculo se realiza en cada dirección principal, respecto a una sección de referencia AA' retrasada respecto a la cara del pilar una distancia  $e_1$ , siendo  $e_1 = 0,15 a_1$ .

Si el pilar no es rectangular sino que tiene forma de polígono regular o forma circular, se sustituye a estos efectos por uno cuadrado de la misma área.

El momento flector, en la dirección de  $a_2$ , se calcula aplicando la tensión [63.35] a la zona de la zapata situada hacia afuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} \left( \frac{a_2 - a_1}{2} + e_1 \right)^2 \quad [63.36]$$

El momento actúa sobre una sección de ancho  $b_2$  y canto el de la zapata en cara del pilar, pero no más de  $1,5v$ , siendo  $v$  el vuelo desde la sección considerada.

En caso necesario (zapatas escalonadas), el cálculo debe repetirse en otras secciones, si éstas pueden estar en peores condiciones.

El cálculo debe ser repetido de forma análoga en dirección ortogonal. Préstese atención a que, debido al cruce de armaduras, el canto  $d$  no es el mismo en ambos sentidos. Debe colocarse encima la armadura paralela a la dimensión menor, si es que la zapata no es cuadrada.

En todo caso, si la zapata es cuadrada, la armadura debe distribuirse uniformemente en todo el ancho  $a_2 = b_2$ .

Si la zapata es rectangular (fig. 63-24), la armadura paralela al lado mayor se distribuye uniformemente en el ancho  $b_2$ . Una fracción de la armadura total  $A_s$ , paralela al lado menor igual a:



$$\frac{2A_s b_2}{a_2 + b_2} \quad 1 \quad [63.37]$$

se distribuye en un ancho  $b_2$ , centrado con el soporte, pero este ancho no se tomará inferior a

$$a_1 + 2h.$$

El resto de la armadura se distribuye uniformemente en el ancho restante.

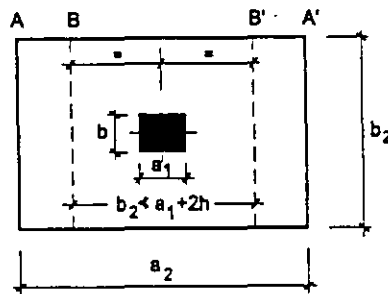


Figura 63-24

En cualquier caso, la armadura en una dirección debe absorber p.m. de ancho un momento no inferior al 20% del que absorbe p.m. de ancho la armadura en dirección ortogonal.

b) *Comprobación de las condiciones de fisuración*

Rige lo dicho en 63.7 b). Existe aquí un factor adicional de seguridad, y es el cosido que cada familia de armaduras ejerce sobre la otra.

c) *Comprobación de las condiciones de anclaje*

De acuerdo con lo que vimos para zapatas corridas en 63.7 c), el fenómeno para zapatas aisladas rígidas ( $v \leq 2h$ ) es análogo en cuanto al funcionamiento como conjunto de bielas y tirantes.

En cada dirección, el anclaje se realiza por tanto de acuerdo con lo visto en los apartados 63.7 c-1) ó 63.7 c-2), según corresponda.

d) *Cálculo a esfuerzo cortante y punzonamiento*

d-1) *Método de EHE*

- **Esfuerzo cortante**

Consideraremos primeramente el método adoptado por EHE. Posteriormente presentaremos un método alternativo unificado para todo tipo de zapatas, adaptado de la Norma Norteamericana ACI 318-95.

1 EHE toma este reparto de ACI-318, que a su vez lo adoptó a la vista de los resultados de ensayos de zapatas reales.

La sección de referencia es la situada a un canto útil  $d$  de la cara del pilar.

El esfuerzo cortante de cálculo resulta, para presión uniforme  $\sigma_t$  y en la dirección  $a_2$

$$V_d = \sigma_{td} b_2 \left( \frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.38]$$

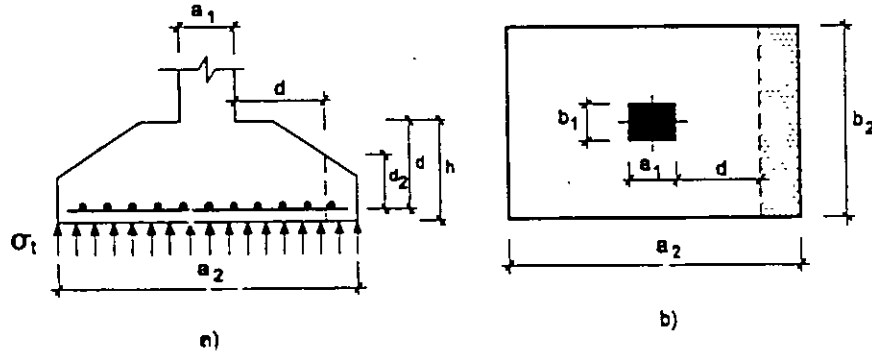


Figura 63-25

siendo  $d$  el canto útil en cara del pilar. (Análogamente se plantea el cálculo para la dirección  $b_2$ ). El esfuerzo cortante de agotamiento  $V_{cu}$  es el proporcionado por 39.2.6 a) (Cortante en losa).

Debe cumplirse

$$V_d \leq V_{cu} \quad [63.39]$$

La comprobación debe repetirse de forma análoga en caso de que existan secciones más alejadas del pilar que estén en peores condiciones, como puede ocurrir en algunos tipos de zapatas escalonadas.

La comprobación debe realizarse también en la otra dirección principal, salvo que resulte evidente que no es necesaria.

Si [63.39] no se cumple, puede disponerse armadura transversal en cada dirección, de acuerdo con la teoría general de esfuerzo cortante en piezas lineales. Es siempre una solución antieconómica y, casi seguro, ilógica. Siempre es preferible aumentar el canto, si es posible.

#### - Comprobación a punzonamiento

Se comprueba la resistencia a punzonamiento, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 43. De acuerdo con EHE la superficie de punzonamiento, es equivalente a la de una superficie  $S_p$  de referencia, prismática, de directriz paralela al eje del pilar y cuyo contorno en planta está formado por rectas y arcos de circunferencia de acuerdo con lo que se indica en la figura 63-26.

La superficie  $S_p$  es el producto del perímetro crítico por el canto <sup>1</sup>. Debe prestarse atención a que el Eurocódigo 2, Parte 3 "Estructuras de hormigón para cimientos" reduce para zapatas la distancia  $2d$  a  $d$ , modificando a la parte general del Eurocódigo 2, que establece la sección crítica a  $1,5d$ .

El valor del esfuerzo de cálculo, siendo  $\sigma_d$  la tensión de cálculo sobre el terreno, vale

$$V_{pd} = \sigma_{td} [a_2 b_2 - A_p] \quad [63.40]$$

donde  $A_p$  es el área encerrada por el perímetro crítico y  $\sigma_{td}$  la tensión sobre el terreno debida a los valores de cálculo de las acciones .

En la fórmula [63.40] puede tomarse como  $d$  la semisuma de los cantos útiles en ambas direcciones.

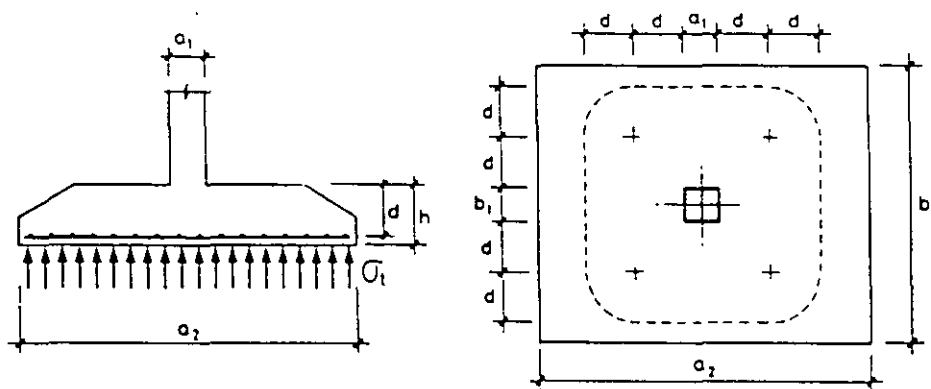


Figura 63-26

Debe cumplirse

$$V_{pd} \leq V_{pu} \quad [63.41]$$

Es evidente que la superficie de perímetro pudiera (fig. 63-27) no ser  $ABCD$ , sino el conjunto de dos roturas diagonales planas  $A'B'$  y  $C'D'$ . Sin embargo, en ese caso, no existe acción biaxial ni propiamente punzonamiento, sino que se trata de roturas por cortante, ya comprobadas en d-1). Puede ocurrir incluso que el perímetro  $ABCD$  sea en parte exterior a la zapata, en cuyo caso significa que la comprobación a punzonamiento no es necesaria.

<sup>1</sup> Obsérvese que a lo largo del contorno de  $S_p$ , el canto puede ser variable.

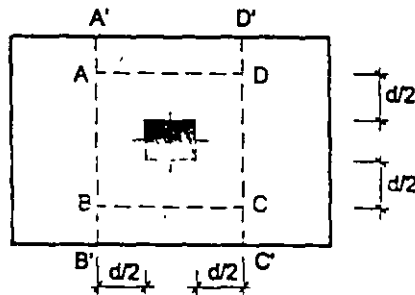


Figura 63-27

Si [63.41] no se cumple, podría disponerse armadura de punzonamiento por cualquiera de los procedimientos expuestos en el Capítulo 43.

Insistimos en el carácter antieconómico y probablemente ilógico (salvo casos muy especiales), de necesitar armadura para absorber el esfuerzo de punzonamiento. Un aumento de canto es siempre preferible.

d-2) Método del ACI 318-95

El método que se expone a continuación está adaptado de la Norma Norteamericana ACI 318-95 (63.4). El método unifica las zapatas rígidas y flexibles y lleva muchos años en uso satisfactorio.

- Comprobación a corte

Toda zapata, en cada una de las dos direcciones principales, es objeto de comprobación a corte (salvo que alguna de las dos comprobaciones resulte obviamente superflua) en una sección distante  $d$  de la cara del pilar.

Tomando por ejemplo la dirección de  $a_2$  (fig. 63-28).

$$V_d = \sigma_{td} b_2 \left( \frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.42]$$

fórmula idéntica, como se ve, a la [63.39].

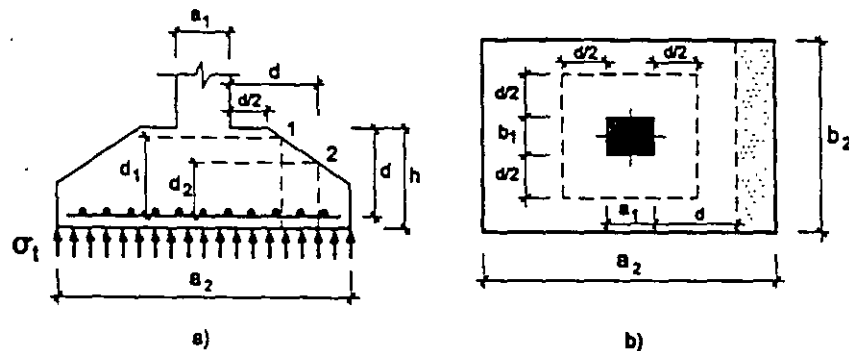


Figura 63-28

El valor de  $V_{cu}$  viene dado por 39.6.2 a) (Fórmula [39.97]).

Debe cumplirse, naturalmente,

$$V_d \leq V_{cu} \quad [63.43]$$

donde  $V_{cu} = 0,16\sqrt{f_{cd}}b_o \cdot d$

El valor de  $V_{cu}$  de [39.97] puede incrementarse, para zapatas armadas, de acuerdo con la fórmula experimental [39.98]

$$V_{cu} = \left[ 0,15\sqrt{f_{cd}} + 13,5p \frac{V_d d}{M_d} \right] b_o d \geq 0,28\sqrt{f_{cd}}b_o d \quad [63.44]$$

donde las unidades han de ser  $N$ ,  $mm$  y  $MPa$ .

$M_d$  = Momento flector de cálculo en la misma sección en la que se calcula  $V_d$  y concomitante con él.

$p = \frac{A_s}{b d}$  cuantía geométrica de la armadura, referida a la sección de cálculo a cortante.

El término  $\frac{V_d d}{M_d}$  en [63.44] no se tomará superior a la unidad.

El cálculo se realiza análogamente en la otra dirección.

#### - Comprobación a punzonamiento

Se realiza tomando el valor de cálculo del esfuerzo de punzonamiento.

$$V_{p,d} = \sigma_{td} [a_2 b_2 - (a_1 + d)(b_1 + d)] \quad [63.45]$$

Con este método, el valor de agotamiento viene dado por el menor de los valores siguientes:

$$V_{pu} = 0,09 \left( 2 + \frac{4}{\lambda} \right) \sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.46]$$

$$V_{pu} = 0,09 \left( \frac{\alpha d}{p} + 2 \right) \sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.47]$$

$$V_{pu} = 0,35\sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.48]$$

donde  $\lambda$  es la relación del lado mayor al menor de la sección del pilar y  $p$  el perímetro crítico a punzonamiento, y  $\alpha$ , es un coeficiente que vale 40 para pilares interiores, 30 para pilares de borde y 20 para pilares de esquina.

Obsérvese que en [63.47], en el caso de pilares alargados, reduce el valor  $f_{cv}$  de punzonamiento hasta igualarlo al de corte.

En [34.3] se generaliza el valor de  $\lambda$  para pilares de sección cualquiera.

Puede aumentarse la resistencia mediante la adición de armadura transversal.

### 63.11 ZAPATAS AISLADAS SOMETIDAS A MOMENTOS FLECTORES

El caso más general (fig. 63-29) es de esfuerzo axial  $N$  y momentos  $M_x, M_y$  en las dos direcciones principales de la zapata. El caso de pilar no centrado sobre la zapata con excentricidades  $e_x, e_y$  respecto a los ejes  $x, y$  de la figura se reduce al anterior con  $N = N, M_x = N e_x, M_y = N e_y$ .

Si todas las presiones sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER.

$$\sigma_t = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6 M_x}{b_2 a_2^2} \pm \frac{6 M_y}{a_2 b_2^2} \quad [63.49]$$

Las cuatro combinaciones de signos posibles nos dan las presiones en los cuatro vértices.

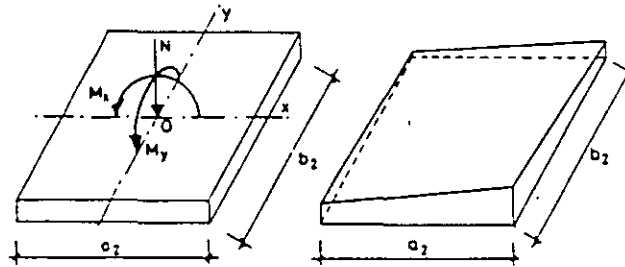


Figura 63-29

Si alguna de las cuatro presenta valor negativo, la fórmula [63.49] no es válida y la zona de respuesta del suelo y los valores de las tensiones deben deducirse mediante la expresión general de las condiciones de equilibrio entre las acciones sobre la zapata y las reacciones del suelo.

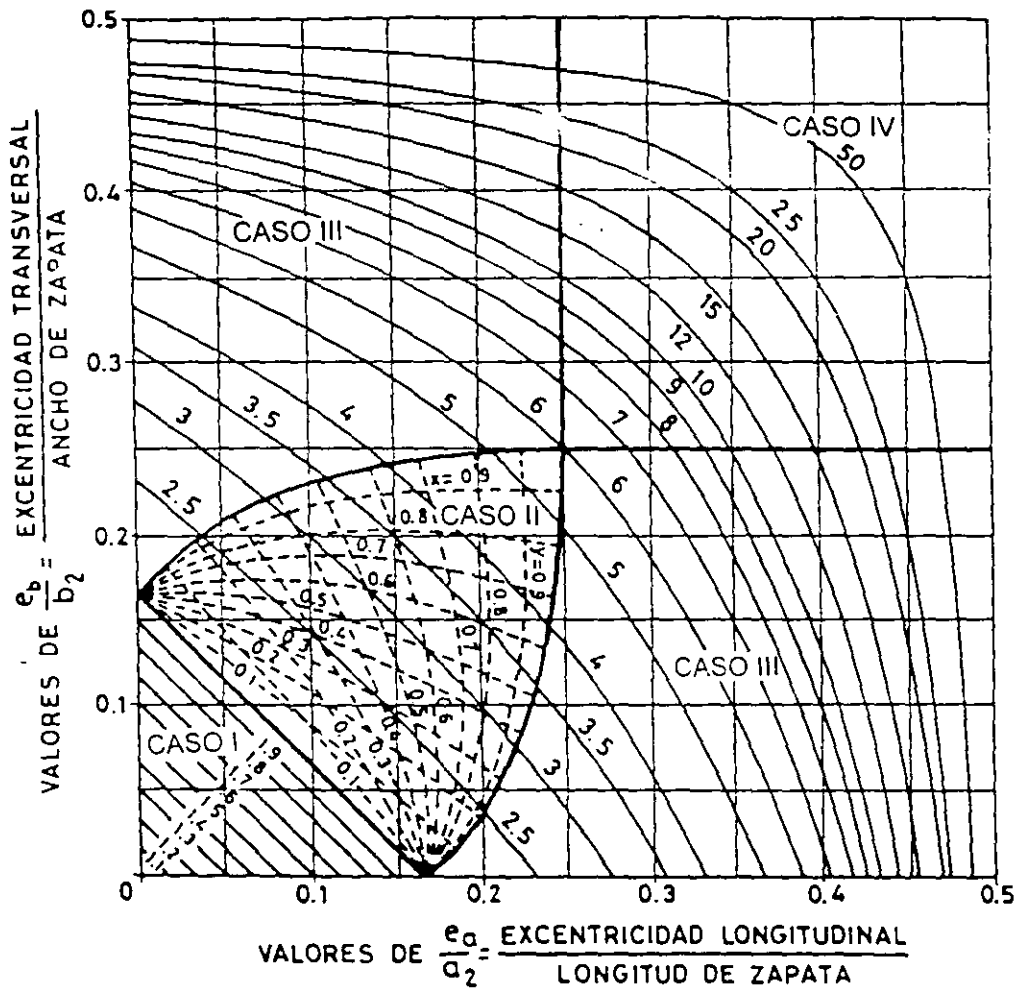
Si uno de los momentos es nulo, las expresiones deducidas para zapatas corridas se generalizan inmediatamente y resultan ( $M_y = 0; M_x = M$ )

Si  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6}$ , las tensiones extremas son:

$$\sigma = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6 M}{b_2 a_2^2} \quad [63.50]$$

si  $e > \frac{a_2}{6}$ , la tensión máxima es:

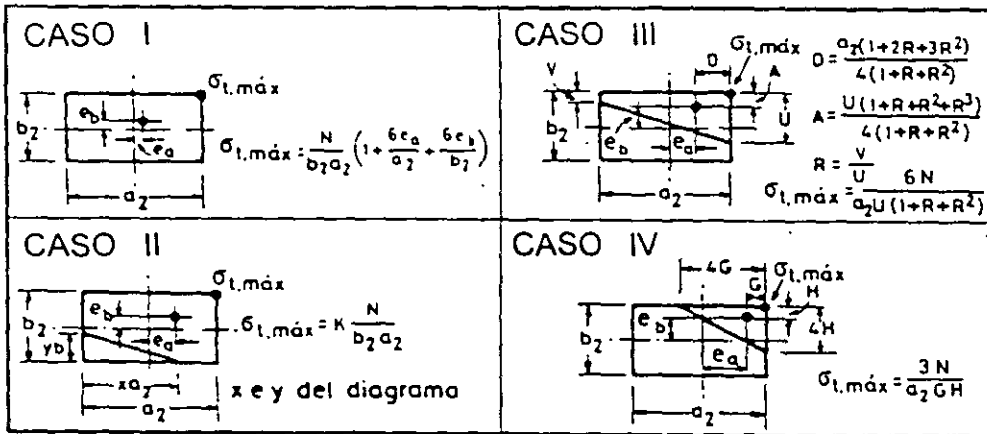
$$\sigma = \frac{2N}{3 \left( \frac{a_2}{2} - e \right) b_2} \quad [63.51]$$



LAS CURVAS DE TRAZO CONTINUO DAN LOS VALORES DE K

PRESIÓN MÁXIMA  $\sigma_{l,m\acute{a}x} = K \frac{N}{b_2 \cdot a_2}$

N = CARGA CONCENTRADA SOBRE LA ZAPATA



ZAPATA RECTANGULAR, DOBLE EXCENTRICIDAD

Figura 63-30

Si  $M_x \neq 0, M_y \neq 0$ , el problema, aunque sencillo, es laborioso. El ábaco

adjunto, tomado de TENG, referencia (63.5), resuelve directamente cualquier caso (fig. 63-30).

El ábaco proporciona de forma inmediata la presión máxima mediante la expresión:

$$\sigma_{t.m\acute{a}x} = k \frac{N}{DL} \quad [63.52]$$

El valor de  $k$  viene proporcionado por las curvas de trazo continuo de la figura 63.30.

Si la distribución es relativamente uniforme o si en sucesivas hipótesis de combinación de actuaciones de los valores  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ , la envolvente de presiones pésimas  $\sigma_t$  lo es, resulta frecuente, aunque conservador, calcular los esfuerzos  $\sigma$  para una presión uniforme  $\sigma_t = \sigma_{t.m\acute{a}x}$ . Afortunadamente, la inmensa mayoría de los casos reales de la práctica están en la situación anterior.

Si se está en otro caso, especialmente en los II, III y IV del ábaco, lo anterior conduce a sobredimensionar considerablemente la zapata y para evitarlo el ábaco permite definir completamente el volumen de respuesta  $\sigma_t$  del suelo y realizar el cálculo, tal como vimos para carga uniforme, con las lógicas variantes para la determinación de momentos flectores y esfuerzos cortantes, debidas a la no uniformidad de la carga.

Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, si se está en casos tales como II, III y IV, el ábaco permite obtener la información necesaria para el cálculo de los momentos flectores y esfuerzos cortantes, pero no existe ningún método disponible de cálculo para calcular la distribución de estos esfuerzos totales a lo ancho de las secciones respectivas por lo que lo usual es, conservadoramente, calcular para la presión máxima, considerada como uniformemente repartida, como antes dijimos; a veces, se realiza alguna reducción simple a sentimiento.

En relación con las excentricidades muy altas, utilizar disposiciones que conduzcan a los casos II, III o IV constituye una mala práctica, que puede conducir a giros excesivos del cimiento. Volvemos a recomendar la conveniencia de respetar las condiciones [63.33] de que la resultante esté al menos a  $\frac{a_2}{6}$  y  $\frac{b_2}{6}$ , respectivamente, de los bordes, ya que la utilización de excentricidades mayores tiene el inconveniente de que pequeños aumentos de los momentos flectores o errores de replanteo o ejecución, pueden producir grandes incrementos de la tensión máxima en punta.

Por tanto, como normal general, las zapatas deben proyectarse para que presenten la distribución de presiones del caso I del ábaco. En el caso de zapata rectangular, de la condición de que los cuatro valores de [63.49] resulten positivos o nulos, se deduce que la carga vertical  $N$  tiene que incidir sobre la zapata en el núcleo central, que es un rombo de diagonales iguales a  $\frac{1}{3}$  de las dimensiones de la zapata, tal como se indica en la figura 63-31.

Si la libertad de proyecto es completa, la proyección del eje del pilar es 0



(fig. 63-32) y las solicitaciones son  $N, M_x, M_y$ , lo mejor es calcular  $e_x = \frac{M_x}{N}$  y

$e_y = \frac{M_y}{N}$ , con lo que se define el centro  $O'$  de una zapata  $ABCD$ , sometida

a una carga centrada  $N$ , equivalente al conjunto  $(N, M_x, M_y)$ . Con esta disposición, la zapata está sometida a presión  $\sigma$ , uniforme, aunque su pilar esté descentrado.

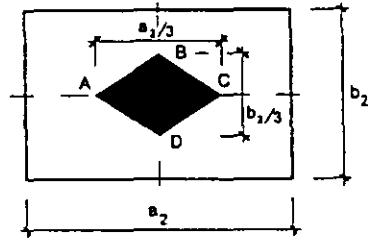


Figura 63-31

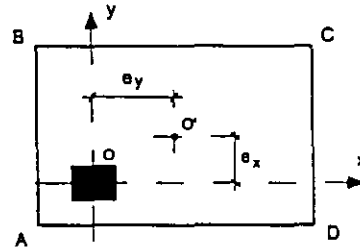


Figura 63-32

Con frecuencia, sobre todo en naves industriales, existen varios conjuntos de valores de combinación  $(N, M_x, M_y)$  y, por tanto, varios centros  $O'$  posibles, por lo que no resultará posible encontrar una zapata que siempre esté sometida a carga centrada y presión uniforme. Sí resultará posible elegir una solución de excentricidad moderada que corresponda al caso I del ábaco o no alejada demasiado de él.

### 63.12 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA TODO TIPO DE ZAPATAS

- Bajo la zapata deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200/300 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos cuando es posible la aparición de lluvias.
- Siempre son más económicas las zapatas cuanto más flexibles.
- Salvo grandes zapatas, conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, debe disponerse junto a los paramentos del soporte unas zonas horizontales de, al menos, 100 mm de ancho para montar encofrados del pilar.
- Véase lo dicho en el Capítulo 24 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- El canto mínimo en el borde será de 250 mm en zapatas de hormigón armado.
- La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario se agrupan por parejas en contacto.
- En zapatas corridas, en todo caso se considerará una cuantía geométrica mínima en cada dirección de:

-0,0020 para aceros B 400.

-0,0018 para aceros B 500

En la determinación de la cuantía indicada se cuentan todas las armaduras paralelas a la dirección considerada situadas en la cara inferior o la superior y eventualmente en las caras laterales para zapatas aisladas. Por supuesto y además de lo indicado las zapatas deben cumplir con [36.111].

- h) EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm, pero no indica el tipo de acero. En nuestra opinión, en zapatas pequeñas puede bajarse a 10 mm en aceros B 400 y B 500.
- i) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm, por razón no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras quepan en el pozo excavado con unas tolerancias normales de dimensiones de la excavación y de corte de barras.
- j) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con esto, el canto mínimo expuesto en e) y establecido en EHE pasa a 300 mm.
- k) En el caso de juntas de dilatación en “diapasón” para soportes o muros contiguos cimentados sobre una misma zapata (fig. 63-33) es siempre conveniente disponer una cierta armadura  $A'_s$  en la cara superior, con el fin de controlar la fisuración que se produce al enfriarse y acortarse la estructura, fenómenos que tienden a “desgarrar” la cara superior de la zapata.
- l) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo dicho en el Capítulo 44.

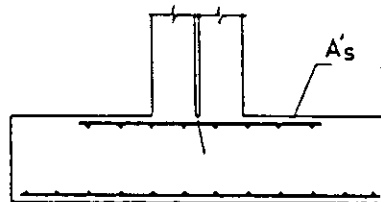


Figura 63-33

### 63.13 PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS

Siempre es conveniente establecer un cierto atado entre zapatas que impida sus desplazamientos horizontales y si la estructura está cimentada en zonas sísmicas con  $a_c \geq 0,16 g$  (véase Capítulo 67) el atado es obligatorio y afecta a todas las zapatas de acuerdo con la Norma Sismorresistente NCS-94 (63.6). Las piezas de atado deben resistir, en tracción y en compresión, un esfuerzo axial igual a  $a_c$  veces el esfuerzo axial correspondiente al más cargado de los dos pilares que enlaza. (Fig. 63-34 b) <sup>1</sup>. Si la cimentación está realizada por pilotes profundos, lo anterior rige aunque  $a_c < 0,16 g$ .

<sup>1</sup>  $a_c$  es el coeficiente de la aceleración sísmica de cálculo. (Ver Capítulo 67).

Si la cimentación está en zona sísmica con  $0,06 g < a_c < 0,16 g$ , a nuestro juicio es suficiente con que cada zapata quede atada en un solo sentido en cada una de las dos direcciones principales, tal como se indica en la figura 63-34 a). Las zapatas perimetrales deben atarse siempre en los dos sentidos a lo largo de las fachadas.

NCS-94 en zonas de sismicidad media admite un atado perimetral solamente si existe losa de hormigón en planta baja. Ello sería correcto si la losa se hormigonara a tope con los pilares, pero como veremos en el Capítulo 70 ello no es correcto y deben disponerse juntas de dilatación alrededor de los pilares, lo que anula la eficacia de la losa a estos efectos.

Llamando  $A_c$  a la sección de la pieza,  $f_{yd}$  el límite elástico de cálculo del acero y  $N_d$  el esfuerzo del soporte más cargado de los dos que enlaza la pieza de atado, se ha de cumplir, en zona sísmica primera

$$\text{Compresión:} \quad 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \geq a_c N_d \quad [63.53]$$

$$\text{Tracción:} \quad A_s f_{yd} > a_c N_d \quad [63.54]$$

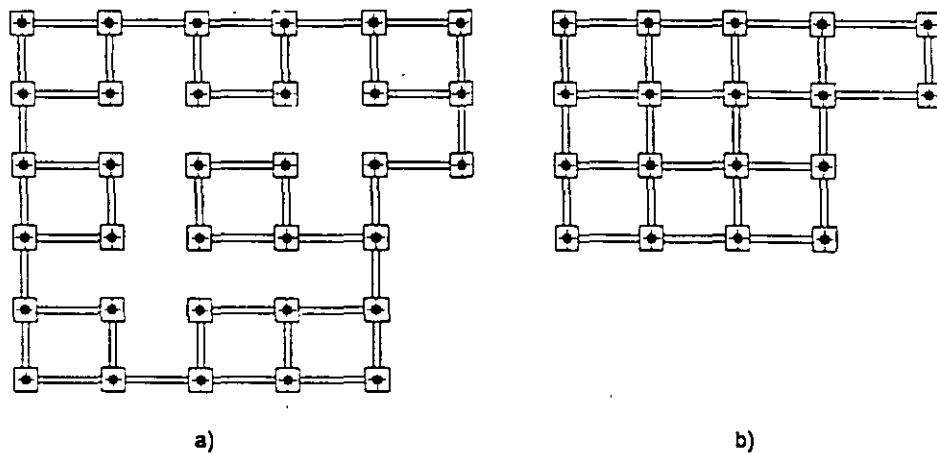


Figura 63-34

La condición [63.54] engloba a la [63.53] y es, por tanto, la determinante para la armadura.

La pieza, para que no requiera comprobación a pandeo, debe tener una esbeltez siendo  $b$  el lado menor de la sección de la viga):

$$\frac{1/2}{\sqrt{\frac{1}{12} \frac{ab^3}{ab}}} \leq 35 \quad [63.55]$$

lo que conduce a la condición

$$b \geq \frac{1}{20} \quad [63.56]$$

En [63.56]  $\ell$  es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones  $a$  y  $b$  de la pieza de atado (fig. 63-35) dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser 250 · 250 mm. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho  $a$  viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser  $b \geq 400$  mm. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

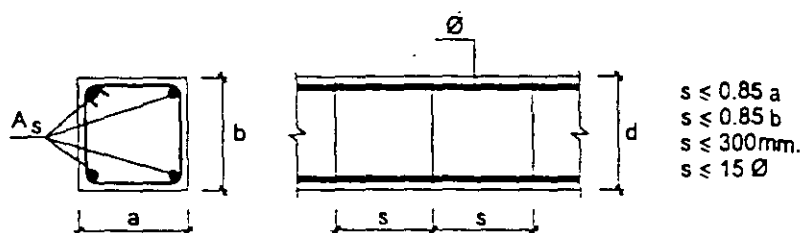


Figura 63-35

En la figura 63-35 se indican las condiciones de separación de estribos.

Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de zapata (fig. 63-36 a)).

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje (fig. 63-36 b)) a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza del vano adyacente.

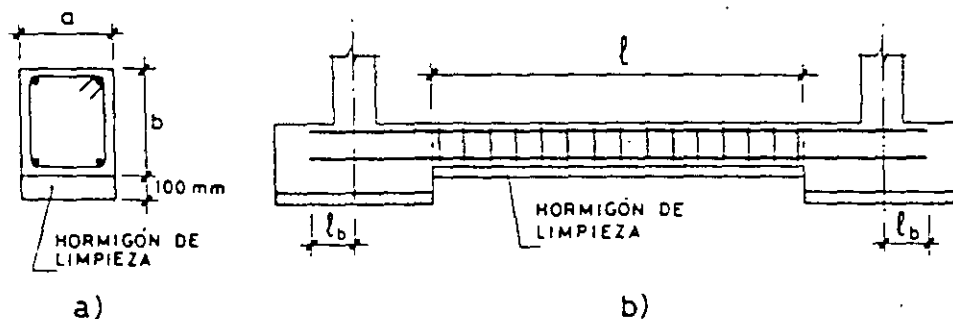


Figura 63-36

La armadura  $A_s$  debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

La tabla GT-139 proporciona directamente piezas de atado de sección cuadrada para diferentes cargas por pilar enlazado. Manteniendo la sección, las armaduras y cargas  $N'_d$  por zapata son válidas aunque se cambien las dimensiones transversales. Recuérdese que la luz libre  $\ell$  de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor dimensión transversal.

### EJERCICIO 63.1

Un pilar de hormigón armado de  $300 \cdot 300$  mm, armado con  $4 \phi 16$ , transmite una carga característica al cimiento  $N_g = 400 \text{ kN}$ ,  $N_q = 200 \text{ kN}$ . El hormigón, tanto del pilar como del cimiento es de resistencia  $25 \text{ MPa}$  y el acero es  $B 400$ . Proyectar una zapata cuadrada, sabiendo que la presión admisible sobre el suelo es de  $0,1 \text{ N/mm}^2$ . Tómesese  $\gamma_g = 1,35$ ,  $\gamma_q = 1,5$ . Se supone la zapata enterrada en suelo húmedo. (Empleese el método del ACI).

Si en un primer tanteo despreciamos el peso propio de la zapata, llamando  $a$  al lado en  $m$ , tendríamos:

$$\frac{600}{a^2} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad a = 2,44 \text{ m}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm, adoptamos  $a = 2,75 \text{ m}$ , y  $h = 0,50 \text{ m}$ , y se obtiene:

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 2,5 \cdot 0,5 = 80,6 \text{ kN/m}^2 = 0,0806 \text{ N/mm}^2$$

La condición de punzonamiento conduce a:

$$\frac{840}{2,75^2} \left[ 2,75^2 - (0,3 + d)^2 \right] \leq 0,35 \sqrt{16,7} \cdot 10^3 [1,2 + 4d]$$

con lo que  $0,25 \text{ m}$  y modulando a múltiplos de  $0,10 \text{ m}$ ,  $h = 0,40 \text{ m}$ , por razones de flexibilidad.

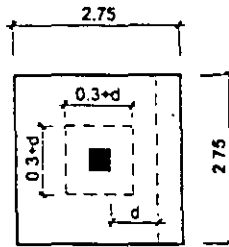


Figura 63-37

Como el vuelo es  $1,225 \text{ m}$ , la zapata resulta flexible y las presiones sobre el terreno resultan

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 0,4 \cdot 2,5 = 80,34 \text{ kN/m}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2 < 0,1 \text{ N/mm}^2$$

(Para comprobación de terreno)

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} = 79,3 \text{ kN/m}^2 = 0,0793 \text{ N/mm}^2$$

(Para el cálculo de la zapata)

Hemos elegido la zapata de mínimo canto posible, ya que al no venir impuesta en el enunciado ninguna condición de canto, el mínimo posible conduce a la zapata de menor coste.

En [63.56]  $\ell$  es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones  $a$  y  $b$  de la pieza de atado (fig. 63-35) dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser 250 · 250 mm. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho  $a$  viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser  $b \geq 400$  mm. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

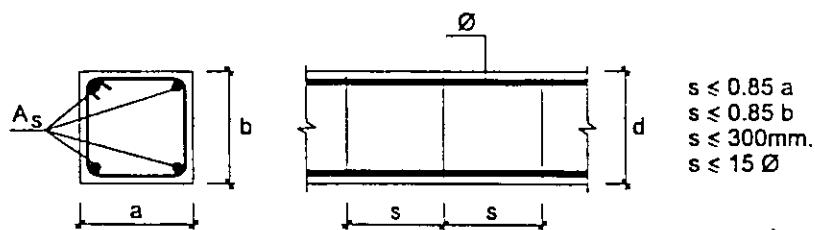


Figura 63-35

En la figura 63-35 se indican las condiciones de separación de estribos.

Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de zapata (fig. 63-36 a)).

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje (fig. 63-36 b)) a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza del vano adyacente.

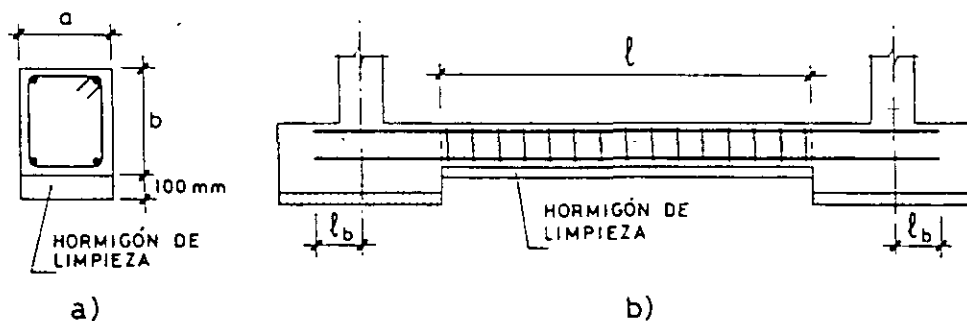


Figura 63-36

La armadura  $A_s$  debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

La tabla GT-139 proporciona directamente piezas de atado de sección cuadrada para diferentes cargas por pilar enlazado. Manteniendo la sección, las armaduras y cargas  $N'_d$  por zapata son válidas aunque se cambien las dimensiones transversales. Recuérdese que la luz libre  $\ell$  de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor dimensión transversal.

### EJERCICIO 63.1

Un pilar de hormigón armado de  $300 \cdot 300$  mm, armado con  $4 \phi 16$ , transmite una carga característica al cimiento  $N_g = 400 \text{ kN}$ ,  $N_q = 200 \text{ kN}$ . El hormigón, tanto del pilar como del cimiento es de resistencia  $25 \text{ MPa}$  y el acero es  $B 400$ . Proyectar una zapata cuadrada, sabiendo que la presión admisible sobre el suelo es de  $0,1 \text{ N/mm}^2$ . Tómesese  $\gamma_g = 1,35$ ,  $\gamma_q = 1,5$ . Se supone la zapata enterrada en suelo húmedo. (Empleese el método del ACI).

Si en un primer tanteo despreciamos el peso propio de la zapata, llamando  $a$  al lado en  $m$ , tendríamos:

$$\frac{600}{a^2} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad a = 2,44 \text{ m}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm, adoptamos  $a = 2,75 \text{ m}$ , y  $h = 0,50 \text{ m}$ , y se obtiene:

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 2,5 \cdot 0,5 = 80,6 \text{ kN/m}^2 = 0,0806 \text{ N/mm}^2$$

La condición de punzonamiento conduce a:

$$\frac{840}{2,75^2} \left[ 2,75^2 - (0,3 + d)^2 \right] \leq 0,35 \sqrt{16,7} \cdot 10^3 [1,2 + 4d]$$

con lo que  $0,25 \text{ m}$  y modulando a múltiplos de  $0,10 \text{ m}$ ,  $h = 0,40 \text{ m}$ , por razones de flexibilidad.

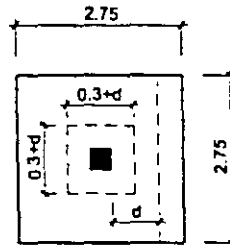


Figura 63-37

Como el vuelo es 1,225 m, la zapata resulta flexible y las presiones sobre el terreno resultan

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 0,4 \cdot 2,5 = 80,34 \text{ kN/m}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2 < 0,1 \text{ N/mm}^2$$

(Para comprobación de terreno)

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} = 79,3 \text{ kN/m}^2 = 0,0793 \text{ N/mm}^2$$

(Para el cálculo de la zapata)

Hemos elegido la zapata de mínimo canto posible, ya que al no venir impuesta en el enunciado ninguna condición de canto, el mínimo posible conduce a la zapata de menor coste.

### 3.14 ZAPATAS DE MEDIANERÍA

#### a) Generalidades

La necesidad de su uso aparece en cuanto se disponen pilares junto a las lindes de propiedad del terreno en que se va a construir el edificio. Por tanto, las zapatas de medianería son de uso muy frecuente en la práctica.

Existen muy diferentes sistemas para solucionar el problema, que en definitiva es apoyar un pilar de medianería. En la figura 63-39 se indican las soluciones más frecuentes. En el libro citado como referencia (63.1) se analizan en detalle todas estas soluciones. Aquí se exponen únicamente las dos de empleo más frecuente, que son la b) y la e).

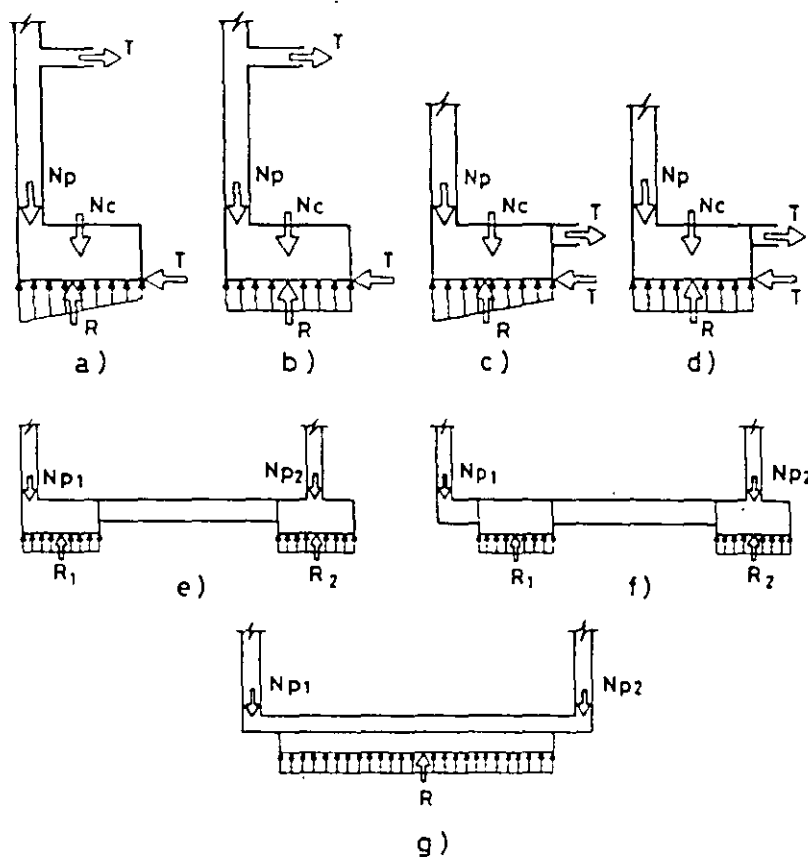


Figura 63-39

Las soluciones a) y b) producen incrementos de flexión importantes en el pilar de fachada. La c) y d) no los producen.

Las soluciones e), f) y g) no producen tampoco incrementos de flexión en los pilares (salvo los pequeñísimos que surgirían de un análisis muy refinado que puede verse en (63.1)) y son por ello las empleadas cuando se trata de pilares sometidos a grandes cargas <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Una solución más es la de zapata combinada, disponiendo una zapata común al soporte de fachada y al inmediato interior.



Para el cálculo a flexión, partiremos de un recubrimiento de 30 mm, con lo que para la armadura el canto útil será del orden de 360 mm.

$$\sigma_d = \frac{1,35 \cdot 400 + 1,50 \cdot 200}{2,75^2} = 111 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{111 \cdot 2,75}{2} (1,35 \cdot 0,5 + 0,15 \cdot 0,30)^2 = 246 \text{ m kN}$$

$$\frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{246 \cdot 10^6}{\frac{25}{1,5} \cdot 2750 \cdot 360^2} = 0,04$$

y con el ábaco GT-82 obtenemos

$$\frac{U_s}{f_{cd} b d} = 0,035 \quad U_s = 0,035 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 2750 \cdot 360 = 577.500 \text{ N}$$

Disponemos 9  $\phi$  16 p.m. en cada dirección.

La comprobación de fisuración, aunque la zapata está en suelo húmedo, resulta satisfactoria de acuerdo con la tabla T-47.4.

Con  $\phi$  16 la longitud de anclaje para acero B 400 y  $f_{ck} = 25$  MPa vale (ver tabla GT-143)

$$\ell_b = 340 \text{ mm} < 1225 - 0,81 \cdot 500 - 70 = 750 \text{ mm}$$

luego basta anclaje recto.

La armadura del pilar es 4  $\phi$  16, luego  $\ell_b = 340 \text{ mm}$ , como ya vimos. Tal como se indica en la figura, el tramo recto AB de la armadura de espera es de 358 mm, suficiente. (Bastaría con  $\frac{2}{3} \cdot 340 = 227 \text{ mm}$ , según se dijo).

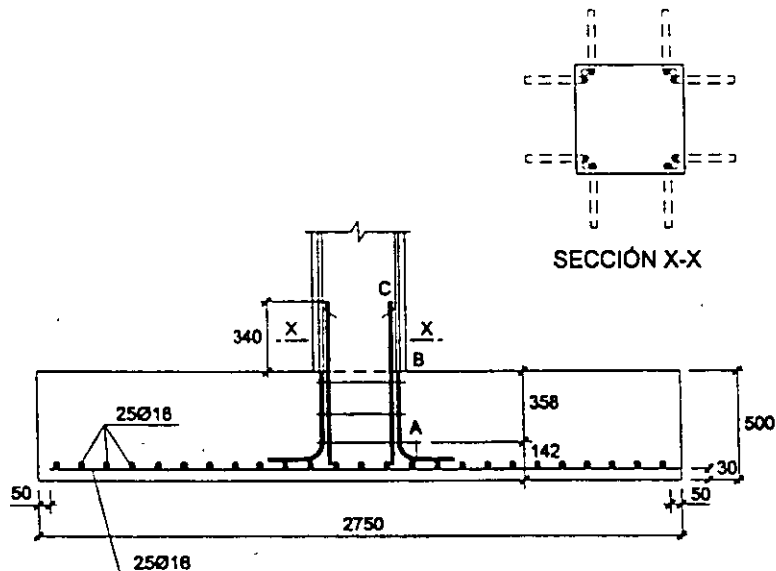


Figura 63-38

b) Zapata excéntrica con distribución uniforme de presiones y reacción en la estructura del piso.

Se supone que las fuerzas  $T$  centran la carga bajo la zapata (fig. 63-40) resistida por una armadura situada en el dintel de planta baja y por rozamiento entre zapata y suelo bajo el esfuerzo axial del pilar. La presión sobre el suelo vale

$$\sigma'_i = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [63.57]$$

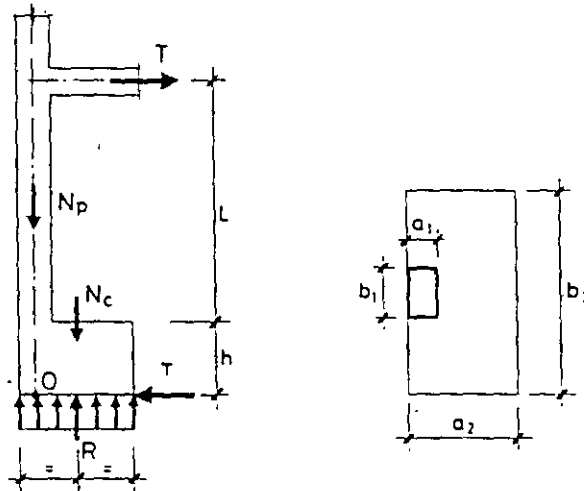


Figura 63-40

Como  $R = N_p + N_c$ , tomando momentos respecto a  $O$ , se tiene

$$R \frac{a_2 - a_1}{2} = T(L + h) + N_c \frac{a_2 - a_1}{2} \quad [63.58]$$

de donde

$$T = \frac{N_p(a_2 - a_1)}{2(L + h)} \quad [63.59]$$

Para que pueda aceptarse una distribución uniforme de presiones bajo la zapata, debe cumplirse<sup>1</sup>

$$\frac{L \lambda E^2 b_2 a_2^2 T}{6 E I (N_p + N_c)} \leq \beta - 1 \quad 2 \quad [63.60]$$

1 Véase la deducción de esta condición en (63.1).

2 El equilibrio introducido por el par de fuerzas  $T$  es la explicación de que muchas zapatas de medianería, incorrectamente proyectadas por ignorancia, se hayan comportado satisfactoriamente en apariencia, aunque generalmente con coeficientes de seguridad muy bajos, sobre todo en el pilar.

( $\lambda = 1$  para articulación del pilar a nivel de techo y  $\lambda = 0,75$  para empotramiento). El coeficiente  $\beta$  es el momento aceptable de tensiones reales  $\sigma_r$  en el borde de la zapata en la hipótesis de que la distribución real sea lineal pero no uniforme.

NBE-AE-88 autoriza  $\beta = 1,25$  y es bastante corriente tomar  $\beta = \frac{4}{3}$  incluso, con lo que rara vez la condición [63.60] no resultará cumplida.

Es de destacar la extraordinaria sencillez del método, pero no debe olvidarse que tiene el inconveniente de producir un incremento importante de momento en el pilar<sup>1</sup>.

*Observaciones importantes*

- a) La tracción  $T$  en el nivel de primer piso debe ser absorbida disponiendo una armadura adicional  $A_s$ , sobre la ya existente por otros motivos, de valor

$$A_s = \frac{f_d}{f_{vd}} \quad [63.61]$$

donde  $T_d = \gamma_g T_g + \gamma_q T_q$  ( $T_g + T_q = T$ )

Esta armadura puede disponerse en las vigas o en el propio forjado y debe prolongarse hasta anclarse en puntos que puedan considerarse rígidos.

- b) La fuerza  $T$  de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento, siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [63.62]$$

donde  $C_s$  es un coeficiente de seguridad que puede tomarse igual a 1,8 y  $\mu$  es el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo.

- c) Si el rozamiento no bastase para resistir la fuerza  $T$ , existen dos soluciones:
- Disminuir el valor de  $a_2$  o aumentar  $h$ , para reducir  $T$ .
  - Absorber la fuerza  $T$  con tirantes o tornapuntas anclados o apoyados en puntos adecuados de la estructura (por ejemplo, otras zapatas, comprobando en ellas la seguridad a deslizamiento).
- d) La presión  $\sigma_{H1}$  debe ser comprobada de acuerdo con los datos del Informe Geotécnico.
- e) El pilar debe ser calculado para el momento flector  $M = TL$ , además de los momentos que ya tuviera por el trabajo general de la estructura. (Este momento debe ser tenido en cuenta en el cálculo del entramado).<sup>2</sup>

Este es el inconveniente principal del método, pues obliga a un incremento grande del tamaño del pilar de fachada.

---

1 Esto puede exigir, bien un cálculo nuevo de esfuerzos, bien un reparto del momento  $M$  a las zonas próximas por alguno de los métodos simplificativos vistos en el Tomo I.

2 Esto puede exigir, bien un cálculo nuevo de esfuerzos, bien un reparto del momento  $M$  a las zonas próximas por alguno de los métodos simplificativos vistos en el Tomo I.

A N E X O   C A L C U L O S

f) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones  $\sigma_c$  obtenidas de las  $\sigma'_c$  restándole la parte debida al peso  $N_c$  del cimiento y eventual peso de tierras sobre él.

c) *Dimensionamiento de las zapatas excéntricas*

Anteriormente hemos expuesto métodos para la determinación de las dimensiones de la zapata de medianera. A continuación trataremos del cálculo estructural, que presenta diferencias con las zapatas corridas y aisladas.

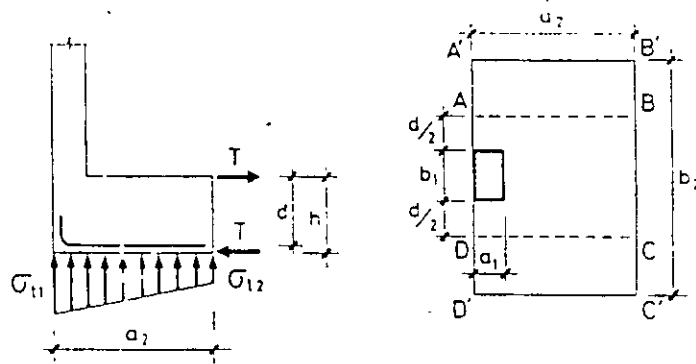


Figura 63-41

En la figura 63-41 se indica la disposición general de la zapata y su ley de tensiones  $\sigma_c$ , sin considerar el peso del propio cimiento.

El caso real es extraordinariamente complejo, ya que se trata de una placa, relativamente gruesa, en voladizo desde un sólo apoyo puntual. Un procedimiento satisfactorio es el siguiente:

c-1) *Cálculo a flexión*

- Se considera una viga virtual en voladizo  $ABCD$ , empotrada en el soporte y con vuelo  $a_2 = \frac{a_1}{2}$  y ancho el del soporte  $b_1$  más medio canto a cada lado.
- Sobre esta viga apoya la losa  $A'B'C'D'$ , compuesta de dos losas en voladizo de ancho  $a_2$  y vuelo  $\frac{b_2}{2}$ , sometidas a la correspondiente distribución de presiones  $\sigma_c$ . Sobre la viga virtual actúa también el par  $T$  (fig. 63-41), que debe considerarse también en el dimensionamiento al aislar la zapata del pilar.

c-2) *Cálculo a esfuerzo cortante*

Se realiza de acuerdo con el método general visto en 63.10 d).

El esfuerzo cortante debe comprobarse (fig. 63-42) en las secciones de referencia correspondientes a ambas direcciones ( $A-A$  y  $B-B$ ).

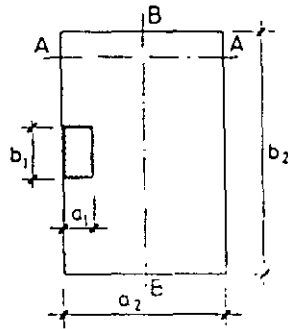


Figura 63-42

Si la zapata es rígida, esta comprobación engloba, como ya vimos, la de punzonamiento.

c-3) Cálculo a punzonamiento

Se realiza de acuerdo con el Capítulo 43 para pilar de borde.

d) Zapata excéntrica con viga centradora

El método consiste en enlazar la zapata de medianería a otra zapata interior mediante una viga que recibe el nombre de centradora (fig. 63-43) porque efectivamente, desempeña la misión de centrar la fuerza de reacción del suelo bajo la zapata de medianería.

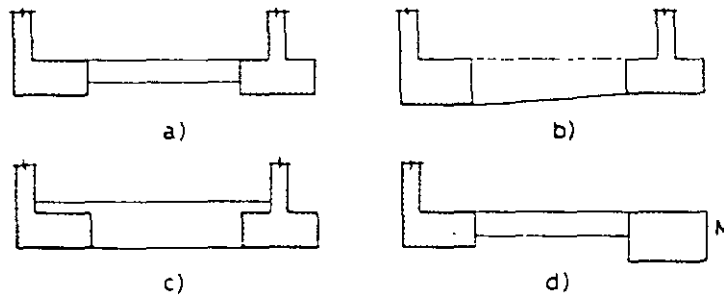


Figura 63-43

La solución más habitual es la indicada en a) con viga de sección constante. La b), aunque puede resultar necesaria en algún caso, presenta una ferralla más complicada, al tener estribos de canto variable. La c) es de hormigonado complicado y usualmente necesita hormigonar la viga en dos etapas, una hasta cara superior de zapatas y otra hasta el enrase definitivo, lo cual exigirá una comprobación adicional del esfuerzo rasante de la junta. En cualquiera de los casos, la carga equilibrante del soporte interior puede ser sustituida por un macizo  $M$  (fig. 63-43 d)).

El esquema de cálculo se indica en la figura 63-44. Dada la gran rigidez del conjunto zapatas-viga centradora, frente a los pilares, los momentos adicionales producidos en éstos pueden despreciarse y el esquema estructural es el de la figura 63-44 b), es decir, el de una viga simplemente apoyada sometida a la carga  $R'$ , a la que aplicamos las condiciones de equilibrio

$$\begin{cases} N_{p1} + N_{c1} + N_{p2} + N_{c2} - R_1 - R_2 = 0 \\ N_{p1} - (R_1 - N_{c1}) c = 0 \end{cases} \quad [63.63]$$

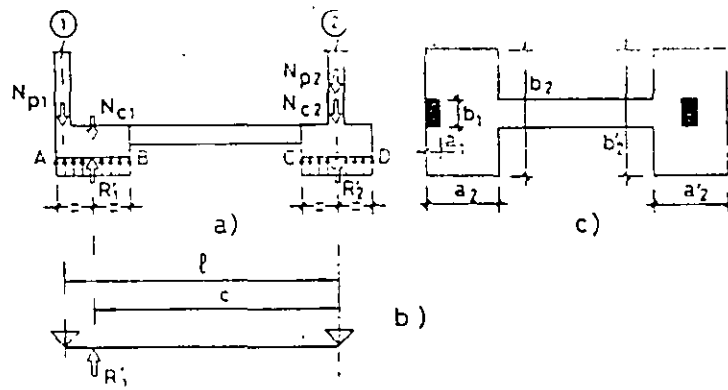


Figura 63-44

Sistema que, resuelto, conduce a:

$$R_1 = N_{p1} \frac{1}{c} + N_{c1} \quad [63.64]$$

$$R_2 = N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right) \quad [63.65]$$

La primera condición que debe cumplir la solución es que la viga centradora no levante el soporte 2, o lo que es lo mismo  $R_2 > 0$ , esto es:

$$N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right) > 0 \quad [63.66]$$

Un criterio simplificado, del lado de la seguridad, es exigir que [63.64] se cumpla actuando en el soporte 1 la carga permanente más la sobrecarga ( $N_{p1}$ ) y en el soporte 2 sólo la carga permanente ( $N_{g2}$ ).<sup>2</sup>

$$N_{g2} + N_{c2} - N_{p1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right) > 0 \quad [63.67]$$

- 1 Obsérvese que [63.64] es superior a  $N_{p1} + N_{c1}$ . Por tanto, el método de la viga centradora, aunque tiene la ventaja de no transmitir momento al soporte, exige una zapata de mayor superficie que el método visto anteriormente.
- 2 Es un criterio simplificado, pues si en el soporte 1 actúa la sobrecarga es porque lo hace en el vano entre los dos soportes, en los distintos pisos y, por tanto, en el soporte 2 aparecería al menos una fracción de la sobrecarga.

La presión  $\sigma'_{n1}$ , en la zapata de medianería, vale

$$\sigma'_{n1} = \frac{R_1}{a_2 b_2} = \frac{N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1}}{a_2 b_2} \quad [63.68]$$

y en la zapata interior, descontaremos sólo la reacción de la viga centradora debida a la carga permanente del soporte 1, que denominamos  $N_{g1}$ , con lo que, de acuerdo con [63.65], tenemos:

$$\sigma'_{i2} = \frac{N_{p2} + N_{c2} - N_{g1} \left( \frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.69]$$

Todo lo anterior se ha referido al cálculo de presiones sobre el terreno, debiendo por tanto verificarse

$$\sigma'_{n1} \leq \sigma'_i \text{ adm}$$

$$\sigma'_{i2} \leq \sigma'_i \text{ adm}$$

Para el cálculo de las zapatas y de la viga centradora, de acuerdo con lo ya dicho, no consideraremos los pesos propios de zapatas y viga, con lo que designando sin primas las cargas correspondientes, se tiene:

De [63.64] con  $N_{c1} = 0$

$$R_1 = N_{p1} \frac{1}{c} \quad [63.70]$$

$$\sigma_{n1} = \frac{N_{p1} 1}{a_2 b_2 c} \quad [63.71]$$

De [63.65] con  $N_{c2} = 0$

$$\sigma_{i2} = \frac{N_{p2} - N_{g1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.72]$$

*Cálculo de la viga centradora*

El esquema de cálculo de la viga centradora es el de la figura 63-45 a).

El momento máximo en viga resulta

$$M_{1d} = -\gamma_f \left[ -R_1 \frac{a_2}{2} + N_{p1} \left( a_2 - \frac{a_1}{2} \right) \right]$$

$$M_{1d} = -\gamma_f \frac{N_{p1}}{2} \left[ a_2 \left( 2 - \frac{1}{c} \right) - a_1 \right] \quad [63.73]$$



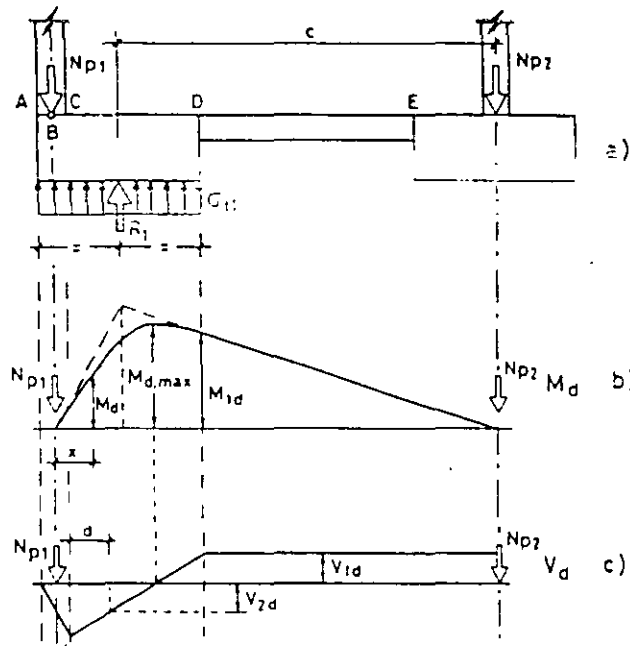


Figura 63-45

El momento máximo ocurre en el interior de la zapata y se determina fácilmente trazando por puntos la ley de momentos.

Lo normal es dimensionar la viga para el momento [63.73], ya que el máximo ocurre en el interior de la zapata y, al ser mucho mayor la sección de hormigón y por tanto mayor el canto útil, la condición crítica suele ser [63.73]. Sólo con cuantías muy bajas en viga (lo cual no es normal precisamente en vigas centradoras), puede ser crítico el valor máximo.

La distribución de momentos flectores se indica en la figura 63-45 b) y es lineal sobre la viga. La distribución de esfuerzos cortantes se indica en la figura 63-45 c) y es constante sobre la viga con valor

$$V_{1d} = -\gamma_f (R_1 - N_{p1}) \quad --$$

es decir

$$V_{1d} = \gamma_f N_{p1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right) \quad [63.74]$$

Considerando la viga como existente de soporte a soporte, con el ensanchamiento que representa la zapata excéntrica, el cortante se comprueba a una distancia  $d$  de la cara y vale

$$V_{2d} = \gamma_f [N_{p1} - a_2 b_2 \sigma_{c1} - d b_2 \sigma_{c1}]$$

$$V_{2d} = (\gamma_g N_{pl,g} + \gamma_q N_{pl,q}) \left[ 1 - \frac{1(a_1 + d)}{a_2 c} \right] \quad [63.75]$$

El cortante  $V_{1d}$  será resistido con la sección de la viga y requerirá por tanto armadura de corte. El cortante  $V_{2d}$  es resistido por la sección de la zapata de ancho  $b_2$  y canto  $d$  y no requerirá habitualmente dicha armadura, excepto si el canto de la viga supera el de la zapata, en cuyo caso el cortante debe ser resistido por la viga.

#### *Cálculo de la zapata excéntrica*

Dada la existencia de una viga de soporte a soporte, la zapata flecta exclusivamente en sentido perpendicular al plano medio de la viga (fig. 63-46) y su cálculo a flexión, fisuración y anclaje es totalmente idéntico al que vimos para zapatas corridas, considerando el ancho  $b$  de la viga como el de un muro virtual que apoyase en la zapata.

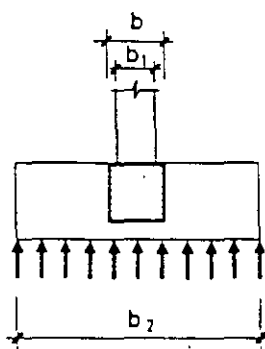


Figura 63-46

La comprobación a cortante en el sentido  $b_2$  se hace también de manera idéntica a como vimos anteriormente.

Dada la estructuración del cemento, es necesaria la comprobación a punzonamiento. Otra solución es armar la viga a cortante, disponiendo estribos hasta la fachada y cubriendo el valor  $V_{2d}$ <sup>1</sup>. No es entonces necesaria la comprobación a punzonamiento.

#### *Cálculo de la zapata interior*

Corresponde al caso de zapata aislada. Únicamente debe observarse que la presión de reacción del suelo, debida a la reacción ascendente provocada por la viga centradora, se reduce, de acuerdo con [63.72] a

$$\sigma_{12} = \frac{N_{p2} - N_{g1} \left( \frac{1}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.76]$$

<sup>1</sup> Esta solución permite reducir el canto en estas zapatas, que suelen ser críticas a punzonamiento.

## 63.15 ZAPATAS DE ESQUINA

### a) Generalidades

Este tipo de zapatas aparece en los edificios, bien en las esquinas en que concurren dos medianerías o también en las que concurre una medianería y una fachada en límite de vía pública (fig. 63-47).

Son, por tanto, de uso muy frecuente en construcción urbana y en ciertos tipos de construcciones industriales.

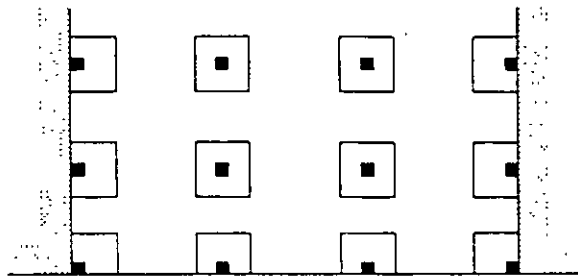


Figura 63-47

Como en el caso de zapatas de medianería, son posibles muchos tipos de soluciones. Desarrollaremos las dos más comunes <sup>1</sup>.

### b) Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones y reacción en la estructura del piso

Es un caso semejante al expuesto en 63.14. Analizamos el caso usual que es de zapata cuadrada <sup>2</sup>.

Se supone que las fuerzas (fig. 63-48) centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión sobre el suelo vale:

$$\sigma_i = \frac{R}{a_2^2}$$

siendo  $R$  la resultante de presiones.

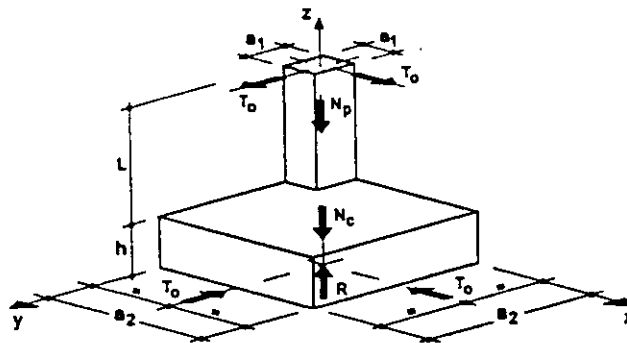


Figura 63-48

- 1 Véase (63.1) para ampliación del tema.
- 2 El planteamiento es válido para zapata rectangular.

Se desarrolla el método, como en el caso anterior, para soporte y zapata cuadrados. Escribiendo las seis ecuaciones de equilibrio para el sólido soporte-zapata (componentes según los tres ejes X, Y, Z y momentos respecto a los tres ejes iguales a cero) se tiene<sup>1</sup>:

$$\Sigma X = 0 \quad T_o - T_o = 0 \quad [63.77]$$

$$\Sigma Y = 0 \quad T_o - T_o = 0 \quad [63.78]$$

$$\Sigma Z = 0 \quad R - N_p - N_c = 0 \quad [63.79]$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad T_o(L+h) + N_p \frac{a_1}{2} + N_c \frac{a_2}{2} - R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad -T_o(L+h) - N_p \frac{a_1}{2} - N_c \frac{a_2}{2} + R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad T_o \frac{a_1}{2} - T_o \frac{a_1}{2} + T_o \frac{a_2}{2} - T_o \frac{a_2}{2} = 0$$

Sistema cuya solución es

$$R = N_p + N_c$$

$$\sigma_i = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [63.80]$$

$$T_o = N_p \frac{a_2 - a_1}{2(L+h)} \quad [63.81]$$

Como en 63.14 y por análogos motivos, el método sólo es válido si

$$\frac{K \lambda L^2 a_2^3 T}{6(N_p + N_c)EI} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}} \quad [63.82]$$

donde  $T = T_o \sqrt{2}$ .

( $\lambda = 1$  para articulación a nivel de techo y  $\lambda = 0,75$  para empotramiento).

Vale aquí lo dicho en 63.14 como OBSERVACIONES a) a f) que allí se hicieron.

### c) Cálculo de la zapata

En el caso estudiado, la zapata constituye una placa gruesa empotrada en el pilar por una de sus esquinas, por lo que su funcionamiento es complejo.

<sup>1</sup> La solución es inmediata dando una sección vertical por el plano de simetría. Se ha preferido plantear el sistema general, porque sería el necesario para el caso de soporte y zapata no cuadrados.

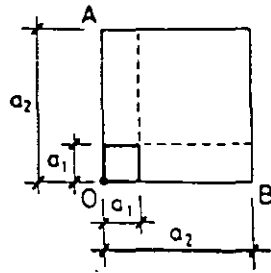


Figura 63-49

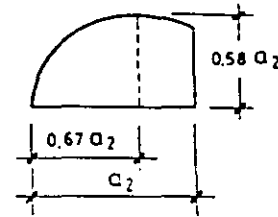


Figura 63-50

### c 1) Cálculo de la placa

**Cálculo a flexión.** A continuación se expone un método simplificado de cálculo basado en suponer dos vigas virtuales en voladizo,  $OA$  y  $OB$ , empotradas en el pilar y sobre estas vigas se considera apoyada una placa cuadrada de lado  $a_2$  sometido a la ley de presiones  $\sigma$ , del terreno. El caso ha sido estudiado en la referencia (63.7) y de su estudio resultan unos momentos máximos, uno en dirección de la diagonal que pasa por el pilar, que produce tracciones en cara inferior, y otro en dirección ortogonal que produce tracciones en cara superior. El valor de estos momentos es prácticamente coincidente, resultando, por unidad de ancho

$$M = \frac{\sigma_1 a_2^2}{4,8} \quad [63.83]$$

Como el armado en sentido diagonal complica mucho la ferralla disponemos la armadura correspondiente al momento  $M$  por metro de ancho en ambas direcciones principales de la zapata. Recuérdese que esta armadura es necesaria en ambas caras de la zapata.

Para el cálculo de las vigas virtuales  $OA$  y  $OB$ , el análisis teórico conduce a una distribución de reacciones de borde como se indica en la figura 63-50, lo que conduce a un momento en cada voladizo

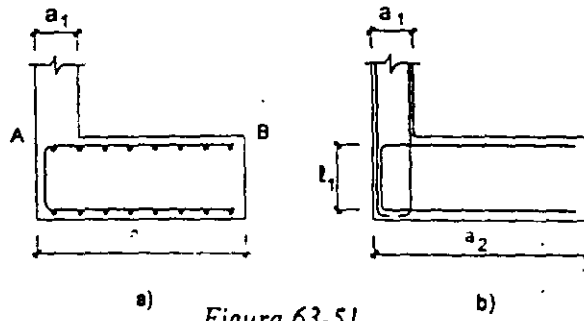
$$M_y = 0,28 \sigma_1 a_2^3$$

Como no consideramos las torsiones, adoptaremos para los voladizos el valor

$$M_y = \frac{\sigma_1 a_2^3}{3} \quad [63.84]$$

La armadura de la placa se dispone en horquillas como se indica en la figura 63-51 a), con lo que se simplifica el anclaje en el extremo  $A$ . El anclaje en el extremo  $B$  se realiza de acuerdo con lo visto anteriormente.

1 Si se emplea tirante, al momento  $M$ , debe añadirse el valor  $M = -T \left( h - \frac{h'}{2} \right)$ . Es recomendable que el momento resultante se absorba con armadura simétrica (horquillas).



a) *Figura 63-51*

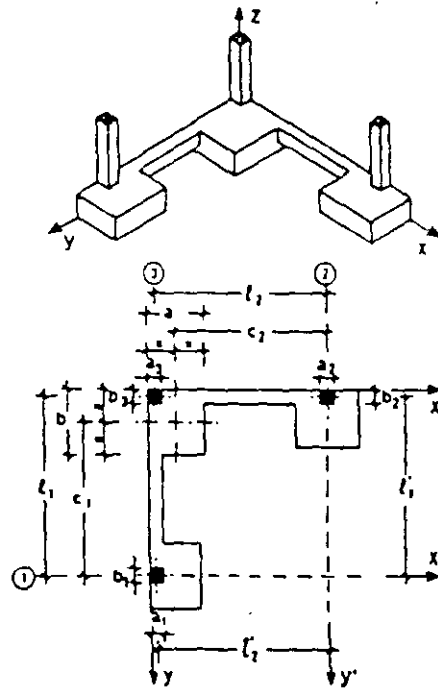
Para que las horquillas sean iguales en ambas direcciones, las capas deben colocarse como se indica en la figura.

Los voladizos virtuales  $OA$  y  $OB$  se arman considerando un ancho ficticio igual al del pilar. Su armadura, en su entrega en el pilar, debe solaparse con la armadura de espera o bien ser ella misma armadura de espera.

d) *Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones, conseguida mediante dos vigas centradoras*

El esquema se indica en la figura 63-52. Llamemos  $N_{p1}$ ,  $N_{p2}$ ,  $N_{p3}$  los esfuerzos axiales de los tres soportes y  $N_{c1}$ ,  $N_{c2}$ ,  $N_{c3}$  los pesos de los tres cimientos. Sean  $R_1$  y  $R_2$  las reacciones ascendentes producidas en los pilares 1 y 2 por la reacción  $R$ , centrada bajo el cimiento del pilar de esquina 3.

Aplicamos las ecuaciones de equilibrio al sistema formado por las fuerzas  $N_{p3}$ ,  $N_{c3}$ ,  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R$ . Las ecuaciones de los momentos respecto a los ejes  $X$ ,  $Y$ , se han sustituido por las correspondientes a los ejes  $X'$ ,  $Y'$  de la figura 63-52.



*Figura 63-52*

lo que simplifica mucho las expresiones

$$\Sigma Z = 0 \quad N_{p3} + N_{c3} + R_1 + R_2 - R = 0$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad -N_{c3}c_1 - R_2l_1 - R_1 = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad N_{p3}l_2 + N_{c3}c_2 + R_1l_2 - R_2 = 0$$

sistema que, resuelto, conduce a

$$R_1 = N_{p3} \frac{l_2(l_1 - c_1) + c_2(l_1 - l_1)}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.85]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{l_1(l_2 - c_2) + c_1(l_2 - l_2)}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.86]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{l_1l_2 + l_2l_1 - l_1l_2}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.87]$$

Si los soportes son de tamaños muy parecidos, puede suponerse (ver referencia (63.2),  $l_{11} = l_1$ ,  $l_2 = l_2$  y las expresiones anteriores se simplifican y transforman en

$$R_1 = N_{p3} \frac{l_2(l_1 - c_1)}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.88]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{l_1(l_2 - c_2)}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.89]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{l_1l_2}{l_1c_2 + l_2c_1 - l_1l_2} \quad [63.90]$$

La presión bajo la zapata resulta por tanto

$$\sigma_i = \frac{R}{ab} \quad [63.91]$$

donde  $R$  viene dada por [63.87] o [63.90].

Para el cálculo estructural de la zapata, el valor de  $\sigma_i$  vale

$$\sigma_i = \frac{R - N_{c3}}{ab} \quad [63.92]$$

Es necesario asegurarse que las fuerzas  $R_1$  y  $R_2$  no levantan los pilares. Como hicimos en 63.14 d), adoptaremos la simplificación de que actuando en el pilar 3 la carga permanente más la sobrecarga, no se produzca levantamiento en los pilares 1 y 2, actuando en ellos sólo sus cargas permanentes  $N_{g1}$ ,  $N_{g2}$ , más el peso de sus cimientos,  $N_{c1}$ ,  $N_{c2}$ . Es decir:

$$R_1 \leq N_{g1} + N_{c1} \quad [63.93]$$

$$R_2 \leq N_{g2} + N_{c2} \quad [63.94]$$

### Cálculo de las vigas centradoras

La viga centradora 2-3 se representa en la figura 63-53, donde  $N_{p3-2}$ , representa el esfuerzo axial actuante en el pilar 3 y asignando a la viga centradora 2-3,  $R_{3-2}$  tiene análogo significado.

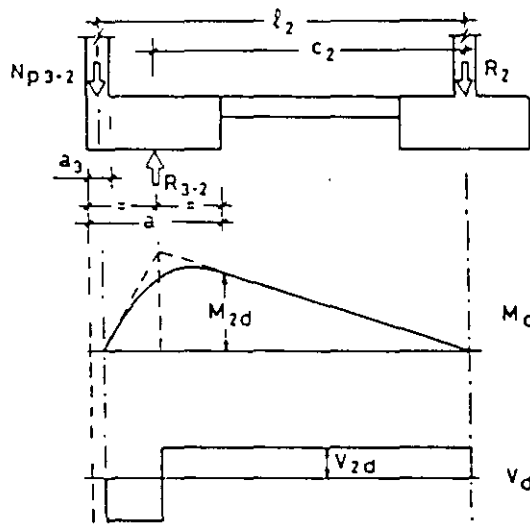


Figura 63-53

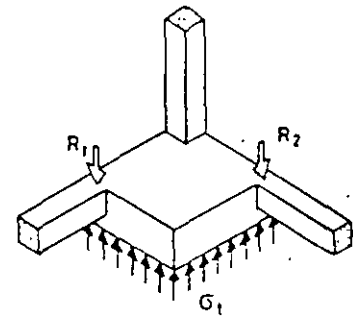


Figura 63-54

Aplicando las ecuaciones de equilibrio

$$N_{p3-2} + R_2 = R_{3-2}$$

$$N_{p3-2} \cdot l_2 - R_{3-2} c_2 = 0$$

de donde

$$R_{3-2} = R_2 \frac{l_2}{l_2 - c_2} \quad [63.95]$$

$$N_{p3-2} = R_2 \frac{c_2}{l_2 - c_2} \quad [63.96]$$

El cálculo de la viga se hace como en 63.14 d). La viga 3-1 se calcula de forma análoga.



### Calculo de la zapata de esquina

Se realiza de forma idéntica a lo expuesto en c). La presión  $\sigma$ , para el cálculo, vale

$$\sigma = \frac{R - N_{g3}}{a \cdot b} \quad [63.97]$$

Obsérvese (fig. 63-54) que al calcular la zapata mediante lo expuesto en c), en el cálculo a corte y punzonamiento, se adoptó un criterio que era correcto para zapatas de esquina aisladas, es decir, sin vigas centradoras. Este criterio es conservador para nuestro caso, ya que despreciamos las reacciones  $R_1$  y  $R_2$  de las vigas sobre la zapata, que naturalmente reducen los esfuerzos cortante y punzonante. No es posible un cálculo más ajustado, ya que no existe un método de cálculo disponible para estudiar el reparto de las fuerzas  $R_1$  y  $R_2$  hacia el interior de la zapata<sup>1</sup>.

### Cálculo de las zapatas contiguas

Su cálculo debe realizarse descontando de su carga vertical los valores de  $R_1$  y  $R_2$  obtenidos en [63.88] y [63.89] haciendo  $N_{p3} = N_{g3}$  donde  $N_{g3}$  es el esfuerzo axial debido a la carga permanente.

## 63.16 ZAPATAS COMBINADAS

### a) Generalidades

Se entiende por zapata combinada la que cimenta dos pilares<sup>2</sup>. En general, en este caso, es una buena práctica dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida con el de las acciones. Esto puede conseguirse de varias formas (Fig. 63-55): Una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas de los dos soportes. Esto mismo puede alcanzarse con otras formas de planta, como por ejemplo, la trapezoidal, pero ello tiene el inconveniente de complicar mucho la ferralla, al organizarla con barras de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución.

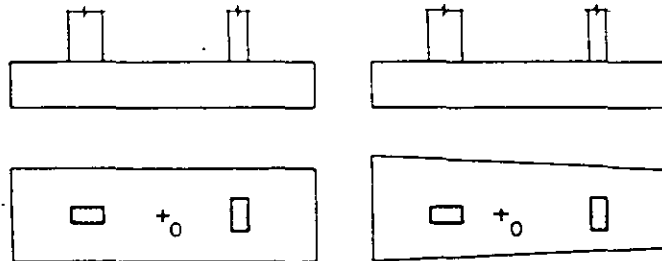


Figura 63-55

- 1 Por supuesto, al existir vigas centradoras no se disponen ni calculan voladizos virtuales. El cálculo se reduce al de la placa apoyada en las vigas centradoras.
- 2 Se excluye naturalmente el caso de pilares contiguos en juntas de dilatación, caso que se trata como el de un pilar único.

Actualmente, por motivos económicos, se tiende a dar a las zapatas combinadas canto constante, aunque a veces, en casos particulares, se emplea la solución indicada en la figura 63-56 con sección en T invertida.

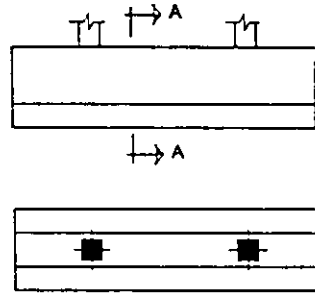
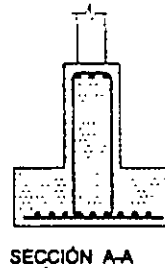


Figura 63-56



SECCIÓN A-A

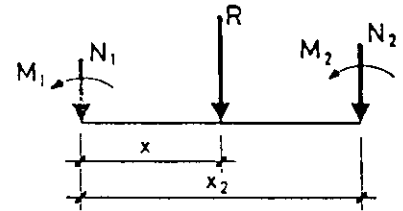


Figura 63-57

El caso más general es el de las dos cargas con dos momentos <sup>1</sup> (fig. 63-57).

Estableciendo el equilibrio con la resultante  $R$ , se tiene:

$$\begin{cases} N_1 + N_2 = R \\ M_1 + M_2 - N_2 x_2 = -R x \end{cases} \quad [63.98]$$

de donde:

$$R = N_1 + N_2 \quad [63.99]$$

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} \quad [63.100]$$

con lo que queda definida la magnitud y posición de la resultante.

Si es posible, el cimiento, generalmente rectangular, se dispone concéntrico con  $R$ , con lo cual se tiene la ventaja de que las presiones sobre el suelo, si el cimiento va a ser rígido, pueden considerarse uniformes.

Si la coincidencia del centro de gravedad en planta del cimiento con el punto de paso de la resultante no puede conseguirse, la distribución de presiones es variable. En ese caso a partir del valor de  $R$  y de su excentricidad  $e$  respecto al centro de gravedad de la planta de la zapata, se aplica el método expuesto en 63.11 para calcular dicha distribución.

Una vez dimensionado el cimiento, de acuerdo con la presión admisible, el valor de  $R$  y su peso propio debe ante todo calcularse su sección para que la pieza pueda ser considerada como rígida. De acuerdo con la teoría de vigas sobre suelo elástico, la sección del cimiento por un plano vertical que pase por los ejes de los pilares debe ser tal (fig. 63-58) que:

<sup>1</sup> En la práctica los momentos en edificación suelen ser de poca importancia y frecuentemente no se consideran para el cálculo del cimiento. Puede no ocurrir así en otros tipos de estructuras, por lo que se trata aquí el caso general.

$$l_2 < 1,75 \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} \quad [63.101]$$

$$l_1 < 0,88 \sqrt[4]{\frac{EI}{kc}} \quad [63.102]$$

$$l_3 < 0,88 \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} \quad [63.103]$$

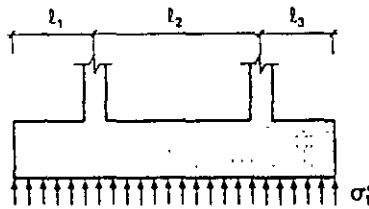


Figura 63-58

Si las tres relaciones anteriores no se cumplen, el cimiento debe ser calculado como flexible por los métodos correspondientes<sup>1</sup>.

La hipótesis de rigidez del cimiento debe ser verificada siempre, salvo que resulte evidente. No debe olvidarse que si dicha hipótesis no resulta cierta las presiones bajo las zonas próximas a los soportes (fig. 63-59) serán mayores que lo previsto y menores en las zonas alejadas. Desde el punto de vista estructural del cimiento esto es favorable, pues al acercarse, en definitiva, las cargas a los soportes, se reducirán tanto los esfuerzos cortantes como los momentos flectores. Sin embargo, esto es desfavorable desde el punto de vista del suelo, ya que las presiones máximas sobre éste serán mayores de lo previsto.

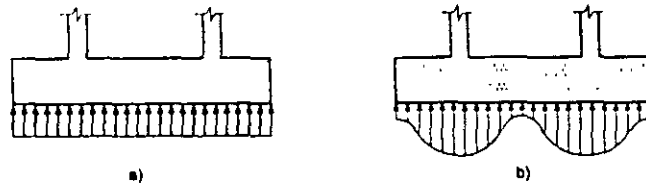


Figura 63-59

b) *Cálculo a flexión longitudinal*

Se calcula como una viga simplemente apoyada con dos voladizos. La armadura resultante se distribuye uniformemente en todo el ancho del cimiento. Usualmente se corre de lado a lado, aunque por supuesto puede interrumpirse parte de la armadura en cara superior o inferior, respetando las reglas generales de anclaje.

Las comprobaciones de fisuración, adherencia y anclaje se realizan de acuerdo con la teoría general de vigas.

<sup>1</sup> Véase una exposición general en (63.1).

c) *Cálculo a flexión transversal*

El tema no es tratado por ninguna Instrucción. Si la pieza es de sección rectangular, una solución práctica (fig. 63-60) es considerar unos voladizos virtuales  $AA'BB'$  y  $CC'DD'$  en cada soporte con ancho el del soporte más dos cantos y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a ese soporte. El voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara del soporte y la armadura se comprueba a fisuración, adherencia y anclaje como vimos en los capítulos correspondientes.

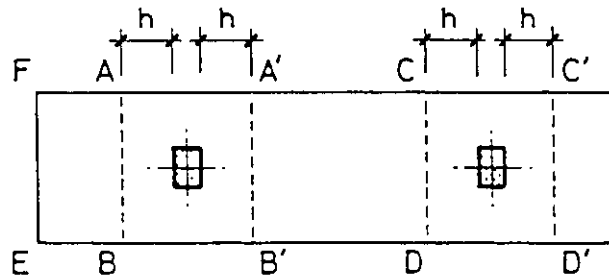


Figura 63-60

En las zonas centrales y en las de voladizo, es decir, en las del tipo  $A'CDB'$  y  $ABEF$ , se dispone como armadura la que cubre un momento igual al 20% del longitudinal correspondiente, es decir, la mínima que EHE establece para placas.

Obsérvese que el método parte de considerar sólo los voladizos como resistentes en sentido transversal, despreciando la resistencia transversal de las zonas restantes.

A primera vista puede resultar extraño que si se ha aceptado la hipótesis de rigidez infinita del cemento en comparación con la del terreno, para la flexión longitudinal, no se acepte la misma hipótesis para la flexión transversal. La razón se aprecia claramente en la figura 63-61 a) en la que figura una zapata combinada de sección rectangular. Si se acepta la hipótesis de reparto rígido para la flexión transversal, como la armadura de flexión longitudinal no está situada en la línea de soportes, sino uniformemente repartida en el ancho de la zapata, la escasa armadura transversal en la zona del soporte no es capaz de encauzar hacia éste las cargas (camino  $1 \rightarrow 2$  y  $1 \rightarrow 3$  en la fig. 63-61 a). De ahí el método anteriormente adoptado que asegura adecuadamente la transmisión.

En cambio si se emplea la zapata de sección  $T$  invertida, el encauzamiento está asegurado  $1 \rightarrow 2$  y  $1 \rightarrow 3$  en la figura 63-61 b) y la armadura transversal debe repartirse uniformemente a lo largo de la zapata.

Los estribos de corte de los que luego trataremos pueden ser, en sus ramas horizontales, utilizados simultáneamente como armadura de flexión transversal.

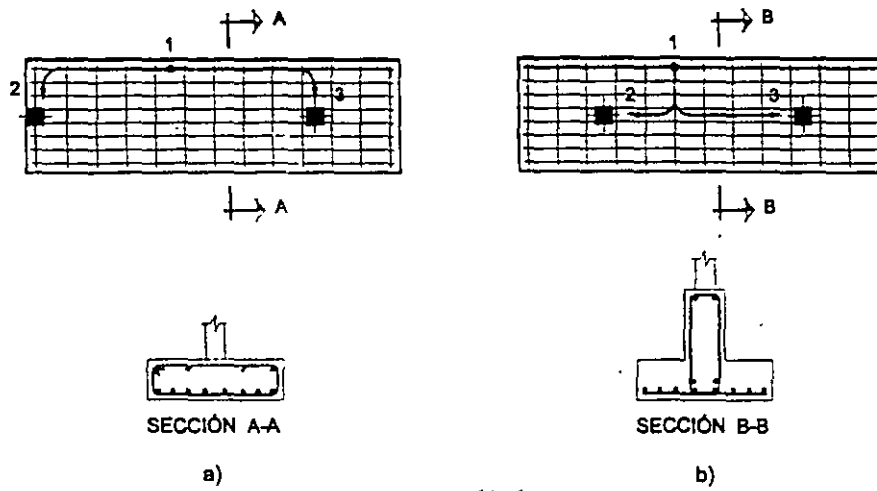


Figura 63-61

d) *Cálculo a esfuerzo cortante*

La comprobación a cortante se realiza como una pieza lineal (fig. 63-62), comprobando el cortante en las secciones de referencia situadas a una distancia  $d$  de la cara del soporte.

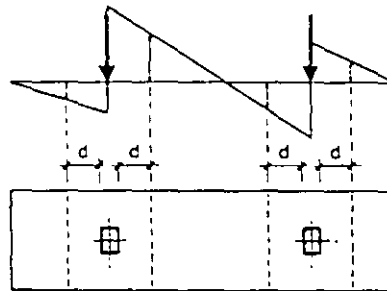


Figura 63-62.

En este tipo de cimientos, si son necesarios estribos, su disposición conviene que se ajuste a los esquemas a) o b) (fig. 63-63) si la cota indicada supera la longitud de solape  $l_b$ .

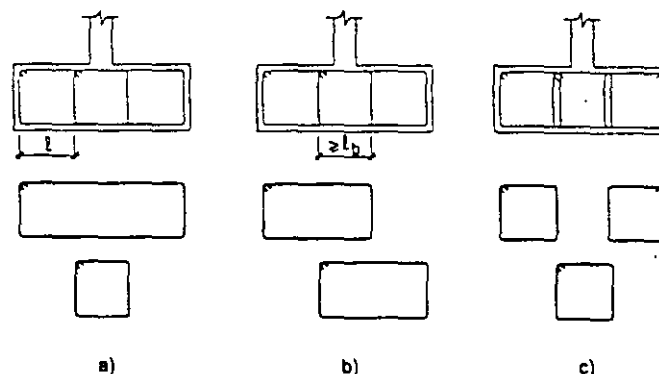


Figura 63-63

En ambos casos, las ramas horizontales de los estribos son útiles como armadura de flexión transversal, cosa que no ocurre en la solución c).

Debe realizarse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 43.

### 63.17 VIGAS DE CIMENTACIÓN

Se entiende por viga de cimentación aquella sobre la que apoyan tres o más pilares (fig. 63-64 a)). De nuevo aquí la sección transversal puede ser rectangular (fig. 63-64 b)) o bien adoptar la forma de *T* invertida (fig. 63-64 c)) con economía de hormigón y acero, pero con un mayor coste de encofrados y mano de obra. La tendencia actual es hacia secciones rectangulares, salvo en grandes cimentaciones, en las que las formas más complicadas pueden compensar desde un punto de vista económico.

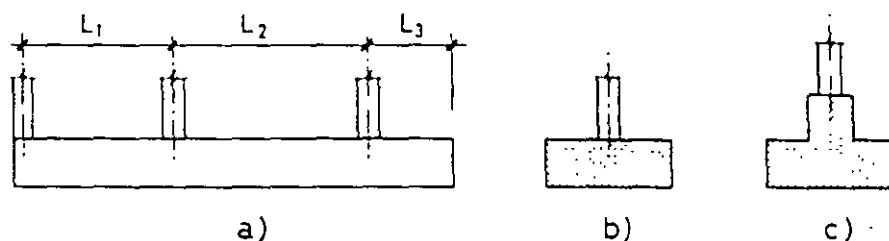


Figura 63-64

⇒ Una ventaja a considerar en este tipo de cimentaciones reside en la menor sensibilidad que presentan, con respecto a las zapatas aisladas, frente a un posible defecto local del terreno, oquedad, etc.

El cálculo de este tipo de cimentación es extraordinariamente complejo, y sólo puede ser abordado por métodos aproximados. El ordenador puede representar una ayuda importante, pero tampoco su uso puede conducir a una gran exactitud. El proyectista deberá por tanto desarrollar en todo lo que sigue su propio criterio en muchos aspectos.

La complejidad del problema surge en primer lugar del conjunto suelo-cimiento.

Actualmente existen tres niveles de precisión en el cálculo general de este tipo de cimentaciones:

- a) El primero (fig. 63-65) supone el cimiento rígido y, por tanto, indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin flexionar. El terreno no directamente situado bajo el cimiento se supone que no experimenta deformaciones. Este método es el que hemos venido aceptando para zapatas corridas y centradas. Como veremos más adelante, incluso para zapatas, si los vuelos exceden mucho al doble del canto, la hipótesis de rigidez no es exacta; sin embargo, la práctica habitual de hacerlo así durante muchos años, se ha mostrado como satisfactoria; por otra parte, las tendencias actuales a una mayor prudencia en los cálculos, a esfuerzo cortante y punzonamiento de la que se tuvo en el pasado, conducen a zapatas menos flexibles de lo que era habitual, por lo que la práctica de aceptar el reparto lineal se sigue considerando válida para zapatas aisladas.

Para zapatas combinadas, vimos que la hipótesis de rigidez del cimiento no podía ser aceptada "a priori" ni por tanto el reparto lineal y tuvimos que imponer las condiciones [63.101], [63.102] y [63.103] para poder establecerla.

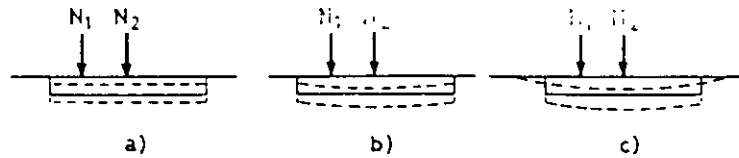


Figura 63-65

- b) Un segundo nivel de precisión en el cálculo es el indicado en la figura 63-65 b), supone que la deformación, común al terreno y al cimiento, es proporcional a la presión producida. También acepta que el terreno no situado bajo el cimiento no se deforma.
- c) El tercer nivel, hoy con estudios avanzados pero de difícil aplicación a la práctica, plantea el problema en forma general, en función de las características tensión-deformación del terreno, de la deformabilidad del cimiento y de la deformabilidad del edificio que apoya en el cimiento (y no sólo de su estructura). El terreno que rodea el cimiento experimenta, como realmente ocurre, deformaciones bajo la acción de éste.

Otra fuente importante de incertidumbre surge al considerar la deformabilidad relativa del suelo, el cimiento y la estructura. Esto se indica esquemáticamente en la figura 63-66.

En el caso indicado en la figura 63-66 a), que corresponde a un cimiento muy rígido y a una estructura muy flexible, la distribución de presiones varía según el tipo de suelo, pero con razonable aproximación puede considerarse un reparto de acuerdo con el módulo de balasto.

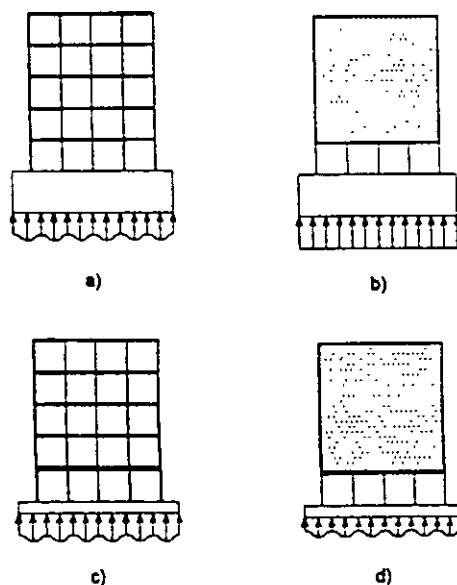


Figura 63-66

En el caso de la figura 63-66 b), tanto el cimiento como la estructura son rígidos <sup>1</sup> y la distribución de presiones puede suponerse linealmente variable.

En el caso c) de la misma figura, estamos ante una estructura flexible y cimiento flexible. Es de aplicación de nuevo el método del módulo de balasto<sup>2</sup>.

En el caso de la figura 63-66 d), el cimiento es flexible y la estructura rígida. No existe un procedimiento riguroso de cálculo, aunque sí aproximado.

Los procedimientos correspondientes de cálculo exceden al espacio aquí disponible. (Véase (63.1).

### 63.18 EMPARRILLADOS DE CIMENTACIÓN

Si la disposición en planta de los soportes presenta una distribución apropiada (fig. 63-67), es posible adoptar la distribución de vigas indicada en la figura que por supuesto pueden combinarse con los restantes tipos vistos en los capítulos anteriores.

De nuevo aquí debe considerarse la posibilidad de utilizar secciones rectangulares o en T invertida, existiendo la tendencia a la sección rectangular por su economía en encofrado y su mayor sencillez de ferralla.

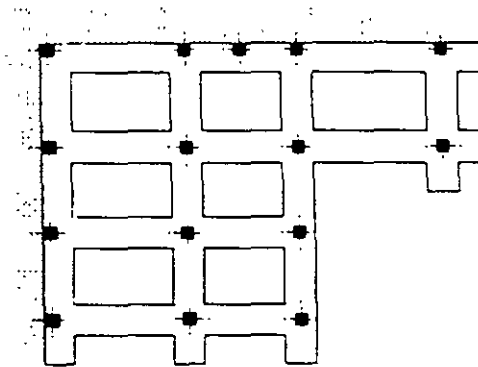


Figura 63-67

Como en el caso de vigas de cimentación, los emparrillados presentan la ventaja adicional de ser menos sensibles que las zapatas aisladas a la existencia imprevista de una oquedad o defecto local aislado del terreno.

Siempre que sea posible, sobre todo en vigas flexibles, interesa disponer voladizos, aunque en este caso ello no resulta posible en las vigas que acometen a límites de propiedad.

Las vigas en cada dirección presentan la misma clasificación y tienen los mismos métodos de resolución vistos en 63.17, con el problema adicional de reparto de la carga de cada pilar en las dos vigas que lo reciben.

- 1 Insistimos de nuevo en que lo que importa no es realmente la rigidez de la estructura, sino la del conjunto de la construcción, que puede ser mucho más elevada. Sin embargo, no debe olvidarse que parte de la rigidez extraestructural de muchas construcciones proviene de partes (tabiquería, por ejemplo) que pierden su rigidez, por fisuración, mucho antes de que la estructura y el cimiento alcancen su estado límite último, por lo que se debe ser prudente al contar con ella, salvo en condiciones de servicio, etapa en la que siempre pueden ser consideradas.
- 2 Una flexibilidad excesiva del conjunto puede conducir a una incompatibilidad de los elementos no estructurales de la construcción, en el conjunto cimiento-estructura.



### 63.19 PLACAS DE CIMENTACIÓN

Como caso límite del emparrillado, se plantea la solución de placa de cimentación. Generalmente, se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supera el 50 por ciento de la planta de la construcción se estudie el posible interés de una cimentación por placa. Es obvio lo relativo de una regla simplificada de este tipo, establecida con independencia de la presión de cimentación y de las luces entre pilares.

Las ventajas de esta solución son evidentes en cuanto a minimizar la importancia de un defecto u osquedad aislada del terreno. Sin embargo, la idea de que la cimentación por placa es la panacea de cualquier problema es sumamente errónea. La placa presenta problemas estructurales y geotécnicos que deben ser estudiados con especial cuidado.

La tipología básica se indica en la figura 63-68.

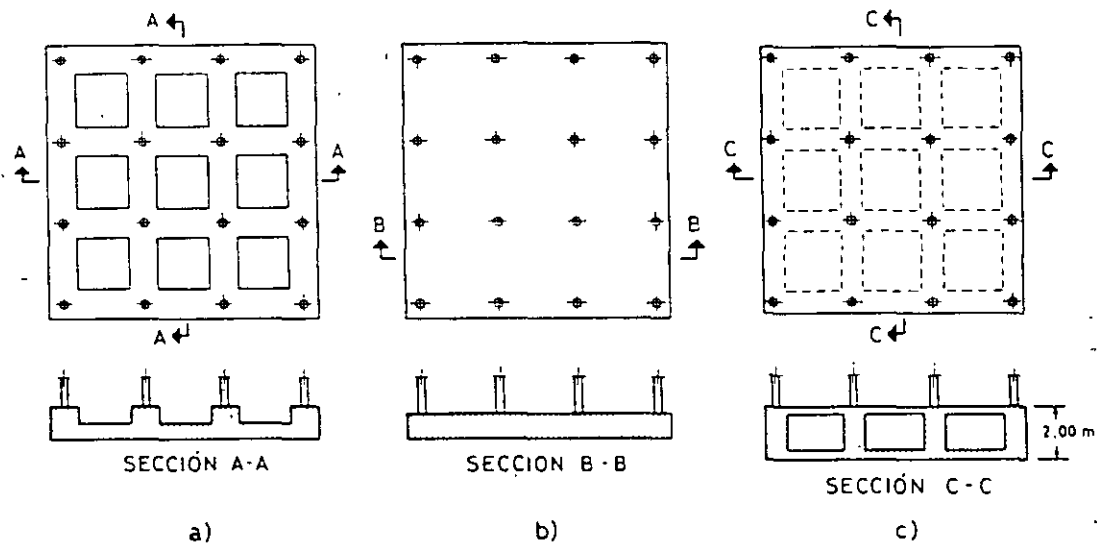


Figura 63-68

La solución a) surge como evolución natural del emparrillado, constituyendo una placa nervada. La solución b) es una nueva evolución de la a), fruto de la tendencia hacia la supresión del encofrado y la simplificación de la ferralla. La solución c) constituye una versión extraordinariamente aligerada, pero presenta evidentes complicaciones constructivas y sólo puede considerarse para casos muy especiales. Para casos normales, la solución b) es habitualmente la más interesante.

En la figura 63-68 los pilares se han dibujado con distribución rectangular de sus ejes en planta. Aun en ese caso, el cálculo estructural presenta serias dificultades y es muy trabajoso por procedimientos manuales. Si como es frecuente la distribución en planta de los pilares no se ordena en malla rectangular, el cálculo con ordenador resulta obligado.

De nuevo debemos considerar los cuatro casos indicados en la figura 63-69.

En el caso de cimientos rígidos y estructura rígida, la interacción cimiento-estructura, que se inició en el caso de vigas y emparrillados de cimentación considerados anteriormente, se acentúa de forma extraordinaria.

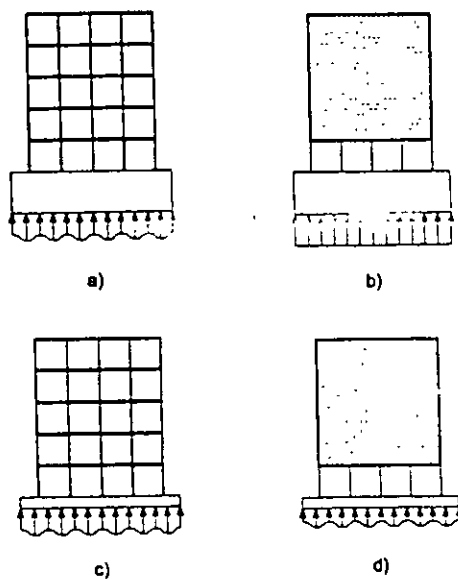


Figura 63-69

## 63.20 ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA

Se detallan en el Capítulo 69.

## 63.21 CIMENTACIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO

La solución expuesta en el Capítulo 55 para placas es directamente aplicable a l placas de cimentación. Por supuesto la técnica del pretensado es también aplicable cimientos en general.

Veremos alguna aplicación en el Capítulo 68.

## 63.22 PILOTES

En general el cálculo del pilote como pieza en compresión centrada se hace con criterios conservadores.

Es evidente el hecho de que en pilotes perforados el vertido y en general la pieza no sean observables, de que el propio vertido se realiza en condiciones difíciles. Por todo ello se sugiere emplear  $\gamma_c = 1,7$ <sup>1</sup>, con lo que la fórmula de comprobación resulta:

$$N_d \leq N_u = 0,85 f_{cd} \cdot A_c + A_s f_{yd} \quad [63.104]$$

De acuerdo con el Eurocódigo 2, Parte 3 (63.2) para el dimensionamiento de pilares hormigonados "in situ" sin camisa de chapa, para el cálculo debe emplearse un diámetro de cálculo igual a 0,95 veces el nominal,  $d_{nom}$ , cumpliendo además las condiciones siguientes:

$$d_{nom} - 50 \text{ mm} \leq d_{cal} = 0,95 d_{nom} \leq d_{nom} - 20 \text{ mm}$$

1 La creencia de que el peso del hormigón fresco sobre las capas inferiores incrementa la resistencia y que el terreno al absorber agua del hormigón aumenta su resistencia, son de valor relativo y casi inexistentes en la zona superior del pilote.

Deben respetarse las excentricidades accidentales previsibles para lo que sugerimos los siguientes valores:

$$\left. \begin{array}{l} e = 50 \text{ mm en obras bajo control intenso} \\ e = 100 \text{ mm en obras bajo control normal} \\ e = 150 \text{ mm en obras bajo control reducido} \end{array} \right\} [63.105]$$

### 63.23 ENCEPADOS

Conviene analizar los casos siguientes:

#### 63.23.1 ENCEPADOS DE UN SOLO PILOTE (Fig. 63-70)

La comprobación se reduce a la de un macizo de apoyo, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 60. Las excentricidades previstas en [63.105] exigen que este tipo de encepados lleven, como más adelante expondremos, vigas centradoras en las dos direcciones ortogonales.

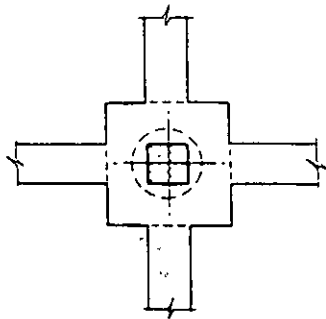


Figura 63-70

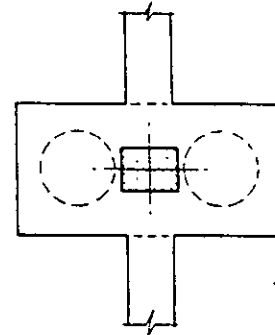


Figura 63-71

#### 63.23.2 ENCEPADOS DE DOS PILOTES. (Fig. 63-71)

Este tipo exige vigas centradoras en sentido ortogonal al plano definido por los dos ejes de los dos pilotes.

De acuerdo con EHE, el encepado puede calcularse por el método de bielas y tirantes (fig. 63-72).

$$T_d = \frac{N_d(v + 0,25 a)}{0,85 d} \quad [63.106]$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad [63.107]$$

$$(f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2)$$

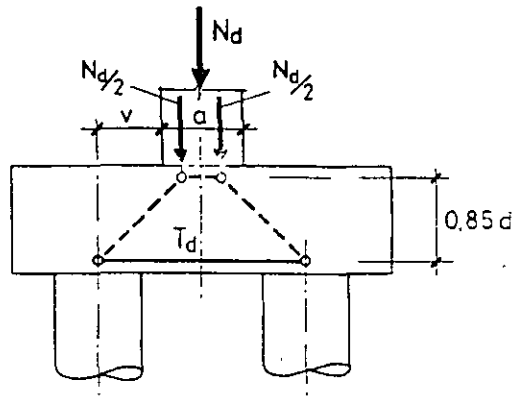


Figura 63-72

Para el anclaje de las armaduras es especialmente interesante el empleo de barras transversales selladas, considerando la presión de reacción del pilote.

Deben disponerse las armaduras  $A_s$  y  $A'_s$  indicadas en la figura 63-73. La armadura superficial en forma de estribos verticales y horizontales  $e_v$  y  $e_h$  y su área será igual al menos al 4‰ de la sección del encepado perpendicular a su dirección.

Si en la cepa del pilar actúa un momento  $M$ , es necesario emplear una celosía adicional, como en el caso 63.6.1, pero la fórmula [63.107] sigue siendo válida (Fig. 63-74).

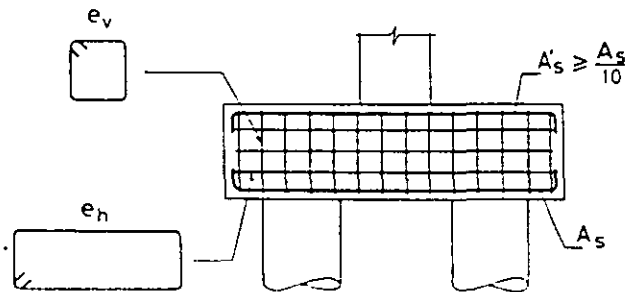


Figura 63-73

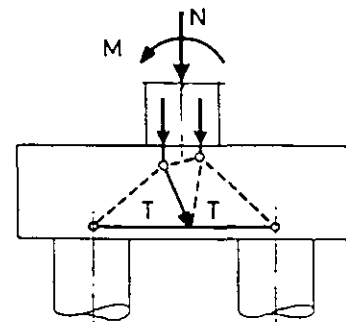


Figura 63-74

### 63.23.3 ENCEPADOS DE TRES PILOTES

No necesitan vigas de atado, salvo que lo requieran las condiciones sísmicas, que rigen para encepados en idéntica forma a lo expuesto en 66.13 para zapatas.

La armadura principal (fig. 63-75) para el caso de tres pilotes cuyos ejes están en los vértices de un triángulo equilátero es de deducción inmediata

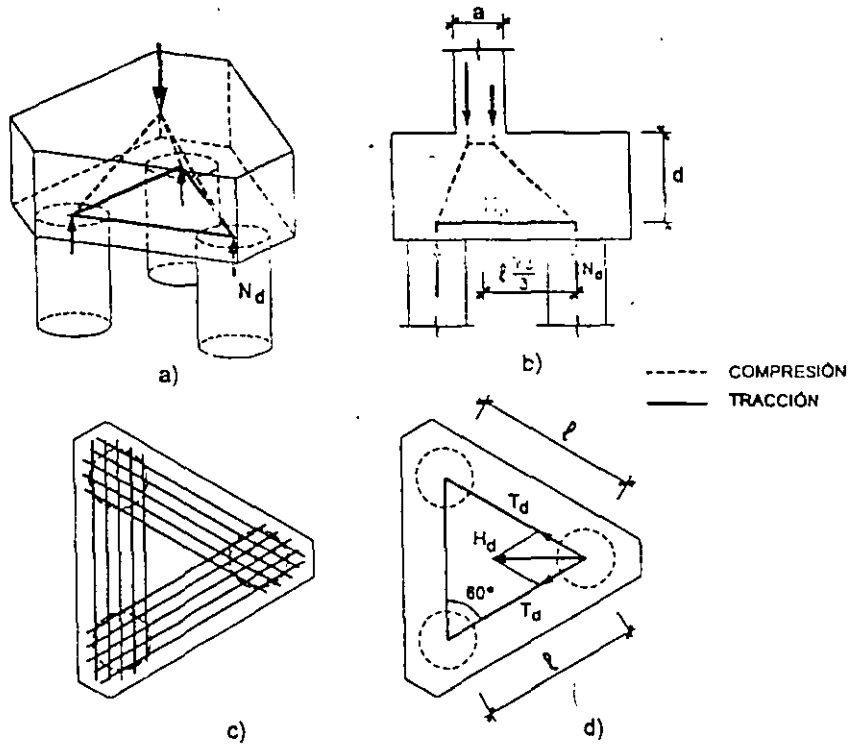


Figura 63-75

y viene dada por:

$$A_s = \frac{0,68}{f_{yd}} \cdot \frac{N_d}{d} (0,58\ell - 0,25 a) \quad [63.108]$$

$$(f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2)$$

donde:

$N_d$  = Esfuerzo axial del pilote más cargado

$\ell$  = Distancia en horizontal entre ejes de pilotes

$a$  = Lado del pilar

Debe disponerse una armadura en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no sea inferior a la de las fajas de área  $A_s$ .

#### 63.23.4 ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES

El desarrollo es análogo al de los casos anteriores y si los ejes ocupan los vértices del rectángulo (Figura 63-76) de dimensiones  $\ell_1$  y  $\ell_2$ .

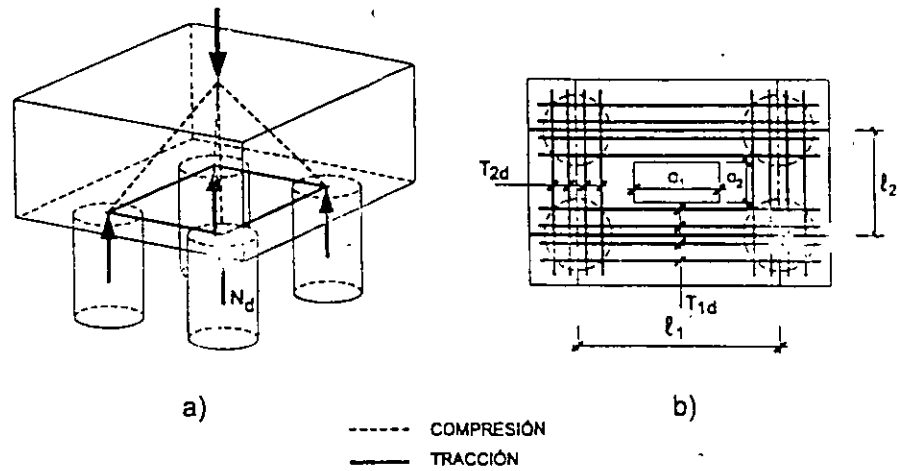


Figura 63-76

se tiene:

$$T_{1d} = A_{s1} f_{yd} = \frac{N_d}{0,85d} (0,5l_1 - 0,25a_1) \quad [63.109]$$

$$T_{2d} = A_{s2} f_{yd} = \frac{N_d}{0,85d} (0,5l_2 - 0,25a_2) \quad [63.110]$$

$$(f_{yd} \neq 400 \text{ N/mm}^2)$$

En [63.109] y [63.110]  $N_d$  es el esfuerzo axial del pilote más cargado.

### 63.23.5 ENCEPADOS DE SERIES GRANDES DE PILOTES

Es el caso indicado en la figura 63-77.

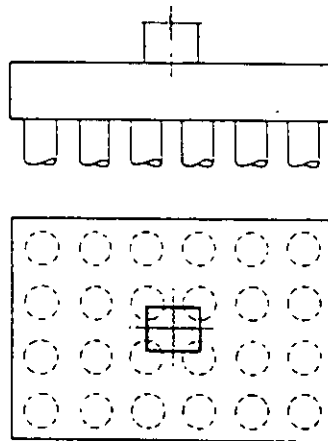


Figura 63-77

El cálculo puede organizarse como el de una zapata, con la precaución adicional de verificar el punzonamiento.

## 63.24 VIGAS CENTRADORAS

En los casos de encepados de un solo pilote y de dos pilotes, indicamos la necesidad de disponer vigas centradoras.

En el caso de encepados a un solo pilote, son necesarias vigas centradoras en las dos direcciones. Llamando  $e$  a la excentricidad en la dirección de la viga centradora considerada y siendo  $N$  el esfuerzo axial del soporte y  $M$  el momento en su pie en la dirección considerada (fig. 63-78), el valor del momento a transmitir es

$$M_{1d} = \pm(M_d + N_d e) \quad [63.111]$$

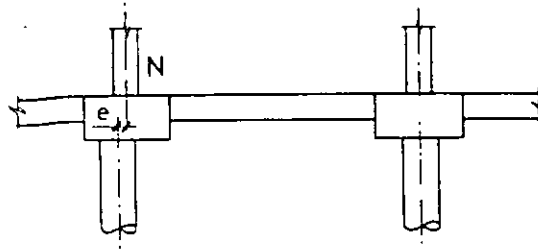


Figura 63-78

y dado que la viga se arma uniformemente basta asignar la mitad del momento a cada viga, si son de rigideces iguales o repartirlo en proporción a las rigideces si son diferentes. Si hay viga a un solo lado, el momento se le asigna a ella.

La viga centradora en el otro sentido se calcula en forma análoga, considerando su excentricidad correspondiente. Es obvio que lo anterior no considera la posibilidad de superposición de defectos de centrado en soportes consecutivos en la misma dirección, pero la probabilidad de que eso ocurra queda, en nuestra opinión, compensada por las posibilidades de plastificación de las vigas. En cambio, creemos que la viga centradora no debe dimensionarse nunca para un momento inferior a:

$$M_{2d} = \pm \frac{1}{1,2} \ell^2 \quad (\text{unidades en } m \text{ y } kN) \quad [63.112]$$

que equivale a aceptar una carga ascendente o descendente de 10 kN/m, que cubra posibles efectos imprevistos ( $\ell$  es la luz entre ejes de encepados). 1, 2.

$$V_{1d} = \frac{M_{1d}}{L} \quad [63.113]$$

$$V_{2d} = \frac{L}{0,2} \quad (\text{unidades en } m \text{ y } kN) \quad [63.114]$$

- 1 La armadura longitudinal total de la viga no debe ser inferior a la de la pieza de atado que corresponda de acuerdo con lo visto en el Capítulo 3, apartado 3.10.
- 2 La carga de 10 kN/m es una regla práctica que cubre las situaciones normales. Si se prevé maquinaria pesada de compactación, posibles asentamientos de pilotes, expansividad del terreno, etc., la situación debe ser analizada en detalle.

tomándose el que resulte mayor. Las vigas centradoras se arman con armadura simétrica  $A_s = A'_s$  y por tanto

$$A_s = A'_s = \frac{M_d}{d'} \quad [63.115]$$

siendo  $d'$  el canto entre armaduras.

El esfuerzo cortante se considera constante en toda la luz. El ancho  $b$  de la viga no será inferior a  $\frac{\ell}{20}$  ni el canto a  $\frac{\ell}{12}$  (12.6).

Las armaduras principales se solapan en los encepados de acuerdo con las reglas generales de EHE.

En el caso de encepados de tres o más pilotes, aunque las vigas centradoras no son necesarias, sí deben disponerse piezas de atado de acuerdo con lo que se indicó anteriormente, con las consideraciones que allí se hicieron, según la sismicidad de la zona en que va a construirse la cimentación.

### EJERCICIO 63.2

Dos pilotes de  $\phi = 550$  mm armados con  $6 \phi 12$  de acero B 400, transmiten la carga de un pilar de  $500 \cdot 500$  mm, armado con  $8 \phi 16$  y sometido a un esfuerzo axial de  $N_x = 500$  kN y  $N_y = 400$  kN. Calcular su encepado con  $f_{ck} = 25$  MPa y acero B 400 sabiendo que la separación entre los ejes de pilotes es de 1,65 m ( $\gamma_c = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$ )

De acuerdo con las dimensiones mínimas, los vuelos deben ser iguales al radio del pilote = 275 mm, con lo que las dimensiones en planta son de  $1,10 \cdot 2,75$  m. Adoptamos  $h = 800$  mm con lo que teniendo en cuenta el descabezado de los pilotes  $d = 700$  mm.

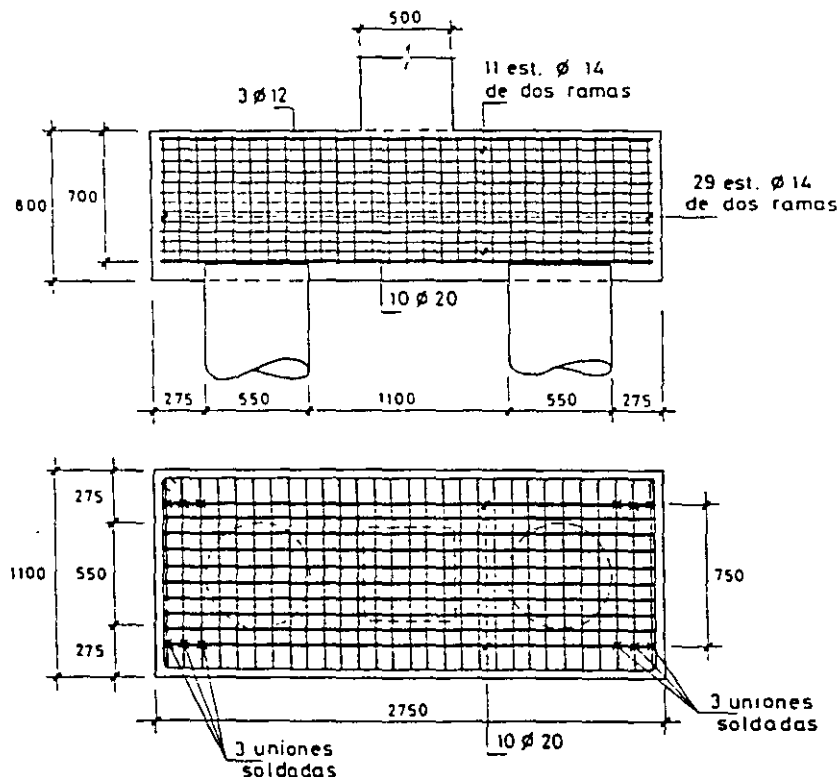


Figura 63-79



De acuerdo con [eq.106]

$$T_d = \frac{900 \cdot 10^3 (575 + 125)}{0,85 \cdot 700}$$

$$T_d = 1.059 \cdot 10^3 N = 1.059 \text{ kN}$$

$$\langle \rangle 10\phi 20$$

La armadura superior ha de ser

$$A_s = \frac{1.059 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{10}}{0,348} = 304 \text{ mm}^2 \langle \rangle 3\phi 12$$

Los estribos en cada dirección han de proporcionar áreas

$0,004 \cdot 800 \cdot 1.100 = 3.520 \text{ mm}^2$  repartidos en  $800 \text{ mm} \langle \rangle 115$  e  $\phi 14$  de 2 raras dispuestos horizontalmente, a  $65 \text{ mm}$  de separación

$0,004 \cdot 800 \cdot 2.750 = 8.800 \text{ mm}^2 \langle \rangle 29$  e  $\phi 14$  verticales de 2 ramas, a  $90 \text{ mm}$  separación.

El anclaje se soluciona sin prolongación disponiendo los tres últimos estribos soldados a la armadura longitudinal en cada extremo. (Ver Capítulo 46 para anclaje y soldadura).

### 63.25 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA PIEZAS DE ATADO Y VIGAS CENTRADORAS

Como habitualmente estas piezas están situadas a poca profundidad, sufren cargas especiales apreciables debidas a la acción de la maquinaria de compactación. Tanto la referencia (63.1) como la (63.2) recomienda considerar una carga característica de  $10 \text{ k N/m}$  debidas a este efecto, salvo que se haga un estudio específico.

Un excelente resumen del tema de Cimentaciones, puede verse en VILLEGA (63.8).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS  
(CONCRETO)

**AUTOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL 003**

OSCAR ESPINOSA VILLARREAL, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en los artículos 122, Fracción VI, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, en relación con el quinto Transitorio del Decreto que reforma a la propia Constitución, publicado en el *Diario Oficial de la Federación* el 25 de octubre de 1993; 67, Fracción XXII, del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 4, 12 y 24 de la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal; 3o., Fracción XV y Séptimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y el Acuerdo por el que deberán expedirse las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en la *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal* el 7 de noviembre de 1994, he tenido a bien expedir las siguientes:

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN  
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

# Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

## NOTACION

$A_g$	área bruta de la sección transversal	$d_b$	diametro de una barra
$A_s$	área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, $\text{cm}^2$	$E_c$	modulo de la elasticidad del concreto
$A'_s$	área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas	$E_s$	módulo de elasticidad del acero
$A_{ps}$	área de acero de pretuerzo en la zona de tensión	$\gamma_m$	factor de resistencia (véase 1.6.)
$A_{tr}$	área de refuerzo longitudinal requerido por torsión	$f'_c$	resistencia especificada del concreto a compresión, $\text{kg/cm}^2$
$A_{tr}$	área de una rama de refuerzo transversal por torsión	$\bar{f}'_c$	resistencia media del concreto a compresión, $\text{kg/cm}^2$
$A_{td}$	área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia $s$	$f'_c$	$(1.05 \frac{f'_c}{1250}) f'_c \leq 0.85 f'_c$
$a$	área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de una pieza (véase 3.10.)	$f'_c$	resistencia nominal del concreto a compresión (véase 1.4.1.), $\text{kg/cm}^2$
$a_1, a_2$	respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 4.1.)	$f'_a$	resistencia del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en concreto pretorzado
$b$	ancho de una sección rectangular, o ancho del paño a compresión en vigas T, I o L, cm	$f'_t$	resistencia del concreto a tensión (véase 1.4.1.c), $\text{kg/cm}^2$
$b'$	ancho del alma de una sección T, I o L, cm	$f''_t$	resistencia nominal del concreto a tensión (véase 1.4.1.c), $\text{kg/cm}^2$
$b_o$	perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas	$f_y$	esfuerzo en el acero
$c$	en ménsulas, distancia de la carga al peño donde arranca la ménsula	$f_{ps}$	esfuerzo resistente del acero de pretuerzo
$d$	peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm	$f_y$	esfuerzo especificado de fluencia del acero, $\text{kg/cm}^2$
$d'$	distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión	$f_{tr}$	esfuerzo de fluencia de los estribos necesarios por torsión; también del refuerzo vertical por fuerza cortante en vigas diafragma
		$f_{ps}$	esfuerzo convencional de fluencia del acero de pretuerzo
		$H$	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura total de un muro
		$H'$	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
		$h$	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también altura de entablado eje a eje

$I_g$	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro
$L$	claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, cm
$L_d$	longitud de desarrollo (véase 3.1.1.c)
$M_u$	momento flexionante de diseño
$M_n$	momento resistente de diseño
$m$	relación $a_1/a_2$
$P_u$	fuerza axial de diseño
$p$	$\frac{A_s}{bd}$ (en vigas)
$p$	$\frac{A_s}{ud}$ (en muros)
$p$	$\frac{A_s}{A_c}$ (en columnas)
$p'$	$\frac{A'_s}{bd}$ (en elementos a flexión)
$q$	$\frac{p f_y}{f'_c}$
$R$	rigidez de entrepiso
$r$	radio de giro
$s$	separación del refuerzo transversal
$t$	espesor de un muro, o del patín de una viga T, cm
$T_{ca}$	momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg-cm
$T_u$	momento torsionante de diseño, kg-cm
$T_{on}$	momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg-cm
$V_{ca}$	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg
$V_u$	fuerza cortante de diseño, kg
$w$	carga por metro cuadrado
$z$	brazo del par interno

Otras literales definidas en el texto

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1. Alcance

En esta parte se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan aclaraciones complementarias para concreto ligero.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

### 1.2. Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en 1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195 del mencionado Título VI.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_n$ , prescrito en 1.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título VI del Reglamento.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de estas Normas se diseñarán por sismo, aplicando un factor  $Q = 2.0$ . Los valores de  $Q$  que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, marcos prefabricados, losas planas, etc., se dan en los capítulos correspondientes de

estas Normas. En todo lo relativo a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

### 1.3 Análisis

#### 1.3.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en 4.8.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con 1.3.2.

#### 1.3.2 Efectos de esbeltez

##### a) Conceptos preliminares

**Restricción lateral de los extremos de columnas.** Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

**Longitud libre,  $H$ , de un miembro a flexocompresión.** Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas,  $H$  será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas,  $H$  será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel,

al ábaco o a la losa, según el caso.

**Longitud efectiva,  $H'$ , de un miembro a flexocompresión.** La longitud efectiva de miembros en los que el desplazamiento lateral relativo de los extremos sea despreciable puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1a; la de miembros en los que el mencionado desplazamiento no sea despreciable, con el nomograma de la figura 1.1b.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre  $H'$  y el radio de giro,  $r$ , de la sección en la dirección considerada es menor que  $34 - 12M_1/M_2$ . Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior  $M_1$  es el menor y  $M_2$  el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si  $M_1 = M_2 = 0$ , el cociente  $M_1/M_2$  se tomará igual a 1.0).

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si  $H'/r$  es menor de 22. En este caso  $H'$  determina con el nomograma de la figura 1.1b.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas multiplicadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para saber si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

##### c) Limitación para $H'/r$

Cuando  $H'/r$  sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en e).

##### d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño,  $P_d$ , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado,  $M_d$ , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_d = F_m M_{2b} + F_m M_{1b} \quad (1.1)$$

donde

$$F_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P_d}{P_c}} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.3)$$

$$P_c = \frac{P_d \pi^2 EI}{(H)^2} \quad (1.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_s I_g}{1 + u} \quad (1.5)$$

$$F_m = 1 + \frac{W_u / h}{R/Q - 1.2 W_u / h} \quad (1.6)$$

- u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total
- $W_u$  suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en el Título VI del Reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado
- R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)
- Q cantidad adimensional definida en las Normas T.C. para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará  $Q = 1.0$
- h altura del entrepiso, entre ejes

$M_{1b}$  es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se

tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 2.1.3a).  $M_{2b}$  es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

En una estructura restringida lateralmente los momentos  $M_{1b}$  son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los momentos  $M_{1b}$  son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por  $F_m$ .

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por  $F_m$  y los causados por las cargas laterales, por  $F_m$ ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicarán por  $F_m$ .

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor  $H/r$ .

1.4 Materiales

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.4.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase I, con peso volúmico en estado fresco superior a 2.2 ton/m<sup>3</sup>, y clase II con peso volúmico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m<sup>3</sup>.

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el Artículo 174 del Reglamento se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 ó 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Las agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada,  $f'_c$ , igual o mayor que 250 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm<sup>2</sup>. En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias,  $f'_c$ , distintas de las antes mencionadas.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso, el de clase 2 puede proporcionarse por volumen.

Para diseñar se usará el valor nominal,  $f'_c$ , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clase 1 y 2

$$f'_c = 0.8 f_c \quad (1.7)$$

El valor  $f'_c$  es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media,  $\bar{f}_c$ , mayor que la especificada,  $f'_c$ , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

c) Resistencia a tensión

Se considera como resistencia a tensión  $\bar{T}_1$  de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental,  $\bar{T}_1$  se puede estimar igual a

concreto clase 1  $1.5\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2  $1.2\sqrt{f'_c}$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura  $\bar{T}_1$ , se puede suponer igual a

concreto clase 1  $2\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2  $1.4\sqrt{f'_c}$

Para diseñar se usará un valor nominal,  $f'_t$ , igual a 0.75  $\bar{T}_1$ . También puede tomarse:

concreto clase 1  $1.2\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2  $0.9\sqrt{f'_c}$

y el módulo de rotura,  $f'_t$ , se puede tomar igual a

concreto clase 1  $1.6\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2  $1.1\sqrt{f'_c}$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en kg/cm<sup>2</sup>; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1 el módulo de elasticidad se supondrá igual a



$$14\,000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2 se supondrá igual a

$$8\,000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

Pueden usarse otros valores de  $E_c$  que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este párrafo,  $E_c$  se determinará según la norma NOM C128. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NOM C169.

#### e) Contracción por secado

Para concretos clase 1 la contracción por secado final,  $E_{cr}$ , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

#### f) Deformación difenda

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial difenda final,

$$C_r = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 5.0. Las cantidades  $\delta_f$  y  $\delta_i$  son las deformaciones axiales final e inmediata, respectivamente. Para calcular flechas difendas véase 2.2.2.

### 1.4.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6, NOM B294 ó NOM B457, se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm. de diámetro (número 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5.i). El acero de prefuerzo cumplirá con las normas NOM B293 ó NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ ,

se supondrá igual a  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ , el de torones de prefuerzo se supondrá de  $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimo,  $f_y$ , establecidos en las normas citadas.

### 1.5 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

### 1.6 Factores de resistencia

De acuerdo con el Título VI del Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $F_R$ . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes. Para flexión valdrá 0.9, y 0.8 para cortante y torsión. En flexocompresión,  $F_R$  se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.4., o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4b, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión,  $F_R$  se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento  $F_R$  valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el Título VI del Reglamento, por los factores de carga allí prescritos.

## 2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE

### 2.1 Estados límite de falla

### 2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003, y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a  $0.85 f'_c$  si

$$f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

o igual a

$$(1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c \quad \text{si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a  $E_s$  y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y$ . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en 1.4.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor  $F_R$  correspondiente, da la resistencia de diseño.

### 2.1.2 Flexión

#### a) Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido,  $\bar{f}_r$  definido en 1.4.1.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2.1)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

#### b) Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f'_s}{f_y} = \frac{4800}{f_y + 6000} bd \quad (2.2)$$

donde

$$f'_s = 0.85 f'_c \quad \text{si } f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$f'_s = (1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c \quad \text{si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.4)$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, r dos

de acuerdo con 1.5 El peralte efectivo,  $d$ , de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 2.1.1

### c) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que 11/16 veces el área transversal del patín ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con 3.1.

### d) Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de 2.1.1, conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión,  $M_R$ . En dichas expresiones  $F_R = 0.9$ .

#### Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (2.6)$$

donde

$b$  ancho de la sección (véase 1.5)

$d$  peralte efectivo (véase 1.5)

$$f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c \leq 0.85 f_c$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c^*} \quad (2.7)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (2.8)$$

$A_s$  área del refuerzo de tensión

#### Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R [ (A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' \zeta (d - d') ] \quad (2.9)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') \zeta}{f_c^* b}$$

$A_s$  área del acero a tensión

$A_s'$  área del acero a compresión

$d'$  distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ec. 2.9 es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - \zeta} \frac{d'}{d} \frac{f_c^*}{f_y} \quad (2.10)$$

donde

$$p' = \frac{A_s'}{bd}$$

Cuando no se cumpla esta condición,  $M_R$  se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 2.1.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs: 2.5 ó 2.6 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con el requisito de 2.1.2b. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de 4.2.3.

#### Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos,  $a$ , calculada con la ec. 2.11 no es mayor que el espesor del patín,  $t$ , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.5 ó 2.6 usando el ancho del patín a compresión como  $b$ . Si a resulta mayor que  $t$ , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.12.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c^* b} \quad (2.11)$$

$$M_R = F_R [ A_{sp} \zeta (d - \frac{t}{2}) + (A_s - A_{sp}) \zeta (d - \frac{a}{2}) ] \quad (2.12)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f_c^* (b - b') t}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) \zeta}{f_c^* b'}$$

En las expresiones anteriores

b ancho del pañ

b' ancho de alma

La fórmula 2.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c^*}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \sigma' d + A_{se} \quad (2.13)$$

Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valuar con la ec. 2.16.

c) Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de 2.1.1. L es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía  $A_s/db$  es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.14)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- I. Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios.
- II. Calcúlense las áreas de acero con la ec. 2.14, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en 4.1.4

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificio, se diseñarán según lo prescrito en 4.1.4e.

### 2.1.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de 2.1.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia,  $F_R$ , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que  $0.05 h \geq 2 \text{ cm}$ , donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

b) Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{f}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{RO}} \quad (2.15)$$

donde

$P_R$  carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$P_{RO}$  carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$

$P_{Rx}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría

$P_{Ry}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría

La ec. 2.15 es válida para  $P_R/P_{RO} \geq 0.1$ . Los valores de  $e_x$  y  $e_y$  deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en a).

Para valores de  $P_R/P_{RO}$  menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{Rx}}{M_{Rx}} + \frac{M_{Ry}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (2.16)$$

donde  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$  son los momentos de diseño según los ejes X y Y.  $M_{rx}$  y  $M_{ry}$  son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

#### 2.1.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2,$$

donde  $A_1$  es el área de contacto y  $A_2$  es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (véase 7.6.1c).

#### 2.1.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cr}$

Las expresiones para  $V_{cr}$  que se presentan en seguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal,  $h$ , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación  $b/b'$  no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá  $V_{cr}$  dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para valorar  $h/b$  en vigas T o I se usará el ancho del alma,  $b'$ .

##### I. Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cr}$ , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{cr} = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.17)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \quad (2.18)$$

Si  $L/h$  es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga,  $V_{cr}$  se obtendrá multiplicando el valor que da la ec. 2.18 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0,$$

pero sin que se tome  $V_{cr}$  mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior  $M$  y  $V$  son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 2.18 sin modificar el resultado. Para relaciones  $L/h$  comprendidas entre 4 y 5,  $V_{cr}$  se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 2.17 y 2.18.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5.i.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho,  $b'$ , en lugar de  $b$ . Si el patín está a compresión, al producto  $b'd$  pueden sumarse las cantidades  $t^2$  en vigas T e I, y  $t^2/2$  en vigas L, siendo  $t$  el espesor del patín.

##### II. Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho,  $b$ , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo,  $d$ , el espesor no sea mayor de 60 cm y la relación

$$\frac{M}{Vd}$$

no exceda de 2.0, la fuerza resistente,  $V_{cr}$  puede tomarse igual a

$$0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de 3.1., es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobles a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 60 cm, o la relación  $M/Vd$  excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas (apartado I). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

##### III. Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión en los que  $P_u$  no exceda de

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.17 ó 2.18 por  $1 + 0.007 (P_u/A_g)$ . Para valuar  $p$  se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y  $0.33 A_g$  en secciones circulares. Para estas últimas,  $bd$  se sustituirá por  $A_g$ .

Si  $P_u$  es mayor que

$$0.7 f_c' A_g + 2000 A_s$$

se hará variar linealmente  $V_{CR}$ , en función de  $P_u$ , hasta cero para

$$P_u = F_u (A_s f_c' + A_s f_y)$$

En miembros sujetos a flexotensión,  $V_{CR}$ , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.17 ó 2.18 por  $1 - 0.03 (P_u/A_g)$ . Para valuar  $p$  y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

$P_u$  es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso;  $A_g$  el área bruta de la sección transversal y  $A_s$  el área total de acero en la sección, ambas en  $cm^2$ .

#### IV. Miembros de concreto presforzado

En secciones con presfuerzo total (véase cap. 7), donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza  $V_{CR}$  se calculará con la expresión

$$V_{CR} = F_u bd (0.15 / f_c' + 50 \frac{V d_p}{M}) \quad (2.19)$$

Sin embargo, no es necesario tomar  $V_{CR}$  menor que

$$0.5 F_u bd \sqrt{f_c'}$$

ni deberá tomarse mayor que

$$1.3 F_u bd \sqrt{f_c'}$$

En la expresión 2.19,  $M$  y  $V$  son el momento flexionante, y la fuerza cortante que actúan en la sección y  $d_p$  es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo,  $d$ , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs. 2.17

ó 2.18, según el caso. El peralte efectivo,  $d$ , se calculará con la expresión 2.20

$$\frac{A_w f_w d_w + A_s f_s d_s}{A_w f_w + A_s f_s} \quad (2.20)$$

( $d_s$  es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y  $f_w$  es el esfuerzo en el acero de presfuerzo,  $A_{sp}$ , cuando se alcanza la resistencia del elemento.)

En ambos casos la contribución de los paños en vigas T, l y L se valuará con el criterio que se prescribe en el apartado l para vigas sin presfuerzo.

b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según 3.9.2. Los estribos deben rematarse como se indica en 3.1.3.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de grado mayor que el 42 ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . El diámetro mínimo de estribo como se va indicando en estas Normas.

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de  $45^\circ$ , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de  $30^\circ$ .

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea menor que  $V_{CR}$ . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (número 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior, así como cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_{CR}$ , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso la separación,  $s$ , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{F_u A_s f_s d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_u A_s f_s}{3.5b} \quad (2.21)$$

$A_s$  es el área transversal del refuerzo por tensión comprendido en una distancia  $s$  y  $\theta$  es el ángulo que

refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec. 2.21,  $A_s$  debe estar en  $\text{cm}^2$ ,  $f_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ,  $V_u$  y  $V_{cR}$  en  $\text{kg}$  y  $b$  y  $d$  en  $\text{cm}$ . La separación resulta en  $\text{cm}$ . Para secciones circulares se sustituirá  $d$  por el diámetro de la sección.

La separación,  $s$ , no debe ser menor de 5  $\text{cm}$ .

Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cR}$  pero menor o igual que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si  $V_u$  es mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

En ningún caso se permitirá que  $V_u$  sea superior a

$$2 F_R bd \sqrt{f_c}$$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_s = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y \sec \theta} \quad (2.22)$$

En este caso no se admitirá que  $V_u$  sea mayor que

$$1.5 F_R \sqrt{f_c} bd$$

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, de grado no mayor que el 42 ( $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ ), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que  $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ .

Cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{cR}$ , se requiere refuerzo por tensión diagonal cuya separación se determinará con la ec. 2.21 y las limitaciones siguientes.

Vigas con presfuerzo total:

La separación de estribos no debe ser menor de 5  $\text{cm}$ .

Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cR}$  pero menor o igual que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c}$$

la separación no deberá ser mayor que 0.75h, donde h es el peralte total de la pieza.

Si  $V_u$  es mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c}$$

la separación de los estribos no deberá ser mayor que 0.37h.

En ningún caso se admitirá que  $V_u$  sea mayor que

$$2.5 F_R bd \sqrt{f_c}$$

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en el inciso b) para elementos sin presfuerzo.

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en el inciso b) se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de 0.75h.

d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d. En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de h/2 del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a h/2; d y h son el peralte efectivo y el total, respectivamente.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

e) Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de  $0.7V_{cR}$ .

### g) Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante,  $V_u$ , que resiste el concreto en vigas diafragma (definidas en 2.1.2e), se aplicará lo dispuesto en el número I de a) para vigas con relación  $L/h$  menor que 4

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a  $0.15L$  en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_R$ , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_y d A_v (1+L/d) / s_v \quad (2.23)$$

donde  $A_v$  es el área del acero vertical comprendida en cada distancia  $s_v$ , y  $f_y$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_y h d A_{vh} (1 - L/d) / s_h \quad (2.24)$$

donde  $A_{vh}$  es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia  $s_h$ , y  $f_y$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de d) y e) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4.d.

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 3.10, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para  $V_u$ . La fuerza  $V_u$  no debe ser mayor que

$$2 F_R b d \sqrt{f_c}$$

### h) Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- I. La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de a) I, a) II y b). En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.
- II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación.

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a  $d/2$  ( $d$  es el peralte efectivo de la losa).

Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que  $d/2$ . Por lo demás, se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a  $d/2$  de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.

Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en 6.3, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir,  $M_u$ , no excede de  $0.2 V_u d$ , el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = \frac{V_u}{b_s d} \quad (2.25)$$



donde  $b_c$  es el perimetro de la sección crítica y  $V_u$  la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (2.26)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño,  $v_u$ , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig. 2.1). En columnas rectangulares  $c_1$  es la dimensión paralela al momento transmitido y  $c_2$  es la dimensión perpendicular a  $c_1$ . En columnas circulares  $c_1 = c_2 = 0.90$  diámetros. (El resto del momento, es decir la fracción  $1 - \alpha$ , debe transmitirse por flexión en un ancho igual a  $c_1 + 3h$ , de acuerdo con 6.5).

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c'} \quad \text{ni de } F_R \sqrt{f_c'}$$

a menos que se suministre refuerzo ( $\gamma$  es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción). Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior y en las de los dos párrafos siguientes, el factor  $F_R$  se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho,  $b$ , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa,  $d$ , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. (Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a  $(0.8D - 0.2d)$ , donde  $D$  es el diámetro de la columna). En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamento será el 85 por ciento del calculado con la expresión 2.21, sin que sea mayor que  $d/3$ ; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 20 cm. Se supondrá

$$V_u = v_u b d \quad \text{y} \quad V_{cR} = 0.4 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

donde  $v_u$  es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia. El espaciamento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

En ningún caso se admitirá que  $v_u$  sea mayor que

$$1.3 F_R \sqrt{f_c'}$$

**Refuerzo mínimo.** En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes descrito, usando estribos de 6.3 mm o más de diámetro, espaciados a no más de  $d/3$ . Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

#### i) Resistencia a fuerza cortante por fricción

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante,  $V_u$ , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.27)$$

$$F_R [14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.28)$$

$$0.25 F_R f_c' A \quad (2.29)$$

donde  $A_{vf}$  es el área del refuerzo por cortante por fricción, en  $\text{cm}^2$ ;  $A$  es el área de la sección definida por el plano crítico en  $\text{cm}^2$ ;  $N_u$  es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y  $\mu$  el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado. Los valores de  $\mu$  anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores,  $f_y$  no se supondrá mayor de 4200  $\text{kg/cm}^2$ . Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en  $A_{vf}$  no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

#### 2.1.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total

del miembro Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

a) Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión.

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig. 2.2a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá  $T_{uR} = 0$ , y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de  $T_u$ , el valor de  $T_{cR}$  se obtendrá con la ec. 2.32.

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig. 2.2b), se procederá como sigue:

El momento torsionante de diseño,  $T_u$ , se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$\frac{T_u^2}{T_{cR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{cR}^2} \geq 1.0 \quad (2.30)$$

y, además,  $T_u$  sea mayor que  $T_{cR}$  dado por la ec. 2.32, se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I ó L,  $T_{cOR}$  y  $T_{cR}$  se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{cOR} = 0.6 F_R \Sigma x^2 y \sqrt{f'_c} \quad (2.31)$$

$$T_{cR} = 0.25 T_{cOR} \quad (2.32)$$

donde  $x$  y  $y$ , en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome  $y$  mayor que  $3x$ . La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs. 2.31 y 2.32 para secciones circulares tomando  $x = y = 0.8$  diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor

de  $T_{cOR}$  se multiplicará por  $(1 - 0.03 P_u/A_g)$ , donde  $P_u$  es la tensión de diseño, en kg y  $A_g$  el área bruta de la sección reducida (véase 1.5), en  $cm^2$ .

b) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia  $(h + b)$  más allá del punto teórico en que ya no se requiere ( $h$  y  $b$  son el peralte total y el ancho del miembro).

I. Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = \frac{s (T_u - T_{cR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} \quad (2.33)$$

donde

- $A_{sv}$  área transversal de una sola rama de estribo
- $x_1, y_1$  lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro
- $s$  separación de los estribos
- $f_{yv}$  esfuerzo de fluencia de los estribos; el grado de este acero no será mayor que el 42

$$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1 / x_1 \leq 1.5$$

En miembros circulares,  $x_1$  y  $y_1$ , se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec. 2.33, suponiendo  $T_u = 4 T_{cR}$ ; sin embargo, no es necesario que sea mayor que 1.33 veces la requerida para  $T_u$  y  $V_u$  obtenidos del análisis. La separación,  $s$ , no será mayor que el ancho de los estribos, ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales,  $A_{st}$ , para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{sv}}{f_y} \quad (2.34)$$

donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec. 2.34, usando el  $A_{sv}$  mínima obtenida según la sección I; la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

Debe distribuirse el refuerzo longitudinal en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medio sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre  $\sqrt{2}$  el obtenido con la ec. 2.33. Dicho espaciamiento no debe exceder de  $y_1$ .

Limitación para  $T_u$ . No se admitirá que el momento torsionante de diseño,  $T_u$ , sea mayor que

$$1.25 T_{cr} \sqrt{16 \cdot \left( \frac{V_u}{0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}} \right)^2} \quad (2.35)$$

en ninguna sección.

## 2.2 Estados límite de servicio

### 2.2.1 Esfuerzo bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura,  $f_r$ , prescrito en 1.4.1c).

### 2.2.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en el Título VI del Reglamento.

Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en

una dirección.

Deflexiones inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.4.1d) y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (2.36)$$

donde  $I_1$  e  $I_2$  son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e  $I_3$  el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en el extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.36 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 30 p'} \quad (2.37)$$

donde  $p'$  es la cuantía de acero a compresión ( $A'_s/bd$ ). En elementos continuos se usará un promedio de  $p'$  calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la expresión 2.37 será igual a 4.

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

### 2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 3 000 kg/cm<sup>2</sup> para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt{d_c A}$$

(2.38)

no exceda a 40 000 kg/cm. En la expresión anterior:

- $f_s$  esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en kg/cm<sup>2</sup>
- $d_c$  recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm
- A área de concreto a tensión, en cm<sup>2</sup>, que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro).

El esfuerzo  $f_s$  puede estimarse con la expresión  $M/0.9 d A_s$ , o bien, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponerse igual a  $0.6 f_y$ . En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

### 3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

#### 3.1 Anclaje

##### 3.1.1 Requisitos generales

- a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.
- b) El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:
  1. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se

cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no requieren.

- II. En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que  $L_d + d$ . Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.
- III. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo,  $L_d$ , que se define en c).
- IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5h \quad (3.1)$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

- c) La longitud de desarrollo,  $L_d$ , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica,  $L_{db}$ , dada por la ec. 3.2, en cm, por el factor o los factores indicados en la tabla 3.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad (3.2)$$

( $d_b$  es el diámetro de la barra, en cm, y  $a_s$  su área transversal, en cm<sup>2</sup>;  $f_y$  y  $f'_c$  en kg/cm<sup>2</sup>).

TABLA 3.1

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen mas de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con $f_y$ mayor de 4 200 kg/cm <sup>2</sup> ( $f_y$ , en kg/cm <sup>2</sup> )	2 - $\frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1mm (número 6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

En ningún caso  $L_d$  será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo,  $L_d$ , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica  $L_d$ .

Si el esfuerzo,  $f_s$ , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que  $f_y$ , la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección será  $(f_s/f_y) L_d$ . El esfuerzo  $f_s$  se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

Cuando una barra a tensión termina con un dobléz a 90 ó 180 grados que cumpla con los requisitos de 3.8, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el dobléz, es al menos igual a  $0.076 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$  (30 por ciento mayor en concreto ligero), pero no menor que 15 cm ni que  $8 d_b$ , y, además, el tramo recto después del dobléz no es menor que  $12 d_b$  para dobleses a 90 grados, ni menor de  $4 d_b$  para dobleses a 180 grados. Las unidades son las mismas que en la ec. 3.2.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

### 3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los

anteriores.

- I. En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.
- II. Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo; al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que  $12 d_b$ , ni que un dieciseisavo del claro libre.

### 3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de la caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de dobléz cumplirán con los requisitos de 3.8.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse, una longitud  $L_d$  más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

### 3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

## 3.2. Espesor de desgaste

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que proviene del tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 1.5 cm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

### 3.3 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

### 3.4 Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de presfuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm; en losas 1.5 cm, y en cascarones, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm si no se usa plantilla, y de 3 cm si se usa plantilla.

En elementos prefabricados que no van a quedar expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre del refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie, se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

### 3.5 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

### 3.6 Separación entre barras o tendones individuales

#### 3.6.1 Acero de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

#### 3.6.2 Acero de presfuerzo

La separación libre entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de  $4d_s$  para alambres, ni de  $3d_s$  para torones; también cumplirá con lo prescrito en 3.5.

En la zona central del claro, se permite una separación menor y hacer paquetes de tendones.

### 3.7 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en 5.2.2. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

### 3.8 Doblez del refuerzo

El radio interior de un doblado no será menor que  $\xi/60\sqrt{f'_c}$ , por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblado no será menor

el que marca la respectiva norma NOM. de las indicadas en 1.4.2. para la prueba de doblado. En la expresión anterior  $f_y$  y  $f_c$  deben estar en  $\text{kg/cm}^2$ .

En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

### 3.9 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Se respetarán los requisitos de 5.2.2 y 5.3.3.

#### 3.9.1 Uniones de barras sujetas a tensión

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo,  $L_d$ , calculada según 3.1, ni menor que  $(0.01 f_y - 6)$  veces el diámetro de la barra ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ).

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

#### 3.9.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que  $0.5f_y$ . Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas,

deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que  $0.5f_y$ , el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

#### 3.9.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según 3.1, ni que  $(0.01 f_y - 10)$  veces el diámetro de la barra ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). Cuando la resistencia especificada del concreto,  $f_c$ , sea menor de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

#### 3.10 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_r = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad (3.3)$$

donde

$a_r$ , área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$ .

$x_1$ , dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si  $x_1$  no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de  $1.5 a_r$ .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de  $3.5 x_1$ .

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de

contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

### 3.11 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión, serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersucios.

## 4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

### 4.1 Vigas

#### 4.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

#### 4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto en 5.2.1.

#### 4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe

proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 3.10. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de 2.1.1.

### 4.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión (véase 2.1.2 e)

#### I. Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}) h,$$

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que  $0.2 L$  (fig. 4.1).

#### II. Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en L.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que  $0.4 h$ , ni que  $0.4 L$ .

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left( \frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a  $0.2 h$  y comprendida entre las cotas  $0.8 h$  y  $h$ , medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 4.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a  $0.6 h$ . Si  $L/h$  es menor que 1.0, en este párrafo se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$ .



#### b) Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

#### c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las expresiones 2.23 y 2.24 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

#### d) Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor especificado en 2.1.4, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 4.3).

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo de que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que  $0.3h$ .

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a  $0.2h$ . Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a  $0.5h$ .

Si  $h$  es mayor que  $L$ , se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$  en los dos párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su

peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante, del borde inferior de la viga no menos de  $0.5h$  y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de  $0.4h$  (fig. 4.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño de apoyo.

Si  $h$  es mayor que  $L$ , se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$  en el párrafo anterior.

#### e) Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones  $L/h$  no mayores de 2, que unen muros para fuerzas horizontales constará de dos grupos de barras diagonales, según se indica en la fig. 4.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmitirán sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se desprejará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces  $L_d$ , obtenida ésta según 3.1.1c). Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 4.2.3. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que  $L/8$ .

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 3.10. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

#### 4.1.5 Vigas de sección compuesta

##### a) Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento a falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

##### b) Efectos de la fuerza cortante

- I. El esfuerzo cortante horizontal,  $v_h$ , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión

$$v_h = \frac{V_v}{F_R b_v d} \quad (4.1)$$

donde

- $V_v$  fuerza cortante de diseño
- $b_v$  ancho del área de contacto
- $d$  peralte efectivo de la sección compuesta

- II. Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

- III. Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los valores siguientes:

- I. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia:  $3 \text{ kg/cm}^2$  (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más).

2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso IV y la superficie de contacto esté lisa pero no rugosa:  $6 \text{ kg/cm}^2$

3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso IV y la superficie de contacto esté limpia y rugosa:  $25 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de  $25 \text{ kg/cm}^2$ , el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de 2.1.5.i).

- IV. Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 del inciso III, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será  $3/f$ , veces el área de contacto ( $f$ , en  $\text{kg/cm}^2$ ). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

- V. El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

#### 4.2 Columnas

##### 4.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima prescrita en 5.3.1.

##### 4.2.2 Refuerzos mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que  $20/f$ , ( $f$ , en  $\text{kg/cm}^2$ ), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

##### 4.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en 4.8.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales d

restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete ( $f_y$ , en kg/cm<sup>2</sup>, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en 4.2.5.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 ó más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en 3.1.3.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

#### 4.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal,  $\rho_s$ , no será menor que

$$0.45 \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \text{ ni que } 0.12 \frac{f_c}{f_y} \quad (4.2)$$

donde

$A_c$  área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice

$A_s$  área transversal de la columna

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El acero de la hélice no debe ser de grado mayor que el 42.

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

#### 4.2.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

#### 4.3. Losas

##### 4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a

deflexión y agrietamiento.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

#### 4.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

#### 4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

a) Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación,  $m$ , entre el claro corto,  $a_1$ , y el claro largo,  $a_2$ , se interpolará linealmente.

b) Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del

mismo. Para relaciones  $a_2/a_1$  menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a  $a_2 - a_1$ ; cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ .

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero por momento negativo.

c) Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean disjuntos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a  $d^3/a_1$ .

d) Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de  $2.5d$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de la losa.

e) Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 270 para concreto clase 1 y 180 para concreto clase 2. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con  $a_2 = 2a_1$ .

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_c \leq 000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 80 \text{ kg/m}^2;$$

para otras combinaciones de  $f_c$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.034 \sqrt{f_c w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión  $f_c$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6 f_y$ ) y  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg/m}^2$ .

f) Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1 / 2 - d) w / [ 1 + (\frac{a_1}{a_2})^4 ] \quad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a

$$0.5 F_R db\sqrt{f_c}$$

#### 4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la

**TABLA 4.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES**

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
	Neg. en bordes dis. positivo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
		corto	530	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
	Neg. en bordes dis. positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
De esquina Dos lados adyacentes disconti- nuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en bordes discontinuos positivo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
Aislado cuatro lados dis- continuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} wa_1^2$ , dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

propriadamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

#### 4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada,  $P$ , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

$$\frac{P}{2\pi} \left( 1 - \frac{2r}{3R} \right) \quad (4.4)$$

en todo punto del tablero, siendo  $r$  el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y  $R$  la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que  $\pi/2$ , cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que  $1.5L$  centrado con respecto a la carga ( $L$  es el claro de la losa).

#### 4.3.6 Losas encajonadas

Las losas encajonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del Cap. 6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 1000 kg en un área de 10 x 10 cm actuando en la posición más desfavorable.

### 4.4 ZAPATAS

#### 4.4.1 Disposiciones generales

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes

secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho  $a_1$ , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por  $2a_1 / (a_1 + a_2)$ , donde  $a_1$  y  $a_2$  son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en (2.1.5b).

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a  $0.5 d_p$  o más hacia fuera de dicha sección ( $d_p$  el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a  $0.5 d_p$  o más hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

#### 4.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en 2.1.5b).

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán a los valores consignados en 2.1.4.

#### 4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 30 cm

#### 4.5 Muros

##### 4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo,  $H'$ , se calculará como sigue

$$\begin{aligned} H' &= H & \text{si } H/L &\leq 0.35 \\ H' &= (1.3 - 0.85 H/L) H & \text{si } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= L/2 & \text{si } H/L &\geq 0.8 \end{aligned}$$

donde  $H$  es la altura del muro y  $L$  la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si sólo hay dichos elementos en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción,  $H'$  se tomará igual a  $H$  si  $H/L$  es menor o igual que 0.35, e igual a

$$0.215 \left( \frac{H}{L} + 4.3 \right) H \leq 2H$$

si  $H/L$  es mayor que 0.35. Aquí  $L$  es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de  $0.25 f'_c A_g$ , el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en 3.10, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteno-

res, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en 4.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en 3.10.

##### 4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación  $L/t$  no mayor de 70. ( $L$  es la longitud horizontal del muro) Si actúan cargas verticales importantes, la relación  $L/t$  debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor,  $t$ , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará  $Q=3$ . Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará  $Q=2$ . Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de  $Q$  prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

##### a) Flexión y flexocompresión.

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec. 2.14 si la carga vertical de diseño,  $P_u$ , no es mayor que  $0.2 F_y t L f'_c$  y la cuantía de acero a tensión  $A_s/tL$ , no excede de 0.008 ( $d$  es el peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión). El brazo  $z$  se obtendrá con el criterio siguiente:

$$\begin{aligned} z &= 0.8 L & \text{si } \frac{H}{L} &\geq 1.0 \\ z &= 0.4 \left( 1 + \frac{H}{L} \right) L & \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.0 \\ z &= 1.2 H & \text{si } \frac{H}{L} &\leq 0.5 \end{aligned}$$

donde  $H$  es la altura total del muro y  $L$  su longitud. El área de acero a tensión no será menor que lo prescrito en 2.1.2a.

En muros con relación  $H/L$  no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a  $(0.25 - 0.1 H/L) L$ , medidos desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que  $0.4 H$ .

Si la relación  $H/L$  es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión

flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a  $0.15 L$  medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel  $1/2 L$  este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando las disposiciones de 3.1.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere el inciso b), el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación  $H/L$ .

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de 4.2.3.

b) Elementos extremos en muros y diafragmas estructurales.

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de  $0.2 f_c$  bajo las cargas del diseño incluyendo el sismo; también se contará con este refuerzo en los bordes de aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15 f_c$ . Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

Los elementos extremos a que se refiere esta sección contarán, a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica en 5.3.4 para elementos a flexocompresión.

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que correspondan.

El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Fuerza cortante

La fuerza cortante,  $V_{cR}$ , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a largo horizontal,  $H/L$ , del muro no excede de 1.5, se aplicará la expresión

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c'} tL \quad (4.5)$$

Si  $H/L$  es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.17 o 2.18 en las que  $b$  se sustituirá por el espesor del muro,  $t$ ; para valuar  $V_{cR}$ , el peralte efectivo del muro se tomará igual a  $0.8 L$ . Cuando  $H/L$  esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación  $H/L$  entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal,  $p_h$ , se calculará con la expresión

$$\frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d_t} \quad (4.6)$$

y la del refuerzo vertical,  $p_v$ , con

$$0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \quad (4.7)$$

donde

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \quad ; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t}$$

$s_h$ ,  $s_v$  separaciones de los refuerzos horizontal y vertical, respectivamente

$A_{sh}$  área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia  $s_h$

$A_{sv}$  área de refuerzo vertical comprendida en una distancia  $s_v$

$H$  altura total del muro

$L$  longitud horizontal del muro

No es necesario que la cuantía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación  $H/L$  no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de



la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

#### Refuerzo mínimo

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores de 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15 cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que  $0.6\sqrt{f'_c}$ ; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Limitación para  $V_u$ . En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea mayor que

$$2F_k L_t \sqrt{f'_c}$$

#### d) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos barras número 4, o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo,  $L_d$ , desde las esquinas de la abertura.

Si el esfuerzo de compresión en un borde de una abertura, incluyendo el efecto del sismo excede de  $0.2f'_c$ , se suministrará en ese borde un elemento extremo que cumpla con los requisitos de la parte b) de esta sección.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

#### e) Elementos de unión entre muros

Las vigas diafragma que unen muros destinados a resistir fuerzas horizontales en su plano se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4e).

#### 4.6 Diafragmas y elementos a compresión de contra-venteos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabri-

cados a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m o más. En ningún caso será menor que 3.0 cm. Deben colocarse conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en estas Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se prescribe en 4.5.2c) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contra-venteo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que  $0.2f'_c$  contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 5.3.4. para elementos a flexocompresión. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15f'_c$ . Los esfuerzos se valorarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

#### 4.7 Arcos, cascarones y losas plegadas

##### 4.7.1 Análisis

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

#### 4.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

#### 4.7.3 Dimensionamiento

Los arcos y cascarones se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones para flexión-compresión y cortante del Capítulo 2.

El refuerzo de cascarones se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

#### 4.7.4 Losas plegadas

Se aplicarán a las losas plegadas los requisitos que se mencionan para cascarones.

#### 4.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en el Cap. 5, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ( $2d$ ) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de 5.4.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

#### 4.9 Ménsulas

##### 4.9.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación  $c/d$ , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula y el peralte efectivo medido en dicho paño igual a 1.0 o menor, y sujetas a una tensión horizontal,  $T$ , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que  $0.5d$ .

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente una fuerza cortante,  $P_v$ , un momento flexionante  $P_v c + T_v (h - d)$  y una tensión horizontal,  $T_v$ .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia,  $F_n$ , se tomará igual a 0.8

##### 4.9.2 Refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área  $A_r$  y de estribos complementarios horizontales de área  $A_s$  (fig 4.6).

El área  $A_r$  se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_r + A_s$$

$$(2/3) A_{r'} + A_s$$

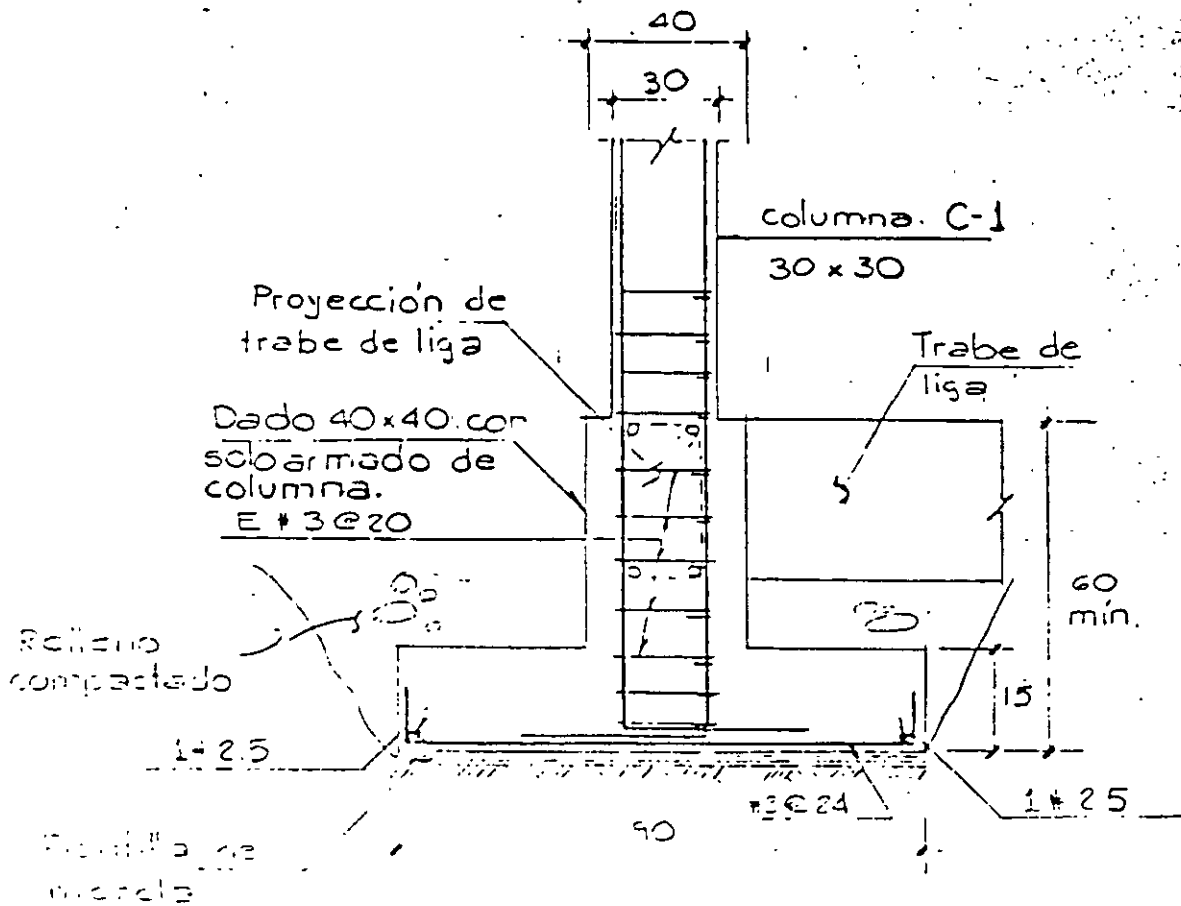
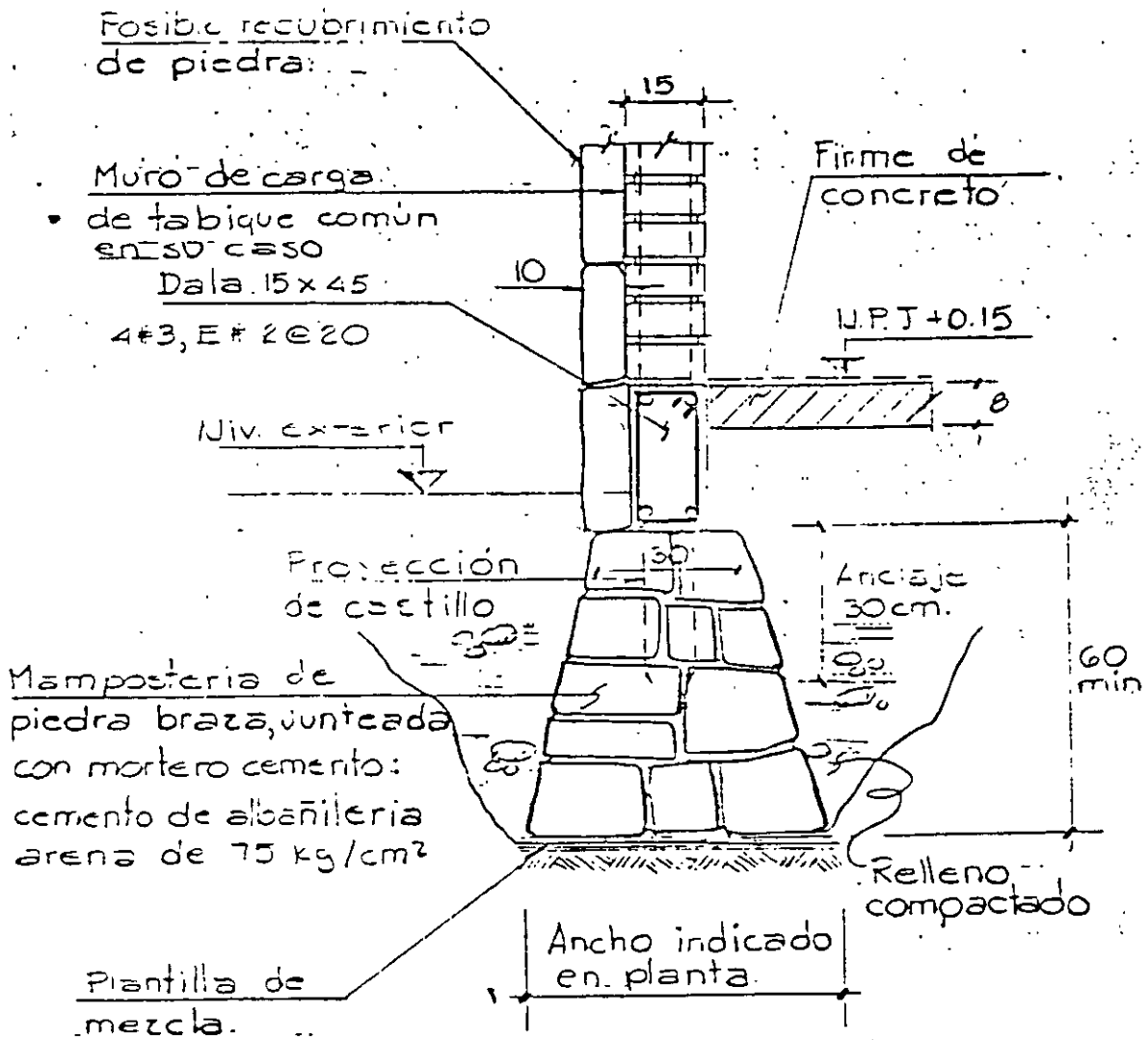
El área  $A_s$  se tomará igual a  $0.5(A_r - A_s)$  o mayor.

En las expresiones anteriores,  $A_r$  es el área de refuerzo necesario para resistir el momento  $P_v c + T_v (h - d)$ ; el área  $A_{r'}$  es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante  $P_v$ , y  $A_s$  la del necesario para resistir la tensión  $T_v$ .

El área  $A_r$  no debe exceder al área balanceada obtenida con la ec 2.2, y puede calcularse con la expresión 2.14, suponiendo que el brazo  $z$  es igual a  $0.9d$ .

El refuerzo  $A_{r'}$  se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo la compresión  $N_c$  igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que  $0.25 F_n f_c' b d$ .

El área  $A_s$  se calculará como



$$\frac{T_v}{F_R f_c}$$

La tensión,  $T_v$ , no se tomará menor que  $0.2 P_u$ , a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario  $A_s$  debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes: a) soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman  $A_s$  (la soldadura debe ser capaz de permitir que  $A_s$  alcance su esfuerzo de fluencia); b) doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales, y c) mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

La cuantía,  $A_s/bd$ , no debe ser menor que  $0.04 \frac{f_c}{f_y}$

El refuerzo  $A_s$  debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras  $A_s$ , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo  $A_s$ .

#### 4.9.3 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras  $A_s$ , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

### 5. MARCOS DUCTILES

#### 5.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con un factor Q igual a 4. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con  $Q = 4$ , formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, o marcos y contravientos que cumplan con 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con  $Q = 3$  y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2, el inciso b) inclusive, o 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos en algún entrepiso sea menor que el 50 por ciento de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de Q, debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos, o de marcos y muros o contravientos, las fuerzas cortantes con que se diseñe

un marco no deben ser menores, en cada entrepiso, que el 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada,  $f_c$ , del concreto no será menor de  $200 \text{ kg/cm}^2$ .

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 ó NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de  $1300 \text{ kg/cm}^2$ , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

#### 5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

$$(P_u \leq A_g f_c' / 10)$$

##### 5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

##### 5.2.2 Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

$$0.7 \sqrt{f_c'} bd / f_y$$

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de

diámetro (número 4). El área de acero a tensión no excederá del 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados), el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que  $0.25d$ , ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos; b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

### 5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo, y b) en la porción del elemento que se halle una distancia igual a dos peraltes ( $2h$ ) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a)  $0.25d$ ; b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^\circ$ , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos

una barra longitudinal. Los radios de dobiez cumplirán con los requisitos de 3.8. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 4.2.3.

Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que  $0.5d$  a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requenda por fuerza cortante.

### 5.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a  $1.25f_y$ . A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia,  $F_u$ , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en 5.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en 5.2.3.

### 5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño,  $P_u$ , sea mayor que  $A_g f'_c / 10$ . Al dimensionar por flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto si se usa el procedimiento optativo que se presenta al final de la sección 5.3.2.

### 5.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área,  $A_t$ , no será menor que  $P_u/0.5 f'_t$  para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

### 5.3.2 Resistencia mínima a flexión

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_c \geq 1.5 \Sigma M_u$$

$\Sigma M_c$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo

$\Sigma M_u$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente,  $M_u$ , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

Procedimiento optativo. No será necesario revisar el cumplimiento de la condición anterior relativa a las resistencias a flexión en los nudos, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (también en este caso la carga axial debida al sismo se modifica como se establece en el primer párrafo de la sección 5.3).

### 5.3.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $\rho$ , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de 3.9. Las uniones soldadas o con

dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de 4.2 que no se vean modificadas por este inciso.

### 5.3.4 Refuerzo transversal

Debe cumplir con los requisitos de 4.2.3 y 5.3.5, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en seguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los nudos se cumplirá con los requisitos de 5.4).

- a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares,  $\rho_v$ , no será menor que

$$0.45 \left( \frac{A_c}{A_g} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_t} \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f'_t}$$

- b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_{sh}$ , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 \left( \frac{A_c}{A_g} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_t} sh_c \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f'_t} sh_c$$

donde

$A_c$  área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

$A_g$  área transversal de la columna

$f'_t$  esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$h_c$  dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área  $A_{sh}$

$s$  separación del refuerzo transversal

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos

cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (numero 3) y rematados como se indica en 5.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblar de 135° seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 4.2.

### 5.3.5 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones, sin factor de resistencia, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente; al evaluar la carga axial de diseño, la fracción de ella causada por el sismo se incrementará 70 por ciento, cuando esto de lugar a un momento resistente mayor. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 5.3.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que  $A_g f_c / 20$ , al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto,  $V_{ce}$ .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos

cerrados, de una pieza, rematados como se indica en 5.2.3, o por helices continuas, ambos de diámetro no menor que 9.5 mm (numero 3) y de grado no mayor que el 42.

## 5.4 Uniones viga-columna

### 5.4.1 Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es  $1.25 f_y$ .

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

### 5.4.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 5.3.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

### 5.4.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice en 5.4.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

$$5.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h.$$

En otros nudos se tomará igual a

$$4.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h.$$

La cantidad  $b_e$  es el ancho efectivo del nudo y  $h$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho  $b_e$  se tomará igual al promedio del ancho de la o de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o de las vigas más  $h$ .

### 5.4.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblaje a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 3.1.1c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 15 cm y  $8d_b$ , ni al tramo recto de  $12d_b$  que sigue al doblaje.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_b (\text{barra de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b (\text{barras de columna}) \geq 20$$

donde  $h(\text{columna})$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que  $P_u / A_g f_c' \geq 0.3$ , la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

## 6. LOSAS PLANAS

### 6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 2.5h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo,

contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5h adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1 000 kg en un área de 10 x 10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

### 6.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujeles en cada dirección o hay traveses de borde, para el diseño por sismo podrá usarse  $Q = 3$ ; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, y que, en cada entrepiso, resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará  $Q = 2$ . Con relación a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

- I. Las columnas cumplirán con los requisitos de 5.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en el inciso 5.3.2 de esa sección.
- II. Las uniones losa-columna cumplirán con los requisitos de 5.4 para uniones viga-columna, con las salvedades que siguen:

No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en 5.4.2 para nudos confinados.

Los requisitos de anclaje de 5.4.4 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:



$h(\text{columna})/d_s$  (barras de losa)  $\geq 20$

$h(\text{losa})/d_s$  (barras de columna)  $\geq 15$

donde  $h(\text{columna})$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

### 6.3 Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columna considerado. Al formar los marcos se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas; para ello, en el análisis ante fuerzas laterales pueden aplicarse el procedimiento aproximado consistente en usar un ancho efectivo de losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas ( $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa), y en el análisis ante cargas verticales, el procedimiento de la sección 6.4.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

### 6.4 Análisis aproximado por carga vertical

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Las limitaciones que deben satisfacerse son:

- La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos
- Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujías
- En una cierta dirección, ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos
- El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.
- La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

### 6.5 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (6.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para momento debe colocarse en el ancho mencionado respectivamente siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción  $\alpha$ , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en 2.1.5h).

### 6.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

- I. Determinése el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en 6.9, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedará en un ancho  $c_2 + 3h$  centrado con respecto al eje de columnas.
- II. Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho  $c_2 + 3h$ , de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de

envolvente de momentos resistentes necesarios,  $M_r$ .

### 6.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de 6.5 y 6.6, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de 3.1 que sean aplicables.

Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2 a) y 3.10. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de 2.1.2 b).

### 6.8 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia  $c/2$  del eje de columnas correspondientes. Aquí,  $c$  es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor como circular recto, con vértice de  $90^\circ$ , que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

### 6.9 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos *	60	40
Momentos negativos	75	25

\* Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

### 6.10 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 h) con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

### 6.11 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (6.2)$$

donde  $L$  es el claro mayor y  $k$  un coeficiente que se determina como sigue:

#### a) Concreto clase I

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos del inciso 6.12

$$k = 0.0006 \sqrt[4]{f_y w} \geq 0.020$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_y w} \geq 0.025$$

#### b) Concreto clase 2

El valor de  $k$  que resulte con los criterios de a) se multiplicará por 1.5.

En las expresiones anteriores  $f_y$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6f_c$ ),  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg/m}^2$ , y  $c$  la dimensión de la columna o capitel paralela a  $L$ .

Los valores obtenidos con la ec 6.2 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en

losas aligeradas.

Cuando se use concreto clase 1, en ningún caso el espesor de la losa,  $h$ , será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe, cuando se use concreto clase 2 estos valores se multiplicarán por 1.5.

### 6.12 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

### 6.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5 h) y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2 b), calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

## 7. CONCRETO PRESFORZADO

### 7.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase 1 (véase 1.4.1). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adheridos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la sección 7.7. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

### 7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se considerará que una sección de un elemento estructural parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente:

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo,  $I_p$ , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6, o igual, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rp} + M_{Rr}}$$

donde  $M_{Rp}$  y  $M_{Rr}$  son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_p f_u}{A_p f_u + A_s f_y}$$

donde:

$A_p$  área de acero presforzado

$A_s$  área de acero ordinario a tensión

$f_u$  esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero ordinario

### 7.3 Revisión de los estados límites de falla

#### 7.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

a) Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo  $f_{sp}$ , cuando se alcanza la resistencia, deberá valorarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto,  $f'_c$ , no es mayor que 350 kg/cm<sup>2</sup>, y el presfuerzo efectivo,  $f_{pe}$ , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente,  $f_r$ , del acero de presfuerzo, el esfuerzo  $f_{sp}$  puede calcularse con las expresiones siguientes:

secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_{pe} \left[ 1 - 0.5 \left( p_p \frac{f_{pe}}{f'_c} - q' \right) \right]$$

secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_{pe} \left[ 1 - 0.5 \left( p_p \frac{f_{pe}}{f'_c} + q - q' \right) \right]$$

Las cantidades

$$\left( p_p \frac{f_{pe}}{f'_c} - q' \right) \text{ y } \left( p_p \frac{f_{pe}}{f'_c} + q - q' \right)$$

no se tomarán menores que 0.17, y  $d'$  no se supondrá mayor que 0.15  $d_p$

En las expresiones anteriores:

$p_p$  cuantía de acero presforzado ( $A_{sp}/bd_p$ )

$d_p$  distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado

$$q = \frac{p' f_y}{f'_c}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

$d'$  distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión

$b$  ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del

patín comprimido por efecto de las cargas

b) Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a (1.5 - 0.3  $f_c$ ) veces su momento de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido,  $\bar{f}_r$ , definido en 1.4.1.

c) Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición

$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{yp}}{0.75}$$

donde  $\epsilon_{sp}$  es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y  $\epsilon_{yp}$  es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación  $\epsilon_{sp}$  debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de  $\epsilon_{yp}$  se obtendrá del fabricante de los tendones; si no tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

d) Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en 2.1.2 c) para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

e) Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de 4.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro. También cumplirá con 7.3.2.

7.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en

elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 a) IV y 2.1.5 c)

### 7.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

## 7.4 Revisión de los estados límite de servicio

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

### 7.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. (En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

#### a) Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

Compresión  $0.60 f'_c$

Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión  $\sqrt{f'_c}$  (en kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores,  $f'_c$ , en kg/cm<sup>2</sup>, es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión  $0.45 f'_c$

Tensión  $1.6 \sqrt{f'_c}$  (en kg/cm<sup>2</sup>)

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que  $3.2 \sqrt{f'_c}$ .

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que  $3.2 \sqrt{f'_c}$  puede usarse acero no presforzado y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

#### b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debidos a la fuerza aplicada por el gato  $0.80 f_w$

Inmediatamente después de la transferencia  $0.70 f_w$

En estas expresiones,  $f_w$  es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

#### c) Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de contracción y flujo plástico del concreto, y de relajación del acero.

### 7.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en el Artículo 199 del Título VI. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los efectos del presfuerzo.

#### a) Esfuerzos permisibles en el concreto

Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico serán los estipulados para concretos totalmente presforzados.

Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio:

Compresión  $0.45 f'_c$

b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados.

c) Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa.

d) Agrietamiento

El refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión.

### 7.5 Pérdidas de presfuerzo

Para evaluar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

Pérdidas inmediatas

- Acortamiento elástico del concreto
- Desviación de los tendones en elementos pretensados
- Fricción en acero postensado debido a curvatura intencional o accidental
- Deslizamiento de los anclajes

Pérdidas diferidas

- Flujo plástico del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en el acero

#### 7.5.1 Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requiendo, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla que sigue:

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo

Descripción

A	Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato
B	Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se evalúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total
C	Estimación por el método de los intervalos	Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual.  Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensado como postensado.

En la tabla siguiente se presenta el criterio de selección del método de evaluación de pérdidas para edificios convencionales.

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza,  $P_x$ , que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada,  $P_0$ , en un punto  $x$  del tendón

$$P_x = P_0 e^{-(KL + \alpha\mu)x}$$

Cuando  $(KL + \alpha\mu)$  no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + KL + \alpha\mu)$$

En lo anterior

- K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en  $m^{-1}$
- L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto  $x$ , en metros
- $\mu$  coeficiente de fricción por curvatura
- $\alpha$  cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto  $x$ , en radianes
- e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos postensados y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de  $K$  y  $\mu$  de la tabla siguiente:

### COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES POSTENSADOS

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	Coefficiente K, por metro de longitud	Coefficiente de curvatura, $\mu$
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

Deben indicarse en los planos de diseño los valores de los coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental usados en el diseño, los rangos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, y el deslizamiento esperado en los anclajes.

## 7.6 Requisitos complementarios

### 7.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

#### a) Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el pañón más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 60 cm.

#### b) Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una patilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la patilla debe constar, como mínimo, de barras del número 3, colocadas cada 8 cm, centro a centro, en cada dirección.

La patilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

#### c) Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible,  $f_p$ , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona

anclaje cumple con los incisos a) y b) anteriores:

I. Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25 f'_c$$

II. Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

donde:

$A_1$  área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado

$A_2$  área de la figura de mayor tamaño, semejante a  $A_1$ , y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

### 7.6.2 Anclaje del acero de presfuerzo

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

$$0.014 (f'_c - 0.67 f'_e) d_s$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño ( $f'_c$  es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento y  $f'_e$  es el presfuerzo efectivo en el torón, ambos en kg/cm<sup>2</sup>,  $d_s$  es el diámetro del torón, en cm).

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

### 7.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y en ductos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

### 7.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar la posibilidad de que el concreto sujeto a compresión reduzca su capacidad por la aplicación de una fuerza de presfuerzo en dicha zona.

## 7.7 Losas postensadas con tendones no adheridos

### 7.7.1 Requisitos generales

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones no adheridos, anclajes y refuerzo adicional a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa-columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, y de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de esta sección.

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios de la sección 7.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil.

Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor-espesor no deberá exceder de 50. Para losas planas, la relación claro mayor-espesor no deberá exceder de 40.

Los factores de reducción de resistencia para losas postensadas



con tendones no adheridos.  $F_R$  (ver sección 1.6) serán de 0.8 para flexión, de 0.8 para cortante y torsión, y de 0.7 para aplastamiento del concreto. En el diseño de las zonas de anclaje se usará  $F_R=0.7$ .

### 7.7.2 Revisión de los estados límite de falla

#### a) Flexión

##### I. Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en la sección 6.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de diseño.

##### II. Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que  $9 \text{ kg/cm}^2$  e inferior a  $35 \text{ kg/cm}^2$ .

##### III. Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo,  $f_{pe}$ , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente,  $f_{pu}$ , del acero de presfuerzo, el esfuerzo  $f_{ps}$  puede calcularse como

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{100 p_p}$$

para losas con relaciones claro-espesor menores que 35, donde  $f_{ps}$  deberá ser menor que  $f_{py}$  y que  $(f_{pu}+4200)$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , o bien

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{300 p_p}$$

para losas con relaciones claro-espesor mayores o iguales a 35, donde  $f_{ps}$  deberá ser menor que  $f_{py}$  y que  $(f_{pu}+2100)$ , en  $\text{kg/cm}^2$ .

#### IV. Refuerzo mínimo

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido,  $\bar{f}_r$ , definido en 1.4.1.

#### V. Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 7.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valuar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

#### VI. Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de:  $\pm 6.5 \text{ mm}$  para espesores de losa de hasta 20 cm y de  $\pm 1 \text{ cm}$  para losas con más de 20 cm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (véase 7.7.4 f). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

#### b) Cortante

I. Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos I y II de la sección 2.1.5h. Para conexiones losa-columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece la sección 6.5. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en 2.1.5h.

El refuerzo transversal de la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en 6.2.

## II. Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en la sección 6.6. El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en 7.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a  $2c_1 + c_2$  centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa, a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El refuerzo de integridad estructural consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior. En conexiones interiores el área del refuerzo de integridad estructural en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{se} = \frac{0.55 w_d l_1 l_2}{f_y}$$

donde  $w_d$  es la carga de diseño de la losa pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa,  $l_1$  y  $l_2$  son los claros centro a centro en cada dirección principal, y  $f_y$  es el esfuerzo nominal de fluencia del acero de integridad estructural. Para conexiones de borde, el área  $A_{se}$  calculada con la expresión de arriba se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor valor de  $A_{se}$  cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. El área de refuerzo de integridad estructural se considerará como parte del refuerzo calculado para resistir la flexión.

### 7.7.3 Sistemas de losas postensadas - columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprece la contribución de la losa

plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de  $Q$  que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en 2.1.2b. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debidos a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Para diseñar el sistema losa plana - columnas para momentos y cortantes, siguiendo lo establecido en los incisos 7.7.2 y 7.7.3, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según la sección 6.3; se consideraran los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de  $Q=2$ . Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debido a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa-columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de 4.6.

### 7.7.4 Revisión de los estados límites de servicio

#### a) Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan de los valores del inciso 7.4 para cargas muerta y viva de servicio.

#### b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón  $0.70 f_{pu}$

#### c) Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

#### d) Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que  $0.5 \sqrt{f'_c}$  se colocará un área mínima de refuerzo corrugado adhiriendo igual a

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y}$$

donde  $N_c$  es la fuerza a tensión en el concreto debido a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo nominal de fluencia  $f_p$  no deberá ser mayor de 4 200 kg/cm<sup>2</sup>. El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de 3 l0.

En zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adherido sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075hl$$

para losas que trabajan en dos direcciones, donde l es la longitud del claro en la dirección paralela a la del refuerzo calculado y medido desde el centro del claro a cada lado de la conexión, y h es el espesor de la losa, e igual a

$$A_s = 0.004 A$$

para losas que trabajan en una dirección, donde A es el área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa y el centro de gravedad de la sección completa. El acero se distribuirá dentro de una franja limitada por líneas a 1.5h medidas desde las caras de la columna. Al menos se colocarán cuatro barras en cada dirección espaciadas no más de 30 cm. Las barras deberán extenderse de las caras de apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuya anchura deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos y cortantes que ocurrieran como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de 3.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que el empleado en la losa.

En zonas adyacentes a muros de concreto, el área del refuerzo paralelo a los muros será 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal. Las barras se colocarán alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de 1.5h.

En tableros de esquina y de borde, y cuando los tendones se concentren en bandas, se deberá colocar en el lecho inferior refuerzo adherido no presforzado perpendicular al borde cuya área será igual a

$$A_s = (0.0015 - 0.5p_p)hl$$

pero no menor que 0.0005hl. La longitud de las barras será igual al claro en la dirección de análisis.

#### e) Corrosión

Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

#### f) Resistencia al fuego

El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será 2 cm para cualquier tipo de edificio.

### 7.7.5 Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en el inciso 7.6.1 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras del No. 3 para cada anclaje colocadas a una distancia de 1.5h adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 30 cm ni 24 veces el diámetro de las barras. El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar. Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la losa. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelo al borde de la losa a una distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones. Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

## 8. CONCRETO PREFABRICADO

### 8.1 Requisitos generales

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar.

teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura (véase 11.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

## 8.2 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor  $Q = 2$ ; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de  $Q = 3$ , cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso, el resto de la estructura deberá cumplir con las disposiciones del capítulo 5.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión entre elementos prefabricados viga-columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo o alejadas del mismo, en ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes.

- La resistencia,  $f'_c$ , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.
- El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requiendo para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado no mayor que el 42.
- En las conexiones se deberán colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.
- Las conexiones deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en 8.1.

- En las conexiones se deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.
- Cada ducto que atraviesa un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayor que la barra que contiene y se rellena con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.
- Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.
- Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas pretensadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.
- En los elementos prefabricados de sección compuesta se aplicarán los requisitos de 4.1.5.

## 9. CONCRETO SIMPLE

### 9.1 Limitaciones

No se permite elementos de concreto simple cuya longitud exceda de 1.50 m, salvo que mediante aditivos se disminuya la contracción o que existan compresiones permanentes capaces de impedir su agrietamiento o que se desprece el trabajo del concreto en esa dirección.

### 9.2 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde  $F_n$  vale 0.65 en todos los casos:

- Compresión por flexión  $1.2 F_n f'_c$
- Tensión por flexión (véase 1.4.1 c)
- Compresión axial
- Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección  $0.7 F_n f'_c \left[ 1 - \left( \frac{H^2}{32h} \right)^2 \right]$

$$0.2 F_R \sqrt{f_c^*}$$

- Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (y es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma) F_R \sqrt{f_c^*} \leq F_R \sqrt{f_c^*}$$

## 10. CONCRETO LIGERO

### 10.1 Requisitos generales

En estas normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 1.9 t/m<sup>3</sup>.

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Departamento del Distrito Federal.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es 0.003 E<sub>c</sub>/E<sub>l</sub>, donde E<sub>c</sub> y E<sub>l</sub> son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase I y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se sustituirá 0.5 f<sub>c</sub><sup>\*</sup> en lugar de  $\sqrt{f_c^*}$  siendo f<sub>c</sub><sup>\*</sup> en kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con 1.4.1c) para concreto clase 2. El valor de f<sub>c</sub><sup>\*</sup> que se use no debe ser mayor que 1.5  $\sqrt{f_c^*}$ . Si no se conoce f<sub>c</sub><sup>\*</sup>, se supondrá igual a 0.9  $\sqrt{f_c^*}$ .

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

### 10.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en 3.10

será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$0.75 \bar{f}_1 \sqrt{f_c^*}$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementarán en la relación

$$2\sqrt{f_c^*}/\xi \quad (f_c^* \text{ y } \xi \text{ en kg/cm}^2)$$

El esfuerzo T<sub>i</sub> se define en 1.4.1c).

El refuerzo no se doblará con un radio menor que  $\frac{\xi}{30 T_i}$  por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce T<sub>i</sub> se sustituirá por 1.2  $\sqrt{f_c^*}$  en las expresiones de este inciso.

## 11. CONSTRUCCION

### 11.1 Cimbra

#### 11.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción incluyendo las fuerzas causadas por la compactación vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un periodo mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

#### 11.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y las cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores permitidos en el Título VI del Reglamento.

### 11.2 Acero

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y

ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

#### Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva norma NOM.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 toneladas o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensayo de tensión y uno para ensayo de doblado, que no sean de los extremos de barras

completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Estos se realizarán de acuerdo con la norma NOM B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma NOM respectiva y, además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

En sustitución del control en obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 5.1.

## 11.3 Concreto

### 11.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio autorizado por el Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Prueba (SINALP), y que cumplen con los requisitos establecidos en 1.4.1 y los que a continuación se indican; pero en este caso también podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C-111, con las siguientes modificaciones y adiciones:

PROPIEDAD	CONCRETO CLASE 1	CONCRETO CLASE 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0 075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NOM C 084).	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de este inciso, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por el SINALP, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en 11.3.4. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

### 11.3.2 Elaboración del concreto.

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra, en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NOM C-155.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la mencionada norma NOM C-155. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revoladora mecánica ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

### 11.3.3 Requisitos y control del concreto fresco.

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las siguientes frecuencias como mínimo:

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NOM C-156)	Una vez por cada entrega, si es premezclado. Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada entrega, si es premezclado. Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NOM C-162)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m <sup>3</sup> de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m <sup>3</sup> .

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 12 cm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 18 cm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua; en tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 12 y 18 cm respectivamente; las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 12 cm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 12 cm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 18 cm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento,

su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las siguientes tolerancias:

Revenimiento nominal, cm	Tolerancia, cm
menor de 5	$\pm 1.5$
de 5 a 10	$\pm 2.5$
mayor de 10	$\pm 3.5$

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 12 y 18 cm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco, su valor determinado deberá ser mayor de 2200 kg/m<sup>3</sup> para el concreto clase 1, y no menor de 1900 kg/m<sup>3</sup> para el concreto clase 2.

#### 11.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido.

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NOM C 160 y NOM C 83, en un laboratorio acreditado por el SINALP.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos; sin embargo, si el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada diez metros cúbicos.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada,  $f'_c$ , si ninguna muestra da una resistencia inferior a  $f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$ , y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que  $f'_c$ .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada  $f'_c$ , si ninguna muestra da una resistencia inferior a  $f'_c - 50 \text{ kg/cm}^2$ , y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que  $f'_c - 17 \text{ kg/cm}^2$ .

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a  $f'_c - 13 \text{ kg/cm}^2$  para concreto clase 1, ni a  $f'_c - 28 \text{ kg/cm}^2$ , para clase 2, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados, como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NOM C 169, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que  $0.85 f'_c$  y la resistencia de ningún corazón es menor que  $0.75 f'_c$ . El concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que  $0.80 f'_c$  y la resistencia de ningún corazón es menor que  $0.70 f'_c$ . Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículos 239 y 240 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

El concreto debe cumplir además con el requisito de módulo de elasticidad especificado a continuación. (Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el



que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas)

		Clase 1	Clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días de edad $\text{kg/cm}^2$ , mínimo	Una muestra cualquiera	$12500 \sqrt{f'_c}$	$7000 \sqrt{f'_c}$
	Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas.	$13200 \sqrt{f'_c}$	$7450 \sqrt{f'_c}$

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NOM C 128.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por el SINALP. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberan tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

### 11.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

### 11.3.6 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

### 11.3.7 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados C. se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

### 11.3.8 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

### 11.3.9 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura descien- menos de cinco grados centígrados; en este caso también, observará lo dispuesto en 11.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

### 11.3.10 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

## 11.4 Requisitos complementarios para concreto reforzado

### 11.4.1 Ductos para postensado

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mort

y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 5 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de los tendones.

#### 11.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos párrafos siguientes:

- I. Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.
- II. Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cemento, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento pretensado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de dos grados C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 55 kg/cm<sup>2</sup>.

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30°C.

#### 11.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

#### 11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento pretensado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

#### 11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

#### 11.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título VII del Reglamento.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de  $1 \text{ cm} + 0.05 t$ , siendo  $t$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$ .
2. El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de  $0.5 \text{ cm} + 0.05 h$ , siendo  $h$  el espesor de proyecto, ni será menor que

éste en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03 h$ .

3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.
4. La tolerancia en desplome de una columna será de  $0.5 \text{ cm}$  más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de  $0.5 \text{ cm}$  más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
6. La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.
7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
8. En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
9. La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de  $1 \text{ cm} + 0.01 L$  de la señalada en el proyecto, siendo  $L$  el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de  $1 \text{ cm}$ .
11. La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo,  $d$ , en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03d$  ni reduzca el recubrimiento en más de  $0.5 \text{ cm}$ . En columnas rige

la misma tolerancia, pero retenida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso

12. Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de  $1 \text{ cm} + 0.05 t$ , siendo  $t$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$ .
13. La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de  $1 \text{ cm}$  más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspectos o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

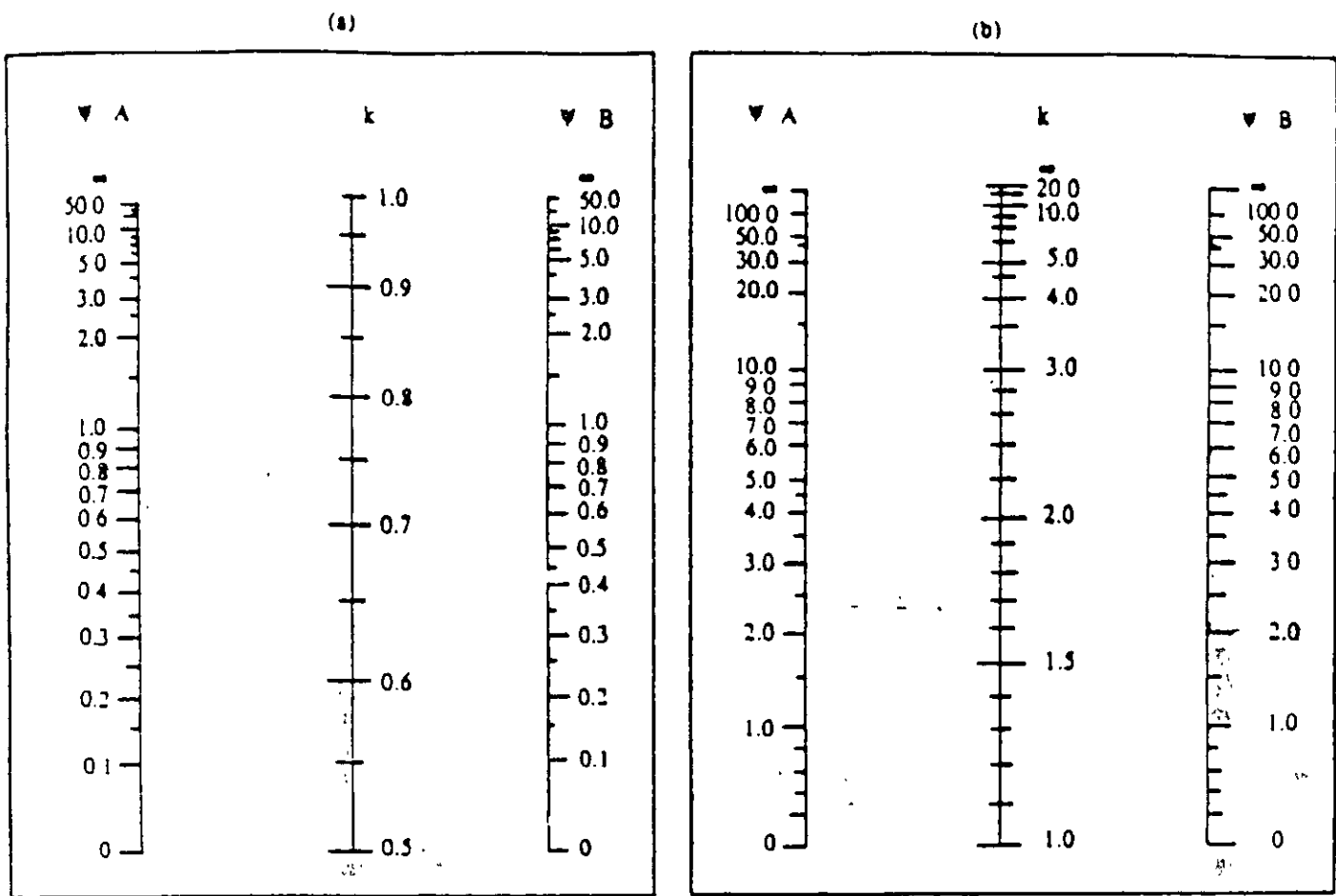
De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

## TRANSITORIOS

**PRIMERO.-** Las presentes Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto entrarán en vigor al día siguiente al de su publicación en la *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

**SEGUNDO.-** Se deroga cualquier norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de concreto expedida con anterioridad a las presentes.

México, D.F., a 18 de marzo de 1996. El Jefe del Departamento del Distrito Federal, *Oscar Espinosa Villarreal*. - Rúbrica. - El Secretario de Obras y Servicios, *Daniel Ruiz Fernández*. - Rúbrica.

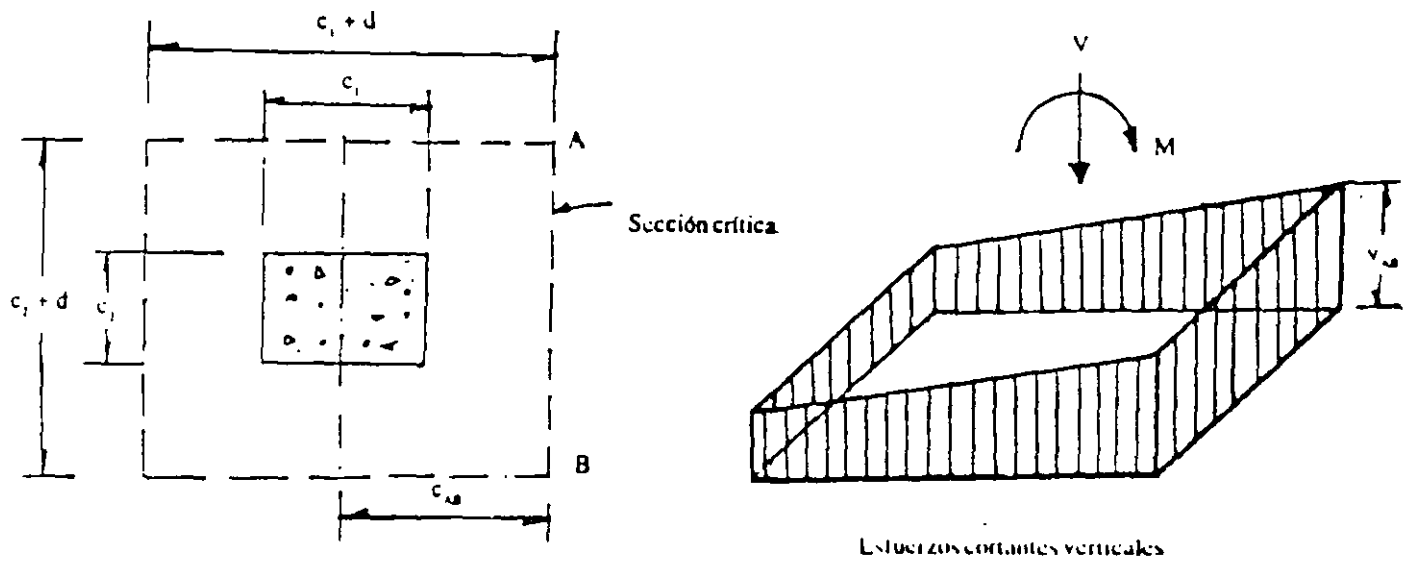


$\psi$  = cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas, entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$H = kL$

A y B son los extremos de la columna.

Fig. 1.1 Nomogramas para determinar longitudes efectivas,  $H$ , de miembros a flexocompresión.



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior.

Fig. 2.1 Transmisión de momento entre columna y losa.

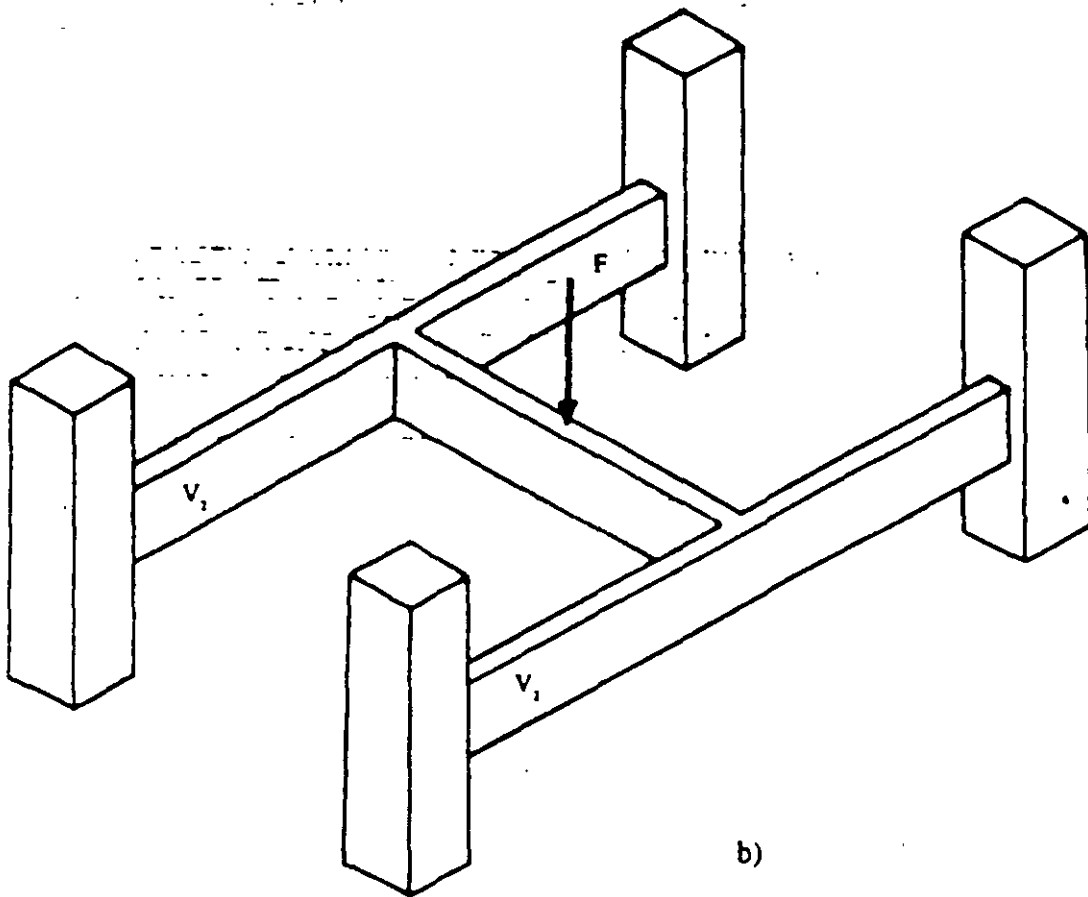
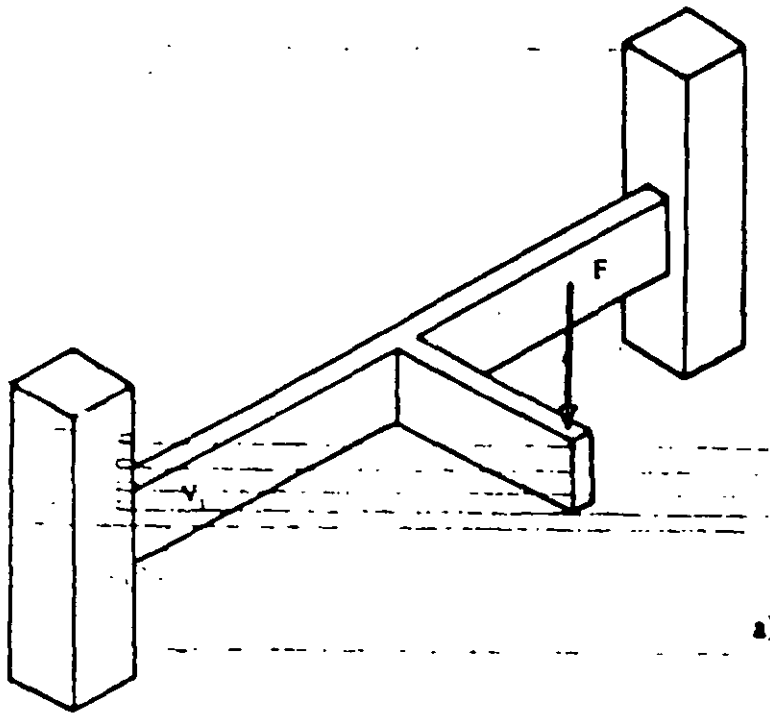


Fig. 2.2. Ejemplos de vigas en las que existe torsión (vigas  $v_1$  y  $v_2$ ).

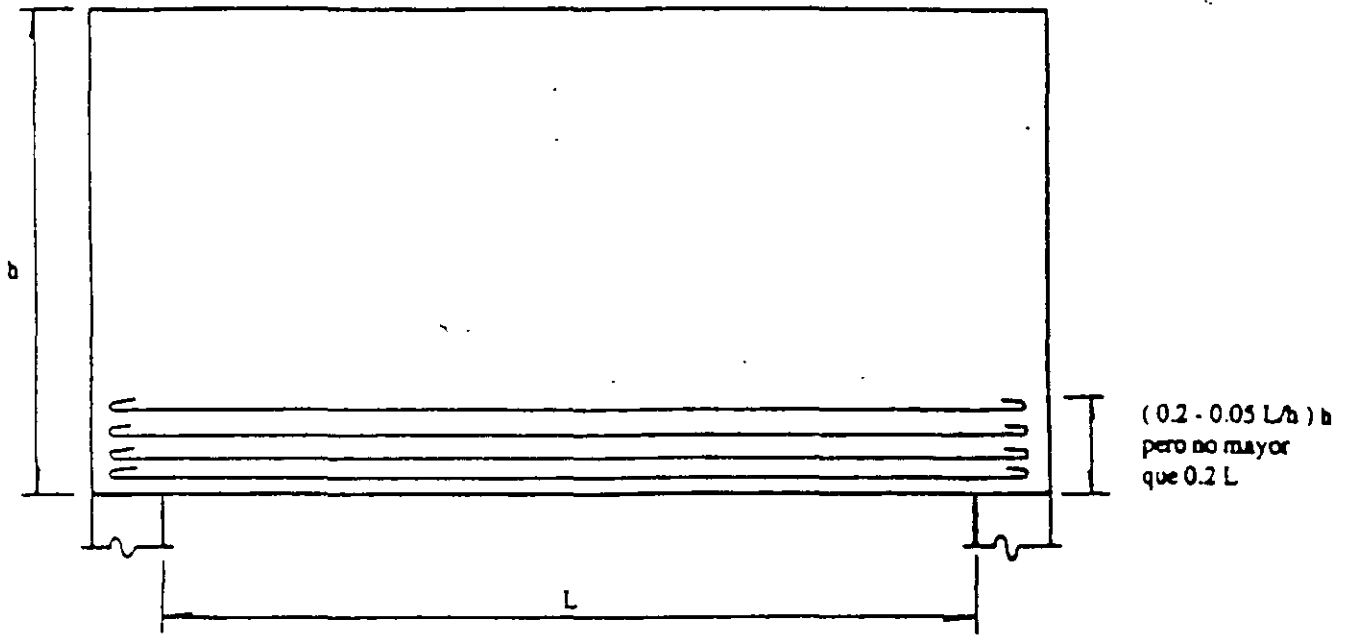


Fig. 4.1. Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro.

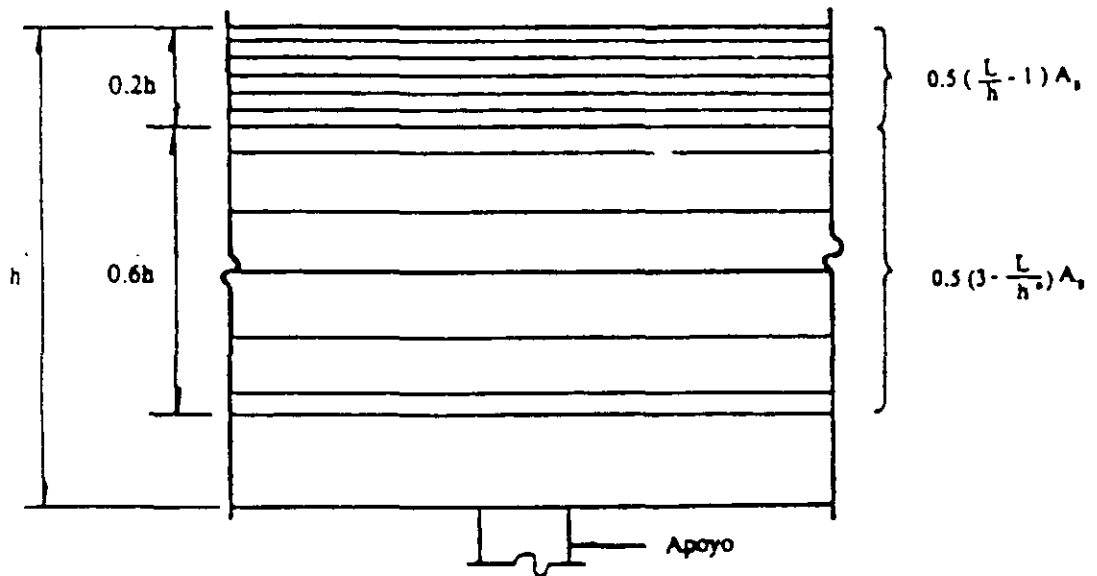


Fig. 4.2. Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo  $A_s$ , en una viga diafragma continua con  $L/h \geq 1.0$

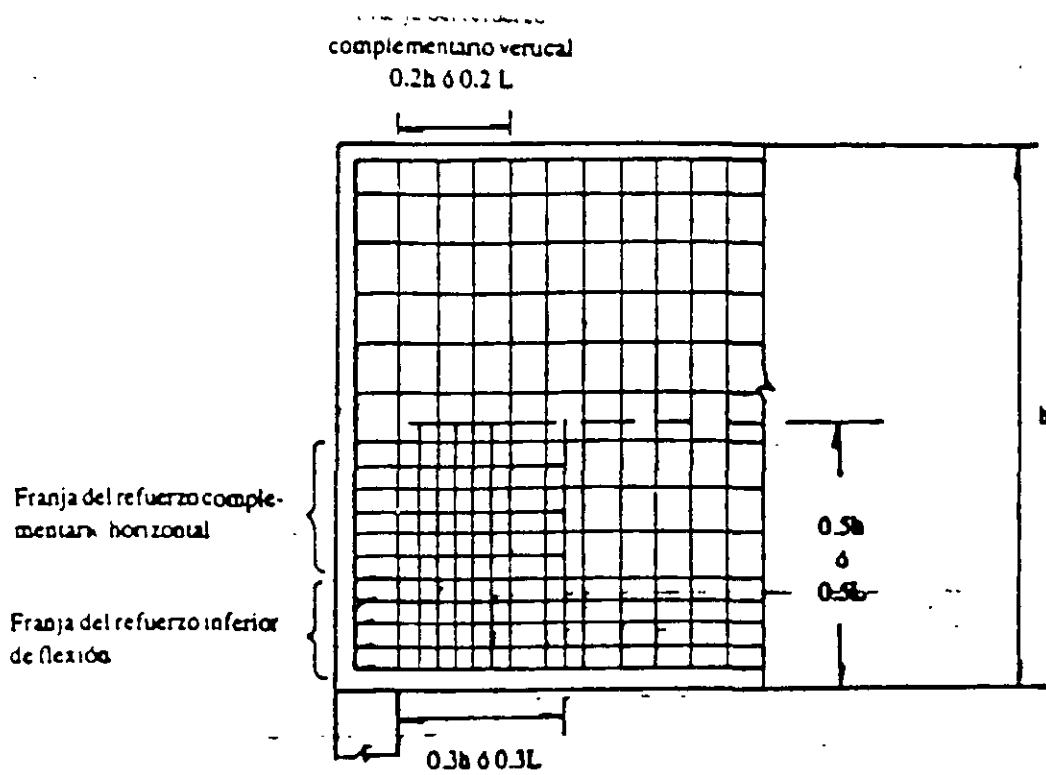


Fig. 4.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada.

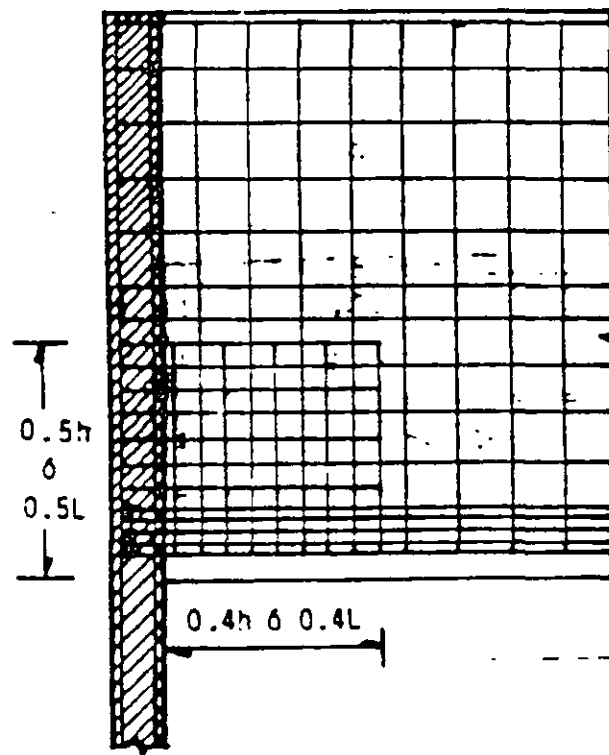


Fig. 4.4. Refuerzo en una zona de apoyo indirecto.



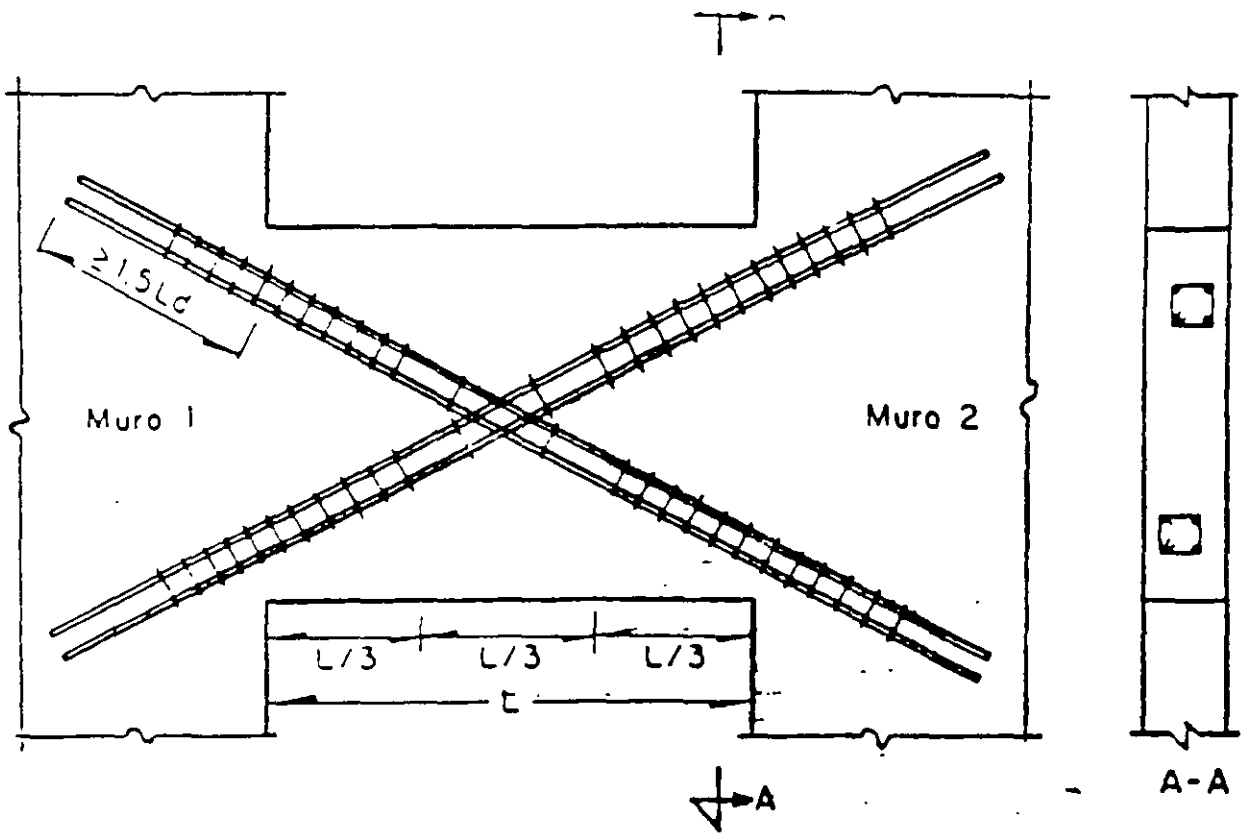


Fig. 4.5. Refuerzo principal de una viga diafragma que usa muros de cortante.

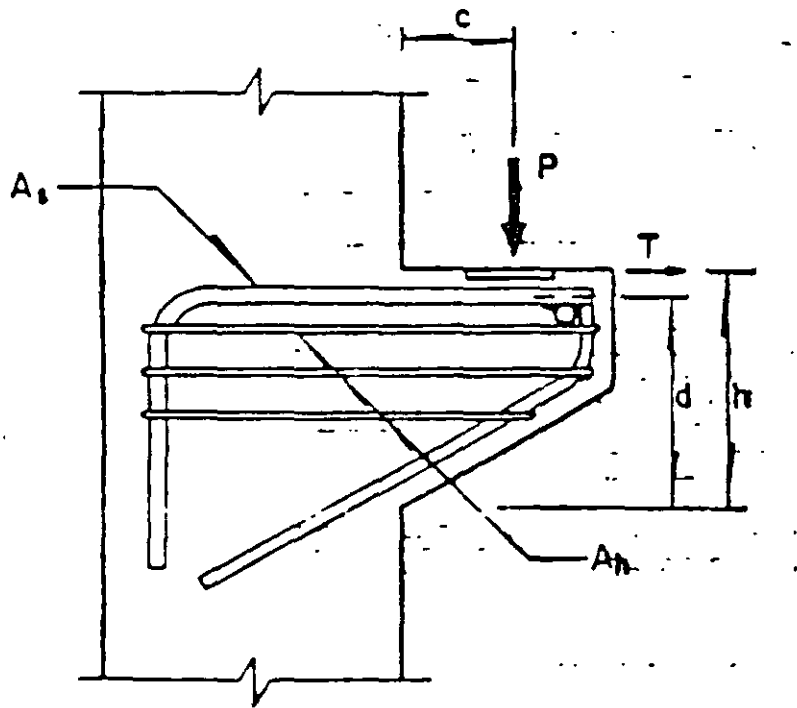


Fig. 4.6. Ménsula.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES**

**MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGUN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.**

**TEMA**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES  
SUPERFICIALES**

**EXPOSITOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL2003**

## 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

### 4.1. Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones establecen que los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1. Estas combinaciones, tal como indica el inciso 3.1 de las normas, comprenden dos casos:

- Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.)
- Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo).

Para ambos casos deberán revisarse dos condiciones límite: de falta y de servicio. El problema a resolver, al diseñar estructuralmente la cimentación consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura durante la construcción, y posteriormente durante su vida útil. Conocida esta distribución de ecuaciones es posible, mediante las ecuaciones de la estática, calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, y calcular la cantidad de acero de refuerzo y su distribución entre los elementos estructurales que constituyen la cimentación.

En virtud de que debe haber compatibilidad de deformaciones entre la cimentación y el suelo, juegan un papel muy importante las propiedades mecánicas de compresibilidad del suelo de apoyo y las propias de la estructura y su cimentación.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad son función, dependiendo del tipo de suelo, tanto de nivel de esfuerzos como del tiempo (Zeevaert, 1973). Así mismo, dichas propiedades son diferentes en condiciones de carga que en condiciones dinámicas, de viento o sismo.

En el caso de la estructura, las propiedades mecánicas que, en un momento dado se requieran, dependen del tipo de análisis. Ha sido común en el pasado, para calcular los desplazamientos que sufre una estructura, tomar en cuenta únicamente las deformaciones debidas a flexión, despreciando los esfuerzos de la fuerza cortante, torsión y carga axial. Sin embargo, con el cada vez más fácil acceso a herramientas de cómputo poderosas, es posible el análisis de estructuras complejas de manera relativamente simple, en donde se tomen en cuenta todos los efectos.

### 4.2 Compresibilidad y cálculo de deformaciones en el suelo.

La deformación  $\delta$  que sufre un estrato de suelo de espesor  $d$ , cuando se le aplica un incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma$ , está dada por la expresión:

$$\delta_N = (M \cdot d \cdot \Delta\sigma)_N$$

en donde  $M$  es el módulo de deformación unitaria del estrato  $N$ , determinado en el laboratorio para las condiciones de cargas que espera tendrá el suelo bajo la cimentación.

La expresión anterior puede simplificarse de la forma:

$$\delta_N = \alpha_N \cdot \Delta\sigma_N$$

en este caso  $\alpha_N$  representa la compresibilidad volumétrica del estrato  $N$  para el nivel medio de esfuerzos impuestos por  $\Delta\sigma_N$  (Zeevaert, 1980).

Si se quiere calcular el hundimiento en diferentes puntos bajo la cimentación, puede utilizarse un procedimiento matricial (Zeevaert, 1980), el cual permite tomar en cuenta al mismo tiempo, distribución no uniforme de reacciones y uno o más estratos compresibles, fig 1.

La ecuación matricial para el cálculo de hundimientos es la siguiente:

$$\{\delta_i\} = (\delta_{ji})^T \cdot \{q_i\}$$

conocido el asentamiento bajo cada punto puede determinarse el módulo de cimentación o constante de resorte equivalente, por medio de la expresión:

$$K_i = q_i \cdot a_i / \delta_i$$

en donde  $a_i$  representa el área donde actúa la presión de contacto  $q_i$

#### **4.3 Cálculo de desplazamientos en la estructura de cimentación y su compatibilidad con las deformaciones del suelo.**

Los desplazamientos que sufre la estructura de cimentación dependerán de las fuerzas externas aplicadas y de las condiciones de apoyo que se impongan.

Tradicionalmente, el análisis de la superestructura se lleva a cabo suponiendo que ésta se apoya firmemente en la cimentación, sin permitir desplazamientos o giros de los apoyos. Las reacciones que se obtienen, fuerzas y momentos, se consideran acciones sobre la cimentación.

Actualmente se han desarrollado algunos procedimientos de cálculo (Deméneghi A. 1983, 1990) que toman en cuenta de manera integral la superestructura, su cimentación y el suelo de apoyo. La distribución de reacciones bajo la cimentación depende de la configuración deformada de la cimentación.

Si la cimentación se considera 100% flexible, esta adoptará la configuración que resulta de aplicar al suelo una carga uniformemente repartida.

Si la cimentación se considera 100% rígida y no hay excentricidad de carga, el hundimiento será el mismo bajo cualquier punto de la cimentación. En este caso, la

distribución de reacciones es tal que se genera un "punteo" del centro hacia las orillas, fig 2.

El caso más general es aquel en el que la estructura de cimentación tiene una rigidez finita  $EI$ . La distribución de reacciones se determinan estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la estructura de cimentación y el suelo, considerando que aquella se apoya en una serie de resortes que representan al suelo, fig 3.

El cálculo de las reacciones en cada resorte podrá determinarse utilizando alguno de los métodos conocidos de análisis, el método de las fuerzas o flexibilidades, o el método de los desplazamientos o rigideces.

Los desplazamientos en cada uno de los resortes se calcularán con la expresión:

$$\delta_i = R_i / K_i$$

Estos desplazamientos deberán ser iguales a los que sufre el suelo debido a la aplicación de las presiones de contacto o reacciones del suelo

$$q_i = R_i / a_i$$

Si los desplazamientos no resultan iguales, será necesario proponer otro valor para el módulo de cimentación o constante de resorte  $K_i$ . El valor del nuevo  $K_i$  podrá calcularse como se indica en 4.2

El procedimiento anterior se repite hasta que en dos ciclos sucesivos el valor del módulo de cimentación no cambia o el cambio es insignificante desde un punto de vista práctico.

Es posible. (Zeevaert, 1980, Deméneghi, 1983, 1990) llevar a cabo el cálculo anterior sin realizar iteraciones, obteniendo la distribución de reacciones final en un sólo paso

#### 4.4 Ejemplo de cálculo

Para ilustrar el procedimiento de cálculo anterior, considérese el caso de cimentación que se muestra en la figura 4.

Se trata de un cajón de 12x24 desplazando en un suelo de compresibilidad media a alta. Se determinará la distribución de reacciones en sentido longitudinal para los casos de cimentación 100% rígida y cimentación semiflexible con rigidez  $EI = 6 \times 10^5 \text{ ton-m}^2$ .

Para obtener la ecuación matricial de hundimientos en el suelo, se dividirá el cajón de cimentación en 6 franjas iguales de 4m de ancho cada una. La matriz de influencias de cada franja se calculó utilizando el algoritmo para  $x=3$  (Zeevaert); obteniendo la matriz de influencias siguiente:

Estrato	$l_{11}$	$l_{21}$	$l_{31}$	$l_{41}$	$l_{51}$	$l_{61}$
A	0.8938	0.0477	0.0019	0.0003	0.0001	0.0000
B	0.4252	0.1791	0.0330	0.0072	0.0021	0.0007
C	0.1498	0.1143	0.0579	0.0248	0.0106	0.0048
D	0.0676	0.0600	0.0432	0.0270	0.0158	0.0090
E	0.0408	0.0380	0.0310	0.0228	0.0156	0.0103

El hundimiento del centro de cada franja debido a la carga unitaria aplicada en la franja 1 se obtiene multiplicando la transpuesta de la matriz de influencias por el vector de compresibilidad volumétrica de los estratos.

$$(l_{ji})^T \cdot \{\alpha_N\} = \{\delta_{ji}\}$$

donde resulta:

$\delta_{11}$	$\delta_{21}$	$\delta_{31}$	$\delta_{41}$	$\delta_{51}$	$\delta_{61}$
16.9040	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700	0.1940 cm <sup>3</sup> /kg

Para obtener los valores debidos a cargas unitarias aplicada en las demás franjas se procedería de la misma manera. Sin embargo, debido a que todas las áreas son iguales, la matriz de hundimientos unitarios puede formularse rápidamente, tomando como eje de simetría la diagonal principal. De esta manera se obtiene la matriz de asentamientos unitarios y la ecuación EMA.

16.9040	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700	0.1940		$q_1$	$\delta_1$
4.4630	16.904	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700		$q_2$	$\delta_2$
1.6640	4.4630	16.904	4.4630	1.6640	0.7540	x	$q_3$	$\delta_3$
							=	
0.7540	1.6640	4.4630	16.904	4.4630	1.6640		$q_4$	$\delta_4$
0.3700	0.7540	1.6640	4.4630	16.904	4.4630		$q_5$	$\delta_5$
0.1940	0.3700	0.7540	1.6640	4.4630	16.904		$q_6$	$\delta_6$

a) Cimentación 100% rígida

Debido a que no hay excentricidad de carga, el hundimiento bajo cada punto de la cimentación debe ser el mismo, en consecuencia aplicando EMA y resolviendo el sistema de ecuaciones para las reacciones  $q_1$ , suponiendo un asentamiento de 15cm, se tiene:

$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$
0.6670	0.4980	0.4830	0.4830	0.4980	0.6670 Kg/cm <sup>3</sup>

Debe haber equilibrio externo por lo que  $W = \sum q_i \cdot a_i = W_i$ ; en este caso resulta  $W = 1582.08$  ton, por lo que el factor de corrección será  $f_c = 2133.3/1582.08 = 1.348$

Finalmente, las reacciones que resultan para esta condición son:

$q_i$	8.9940	6.7150	6.5130	6.5130	6.7150	8.9940	Ton/m <sup>2</sup>
$K_i$	21.3440	15.9360	15.4560	15.4560	15.9360	21.3440	Ton/cm

Así mismo el hundimiento será  $\delta_a = 1.348 \times 15 = 20.2$  cm

En la figura 5 se muestra el diagrama de momento flexionante en la cimentación calculado con la distribución de reacciones anterior. En esa misma figura se ha superpuesto el diagrama correspondiente a una distribución uniforme de reacciones. Puede notarse el cambio de signo que resulta.

b) Cimentación semiflexible con  $EI=6 \times 10^5$  ton-m<sup>2</sup>

Para resolver el problema se supone la cimentación apoyada sobre resortes, tal como se indica en la figura 4. Los valores iniciales de  $K_i$  se tomaron de los resultados obtenidos en el caso de cimentación rígida.

El método de cálculo utilizado es el de rigideces, obteniendo como primera aproximación las reacciones siguientes:

$R_i$	453.242	323.5320	289.6320	289.6320	323.5320	453.2420	Ton
$q_i$	9.4430	6.7400	6.0340	6.0340	6.7400	9.4430	ton/m <sup>2</sup>
$d_i$	20.8640	20.1650	19.3070	19.3070	20.1650	20.8640	cm
$K_i$	21.7240	16.0440	15.0010	15.0010	16.0440	21.7240	Ton/cm

Aplicando EMA se calcularon los asentamientos  $\delta_{i+1}$  y los nuevos valores de  $K_{i+1}$ , resolviendo el sistema hiperestático nuevamente.

Las iteraciones continúan hasta obtener la precisión deseada.

Para el ejemplo se consideró satisfactorio después de la tercera iteración, obteniendo los siguientes resultados:

$R_i$	456.1690	329.0740	281.1640	281.1640	329.0740	456.1690	ton
$q_i$	9.5040	6.8560	5.8580	5.8580	6.8560	9.5040	Ton/m <sup>2</sup>
$k_i$	21.7520	16.1840	14.8110	14.8110	16.1840	21.7520	Ton/cm

De la misma manera que para el caso de cimentación rígida en la figura 5 se dibujó el diagrama de momento flexionante correspondiente.

#### 4.5 Conclusiones.

Conocidos los elementos mecánicos en la cimentación puede procederse al diseño estructural, proporcionando la cantidad de acero de refuerzo necesario, así como su distribución correcta.

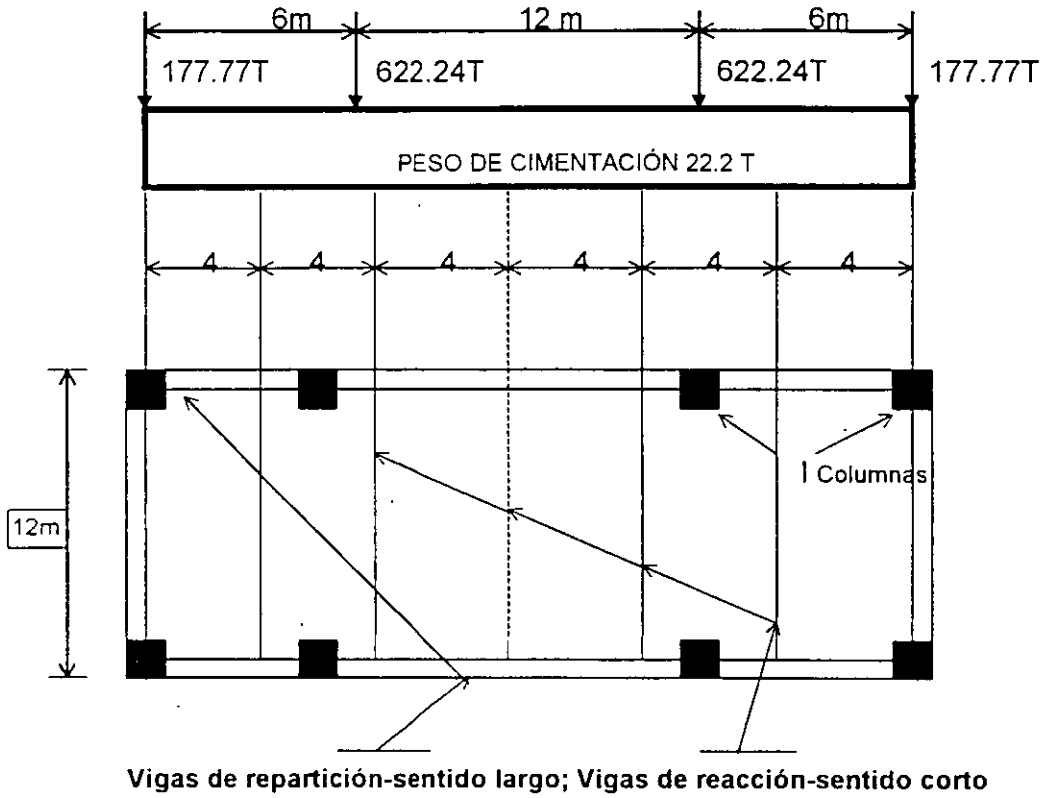
Puede notarse, de la observación de la figura 6, que la condición de reacción uniforme, aparte de que no cumple con el requisito de compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y los asentamientos del suelo, puede llevar a diseños del lado de la inseguridad al colocar de manera incorrecta el acero de refuerzo, o bien, a costos adicionales innecesarios.

#### Referencias:

- 1) Deméneghi, A. "Interacción Suelo-estructura ", Revista de Ingeniería, vol LIII, No.4, pp 80-90, Facultad de Ingeniería. UNAM, 1983.
- 2) Deméneghi, A "Interacción Estática Suelo-Estructura. Análisis Tridimensional", Revista Ingeniería. Vol LXII No.4, pp 41-48, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1992
- 3) Zeevaert, L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 1973
- 4) Zeevaert, L "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Editorial Limusa, S.A., 1980



Ejemplo de cálculo

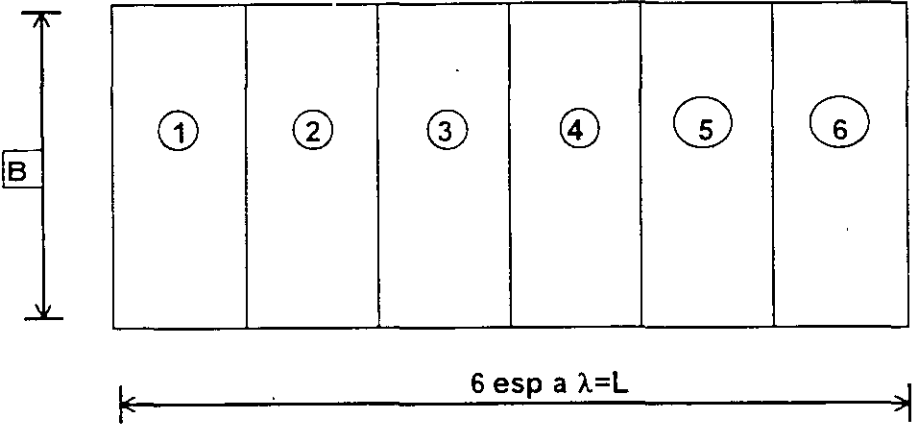


ESTRATO	CIMENTACIÓN
A	$M_z = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ , $d = 300 \text{ cm}$ , $a = 11.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
B	$M_z = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ , $d = 400 \text{ cm}$ , $a = 8.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
C	$M_z = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{kg}$ , $d = 800 \text{ cm}$ , $a = 15.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
D	$M_z = 0.0150 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ , $d = 500 \text{ cm}$ , $a = 7.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
E	$M_z = 0.0075 \text{ cm}^3/\text{Kg}$ , $d = 600 \text{ cm}$ , $a = 4.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$

\*Datos tomados de la referencia 4

Figura 4.

**PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO  
DE HUNDIMIENTOS EN EL SUELO**



$q_1=+1$

Estrato	1	2	3	4	5	6	
A	$l_{11}^A$	$l_{21}^A$	$l_{31}^A$	$l_{41}^A$	$l_{51}^A$	$l_{61}^A$	$\alpha_A$
B	$l_{11}^B$	$l_{21}^B$	$l_{31}^B$	$l_{41}^B$	$l_{51}^B$	$l_{61}^B$	$\alpha_B$
C	$l_{11}^C$	$l_{21}^C$	$l_{31}^C$	$l_{41}^C$	$l_{51}^C$	$l_{61}^C$	$\alpha_C$

$$\delta_{ji} = (l_{ji}) \times \{\alpha_N\}$$

Figura 1.

\*Tomadas de referencia 4

**DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES  
EN CIMENTACIÓN RIGIDA**

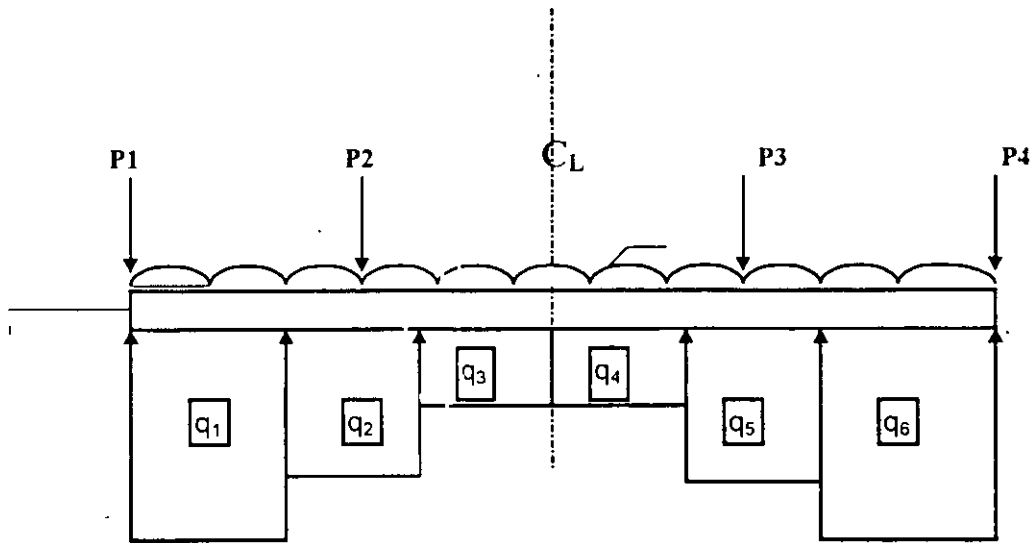
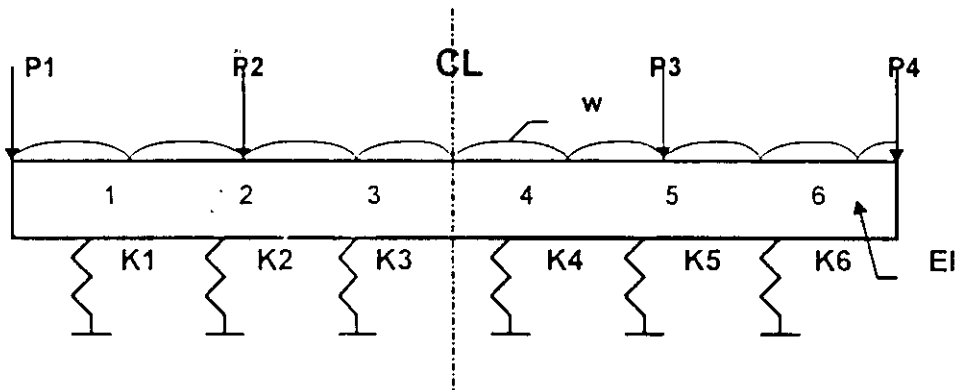


Figura 2.

**PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO EN CIMENTACIONES  
SEMIFLEXIBLES DE RIGIDECES (EI)**



Ejemplo de Cálculo

Figura 3.

**CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES**

---

Se le llama cimentación a la base de la estructura que soporta y que transmite al subsuelo las cargas de aquella.

Cada tipo de construcción tendrá una cimentación particular, que depende de la forma en que bajan las cargas y del tipo de suelo de apoyo.

En el Valle de México y en particular en el Distrito Federal se tienen diferentes suelos, con propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad y permeabilidad diferentes. De ahí que se ha dividido en tres zonas:

### **ZONA DE LOMAS**

**ZONA DE TRANSICIÓN - Baja**  
**- Alta**

**ZONA LACUSTRE - Lago Centro**  
**- Lago Virgen**

El sitio donde se vaya a localizar una construcción deberá de investigarse para determinar adecuadamente las condiciones del subsuelo, independientemente de la zona a que corresponda

Las cimentaciones pueden clasificarse en tres grandes grupos:

**SOMERAS O SUPERFICIALES (Zapatatas y Losas)**

**COMPENSADAS (SEMIPROFUNDAS) (Cajones de cimentación: semicompensados ó sobrecompensados)**

**PROFUNDAS (Pilotes de fricción, pilotes de punta y pilas)**

Cada tipo de cimentación deberá diseñarse para cumplir con lo siguiente:

1. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil.
2. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# **CURSOS ABIERTOS**

## **DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES**

**MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.**

**TEMA**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**EXPOSITOR: GERMÁN LÓPERZ RINCÓN  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DEL2003**

## TEMA

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

1. INTRODUCCIÓN
2. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN
3. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

### EJEMPLOS

Ing. Germán López Rincón

Octubre de 2000

## 1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de cimentaciones profundas está íntimamente ligado con el diseño geotécnico de la cimentación. Si el comportamiento esperado de la cimentación y superestructura no es satisfactorio, por mucho cuidado que se haya tenido en el diseño, considerando todas las posibles combinaciones de carga a que estará sujeta la estructura durante su vida útil, la solución adoptada no será adecuada.

Teniendo esto en mente, el ingeniero de cimentaciones podrá abordar el diseño de una cimentación profunda sobre una base racional que tome en cuenta el comportamiento físico real del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, los puntos que deberán tomarse en cuenta al diseñar una cimentación son los siguientes.

a. Estratigrafía, condiciones hidráulicas y propiedades mecánicas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.

b. Características de los edificios o construcciones que rodean al nuevo proyecto.

c. Características del sitio en estudio desde el punto de vista eólico y/o sísmico

d. Características del proyecto, esto es, geometría, cargas y destino de la obra.

Cuanto mejor sea el conocimiento que se tenga de cada uno de los factores anteriores, mayor control se tendrá de cada etapa del diseño, lo que redundará en un mejor comportamiento de la estructura proyectada.

## 2. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

El uso de pilotes de fricción está estrechamente vinculado con una cimentación 100% o parcialmente compensada, en sitios donde los depósitos superficiales del suelo son de baja resistencia y alta compresibilidad, tal como sucede en el Valle de México, el que, como se sabe, está formado por series de arcillas y limos arcillosos blandos que alcanzan profundidades hasta de 35 o 40 m. En este tipo de cimentación los pilotes se utilizan para disminuir el hundimiento de la ésta, transfiriendo parte de la carga del edificio a estratos más profundos los que, debido al fenómeno de endurecimiento que exhiben estos materiales<sup>1</sup>, son más resistentes y menos compresibles. Ver figura 1.

En términos generales el diseño de una cimentación con pilotes de fricción se lleva a cabo mediante las siguientes reglas básicas:

- a.- La carga total del edificio la toman los pilotes y el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La relación de carga entre el pilote y el suelo deberá estar entre 1 y 4, esto es:

$$1 < R_q < 4$$

donde

$$R_q = W_f / W_a$$

$W_f$ : carga que toman los pilotes

$W_a$ : carga que toma el suelo

$W_e = W_a + W_f$ : carga total del edificio descontando la subpresión del agua al nivel de desplante.

Para suelos normalmente consolidados, esto es, para  $\sigma_o = \sigma_b$ , el valor de  $R_q$  estará cercano a 4, mientras que para suelos preconsolidados o del tipo preconsolidado, en donde  $s_b > s_o$ , el valor de  $R_q$  puede estar cercano a unidad. En este caso se entiende que los pilotes y el suelo toman aproximadamente la misma carga.

- b.- Los pilotes de fricción se calculan para que trabajen a su capacidad última; esto significa que estarán penetrando continuamente en la masa del suelo.

La capacidad última de carga de los pilotes puede estimarse con suficiente precisión por medio de la expresión:



$$Q_u = \sum (0.3q_u)w\Delta z + a_p\sigma_b$$

el primer término del segundo miembro representa la capacidad última por fricción y el segundo término la capacidad por punta del pilote, además:

- $q_u$ : resistencia del suelo en compresión no confinada o compresión simple
- $w$ : perímetro efectivo donde se desarrolla la fricción = 1.1 ( $\pi d_o$ );  $d_o$  es el diámetro equivalente del pilote
- $\Delta z$ : espesor del estrato
- $a_p$ : área de la sección transversal del pilote en la punta
- $\sigma_b$ : esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación

c.- Debido a que los pilotes están trabajando a su capacidad última por fricción, la estabilidad de la cimentación se obtiene por contacto entre el cajón de cimentación y el suelo. La capacidad de carga al nivel de desplante del cajón puede calcularse, de acuerdo con Terzaghi, con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{5.7c_a}{FS} + \sigma_{od}$$

donde

- $q_u$ : capacidad admisible de carga, en ton/m<sup>2</sup>
- $c_a$ : cohesión media del suelo, tomando en cuenta todos los estratos afectados por la superficie potencial de deslizamiento. Ver figura 2.

d.- Los movimientos verticales de la cimentación, expansión y hundimientos, se calculan con base en el cambio de esfuerzos producido por la excavación al construir la cimentación y por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva. Ver zonas sombreadas de la figura 1.

El hundimiento máximo por el incremento neto de esfuerzos se obtiene aplicando la expresión:

$$\delta_s = \sum m_{vt}(\sigma_t - \sigma_{ot})\Delta z$$

donde.

$m_{vi}$  : módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, obtenido de pruebas de consolidación en el odómetro.

$\sigma_{oi}, \sigma_i$  : esfuerzo efectivo original y final después de construido el edificio.

e.- durante un sismo los pilotes no toman ninguna carga axial adicional, cualquier incremento de carga por volteo lo toma el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La fuerza cortante en la base, generada por el sismo, la toma el suelo por medio del cajón de cimentación y los pilotes. El efecto de la fuerza cortante produce flexión en los pilotes que debe tomarse en cuenta en el diseño.

La fuerza de sismo que se genera en el centro de masa de un edificio puede estimarse conociendo la respuesta de aceleración del centro de masa, es decir:

$$V_m = f_a M a_m$$

donde:

$f_a$  : factor de amplificación de la aceleración  $a_m$  del suelo al nivel de desplante del edificio

$M$  : masa total del edificio

El valor de  $a_m$  se asigna de acuerdo con las aceleraciones registradas de sismos anteriores, el factor de amplificación  $f_a$  puede obtenerse conociendo el período de vibración del sistema suelo-cimentación-superestructura  $T_o$ , esto es:

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2$$

donde:

$T_n$  : período fundamental de vibración de la estructura

$T_\theta$  : período de rotación de la cimentación

Con el dato anterior y asignando un factor de amortiguamiento al sistema, se entra al espectro de respuesta y se obtiene el factor de amplificación. Luego el momento de volteo será:

$$O_t = V_m h_m$$

En la figura 3 se muestra el espectro envolvente de diseño y el esquema del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, el diseño estructural de una cimentación con pilotes de fricción incluye lo siguiente:

1. Cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes y determinación del número, en función de la relación de carga pilote-suelo que se adopte.
2. Análisis estático de interacción suelo-cajón de cimentación para determinar la distribución de reacciones.
3. Análisis sísmico para determinar la fuerza cortante en el centro de masa del edificio y el momento de volteo.
4. Análisis sísmico de interacción suelo-cimentación para determinar la distribución de reacciones por sismo en el cajón de cimentación.
5. Análisis sísmico de interacción pilote-suelo para determinar los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, en los pilotes producidos por la acción de la fuerza cortante sísmica actuando en la cabeza del pilote.

La superposición de todos los efectos anteriores permite el poder analizar y revisar estructuralmente la cimentación, así como suministrar el acero de refuerzo y su posición correcta en el cajón de cimentación y en los pilotes. En la figura 4 se muestra en forma esquemática el efecto de cada uno de los puntos anteriores.

### 3 CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

El diseño de una cimentación con pilotes apoyados de punta difiere del de una cimentación con pilotes de fricción en que en este caso los pilotes toman la totalidad de la carga del edificio, incluyendo la cimentación, descontando únicamente la subpresión del agua.

Lo anterior representa que el comportamiento de la cimentación deba estudiarse para considerar los aspectos siguientes.

- a. Los pilotes deben ser capaces de tomar la carga del edificio así como los incrementos de carga vertical que se generan durante un sismo.
- b. A largo plazo, durante la vida útil del edificio se generan fuerzas de arrastre, como la fricción negativa, que afectan el diseño de la cimentación y que deben tomarse en cuenta.
- c. La estabilidad del edificio ante carga lateral la da el cajón de cimentación. Sin embargo, es necesario analizar los pilotes ante carga lateral para verificar el diseño por flexión.

En el diseño de cimentaciones con pilotes apoyados de punta se pueden tener varios casos, a saber:

1. Pilotes apoyados en un estrato resistente y de baja compresibilidad que se extiende indefinidamente con la profundidad.

2. Pilotes apoyados en un estrato resistente que sobreyace a depósitos compresibles y poco resistentes.

En el primer caso, la distribución de pilotes podrá concentrarse bajo cada columna sabiendo que el hundimiento diferencial entre éstas es despreciable para propósitos prácticos. Si la zona donde se ubica el edificio está sujeta a hundimiento regional, a largo plazo el edificio tenderá a emerger con respecto a la superficie del suelo.

En el segundo caso, en virtud de que los depósitos compresibles bajo el estrato resistente se consolidan, si se concentran los pilotes bajo las columnas es probable que se generen hundimientos diferenciales, debido a la diferencia de carga que toman los pilotes en cada grupo de columnas. En este caso lo mejor es distribuir los pilotes bajo la cimentación en un arreglo uniforme, lo que obliga a utilizar un cajón de cimentación rígido. Este tipo de solución es común en subsuelos como el del Valle de México, donde, además se tiene el problema de hundimiento regional, por lo que la cimentación deberá diseñarse para que los hundimientos sean compatibles con dicho hundimiento regional, evitando el emergimiento y daños a las instalaciones municipales.

La capacidad de carga de los pilotes puede calcularse con la siguiente expresión propuesta por Terzaghi y modificada por Zeevaert para tomar en cuenta la compacidad del estrato de apoyo:

$$Q_{pu} = A_p \cdot 1.2 [cN_c + \sigma_d N_q] (D_r + 0.1)$$

donde:

$A_p$ : área de la sección transversal del pilote en la punta

$c$ : cohesión del estrato de apoyo

$\sigma_d$ : esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante

$N_c, N_q$ : factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo

$D_r$ : compacidad relativa del estrato de apoyo

Debe notarse que el esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante depende de la fricción negativa que se genere en el pilote a lo largo del fuste, hasta el estrato de apoyo; ver figura 5. Esta fricción puede estimarse con la expresión:

$$FN_d = \frac{\bar{w}K_\phi}{1 + \frac{\bar{w}K_\phi}{3a} \cdot d} \cdot \sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z$$

En este caso:

$$\bar{w} = 1.05(\pi d_0)$$

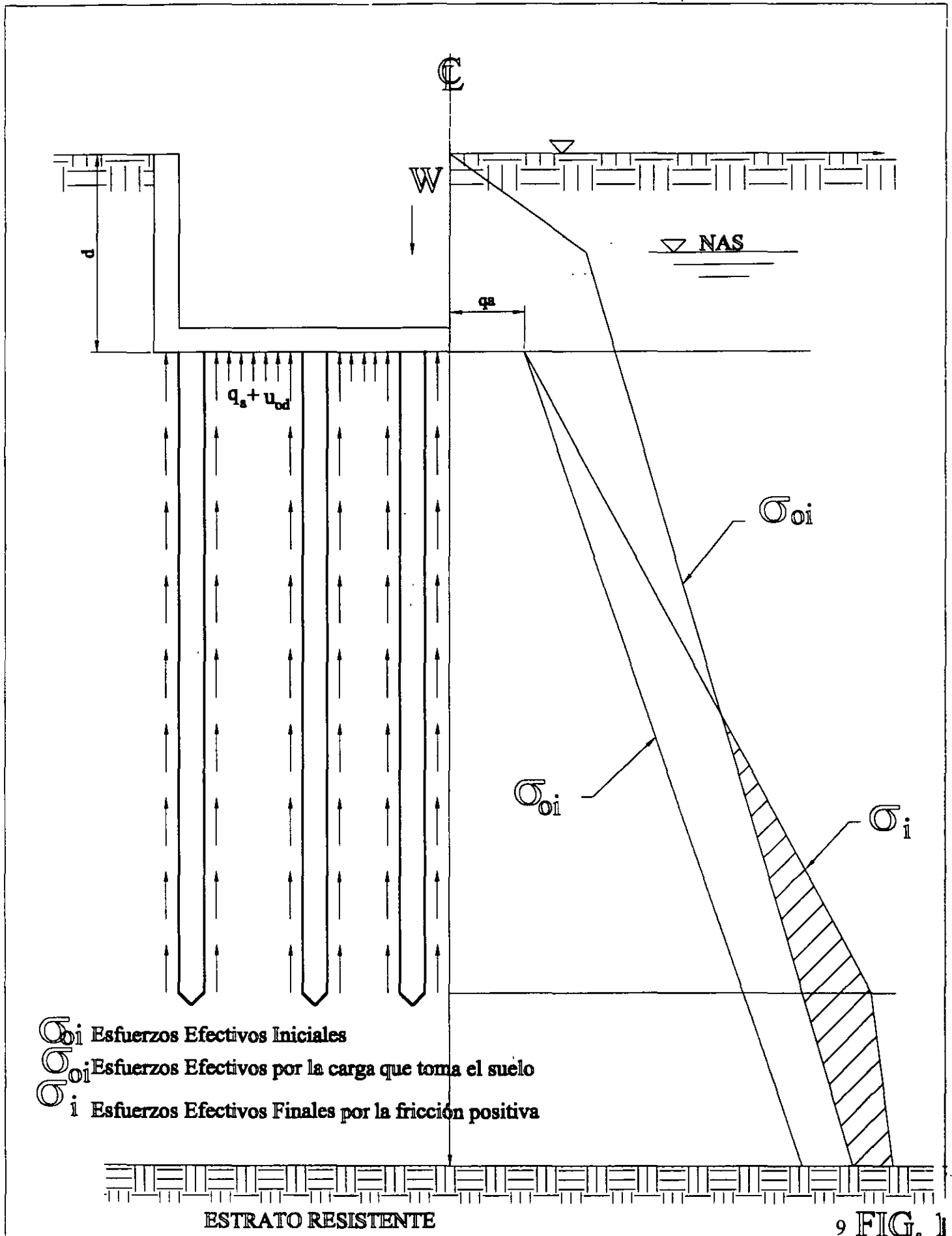
$K_f$  = coeficiente de fricción que en arcillas y limos arcillosos tiene un valor de 0.33

$\bar{a}$  : área tributaria del pilote

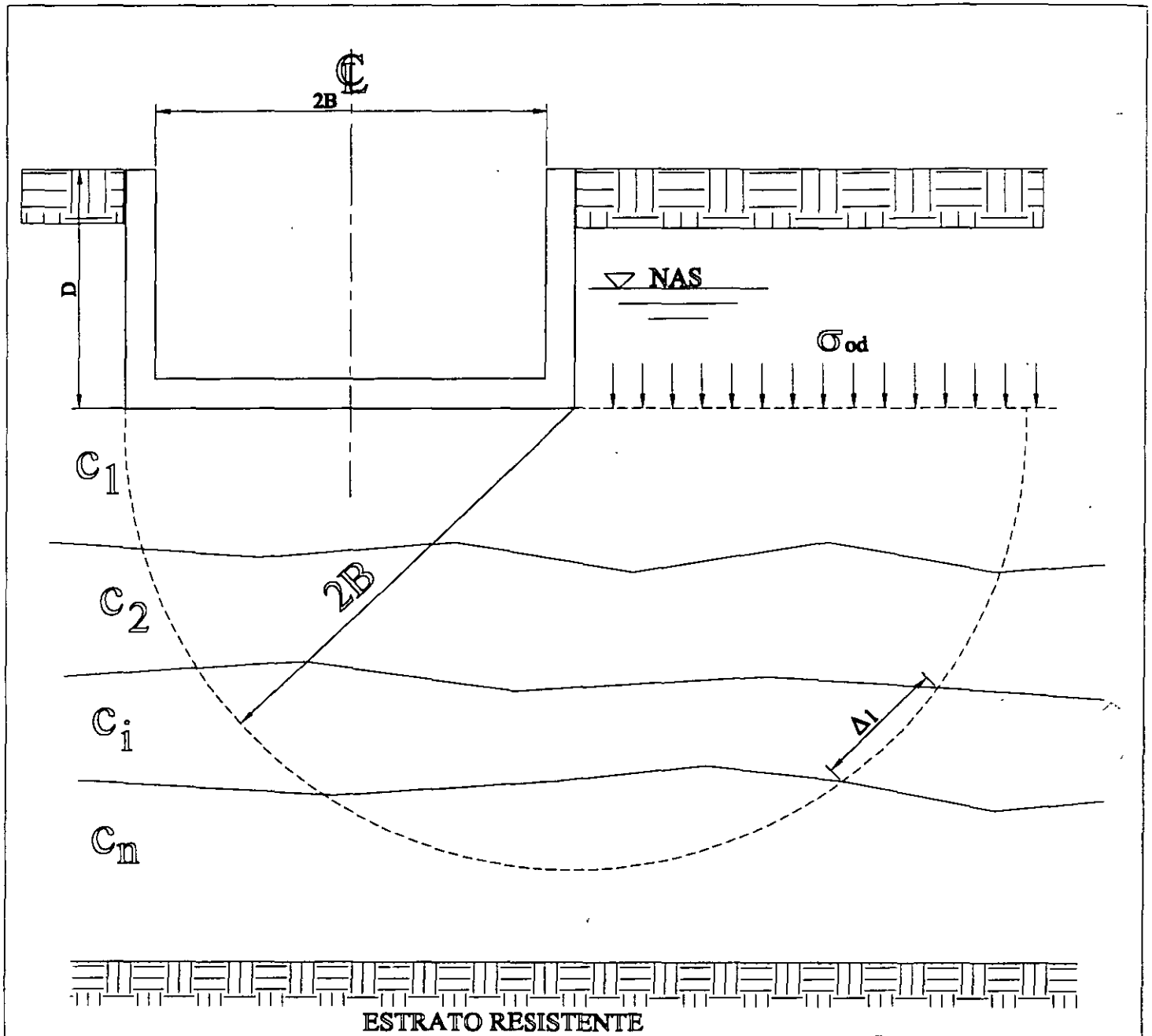
$$\sum_0^d \Delta \sigma_{oz} \Delta z : \text{área de esfuerzos}$$

Los elementos mecánicos en el cajón de cimentación se calculan en forma semejante al de una cimentación con pilotes de fricción; sólo que la reacción  $q_a$ , bajo el cajón, es nula y las reacciones en los pilotes se obtienen haciendo el análisis de interacción pilote-suelo bajo el nivel de la punta de los pilotes.

El efecto de la fuerza cortante sísmica se trata igual al caso de pilotes de fricción, pudiendo cambiar las condiciones de frontera en la punta, si los pilotes se empotran en el estrato resistente.



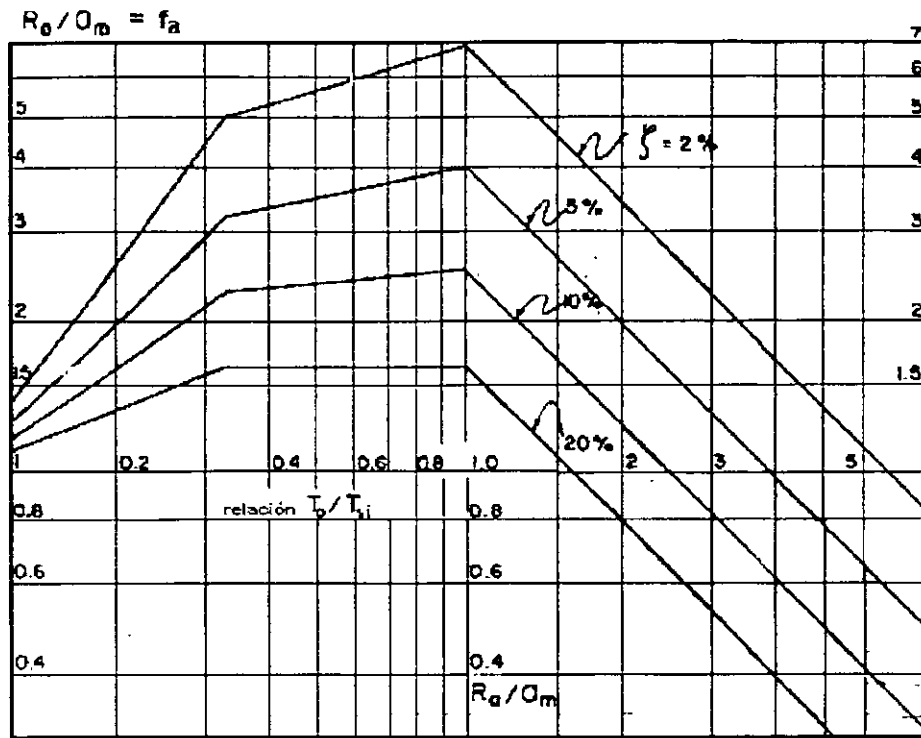
9 FIG. 1



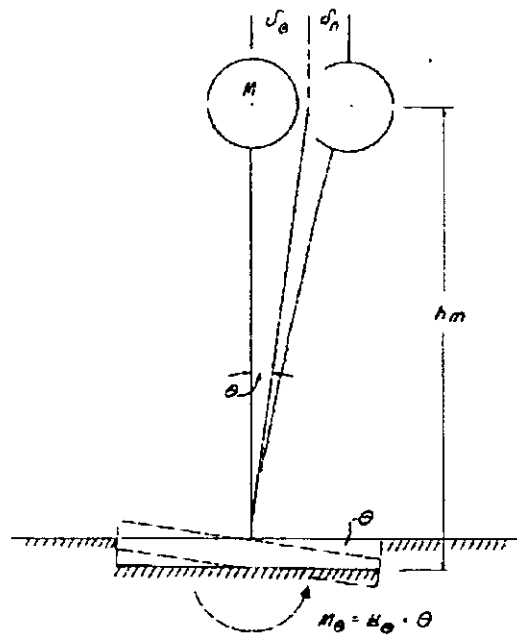
$$C_a = \frac{\sum \Delta l_i C_i}{\pi (2B)}$$

$$q_a = \frac{5.7 C_a}{FS} + \sigma_{od}$$

FIG. 2



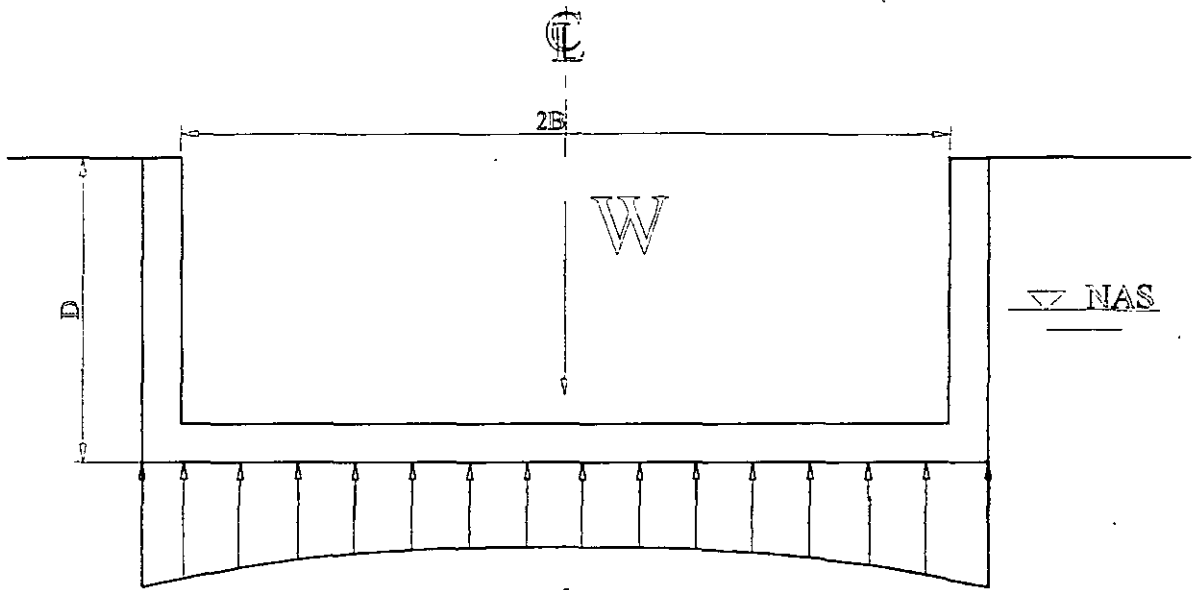
**ESPECTRO ENVOLVENTE DE DISEÑO SISMICO**



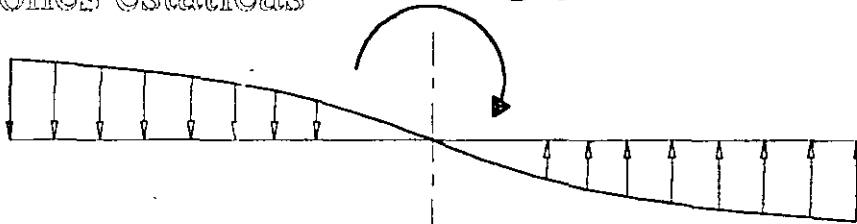
DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA  
Y DE LA CIMENTACION

FIG 3

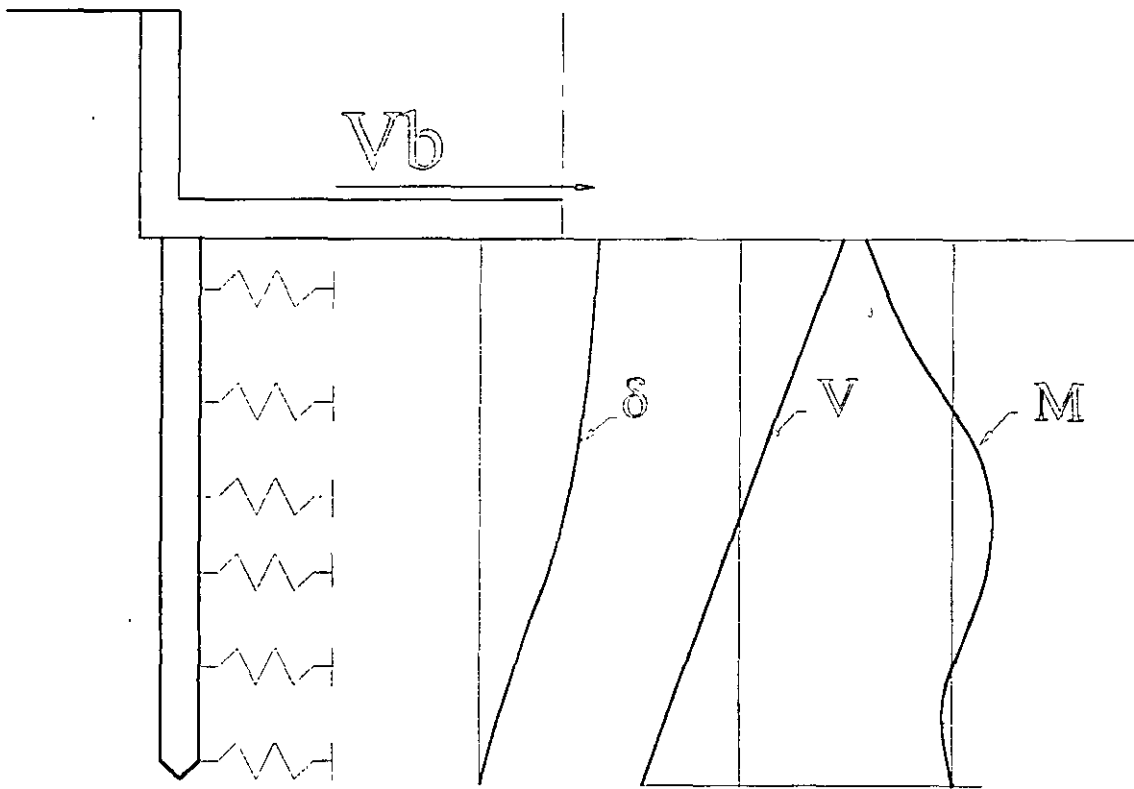




a) Reacciones estáticas  $+ Ot$



b) Reacciones por momento de volteo



c) Fuerzas en los pilotes por el cortante en la base FIG. 4

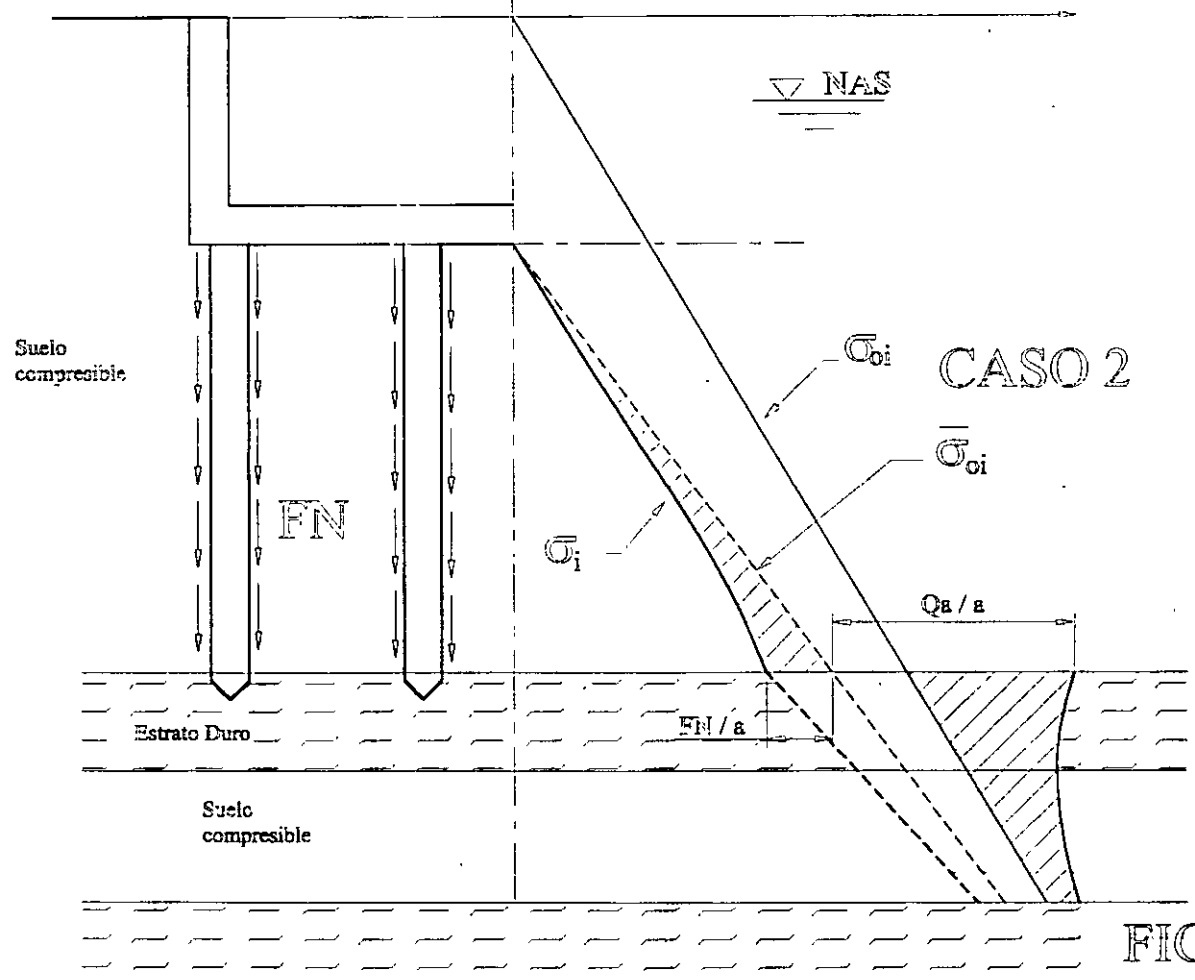
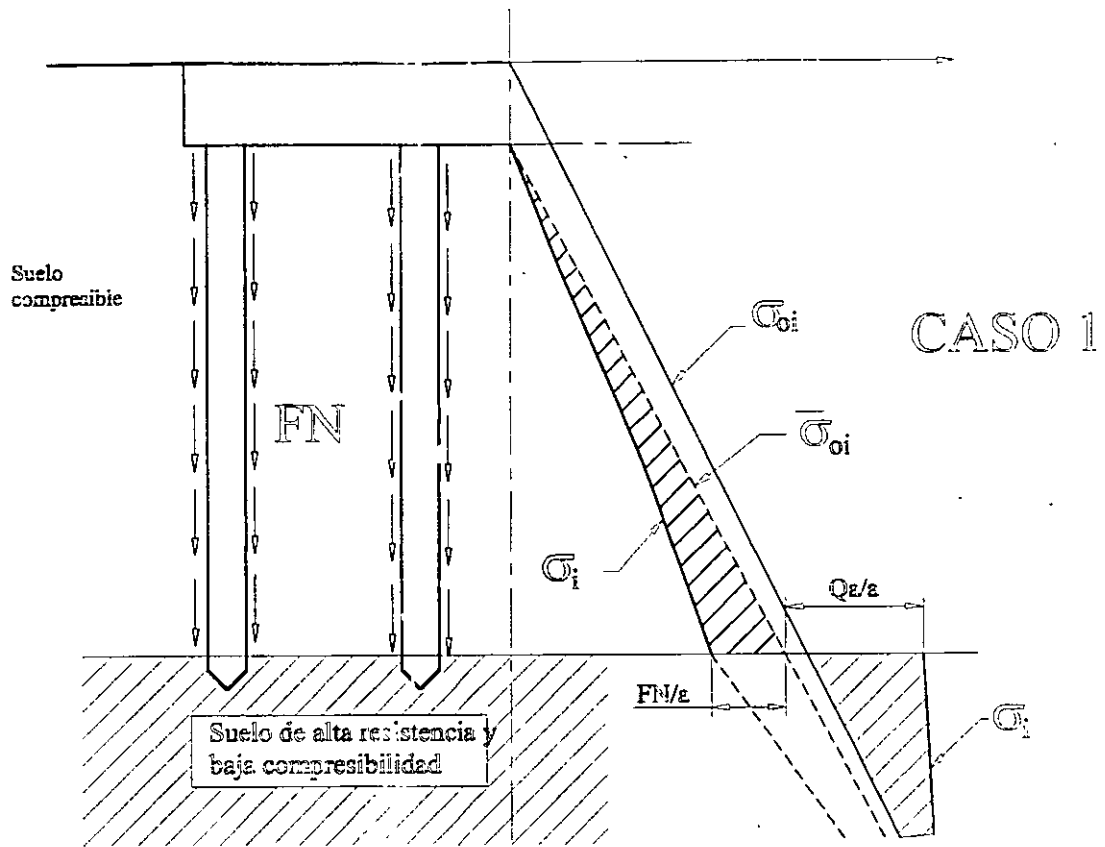


FIG. 5



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**  
**PALACIO DE MINERÍA**  
**MAYO DE 2003**

# INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina

Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

**RESUMEN:** Se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática suelo - estructura que se han desarrollado en la República Mexicana hasta la fecha. Se comenta sobre la necesidad de tomar en cuenta la variación de las propiedades de los materiales que forman la estructura y el terreno de cimentación. Se presentan algunas aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura.

## 1. INTRODUCCIÓN.

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales diferenciales, así como los elementos mecánicos ( momento flexionante , fuerza cortante y fuerza normal ), tanto en la estructura, ocasionada por los hundimientos del terreno de cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro lado de la rigidez de la estructura . Tomando en cuenta que con frecuencia en los análisis estructurales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o si se trata de una losa de apoyo se supone una presión de contacto uniforme, o que el cálculo de hundimientos del terreno de cimentación se realiza considerando la estructura de cimentación totalmente flexible, lo cual suele distar bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos que tomen en cuenta los efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos. A estas técnicas es lo que se denomina interacción estática suelo - estructura.

Por lo tanto, el propósito de la interacción estática suelo - estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. La interacción suelo - estructura proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación ( véanse las fig. 11 y 12 ), lo que permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, considerando la influencia de la rigidez del suelo de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de dicha subestructura. Algunos procedimientos de interacción consideran también el efecto de la superestructura, con lo que se conoce además el efecto de la rigidez del terreno en los elementos mecánicos de toda la estructura.

En este trabajo se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática que se han desarrollado hasta la fecha en la república Mexicana, así como algunas de sus aplicaciones: El lector que tenga interés en estudiar al detalle uno de los procedimientos de interacción puede consultar las referencias que se incluyen al final del texto.

Las características de la compresibilidad de los sedimentos del subsuelo de la ciudad de México ha dado lugar a que se desarrollen un buen número de métodos de interacción suelo - estructura, teniendo la mayoría de ellos una buena dosis de mérito. Se puede afirmar que nuestro país es inclusive uno de los pioneros en este campo de estudio.

En el inciso 2 se trata el problema de la interacción suelo estructura en cimentaciones someras, mientras que en el inciso 3 contiene algunas técnicas para cimentaciones profundas. En el inciso 4 se comenta sobre la importancia de considerar en la forma más realista posible las propiedades mecánicas a los materiales de estructura y terreno de cimentación. El inciso 5 trata de ciertas aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura. Finalmente, en el inciso 6 se presentan las conclusiones de este trabajo.

Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo. Por ejemplo, para niveles de carga medianos y suelos muy rígidos, los hundimientos del suelo son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. En el diseño estructural de zapatas de dimensiones usuales, la diferencia entre una reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta por los factores de seguridad empleados para el diseño estructural. En consecuencia, la interacción se aplica sobre todo a estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, en los que los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dichas estructuras..

## 2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES SOMERAS

### 2.1 Métodos de interacción suelo-estructura

Existen varios métodos para llevar a cabo la interacción estática suelo - estructura. A continuación describimos brevemente algunos de ellos.

En 1956, Samuel Chamecki, profesor de ingeniería estructural de la Universidad de Paraná, en Brasil, presenta uno de los primeros procedimientos para tomar en cuenta en forma racional la interacción suelo - estructura, aplicable a vigas y a marcos estructurales ( Chamecki, 1956 ). Trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada en un suelo con estrato de arcilla compresible, resuelve el problema utilizando unos coeficientes de transferencia de carga ( que equivalen a la matriz de rigideces de la estructura ) en la viga, y considerando una arcilla normalmente consolidada, en la que se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita. A continuación trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo - deformación unitaria en los suelos son no lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, usando los coeficientes de transferencia de carga en la estructura y calculando los hundimientos del suelo por procedimientos usuales. Los valores de los asentamientos en las aproximaciones sucesivas oscilan alrededor de un valor medio y tienden a él. Para evitar un gran número de iteraciones, se aplica una corrección después de la primera iteración, calculando las cargas en las columnas con un promedio de los asentamientos obtenidos. En la mayoría de los casos prácticos no hay necesidad de correcciones adicionales para alcanzar la convergencia del procedimiento ( Chamecki, 1956 ).

Otro procedimiento es el de Flores Victoria ( 1968 ), en el que para resolver el problema de la interacción suelo - estructura se establece la siguiente ecuación matricial.

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c - \underline{E} \underline{Q} \quad (1)$$

donde:

$\underline{K}$  = matriz rigidez del conjunto superestructura cimentación.

$\underline{\delta}$  = vector de asentamientos de los nudos de la cimentación, los cuales deben ser iguales a los de las bases de las columnas inferiores de la superestructura.

$\underline{E}_c$  = matriz de transmisión de peso propio de trabes a cargas en nudos.

$\underline{P}_c$  = cargas debidas al peso propio de trabes.

$\underline{E}$  = matriz de transmisión de cargas del suelo a los nudos de la cimentación.

$\underline{Q}$  = cargas que la cimentación aplica al suelo.

Los movimientos del suelo están dados por

$$\underline{F}_s \underline{Q}_s = \underline{\delta}_s \quad (2)$$

donde:

$\underline{Q}_s$  = cargas aplicadas al suelo.

$\underline{F}_s$  = matriz de flexibilidad del suelo, que es función no lineal de  $\underline{Q}_s$ .

$\underline{\delta}_s$  = vector de movimientos verticales de la superficie del suelo.

Suponiendo que la cimentación no se despegas del suelo, las cargas  $\underline{Q}$  sobre la cimentación deben ser iguales a las cargas  $\underline{Q}_s$ . Los hundimientos  $\underline{\delta}$  de la cimentación deben ser iguales a los del suelo, por lo que la ec. 2 puede escribirse

$$\underline{F}_s \underline{Q} = \underline{\delta}$$

En la superestructura y cimentación de la ec. 1 debe tenerse

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q} \quad (3)$$

donde

$$\underline{P}_T = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c$$

Son las cargas del edificio sobre los nudos de la cimentación, junto con su peso propio. Las ecs. 2 y 3 dan un planteamiento que en forma directa permite obtener como solución los asentamientos  $\underline{\delta}$  del suelo y cimentación juntos, así como las fuerzas de contacto  $\underline{Q}$ . Para ello se requieren como datos las matrices  $\underline{K}$  y  $\underline{E}$ , y el vector  $\underline{P}_T$ , junto con las propiedades del suelo, localización y tamaño de las áreas rectangulares asociadas a cada  $\underline{Q}$ . Para conocer momentos, cortantes, fuerzas normales en columnas, etc., faltará calcular el efecto que producen  $\underline{\delta}$  y  $\underline{Q}$  en el edificio y sumarlo con el efecto de las cargas verticales  $\underline{P}$  y  $\underline{P}_c$ .

La solución del problema se lleva a cabo sustituyendo la ec. 2 en la ec. 3

$$\underline{K E_s} \underline{Q} = \underline{P_T} - \underline{E} \underline{Q}$$

de donde

$$(\underline{E} + \underline{K E_s}) \underline{Q} = \underline{P_T}$$

Finalmente

$$\underline{Q} = (\underline{E} + \underline{K E_s})^{-1} \underline{P_T}$$

Conociendo  $\underline{Q}$ , con la ec. 2 se obtiene  $\underline{\delta}$ . No es posible despejar  $\underline{\delta}$  de la ec 3 porque no existe la inversa de  $\underline{K}$ .

Flores Victoria señala que la matriz  $\underline{E_s}$  es función no lineal de  $\underline{Q}$ , lo que no permite resolver el problema directamente, sino que se requiere acudir a métodos iterativos.

Operando con las ecuaciones matriciales anteriores, el método iterativo tiene la interpretación física de aplicar una distribución de presiones al suelo  $Q^{(n)}$ , y calcular asentamientos del suelo, con esos asentamientos determinar el estado de cargas que deben tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo, y así sucesivamente, hasta lograr la convergencia; esta interpretación es debida a Chamocki ( 1956 ).

De acuerdo con Flores Victoria ( 1968 ), este procedimiento es divergente para suelos compresibles, como el de la Ciudad de México, o para cimentaciones excesivamente rígidas. Esto lleva a usar un criterio de interpolación para lograr y acelerar la convergencia, el cual se basa en el concepto físico de permitir que  $Q^{(n)}$  se modifique en un porcentaje razonable en cada ciclo, y difiera de  $Q^{(n-1)}$ .

El método de Flores Victoria se aplica con un programa de computadora, el cual proporciona los elementos mecánicos correspondientes.

En un trabajo posterior ( Flores Victoria y Esteva, 1970 ) presentan además un procedimiento simplificado en el que se considera lo siguiente:

- El suelo es un medio elástico lineal semiinfinito.
- Cimentación rectangular con una red ortogonal de traveses
- No se toma en cuenta la rigidez de la superestructura

Para las condiciones mencionadas, y empleando valores normalizados, los autores proporcionan los valores de los asentamientos de la estructura y de las reacciones del terreno sobre la misma. Estos resultados los presentan en forma tabular.

Los resultados del trabajo de Flores Victoria y Esteva ( 1970 ) son los que se emplean en las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976 y el manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de electricidad de 1980. Sin embargo, en las primeras no se incluye el cálculo de la magnitud de las reacciones del suelo de cimentación.

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, Damy et al ( 1977 ) presentan un método incremental, que consiste en suponer que el vector de cargas se aplica gradualmente al conjunto en incrementos, siendo los incrementos suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente, con rigideces iguales a los valores tangentes que corresponden al estado de esfuerzos existentes al iniciar la aplicación de los incrementos. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre estructuras y suelo.

Por su parte, Esteva et al ( 1977 ) proponen dos procedimientos de interacción. El primero es a base de aproximaciones sucesivas, y consiste en suponer inicialmente que la distribución de presiones en el terreno es igual a la de las cargas aplicadas sobre el sistema estructural; con las reacciones y la correspondiente matriz secante de flexibilidades del suelo se obtiene una estimación de los desplazamientos del suelo, y una estimación de las deformaciones de la estructura, empleando matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite un número de veces tal que los valores de los desplazamientos del suelo sean suficientemente parecidos en dos estimaciones sucesivas. El segundo método es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total en incrementos; en cada incremento se efectúa un ciclo semejante al del procedimiento de aproximaciones comentado ante, el resultado de dicho ciclo iterativo se toma como punto de partida para la aplicación de otro incremento de carga. Los autores proponen dos criterios alternativos: en el primero se logra el equilibrio al final de cada ciclo, pero no se logra la compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y las del suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio. Por lo anterior, en ambos casos debe hacerse una corrección en el siguiente ciclo ( Esteva et al, 1977 ).

El Dr. Leonardo Zeevaert ( 1973, 1980, 1983 ) ha trabajado profusamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo - estructura. El método que utiliza consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos ( EMA ), que relaciona los asentamientos del suelo en función de cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q}$$

donde:

$\underline{\delta}$  = vector de asentamientos en le contacto cimentación suelo.

$\underline{D}$  = matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias.

$\underline{q}$  = vector de cargas aplicadas en el contacto cimentación - suelo.

Para la formación de la matriz  $\underline{D}$  se emplea el concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie, lo que facilita de manera importante la determinación de los elementos de la matriz  $\underline{D}$ .

A continuación se forma la ecuación matricial de interacción ( EMI 9 , que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmite el suelo:

$$\underline{S} \underline{X} = \underline{\Delta}$$



donde:

$\underline{S}$  = matriz de flexibilidades del suelo  
 $\underline{X}$  = vector de cargas del suelo sobre la estructura  
 $\underline{\Delta}$  = vector de deformaciones de la estructura

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor de módulo de cimentación por área tributaria  $K$ , definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza) entre la deformación que produce. Debe notarse en la ecuación EMI que los valores del vector de deformaciones de la estructura  $\underline{\Delta}$  son función del módulo  $K$  por área tributaria ( Zeevaert 1980 ). Si los valores de  $k$  fuesen independientes entre sí, la ecuación matricial EMI daría los resultados definitivos de las reacciones incógnitas. Sin embargo, la hipótesis anterior no es exacta porque la masa del suelo debe considerarse como un medio continuo, donde los valores de  $K_i$  para los diferentes puntos considerados no son independientes entre sí y dependen de la distribución de esfuerzos de contacto con la estructura de cimentación. La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa del suelo se obtiene utilizando las reacciones  $X_i$  obtenidas por EMI, en la ecuación matricial de hundimientos EMA, obteniéndose los desplazamientos verticales  $\delta_i$  que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la ecuación matricial de interacción EMI,  $K_i = X_i / \delta_i$ . Si los valores encontrados en esta forma no concuerdan con los utilizados inicialmente, no se tendrá la interacción correcta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual será necesario utilizar la ecuación matricial EMA para conciliar este problema: Así pues, se deduce que las ecuaciones matriciales EMA y EMI quedan ligadas por los valores de  $K_i$ , los cuales son únicos para la solución de cada problema en particular y dependen de la distribución de las reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y la de posición de las cargas que actúan sobre ella ( Zeevaert, 1980 ).

Es posible hallar una matriz única de interacción para resolver el problema sin realizar iteraciones y obtener los resultados más precisos ( Zeevaert, 1983 ). La nueva ecuación matricial se denomina ecuación matricial de interacción suelo - estructura ( EMISE ), mediante el empleo de la cual no se necesitan iteraciones para resolver el problema de interacción.

El procedimiento de Zeevaert ( 1980 ) se puede aplicar a cimentaciones compensadas, tomando en cuenta el efecto de las condiciones hidráulica en la interacción suelo - estructura.

Otro procedimiento de interacción estática suelo - estructura es el que propone Deméneghi ( 1979, 1983, 1985 ), el cual considera a las reacciones del terreno como un sistema de cargas sobre la estructura, asemejándolas durante el proceso de análisis como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero el problema no se puede resolver en esta etapa porque sobran incógnitas, ya que se están agregando al vector de cargas las reacciones del suelo que no se conocen: las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de hundimientos del terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo ( estas cargas son iguales y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton ), en esta etapa se hace uso del concepto de valores de influencia de Zeevaert ( 1980 ), lo que facilita la determinación de los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre el mismo

( recuérdese que las cargas sobre el suelo no se conocen ). Las deformaciones del suelo se sustituyen en las ecuaciones obtenidas inicialmente con el método de rigideces, lo que permite resolver el problema en forma directa, sin necesidad de iteraciones. Con este procedimiento se obtienen los diagramas de deformaciones y de reacciones del suelo, en el contacto entre éste y la estructura de cimentación. Este procedimiento tiene la ventaja de que se puede tomar en cuenta el número de pisos que se desee de la superestructura, así como de que se puede programar en una computadora con relativa facilidad.

El método de Sánchez Martínez y Enríquez ( 1982 ) se emplea en cimentaciones someras y consiste en realizar un análisis del conjunto suelo - estructura como un sistema estructural único que se resuelve utilizando el método general de las rigideces. Cabe aclarar que es un método no iterativo.

El procedimiento consiste en considerar al suelo sustituido por una serie de resortes, en los que el módulo de reacción o la constante de cada resorte depende de toda la masa del suelo, es decir, no se consideran los resortes independientes entre si, como se verá más adelante.

Se establece primero la matriz de rigideces de la estructura a partir de I de sus miembros.

Las reacciones del suelo se toman en cuenta a través de resortes que se conectan con la cimentación de la estructura.

A continuación se obtiene la matriz de rigideces del suelo. Esta se determina dando desplazamientos verticales con valor unitario a cada uno de los resortes que lo idealizan y calculando las fuerzas que aparecen por este efecto en todos ellos. Al dar un desplazamiento unitario en un resorte aparecen fuerzas no solo en el propio resorte, sino también en todos los demás, ya que ellos deben considerarse ligados de alguna forma por pertenecer a un medio continuo. Lo mismo sucede al aplicar sucesivamente desplazamientos unitarios en los demás resortes. El cálculo de la matriz de rigideces del suelo es en general laborioso y algo complicado; sin embargo, se puede determinar dicha matriz en forma indirecta, teniendo en cuenta que la matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades.

Las expresiones generales que se usan son:

$$\underline{\delta} = \underline{S}_T^{-1} \underline{A} \quad (4)$$

donde:

$\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos desconocidos

$\underline{A}$  = vector de acciones

$\underline{S}_T^{-1}$  = Inversa de la matriz de rigideces del sistema

Además

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

siendo

$\underline{S}_E$  = matriz de rigideces de la estructura

$\underline{S}_S$  = matriz de rigideces del suelo

La matriz de rigideces se obtiene en función de las de sus  $i$  miembros, como es usual en el análisis estructural usando computadoras.

La matriz de flexibilidades del suelo puede calcularse fácilmente determinando los hundimientos del terreno debidos a la aplicación de fuerzas unitarias: Sánchez Martínez y Enríquez emplean el procedimiento de Zeevaert ( 1980 ) para alcanzar este propósito. Llamando  $\underline{F}_S$  a la matriz de flexibilidades, la matriz de rigideces del suelo vale

$$\underline{S}_S = \underline{F}_S^{-1}$$

La matriz global del sistema estructura - suelo vale

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

Aplicando la ec. 4 se determinan los desplazamientos de la estructura y del suelo.

Los elementos mecánicos en los miembros se hallan a partir de sus matrices de rigidez, mientras que las fuerzas en el suelo se obtienen empleando la matriz de rigideces del suelo.

Para utilizar el procedimiento anterior los autores han desarrollado un programa de computadora.

El método Sánchez Martínez y Enríquez es general, como lo es el método de las rigideces del análisis estructural en que se basa. Se puede considerar no solo la estructura de cimentación, sino también la superestructura total del edificio, sin más limitaciones que la capacidad de la computadora que se emplee.

También el procedimiento se puede aplicar a la solución de estructuras de retículas de cimentación, constituidas por trabes horizontales en dos sentidos perpendiculares: el área de cimentación se divide en una serie de áreas tributarias que corresponden a las columnas y se considera en el centro de cada una de ellas los resortes que idealizan al terreno, y con cuyo comportamiento se establece la matriz de flexibilidades del suelo.

Los autores comentan que el problema podría atacarse utilizando algunos de los programas conocidos de análisis estructural, tomando del programa la matriz de rigideces de la estructura en estudio, modificándola para incluir los términos que representan el comportamiento del suelo e insertando nuevamente en el programa la matriz corregida.

Una propuesta de colaboración geotecnista estructurista en el cálculo de interacción suelo - estructura es la que presentan Ellsteiny Granados ( 1988 ), que deja a cada especialista la labor que le corresponde. El ingeniero de geotecnia obtiene la matriz de

deformaciones del suelo en función de las características geométricas del proyecto y de un vector cualquiera de cargas bajadas por las columnas; la matriz de influencias en el suelo es invariable, así como el conjunto de curvas de compresibilidad; al variar el vector de cargas cambian los asentamientos, pero el nuevo cálculo se lleva a cabo con las mismas matrices de características del subsuelo. La estructura se representa mediante una parrilla de contratrabes, con las cargas y reacciones perpendiculares a su plano; su rigidez es la propia de las contratrabes de la subestructura, más un cierto incremento calculado o estimado de la contribución de la estructura a tal rigidez. Se conocen las cargas en las columnas y con ellas se calculan los asentamientos  $S_i$  del suelo, suponiendo una rigidez nula de la estructura, de tal manera que pueden calcularse las constantes  $K_i$  de unos resortes virtuales localizados bajo los nudos de la parrilla; estos resortes son de Winkler en apariencia, pero en realidad están relacionados entre sí al tomar en cuenta la influencia de los asentamientos del suelo en los valores de  $K_i$ . Con la ayuda de un programa de computadora se aplican las cargas sobre la estructura, colocándose los resortes virtuales bajo los nudos para proveer las reacciones. El análisis arroja como resultado las fuerzas en los resortes contra los nudos,  $R_i$ , y sus deformaciones  $s_i$ ; se especifica la diferencia máxima permisible entre  $s_i$  (suelo) y  $s_i$  (resorte), por ejemplo 5%; si no se cumple esta diferencia, hay que calcular nuevos asentamientos  $s_i$ , utilizando un nuevo vector de presiones determinado con los valores de las reacciones  $R_i$  y con ellos establecer los nuevos valores de las constantes  $K_i$ , iterando para obtener las nuevas deformaciones de los resortes  $s_i$ , y así hallar las diferencias  $s_i - s_i$ . El proceso debe ser rápidamente convergente para la mayoría de los casos, obteniéndose finalmente la configuración real de asentamientos por efecto de la rigidez de la estructura. El geotecnista proporciona al estructurista los archivos de datos con las matrices de propiedades del suelo y coeficientes de influencia, para que éste pueda llevar a cabo las iteraciones necesarias entre estructura y suelo (Ellstein y Granados, 1989).

Un enfoque novedoso que trata la interacción suelo - estructura en sus etapas de análisis y diseño (Moreno, 1990) comprende una serie de opciones como considerar las características del suelo a partir del módulo de cimentación, características de la estructura, determinación de los elementos mecánicos (deflexiones, momento flexionante, giros, fuerza cortante  $Q$ , presentando éstos en forma de gráficas en pantalla o en impresora a escala. La ventaja de este enfoque es que se simplifica la presentación de resultados, y que comprende en forma integral las etapas de análisis y diseño de la estructura de cimentación, ahorrando considerable tiempo al ingeniero que realiza el cálculo correspondiente (Moreno, 1990).

La interacción suelo - estructura se puede atacar utilizando el método del elemento finito (Zienkiewicz, 1977) en el terreno de cimentación. El inconveniente de esta técnica es que el número de datos y de operaciones es muy alto, y usualmente se requiere el uso de computadoras de gran capacidad.

## 2.2. Interacción suelo - estructura considerando el asentamiento y el giro de zapatas aisladas.

El método de rigideces del análisis estructural establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura. Esta condición se puede poner en forma matricial de la siguiente forma:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_o + \underline{P}_c = 0 \quad (5)$$

El significado de las cantidades de la ec. 5 se presenta en los siguientes párrafos.

$\underline{K}$  es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras, es decir

$$\underline{K} = \Sigma \underline{K}_i \quad (6)$$

donde  $\underline{K}_i$  es la matriz de rigidez de cada barra. A manera de ejemplo, en una barra con apoyos continuos ( fig. 1 ), la matriz de rigidez vale

$$\underline{K}_i = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (7)$$

$\underline{\delta}$  es el vector de desplazamientos de la estructura, y esta formado por los desplazamientos angulares ( giros ) de los nudos de la estructura y los desplazamientos lineales de los ejes de la estructura.

$\underline{P}_o$  es el vector de carga de empotramiento, formado por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura.

$\underline{P}_c$  es el vector de cargas externas concentradas, formado por los momentos concentrados sobre los nudos de la estructura y las fuerzas concentradas que actúan sobre los ejes de la estructura.

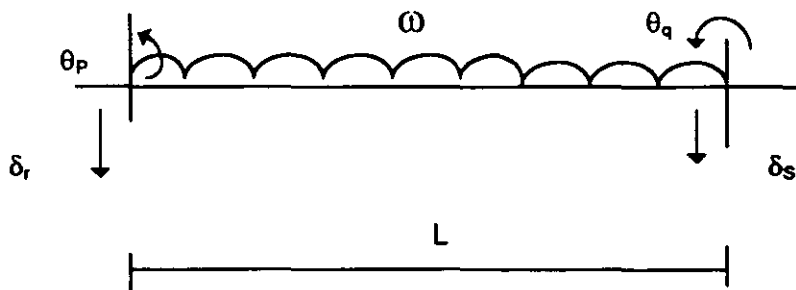


FIG. 1 GRADOS DE LIBERTAD DE UNA BARRA

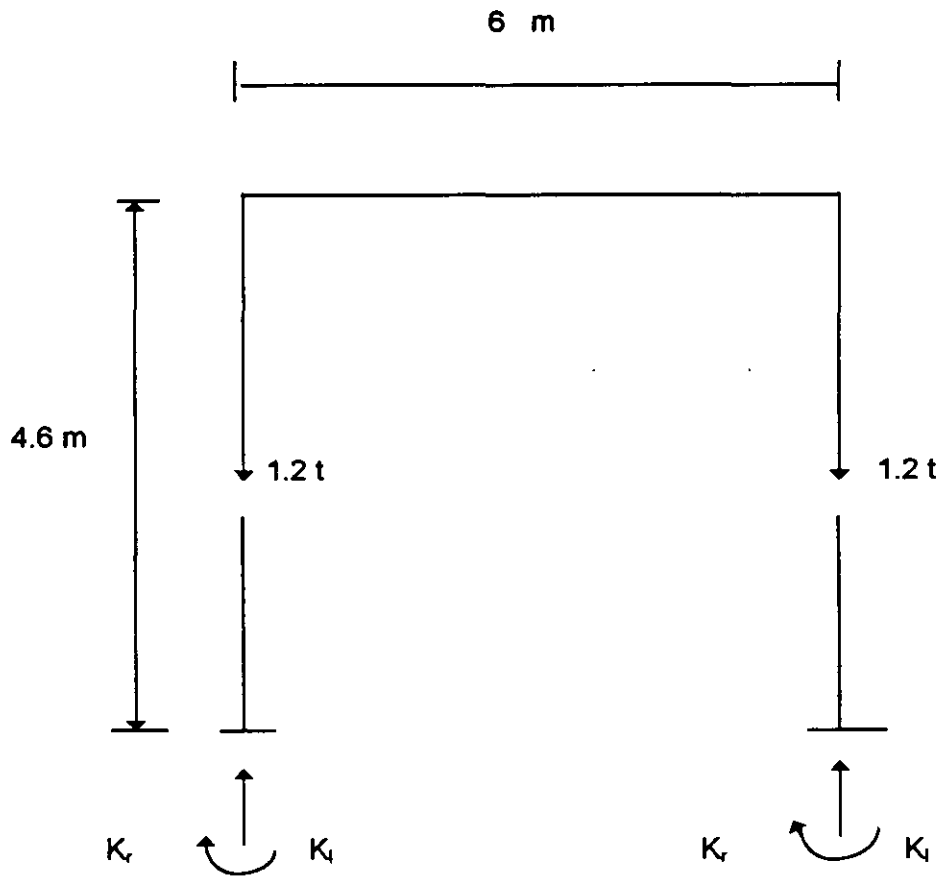


FIG. 2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Cuando una estructura a base de zapatas aisladas sufre desplazamientos debidos a la deformabilidad del terreno de cimentación se generan en la cimentación acciones que se pueden determinar usando los conceptos rigidez angular  $K_r$  y rigidez lineal  $K_l$  del terreno de cimentación. Se define la rigidez angular como el cociente del momento  $M$  que actúa sobre una zapata y el giro en radianes  $\theta$  que sufre esta zapata:

$$K_r = M / \theta \quad (8)$$

La rigidez lineal se define como el cociente entre la carga vertical  $Q$  que actúa sobre una zapata y el desplazamiento vertical  $\delta$  que sufre la zapata:

$$K_l = Q / \delta \quad (9)$$

Los valores de  $K_r$  y  $K_l$  dependen de las propiedades de deformación del suelo.

De las ecs 8 y 9 se obtienen en el momento y la carga vertical debidas a la reacción del suelo sobre la estructura:

$$M = K_r \theta \quad (10)$$

$$Q = K_r \theta \quad (11)$$

Conociendo los valores de  $K_r$  y  $K_l$  de un suelo, se pueden calcular los giros y los desplazamientos verticales que sufre una estructura cimentada sobre zapatas aisladas, si a la deformabilidad del terreno se pueden incorporar, con relativa facilidad, en el vector de cargas concentradas sobre la estructura  $P_c$ .

Este procedimiento lo vamos a ilustrar mediante un ejemplo muy sencillo, como el mostrado en la fig. 2, en el que vemos que las cargas sobre la estructura son la repartida de 1.54 t/m, las concentradas sobre las columnas de 1.2 t y las debidas a la rigidez angular y lineal de las zapatas de cimentación. En la estructura:

Módulo de elasticidad del concreto	2 214 000 t / m <sup>2</sup>
Momento de inercia de las columnas	0.000675 m <sup>4</sup>
Momento de inercia de las traveses	0.0054 m <sup>4</sup>

En el terreno de cimentación

$$K_l = 1880 \text{ t / m} \quad K_r = 720 \text{ t.m / rad}$$

A continuación presentamos el análisis detallado de la estructura.

Iniciamos numerando las barras y los grados de libertad de la estructura, los cuales se muestran en la fig. 3. Las cargas sobre la estructura, correspondientes a los grados de libertad definidos, se aprecian en la fig. 4. Con estos datos podemos formar las cantidades que aparecen en la ecuación matricial 5.

a) Vector de desplazamientos

El vector de desplazamientos vale ( fig. 3 )

$$\underline{\delta} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{Bmatrix}$$

b) Matriz de rigideces

para formar la matriz de rigideces de la estructura usamos la ec 6. Empezamos por visualizar los grados de libertad de cada barra

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$
1	$\theta_5$	$\theta_3$	-	-
2	$\theta_6$	$\theta_4$	-	-
3	$\theta_5$	$\theta_6$	$\delta_1$	$\delta_2$

A continuación, aplicando la ec 6 formamos la matriz de rigidez de cada barra:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} \theta_5 & \theta_3 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} \theta_6 & \theta_4 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_3 = \begin{bmatrix} \theta_5 & \theta_6 & \delta_1 & \delta_2 \\ 7970.4 & 3985.2 & -1992.6 & 1992.6 \\ 3985.2 & 7970.4 & -1992.6 & 1992.6 \\ -1992.6 & -1992.6 & 664.2 & -664.2 \\ 1992.6 & 1992.6 & -664.2 & 664.2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

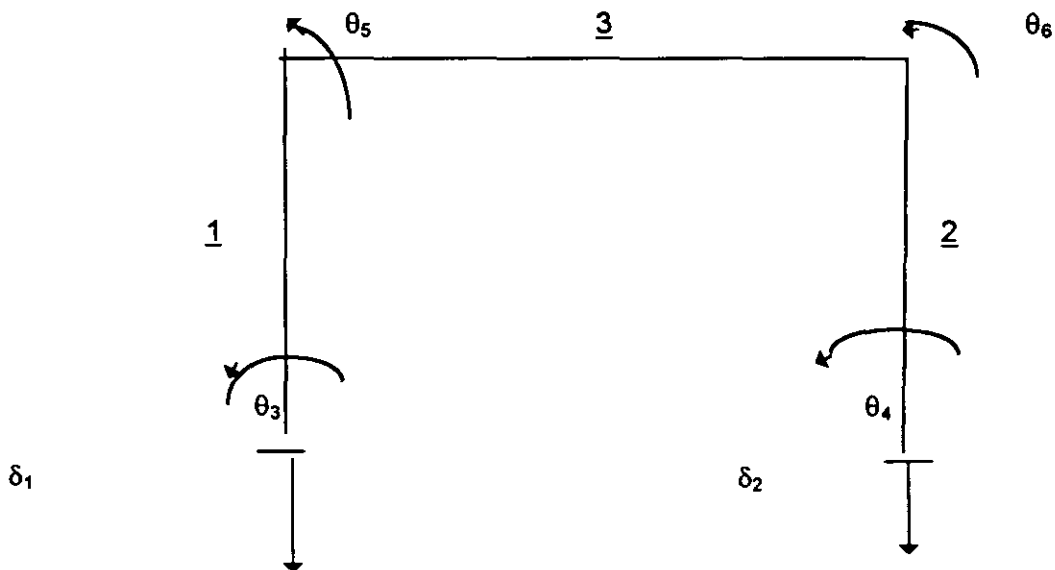


FIG. 3 NUMERACIÓN Y GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA



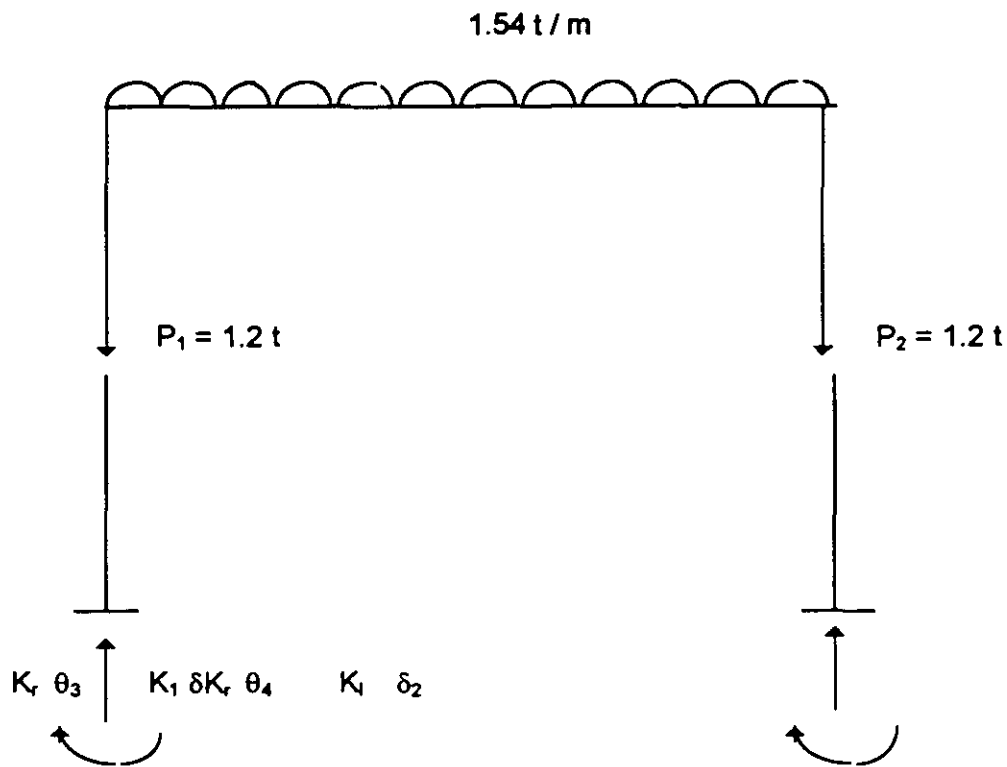


FIG. 4 SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

$$K = \sum K_i = K_1 + K_2 + K_3$$

$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_3$	$\theta_4$	$\theta_5$	$\theta_6$	
------------	------------	------------	------------	------------	------------	--

$$K = \begin{bmatrix} 664.2 & -664.2 & 0 & 0 & -1992.6 & -1992.6 \\ -664.2 & 664.2 & 0 & 0 & 1992.6 & 1992.6 \\ 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 \\ -1992.6 & 1992.6 & 649.76 & 0 & 9269.92 & 3985.2 \\ -1992.6 & 1992.6 & 0 & 649.76 & 3985.2 & 9269.92 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

c) Vector de cargas de empotramiento

$$P_c = \begin{bmatrix} -wL / 2 \\ -wL / 2 \\ 0 \\ 0 \\ wL^2 / 12 \\ -wL^2 / 12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 0 \\ 0 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

d) Vector de cargas concentradas

$$\underline{P}_c = \begin{Bmatrix} -1.2 + 1880 \delta_1 \\ -1.2 + 1880 \delta_2 \\ 720 \theta_3 \\ 720 \theta_4 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 5

$$664.2 \delta_1 - 664.2 \delta_2 - 1922.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$-664.2 \delta_1 + 664.2 \delta_2 + 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_2 = 0$$

$$1299.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 + 0 + 720 \theta_3 = 0$$

$$1299.52 \theta_4 + 649.76 \theta_6 + 0 + 720 \theta_4 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_3 + 9269.92 \theta_5 + 3985.2 \theta_6 + 4.62 + 0 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_4 + 3985.2 \theta_5 + 9269.92 \theta_6 - 4.62 + 0 = 0$$

Por simetría

$$\delta_1 = \delta_2, \theta_3 = -\theta_4, \theta_5 = -\theta_6$$

Por lo tanto

$$-5.82 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$2019.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 = 0$$

$$649.76 \theta_3 + 5284.72 \theta_5 + 4.62 = 0$$

Resolviendo el sistema

$$\delta_1 = 0.003096 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 0.0002929$$

$$\theta_5 = -0.0009102$$

El momento que llega a la cimentación se puede obtener multiplicando el giro respectivo por su rigidez angular

$$M_3 = K_r \theta_3 = 720 (0.0002929) = 0.211 \text{ t.m}$$

La carga vertical sobre la zapata es igual al desplazamiento vertical por la rigidez lineal

$$P_1 = K_1 \delta_1 = 1880 ( 0.003096 ) = 5.82 \text{ t}$$

También se pueden hallar las acciones que transmite la estructura a la zapata, empleando las siguientes expresiones, que proporcionan los elementos mecánicos que transmite una barra sobre el nudo

$$M_p = M_{ep} + 4 EI \theta_p / L + 2 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (12)$$

$$M_q = M_{eq} + 2 EI \theta_p / L + 4 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (13)$$

$$V_r = V_{er} - 6 EI \theta_p / L^2 - 6 EI \theta_q / L^2 + 12 EI \delta_r / L^3 - 12 EI \delta_s / L^3 \quad (14)$$

$$V_s = V_{es} + 6 EI \theta_p / L^2 + 6 EI \theta_q / L^2 - 12 EI \delta_r / L^3 + 12 EI \delta_s / L^3 \quad (15)$$

donde  $M_{ep}$ ,  $M_{eq}$  y  $V_{es}$  son los momentos y cortantes de empotramiento de barra sobre nudo.

Sustituyendo valores en las expresiones anteriores, para la barra 1 se halla el momento sobre la zapata ( ec 13 )

$$M_q = M_B = - 0.211 \text{ t.m}$$

Con la barra 3 se obtiene el cortante sobre el nudo de la izquierda ec ( 14 )

$$V_1 = 4.62 \text{ t}$$

La carga vertical sobre la zapata será la suma del cortante anterior y de la carga concentrada de 1.2 t. En consecuencia, la carga vertical sobre la zapata vale

$$\Sigma Q = 5.82 \text{ t}$$

El momento y la carga vertical sobre la zapata se emplean para la revisión de estabilidad por mecánica de suelos y para el diseño estructural de la zapata.

### 3 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

#### 3.1 Cimentaciones profundas sometidas a cargas verticales

Para el caso de cimentaciones profundas Zeevaert ( 1980 ) trata los dos siguientes casos:

- I. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un depósito de muy baja compresibilidad y gran espesor ( fig. 5 ).
- II. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un estrato resistente de espesor limitado de baja compresibilidad, pero bajo el cual se localizan estratos compresibles ( fig. 6 ).

El caso I se puede resolver considerando que cada pilote tiene un módulo de reacción  $K_i$  constante e independiente de los demás pilotes. Así, el problema se reduce al de una cimentación apoyada sobre resortes ( uno por cada pilote ), en que la constante de cada resorte es independiente del resto de los resortes. Además, si todos los pilotes tienen la misma sección y longitud, su número es igual en cada línea, y se considera un valor del módulo de deformación constante para el estrato resistente de apoyo de la punta de los pilotes, entonces  $K_i$  es igual para todos los pilotes ( Zeevaert, 1980 ).

Cuando existe un depósito compresible subyaciendo al estrato resistente de apoyo ( caso II. Fig. 6 ), el valor de  $K_i$  no se puede considerar constante para cualquier punto, ya que en este caso interviene la deformación de los estratos compresibles que suprayacen al estrato resistente donde apoyan los pilotes. Por lo tanto, será necesario emplear el procedimiento indicado en el inciso 2.1, es decir, determinar las ecuaciones matriciales EMA y EMI, con la consideración adicional de que el módulo de cimentación  $K_i$  hay que tomar en cuenta la deformación del estrato de apoyo del pilote ( Zeevaert, 1980 )

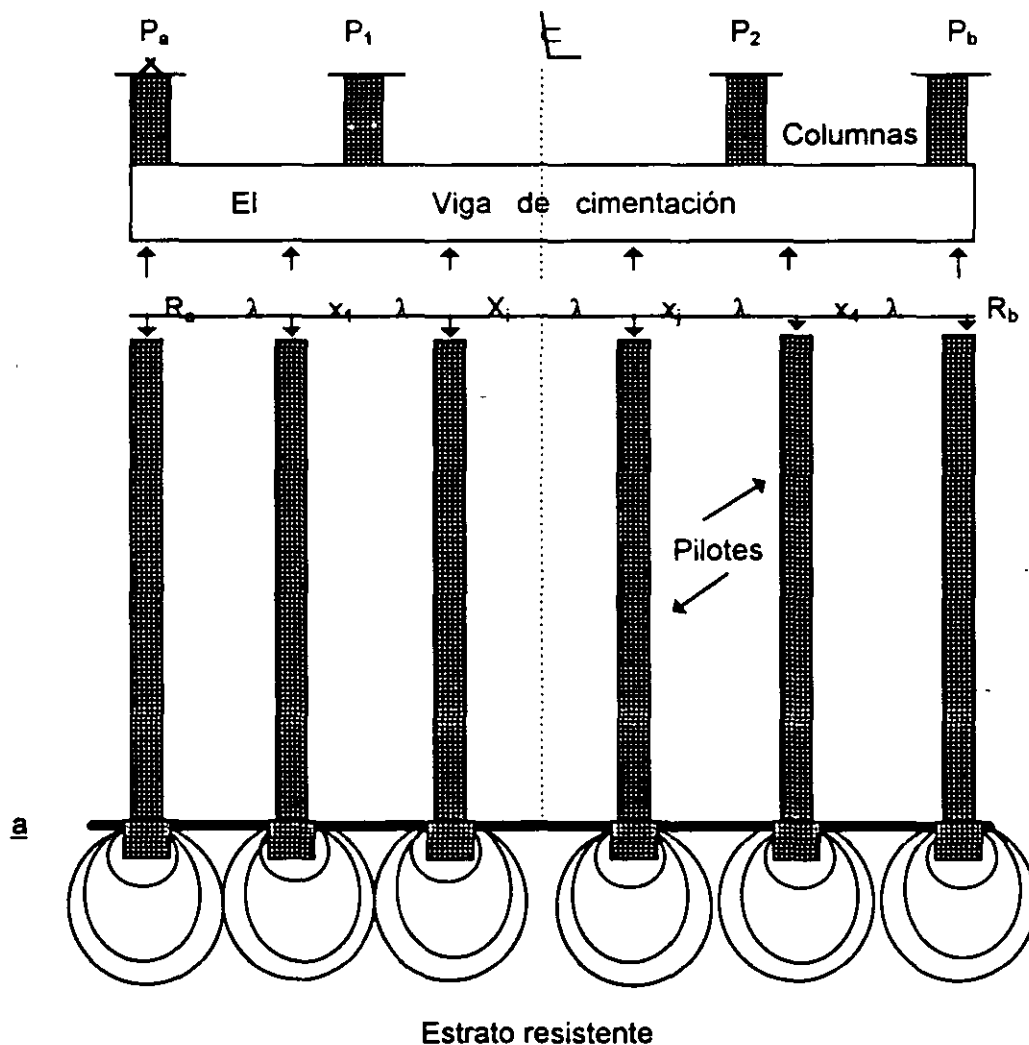


FIG. 5 CIMENTACIÓN CON PILOTES. CASO I ( ZEEVAERT, 1980 )

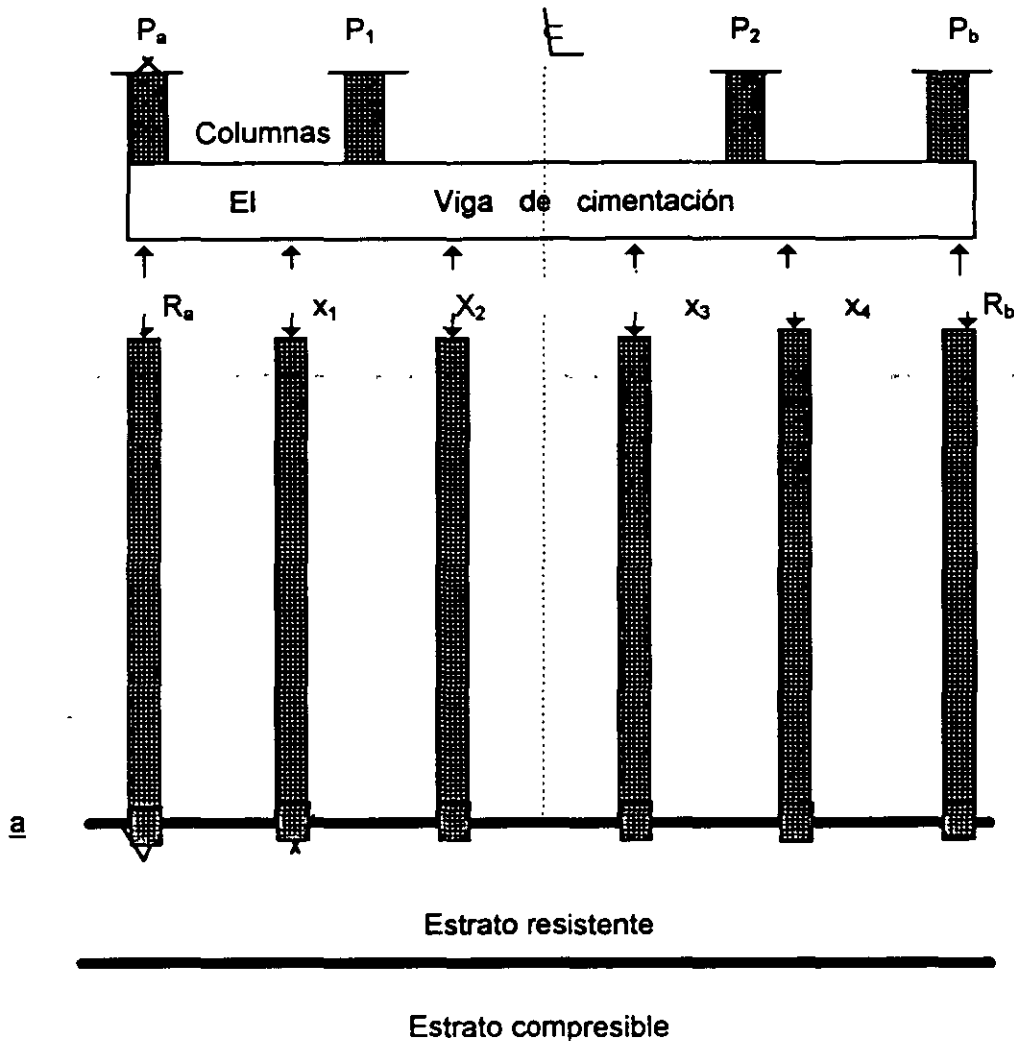


FIG. 6 CIMIENTACIÓN CON PILOTES. CASO II  
(ZEEVAERT, 1980)

### 3.2 Pilas o pilotes sujetos a cargas laterales

La construcción de estructuras marinas fuera de la costa ( offshore structures ) requiere el uso de cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes, y ha propiciado el desarrollo de métodos de análisis para estos elementos. Sobre todo cuando están sometidos a fuerzas laterales debidas a atraque de embarcaciones o efectos de oleaje. Uno de los primeros trabajos en este sentido es el de Matlock y Reese ( 1961 ), en el que establecen que para una solución racional de la interacción suelo-estructura es necesario que tanto las condiciones de equilibrio estático como la compatibilidad de deformaciones se deben cumplir en todas las partes del sistema estructura-suelo. Usualmente tratan la estructura y los pilotes como elementos linealmente elásticos, pero comentan que las características del suelo son marcadas no linealmente; la solución al

problema se alcanza mediante repetidos cálculos con la teoría de la elasticidad, con los valores de la rigidez del suelo ajustándolos a cada iteración.

Las características fuerza - deformación del suelo se tratan con una familia de curvas del tipo " p - y " , como las mostradas en la fig. 7, las cuales se obtienen a partir de las propiedades de cada suelo.

Matlock y Reese ( 1961 ) consideran al pilote como una viga, en la que se debe de cumplir la ecuación diferencial

$$EI \frac{d^4}{dx^4} = p \quad ( 16 )$$

En el suelo se requiere un módulo secante de deformación  $E_s$  ( correspondiente al nivel de esfuerzo con el que se esté trabajando ), el cual está dado por

$$E_s = -p / y \quad ( 17 )$$

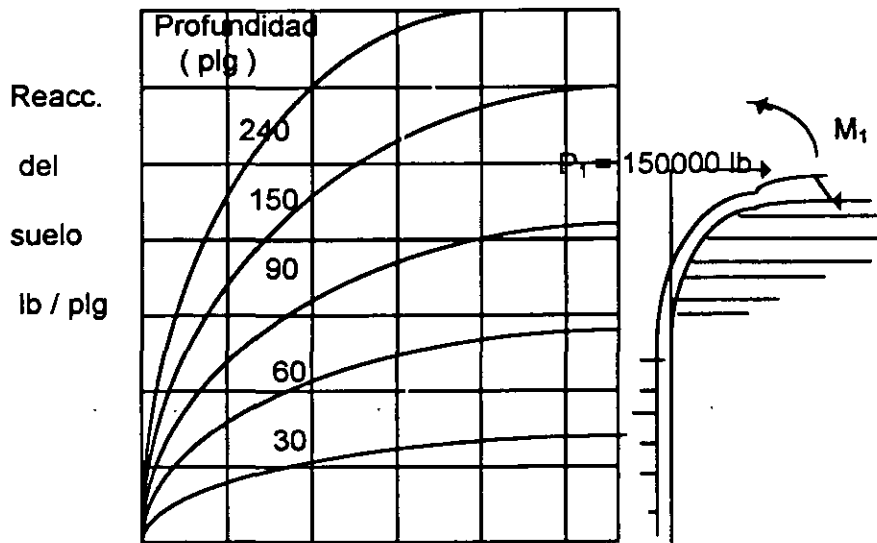
donde p es la reacción del suelo sobre el pilote, por unidad de longitud ( t/m, por ejemplo ), y " y " es el desplazamiento lateral del pilote. Combinando las ecs. 16 y 17 se obtiene la siguiente expresión

$$d^4 y / dx^4 + ( E_s / EI ) y = 0 \quad ( 18 )$$

La solución de la ec 18 se lleva a cabo con dos procedimientos. El primero consiste en suponer que  $E_s$  es proporcional a la profundidad  $E_s = k X$ . Mediante sucesivas soluciones de la ecuación diferencial se va logrando que la elástica de viga se asemeje lo más posible a la curva p - y determinada a partir de las propiedades del suelo. Esto es necesario debido a las característica no lineales de deformación del suelo. Estas solución se lleva a cabo con el auxilio de tablas y gráficas construidas ex - profeso para el caso.

El segundo procedimiento se emplea cuando se encuentran variaciones importantes en las propiedades del suelo, y cuando se requiere tomar en cuenta cambios en la rigidez del pilote, para lo cual se requiere el empleo de una computadora. Mediante soluciones sucesivas de la ecuación diferencial del pilote, haciendo repetidas referencias a la curva p - y del suelo, la computadora determina cada tramo elegido del pilote el valor del módulo de deformación del suelo que satisface las condiciones de compatibilidad y de equilibrio entre suelo, pilote y superestructura. Se toman en cuenta variaciones en las condiciones

de apoyo del pilote y el efecto de la posible socavación que se pudiera presentar en la parte superior del pilote. En la fig. 8 se presentan los resultados de la aplicación de los métodos usados por Matlock y Reese ( 1961 ).



y, deflexión lateral del pilote, plg

FIG. 7 CURVAS TÍPICAS  $p - y$ , DETERMINADAS PARA EL SUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES ( MATLOCK Y REESE, 1961 )

Momento flexionante,  $10^6$  plg . lb

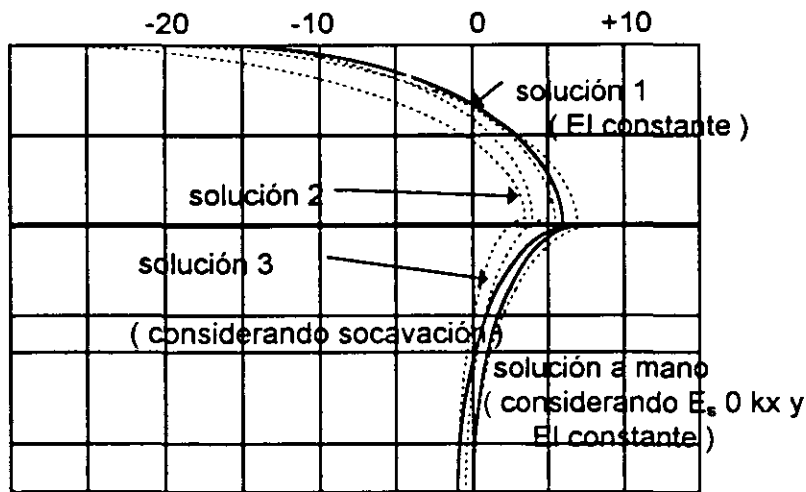


FIG. 8 COMPARACIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE, DE LA SOLUCIÓN A MANO CON: (a) SOLUCIÓN 1, CON COMPUTADORA, AJUSTANDO LOS VALORES DE  $E_s$  CON LA PROFUNDIDAD, y (b) SOLUCIÓN 2, TOMANDO ADEMÁS EN CUENTA LA VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ DEL PILOTE CON LA PROFUNDIDAD (MATLOCK Y REESE, 1961)

Debido a las cargas laterales sobre los pilotes , en la parte superior se alcanza con frecuencia el rango de comportamiento plástico del suelo en las curvas  $p - y$ , razón por la cual se han desarrollado los métodos para tomar en cuenta el comportamiento del suelo cerca de la falla, tanto para arcillas blandas ( Matlock, 1970 ), como para arenas ( Reese et al, 1974 ). En ambos casos se has comparado los resultados de las teorías con mediciones de campo y de laboratorio, obteniéndose en general acercamientos bastante satisfactorios a la realidad, sobre todo para fines prácticos.

También se ha empleado el método del elemento finito para tomar en cuenta, entre otros efectos, el desplazamiento relativo que puede ocurrir entre pilote y suelo durante la deformación lateral del elemento ( Yegian y Wright, 1973 ). También se puede tomar en cuenta la influencia de dos o de tres pilotes cercanos entre si ( Yegian y Wright, 1973 ); el número de pilotes a considerar es pequeño, dada la gran cantidad de elementos que se tendrían que trazar para un número mayor de pilotes.

Por su parte, Zeevaert ( 1980 ) presenta un método muy completo para el análisis de pilas o pilotes sujetos a cargas laterales. Considera cinco casos principales de análisis de una pila o pilote:

- i. Pilote libre de girar en sus extremos
- II. Pilote empotrado en la estructura de cimentación y libre de girar en al punta
- III. Pilote libre de girar en la cabeza y empotrado en la base
- IV. Pilote empotrado en ambos extremos con giro en la base
- V. Restricción parcial del giro en los extremos de una pila

Para la solución de estos problemas se emplea la Ecuación Matricial de Interacción Horizontal ( HEMI ), la cual depende de las condiciones de apoyo y de las características estructurales del pilote. Por otra parte, se obtiene la Ecuación Matricial de Desplazamientos Horizontales ( HEMA), la cual es función de las propiedades de deformación del suelo, considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo sobre el pilote con la masa de suelo, para lo que se emplea el módulo horizontal de cimentación  $K_i$ , definido de manera análoga a como se hizo en el inciso 2.1 de este trabajo. El procedimiento de Zeevaert ( 1980) para pilas o pilotes sometidos a cargas laterales es similar al descrito en el inciso 2.1, en el que se varían los valores de  $K_i$  mediante iteraciones hasta que se cumple la condición de compatibilidad de deformaciones entre pilote y suelo.

También se pueden combinar las matrices HEMI y HEMA, para hallar la matriz HEMISE, que permite resolver el problema de la interacción suelo - pilote sin necesidad de recurrir a iteraciones ( Zeevaert, 1980). En las figs. 9 y 10 se presenta la aplicación sometida a una carga lateral de 10 t.

La publicación del Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes ( 1983 ), de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, contiene los valores de coeficientes de reacción horizontal  $K_s$  dados por Terzaghi ( 1955), para suelos sin y con cohesión, así como un procedimiento aproximado, tomado de la Sociedad Geotécnica Canadiense ( 1978 ), que proporciona en forma gráfica las magnitudes de la flexión y del momento flexionante en función de la profundidad a lo largo del pilote., haciendo uso de la rigidez relativa del sistema pilote - suelo



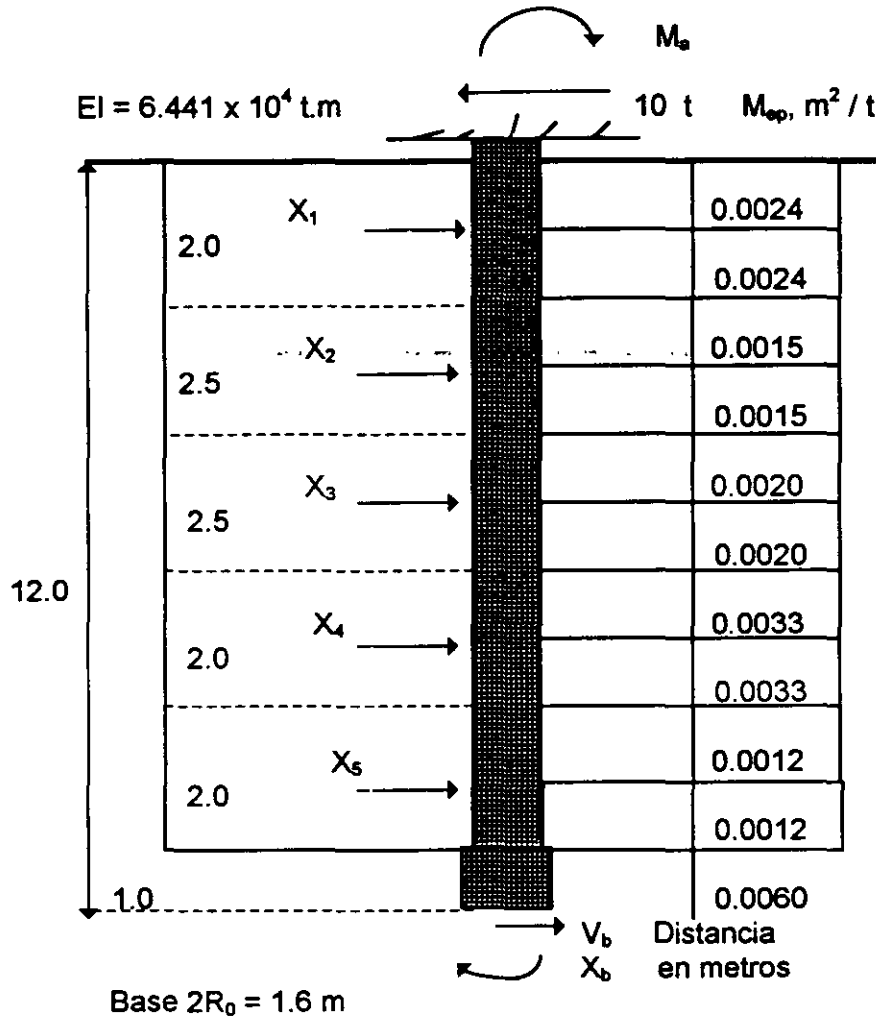


FIG. 9 PILA SUJETA A FUERZA HORIZONTALES (ZEEVAERT, 1980)

#### 4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN LA ESTRUCTURA Y EL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Como se ha podido observar en los incisos anteriores, al trabajar con la interacción suelo - estructura se toma en cuenta tanto la estructura como el terreno de cimentación, por lo que es necesario conocer las propiedades de ambos medios.

En estructuras de concreto reforzado se acepta el módulo de elasticidad del concreto tiende a disminuir con el tiempo. Así Flores Victoria ( 1968 ) señala que en edificios de concreto, el módulo de elasticidad puede tomarse del orden de  $3000 \sqrt{f'_c}$  al tener en cuenta que los asentamientos totales suceden a largo plazo. Nótese que este valor es bastante inferior al  $10000 \sqrt{f'_c}$  que usualmente se toma para cálculos a corto plazo.

Por su parte, Ellstein y Granados ( 1988 ) comentan que la magnitud de los asentamientos que determinan corresponde al 100 % de consolidación primaria, misma

que tardará un cierto tiempo en ocurrir. Las deformaciones de la estructura no son instantáneas sino diferidas y por tanto las propiedades elásticas de los materiales estructurales no son las medidas con las pruebas rápidas usuales; para el caso del concreto armado en la ciudad de México, el componente diferido puede ser tomado en cuenta por un factor menor de uno, probablemente del orden de 0.2 ó 0.25 ( Ellstein y Granados, 1988 ).

Puede observarse que en general existe coincidencia en señalar que el módulo de elasticidad del concreto se debe reducir en forma importante cuando se lleva a cabo la interacción suelo - estructura a largo plazo. La variación de los módulos de deformación es todavía más importante en el terreno de cimentación, sobre todo si se trata de suelos plásticos saturados, en los que la deformabilidad depende no sólo del nivel de esfuerzos sino también en forma importante del tiempo. En consecuencia, los módulos de deformación deben seleccionarse acordes con ambos factores: nivel de esfuerzos y tiempo.

El hecho de que el suelo tenga un comportamiento no lineal ha sido tomado en cuenta por la mayoría de los investigadores de la interacción suelo - estructura. Así, Chamecki ( 1956 ) trabaja con el índice de compresibilidad en una arcilla normalmente consolidada, al cual toma como una constante. Además, señala que el módulo de deformación de un suelo es función del estado de esfuerzo, siendo la derivada de la curva esfuerzo - deformación unitaria, con respecto al esfuerzo. Debido a que las relaciones esfuerzo - deformación en los suelos son no lineales, Chamecki ( 1956 ) propone un método iterativo para la resolución de la interacción suelo - estructura.

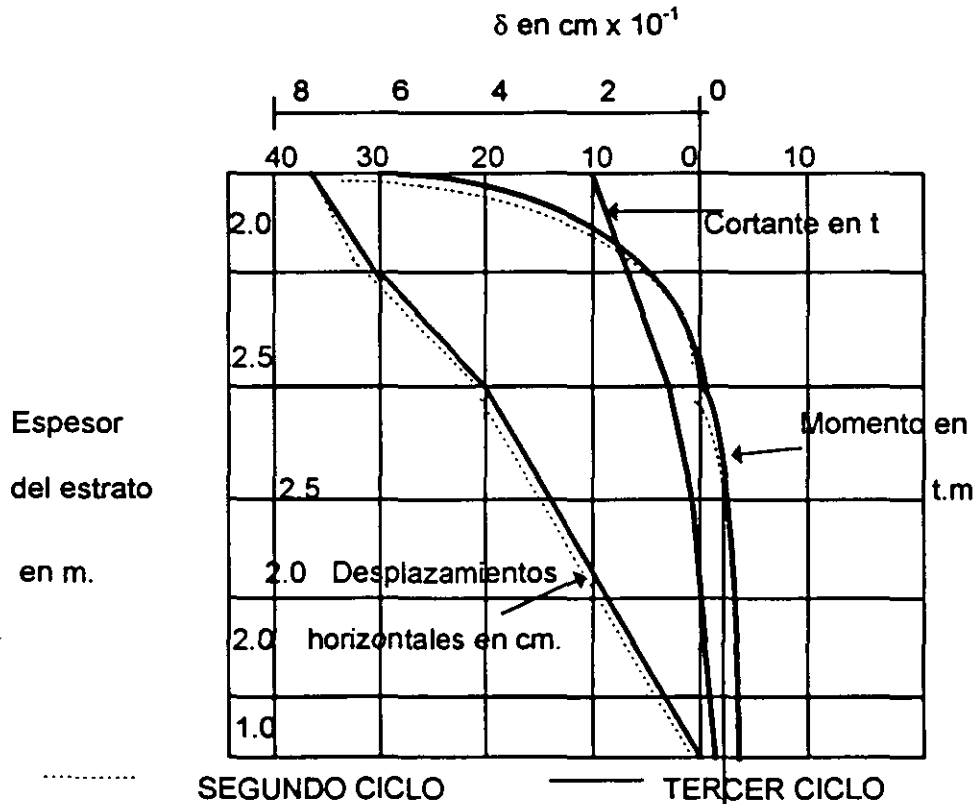


FIG. 10 CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES, Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PILA ( ZEEVAERT, 1980 )

Varios autores toman en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, proponiendo métodos iterativos para considerar este efecto ( Flores Victoria, 1968; Flores Victoria y Esteva, 1970 ), en los que utilizan criterios para acelerar la convergencia de los métodos.

El comportamiento no lineal del terreno de cimentación es considerado por Damy et al ( 1977 ) y Esteva et al ( 1977 ), al utilizar matrices secantes de rigideces en la estructura y de flexibilidades en el suelo, para cada iteración.

Zeevaert ( 1980 ) señala que las reacciones efectivas en la orilla de la cimentación pueden resultar altas, lo que origina un flujo viscoplástico, y consecuentemente un relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos lugares. El esfuerzo límite efectivo o respuesta máxima que puede admitirse en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación es igual a la resistencia de material, cuando se inicia un flujo viscoplástico incipiente ( sin necesariamente alcanzar la capacidad de carga última en el borde de la cimentación ). En suelos de alta sensibilidad podría establecerse la condición de que el esfuerzo máximo en el borde de la cimentación, en condiciones estáticas, no rebase el esfuerzo crítico ( o de preconsolidación ) correspondiente al quiebre de la curva de compresibilidad ( Zeevaert, 1980 ).

En pilotes sujetos a cargas laterales el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla: véanse las curvas p - y de la figura 7.

Inclusive, existen técnicas para tomar en cuenta el comportamiento plástico del terreno en estado de falla, tanto para suelos cohesivos ( Matclok, 1970 ) como para suelos friccionantes ( Reese et al, 1974 ).

## 5: APLICACIONES

Presentamos en este inciso algunas de las aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura.

En la fig. 11 se presenta una estructura reticular con una cimentación a base de una zapata corrida. ( Pozas, 1980 ). Empleando interacción suelo - estructura se obtiene los resultados mostrados en la fig. 12. Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos suponiendo una reacción uniforme, los cuales se muestran en la fig. 13. Como se puede observar los momentos en todos los nudos de la estructura difieren comparado ambos casos. En el nudo central inferior el momento con reacción uniforme es 31 % mayor que el que se obtiene tomando en cuenta la interacción suelo - estructura. En el nudo inferior izquierdo el momento es 320 % mayor con el primero que con el segundo método. Aun en la estructura se deja sentir el efecto de la rigidez de la estructura: el momento sobre el nudo de la izquierda del primer piso, debido a la columna inferior, cambia inclusive de sentido ( figs. 12 y 13 ). En resumen, los momentos flexionantes determinados con reacción uniforme difieren de los momentos obtenidos tomando en cuenta la interacción, tanto en la superestructura como en la subestructura. Esta variación ocurre tanto en la magnitud como en el sentido de los momentos, pues en uno de los nudos estos llegan a cambiar de signo, tal como puede verse comparando las figs. 12 y 13.

Otro caso real de aplicación de la interacción suelo - estructura es el correspondiente a zapatas corridas que se emplean para tomar fuerzas laterales debidas a sismo a través de muros de cortante que se unen a las zapatas en diferentes tramos. En la fig. 14 se muestran los resultados de un análisis de interacción suelo - viga flotante para una zapata de concreto reforzado. El módulo de elasticidad del concreto utilizado fue de  $1,581,000 \text{ t / m}^2$  y los momentos de inercia en los diferentes tramos se indican en la fig. 14. También pueden observarse las cargas que actúan en la zapata, así como la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En la misma figura están graficados los diagramas de reacciones y de hundimientos del terreno, sirviendo el primero de ellos para la determinación de los elementos mecánicos y del diseño estructural de la zapata y el segundo para el conocimiento de los asentamientos totales y diferenciales de la cimentación (-Deméneghi,-1990).- Puede observarse que en el contacto del terreno de cimentación con las zapatas se presentan, teóricamente, esfuerzos de tensión, es decir, se obtienen reacciones negativas, fenómeno debido a los momentos que transmiten los muros de cortante a la cimentación en uno de los extremos de las zapatas.

Otro ejemplo de interacción suelo - estructura consiste en el análisis de un marco estructural en el que se considera que sus apoyos tienen una rigidez al desplazamiento vertical y otra al giro; es decir, se considera por ejemplo un marco estructural cimentado en zapatas aisladas que pueden sufrir tanto un hundimiento vertical como un giro. En este sentido, este análisis es un poco más general que los análisis convencionales que suponen que los apoyos del marco estructural están empotrados o articulados en el terreno de cimentación. La forma de llevar a cabo el análisis de interacción suelo - estructura para este caso se presentó en el inciso 2.2 de este trabajo. En la fig. 15 se presenta la aplicación esta técnica a una estructura real, la cual está formada por una trabe de concreto reforzado de 0.5 m de ancho y de 2 m de peralte, apoyada sobre unas pilas de cimentación de concreto reforzado de diámetros de 1.12, 1.48 y 1.74 m. Las cargas que actúan sobre el marco se indican en la fig- 15.-Las pilas tienen los siguientes diámetros.

Pila	Diámetro, m
<u>1</u>	1.12
<u>2</u>	1.48
<u>3</u>	1.74

El terreno de cimentación es una toba de origen volcánico que se encuentra al poniente de la ciudad de México, que tiene un módulo de deformación del orden de 8,000 a 10,000 t/m<sup>2</sup>. El material comprendido entre la trabe superior y el nivel de desplante de las pilas es un relleno suelto cuya rigidez se desprecia para fines de análisis.

En la fig. 15 se muestran los momentos flexionantes en los módulos de elasticidad del concreto reforzado de 2,214,000 t/m<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad del terreno de cimentación de 8,000 t/m<sup>2</sup>. Se pueden observar las altas magnitudes de las fuerzas cortantes y en la fig. 17 las de las fuerzas normales en las pilas. Nótese la fuerte redistribución de cargas debido a la interacción suelo - estructura. Así, en la parte central de la estructura de la carga en un nudo es de 150 t, mientras que por el efecto combinado de rigidez de estructura y suelo la carga en la pila que está bajo el nudo aumenta hasta 302 t ( fig. 17 ); en el nudo vecino la carga concentrada es de 480 t, mientras que la carga en la pila de abajo disminuye a 350 t. Un fenómeno similar se presenta en el resto del marco.

Con el propósito de observar la influencia de un aumento en la rigidez del terreno y una disminución en la rigidez de la estructura, se llevó a cabo un segundo análisis incrementando el módulo de elasticidad del suelo del concreto a 1,265,000 t/m<sup>2</sup>. Los resultados se muestran en las figuras 18 a 20, para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, respectivamente. Como era de esperarse, la redistribución de carga es menor; así, en la fig. 20, en el nudo donde la carga concentrada es de 150 t, en la pila aumenta a 253 t (en el primer análisis aumenta hasta 302 t.). En el nudo vecino la carga concentrada de 480 t disminuye a 389 t. (en el primer análisis disminuyó a 359 t.). De todas formas, el efecto de la interacción suelo - estructura en este caso también es importante.

en el inciso ( e ) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con iteraciones es posible determinar su valor.

En consecuencia, en cimentaciones continuas no es posible asignar valores de K en función del tipo de suelo, como se pretende hacer en ocasiones en al práctica.

- g) En cimentaciones a base de zapatas aisladas, cuando no existe influencia de un cimiento sobre otro, ya sea por el tipo de terreno o por que estén las zapatas suficientemente separadas, se puede realizar la interacción suelo - estructura considerando módulos de reacción al desplazamiento vertical y al giro. En el inciso 2.2 se presentó un procedimiento que resuelve este caso, considerando las reacciones del suelo como cargas sobre la estructura.
- h) La comparación de resultados entre considerar una reacción uniforme y tomar en cuenta la interacción suelo - estructura exhibe diferencias notables en los diagramas de hundimientos diferenciales, reacción del terreno y elementos mecánicos ( momento flexionante y fuerza cortante ), en la mayoría de los casos. Se puede presentar inclusive en algunos casos cambio de sentido en los momentos flexionantes de la estructura de cimentación o de la superestructura.
- i) En cambio, la comparación entre observaciones de campo en estructuras reales con los métodos que toman en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación, ha dado resultados promisorios, pues los valores determinados con los métodos de interacción son similares a los valores medidos en campo.

Se han llevado a cabo mediciones en campo, en las cimentaciones reales, para verificar la validez de los análisis de interacción suelo - estructura. Mayerhof ( 1979 ) presenta los resultados que se escriben en los siguientes párrafos.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la esquina y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría ( fig. 21; Meyerhf, 1979 ) . Las mediciones anteriores-también-han-mostrado-que-la-heterogeneidad-local-de-las-propiedades-del-suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata ). Por otro lado, las mediciones indican que el máximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En la fig. 22 y 23 se presentan resultados ( Meyerhof, 1979 ) de mediciones en estructuras reales de gran tamaño ( en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos ). El análisis de las dos figuras permite afirmar que los valores teóricos determinados empleando los métodos de interacción suelo - estructura, es decir, considerando la rigidez de la estructura, son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante ).

## 6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo - estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema, En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura ( con todos sus pisos ) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano ( quizá por facilidad de exposición ), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas del cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo - estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo - estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC ), con las que se cuenta en la s oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo - estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con e nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo - estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido lo expuesto en el inciso ( e ) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con iteraciones es posible determinar su valor.



## 6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo - estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema, En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura ( con todos sus pisos ) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano ( quizá por facilidad de exposición ), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas del cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse ala interacción suelo - estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo - estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC ), con las que se cuenta en la s oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo - estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con e nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo - estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido lo expuesto

## 7. REFERENCIAS

Chamecki, S ( 1956 ), " Structural rigidity in calculating settlements " Journal of the Soils Mech Found Division, Proc ASCE, Vol. 88 No SMI, enero

Damy, J. Esteva, L y Guerra, ( 1977 ), "Métodos incrementales en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible", Memoria del 1er Congreso Nacional sobre Ing. Estructural, Soc. Mex de Ing. Estructural, México, DF.

Manual de Diseño de obras Civiles. C.2.2 Diseño Estructural de Cimentaciones 1980 ). Comisión Federal de Electricidad.

Matlock, H ( 1970 ). "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay" .Proceedings of the Fifth Int Conf of Soil Mech and Found Eng. París, pp 17 -22, july

Meyerhof, G. G ( 1979 ), "Soil - structure interaction and foundations " .Memorias del VI Congreso Panamericano de Mec. De Suelos e Ing. De Cimentaciones. Vol. I, pp 109 - 140, Lima Perú.

Reese, Ic. Cox, W. R y Koop, F.D. ( 1974 ). "Analysis of laterally loaded piles in sand". Sixth Annual Offshore Technology Conf, Houston, Tex, may.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos ( 1983 ). Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. México. ( Elaborado por el Instituto de Ingeniería y Sólum )

Yegian, M y Wright, S. G ( 1973 )." Lateral soil resistance - Displacement relationships for pile foundations in soft clays ".Fifht Annual Offshore Technology Conf.Houston, Tex, april - may.

Zeevaert, L ( 1983 ), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold, New York.

Zeevaert, L ( 1980 ).Interacción Suelo - Estructura de Cimentación. Limusa

Zeevaert, L ( 1983 ), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.2nd edition, Van Nostrand Reinhold, New York.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

# CURSOS ABIERTOS

## DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

MÉTODOS DE RIGIDECES, MARCOS PLANOS CON  
BARRAS INCLINADAS

EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003

MÉTODO DE RIGIDECES  
MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

Agustin Deméneghi Colina\*

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura está empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde

- $\underline{K}$  = matriz de rigideces de la estructura
- $\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos
- $\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento
- $\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida  $w$  (fig 1). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig 2): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamiento horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b).

\* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Demos un giro  $\theta'_p$  en el extremo izquierdo de la barra. En la fig 3a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la fig 3b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro  $\theta'_q$  en el extremo derecho. Las figs 3c y 3d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical  $\delta'_r$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical  $\delta'_s$  en el nudo derecho, respectivamente. Las figs 3e y 3f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal  $\delta'_u$  en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal  $\delta'_v$  en el nudo derecho. Las figs 3g y 3h contienen los momentos producidos por un giro de torsión  $\theta'_a$  en el nudo izquierdo y un giro de torsión  $\theta'_b$  en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra  $m$  valen

$$M'_p = wL^2/12 + (4EI/L) \theta'_p + (2EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (2)$$

$$M'_q = -wL^2/12 + (2EI/L) \theta'_p + (4EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (3)$$

$$V'_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta'_p - (6EI/L^2) \theta'_q + (12EI/L^3) \delta'_r - (12EI/L^3) \delta'_s \quad (4)$$

$$V'_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta'_p + (6EI/L^2) \theta'_q - (12EI/L^3) \delta'_r + (12EI/L^3) \delta'_s \quad (5)$$

$$N'_u = (AE/L) \delta'_u - (AE/L) \delta'_v \quad (6)$$

$$N'_v = - (AE/L) \delta'_u + (AE/L) \delta'_v \quad (7)$$

$$M'_a = (GI_t/L) \theta'_a - (GI_t/L) \theta'_b \quad (8)$$

$$M'_b = - (GI_t/L) \theta'_a + (GI_t/L) \theta'_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones  $b$  por  $h$ , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al 1970)

$$I_t \approx \frac{h b^3}{3} \left[ 1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \left( \frac{b}{h} \right)^5 \right] \quad (10)$$

$$h \geq b$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e)'_m \quad (11)$$

donde

$$\underline{K}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p & \theta'_q & \delta'_r & \delta'_s & \delta'_u & \delta'_v & \theta'_a & \theta'_b \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$(\underline{P}^e)'_m = \begin{bmatrix} WL^2/12 \\ -WL^2/12 \\ -WL/2 \\ -WL/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$\underline{K}'_m$  = matriz de rigidez de la barra  $m$

$\underline{\delta}'_m$  = vector de desplazamientos de la barra  $m$

$(\underline{P}^e)'_m$  = vector de cargas de empotramiento de la barra  $m$

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí (fig 4); en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En la fig 5 se presenta la transformación de un vector del sistema global x-y al sistema local x'-y'. Aplicando las ecuaciones de la fig 5 a la barra inclinada de la fig 6 (despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical):

$$\begin{aligned}
 \theta'_p &= \theta_p & \theta'_q &= \theta_q \\
 \delta'_r &= \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \\
 \delta'_s &= \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \\
 \delta'_u &= \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \\
 \delta'_v &= \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \\
 \theta'_a &= \theta''_a \cos \alpha \\
 \theta'_b &= \theta''_b \cos \alpha
 \end{aligned}$$

Aplicando las expresiones de la fig 5 a la barra de la fig 7:

$$\begin{aligned}
 \theta'_p &= \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \\
 \theta'_q &= \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \\
 \theta''_a &= \theta_p \sin \beta + \theta_a \cos \beta \\
 \theta''_b &= \theta_q \sin \beta + \theta_b \cos \beta
 \end{aligned}$$

Sean

$$\delta'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

Es decir

$$\underline{\delta}'_M = \underline{T}_M \underline{\delta}_M \quad (17)$$

donde

$$\underline{T}_M = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & 0 \\ 0 & \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (18)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (19)$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (20)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (21)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (22)$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (23)$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (24)$$

$$\theta'_a = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (25)$$

$$\theta'_b = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (26)$$



En el sistema local x'-z' (fig 6)

$$\underline{P}' = \underline{K}' \underline{\delta}' + (\underline{P}^c)'$$
 (27)

Pero

$$(\underline{P}^c)' = \underline{T}_m \underline{P}^c$$
 (28)

y

$$\underline{P}' = \underline{T}_m \underline{P}$$
 (29)

Sustituyendo la ec 29 en la ec 27

$$\underline{T}_m \underline{P} = \underline{K}' \underline{\delta}' + (\underline{P}^c)'$$
 (30)

Sustituyendo las ecs 17 y 28 en la ec 30

$$\underline{T}_m \underline{P} = \underline{K}' \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{T}_m \underline{P}^c$$

Premultiplicando por  $\underline{T}_m^{-1}$

$$\underline{P} = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}' \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c$$

donde

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\cos \alpha} & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta}{\cos \alpha} \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\cos \alpha} & 0 \\ 0 & -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\cos \alpha} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix}$$
 (31)

En el sistema global

$$\underline{P} = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c$$
 (32)

donde

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}' \underline{T}_m$$
 (33)

Sustituyendo las ecs 12, 18 y 31 en la ec 33, se obtiene la matriz  $\underline{K}_m$ , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}^{-1} (\underline{P}_m^c)' \quad (34)$$

Para una barra sometida a una carga uniforme  $w$  en el sistema local  $x'-z'$ , el vector  $\underline{P}_m^c$  vale

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{bmatrix} \quad (35)$$

La ec 33 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ . Las ecs 34 ó 35 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ .

En resumen, primero se utilizan la tabla 1 y las 34 ó 35 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global  $x-y-z$  (vector  $\underline{\delta}$ ). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ec 17 ó las ecs 19 a 26:

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (\text{ec } 17)$$

A continuación, los elementos mecánicos en la barra  $m$  se determinan con la ec 11 ó con las ecs 2 a 9:

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}_m^c)' \quad (\text{ec } 11)$$

Ejemplo 1

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura la fig 8a.

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 8b). En este ejemplo no se toman en cuenta los efectos de torsión ( $\beta = 0$ ).

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_u$	$\delta_v$	$\alpha$
							Grados
1	$\theta_5$	$\theta_{11}$	$\delta_1$	$\delta_7$	$\delta_3$	$\delta_9$	68.2
2	$\theta_{11}$	$\theta_{12}$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	0
3	$\theta_6$	$\theta_{12}$	$\delta_2$	$\delta_8$	$\delta_4$	$\delta_{10}$	111.8

Empleando la tabla 1 se obtienen las matrices de rigidez de las barras 1, 2 y 3, las cuales se muestran en las tabla 2. La matriz de rigidez de la estructura completa en el sistema global es la suma de las matrices de todas y cada una de las barras.

Sumando las matrices de las barras 1, 2 y 3 (tabla 2) obtenemos

$$\underline{K} = \begin{bmatrix}
 \delta_7 & \delta_8 & \delta_9 & \delta_{10} & \theta_{11} & \theta_{12} \\
 32578.02 & -664.2 & 12719.58 & 0 & -1877.77 & -1992.6 \\
 -664.2 & 32578.02 & 0 & -12719.58 & 1992.6 & 1877.77 \\
 12719.58 & 0 & 71622.66 & -66420 & -287.08 & 0 \\
 0 & -12719.58 & -66420 & 71622.66 & 0 & -287.08 \\
 -1877.77 & 1992.6 & -287.08 & 0 & 9080.45 & 3985.2 \\
 -1992.6 & 1877.77 & 0 & -287.08 & 3985.2 & 9080.45
 \end{bmatrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \\ 0 \\ 24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} \qquad \underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \qquad \text{(ec 1)}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_7 &= 0.00080245 \text{ m} & \delta_8 &= 0.00080245 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.00008378 \text{ m} & \delta_{10} &= 0.00008378 \text{ m} \\ \theta_{11} &= -0.00473308 & \theta_{12} &= 0.00473308 \end{aligned}$$

Además  $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \theta_5 = \theta_6 = 0$

Los elementos mecánicos en cada barra se hallan con el empleo de la ec 11:

$$P'_1 = K'_1 \delta'_1 + (P_1^c)' \quad (\text{ec 11})$$

Las matrices de cada barra en el sistema local ( $K'_m$ ) se obtienen con la ec 12. En la tabla 3 se exhiben estas matrices para las tres barras de la estructura.

El vector de desplazamientos  $\delta'_m$  se halla con el uso de las ecs 19 a 26, mientras que los elementos mecánicos en cada barra (sistema local) se determinan con el empleo de las ecs 2 a 9. La tabla 4 contiene el cómputo de desplazamientos y elementos mecánicos para las barras 1, 2 y 3.

### Ejemplo 2

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 9a. Despreciar el fenómeno de acortamiento de barras.

### Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 9b):

#### SISTEMA GLOBAL x-y

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$
1	-	$\theta_2$	-	$\delta_1$	-	$\theta_3$
2	$\theta_2$	-	$\delta_1$	-	$\theta_3$	-

#### SISTEMA LOCAL x'-y'

Barra	$\theta'_p$	$\theta'_q$	$\delta'_r$	$\delta'_s$	$\theta'_a$	$\theta'_b$
1	-	$\theta'_2$	-	$\delta'_1$	-	$\theta'_3$
2	$\theta'_3$	-	$\delta'_1$	-	$\theta'_2$	-

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -48 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec 1})$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.09671 \cdot \pi \\ \theta_2 &= -0.020194 & \theta_3 &= -0.020194 \end{aligned}$$

Para obtener los elementos mecánicos en las barras, trabajamos en el sistema local, en el que las matrices  $\underline{K}'_m$  valen (ec 12):

$$\underline{K}'_1 = \begin{bmatrix} & \theta'_2 & & \delta'_1 & & \theta'_3 \\ 7970.40 & & & 1992.60 & & 0 \\ 1992.60 & & & 664.20 & & 0 \\ 0 & & & 0 & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}'_2 = \begin{bmatrix} & \theta'_3 & & \delta'_1 & & \theta'_2 \\ 7970.40 & & & 1992.60 & & 0 \\ 1992.60 & & & 664.20 & & 0 \\ 0 & & & 0 & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ec 11

Los desplazamientos están relacionados entre sí, de acuerdo con las ecs 19 a 26

Barra 1

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = \theta_3$$

Barra 2

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = -\theta_3$$

Las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento en el sistema global, se hallan con los valores de la tabla 1 y las ecs 34 ó 35:

$$K_1 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \\ & 7970.40 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & 0 & & & \\ & & \delta_1 & & \\ & & 1992.60 & & \\ & & 0 & & \\ & & 0 & & \theta_3 \\ & & & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_1^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \\ & 384.38 & & & \\ & 0 & & & \\ & 0 & & & \\ & & \delta_1 & & \\ & & 0 & & \\ & & 664.20 & & \\ & & 1992.60 & & \theta_3 \\ & & 7970.4 & & \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras, es decir

$$K = \begin{bmatrix} & \delta_1 & & & \\ & 1328.40 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & 1992.60 & & & \\ & & \theta_2 & & \\ & & 1992.60 & & \\ & & 8354.78 & & \\ & & 0 & & \theta_3 \\ & & & & 8354.78 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

Barra 1

$$M'_2 = 7.75 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 0$$

$$M'_3 = - 7.76 \text{ t.m}$$

Barra 2

$$M'_3 = - 7.75 \text{ t.m}$$

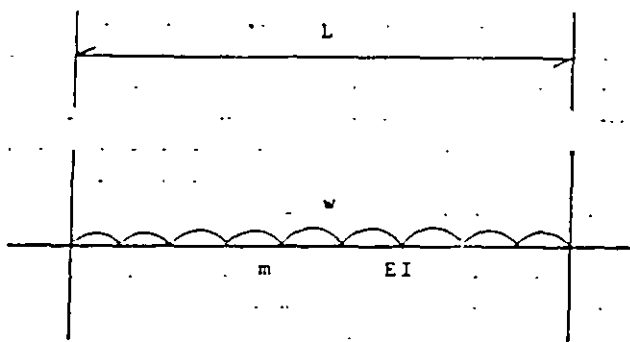
$$V'_1 = 0$$

$$M'_2 = - 7.76 \text{ t.m}$$

Los momentos obtenidos son de barra sobre nudo; éstos se exhiben en la fig 9c.

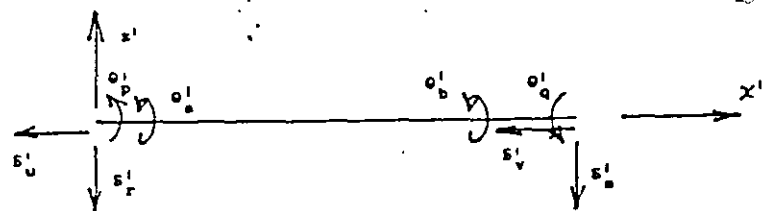
#### REFERENCIA

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970

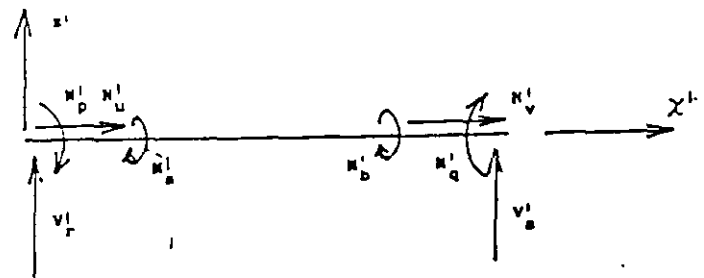


Barra m

FIGURA 1



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos  
(barra sobre nudo)

CONVENCIÓN DE SIGNOS

(ADSMRI9)

FIGURA 2

TABLA 1

NOMBRE: MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA INCLINADA

FECHA: 23/04/96

PROGRAMA: MARIGBI

Sean	$D = 4 EI/L$ $F = GI/L$	$H = 6 EI/L^2$		$N = 12 EI/L^3$		$Q = AE/L$		
	$SA = \text{sen } A$ $CA = \text{cos } A$	$S2A = \text{sen}^2 A$ $C2A = \text{cos}^2 A$		$SB = \text{sen } B$ $- CB = \text{cos } B$		$S2B = \text{sen}^2 B$ $C2B = \text{cos}^2 B$		
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb	
$\eta C2B$ $F S2B$	$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$- H CB CA$	$H CB CA$	$H CB SA$	$- H CB SA$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F SB CB$	tp
$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$D C2B$ $+ F S2B$	$- H CB CA$	$H CB CA$	$H CB SA$	$- H CB SA$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	tq
$- H CA CB$	$- H CA CB$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$H CA SB$	$H CA SB$	dr
$H CA CB$	$H CA CB$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- H CA SB$	$- H CA SB$	ds
$H SA CB$	$H SA CB$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$- H SA SB$	$- H SA SB$	du
$- H SA CB$	$- H SA CB$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$H SA SB$	$H SA SB$	dv
$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$H CA SB$	$- H CA SB$	$- H SA SB$	$H SA SB$	$D S2B$ $+ F C2B$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	ta
$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$H CA SB$	$- H CA SB$	$- H SA SB$	$H SA SB$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	$D S2B$ $+ F C2B$	tb



TABLA 2

NOMBRE: CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA INCLINADA

FECHA: 23/04/96

PROGRAMA: MARIBI43

11

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 1

tp	5	11	7	1	3	9	ta	tb
1110.049	555.0247	-114.832	114.8326	287.0818	-287.081	0	0	0 tp
555.0247	1110.049	-114.832	114.8326	287.0818	-287.081	0	0	0 tq
-114.832	-114.832	31913.82	-31913.8	12719.58	-12719.5	0	0	0 dr
114.8326	114.8326	-31913.8	31913.82	-12719.5	12719.58	0	0	0 ds
287.0818	287.0818	12719.58	-12719.5	5202.665	-5202.66	0	0	0 du
37.081	-287.081	-12719.5	12719.58	-5202.66	5202.665	0	0	0 dv
0	0	0	0	0	0	0	0	0 ta
0	0	0	0	0	0	0	0	0 tb

5  
11  
1  
7  
3  
9

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 2

tp	11	12	7	8	9	10	ta	tb
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	0	0	0	0	0 tp
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	0	0	0	0	0 tq
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	0	0	0	0	0 dr
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	0	0	0	0	0 ds
0	0	0	0	66420	-66420	0	0	0 du
0	0	0	0	-66420	66420	0	0	0 dv
0	0	0	0	0	0	0	0	0 ta
0	0	0	0	0	0	0	0	0 tb

11  
12  
7  
8  
9  
10

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 3

tp	6	12	2	8	4	10	ta	tb
1110.049	555.0247	114.8326	-114.832	287.0818	-287.081	0	0	0 tp
555.0247	1110.049	114.8326	-114.832	287.0818	-287.081	0	0	0 tq
114.8326	114.8326	31913.82	-31913.8	-12719.5	12719.58	0	0	0 dr
-114.832	-114.832	-31913.8	31913.82	12719.58	-12719.5	0	0	0 ds
287.0818	287.0818	-12719.5	12719.58	5202.665	-5202.66	0	0	0 du
-287.081	-287.081	12719.58	-12719.5	-5202.66	5202.665	0	0	0 dv
0	0	0	0	0	0	0	0	0 ta
0	0	0	0	0	0	0	0	0 tb

6  
12  
2  
8  
4  
10

TABLA 3

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 1

	5	11	1	7	3	9				
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'			
1110.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0	dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0	ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0	du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0	dv'	9
0	0	0	0	0	0		0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0	tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 2

	11	12	7	8	9	10				
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	GL		
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6		0	0	0	0	tp'	11
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6		0	0	0	0	tq'	12
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2		0	0	0	0	dr'	7
1992.6	1992.6	-664.2	664.2		0	0	0	0	ds'	8
0	0	0	0	66420	-66420		0	0	du'	9
0	0	0	0	-66420	66420		0	0	dv'	10
0	0	0	0	0	0		0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0	tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 3

	6	12	2	8	4	10				
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'			
10.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0	dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0	ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0	du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0	dv'	9
0	0	0	0	0	0		0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0	tb'	

TABLA 4

stema local  
arra 1

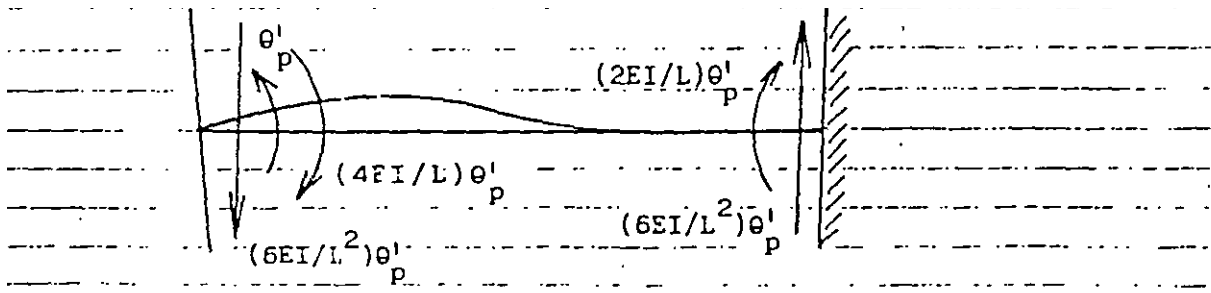
p'	5 tq'	11 dr'	1 ds'	7 du'	3 dv'	9 ta'	tb'	
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -2.51077 Mp'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -5.13775 Mq'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 1.420296 Vr'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vs'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Mb'

stema local  
arra 2

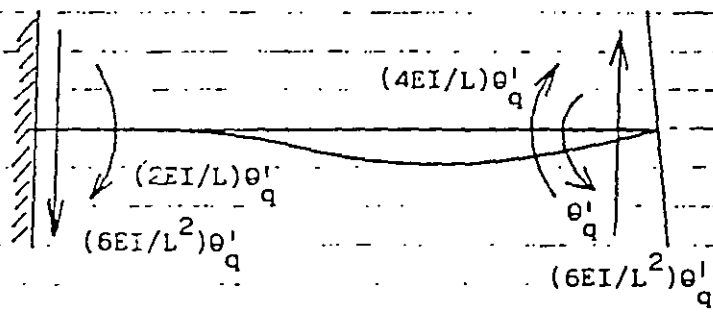
p'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 5.137729 Mp'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 -5.13772 Mq'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 24 Vr'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 24 Vs'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 -11.1293 Vu'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 11.12933 Vv'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 0 Ma'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083		0	0 0 Mb'

stema local  
arra 3

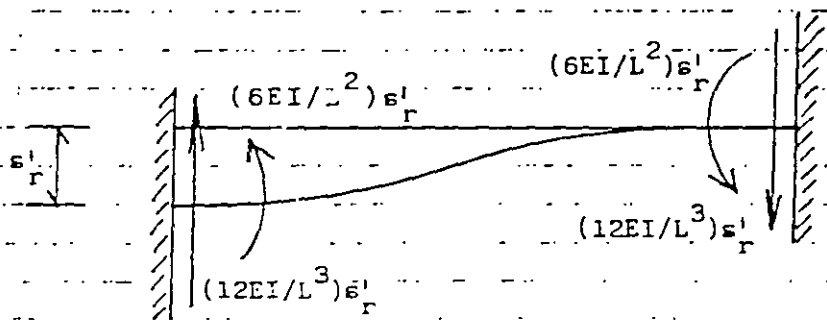
p'	5 tq'	11 dr'	1 ds'	7 du'	3 dv'	9 ta'	tb'	
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 2.510777 Mp'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 5.137754 Mq'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vr'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 1.420296 Vs'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Mb'



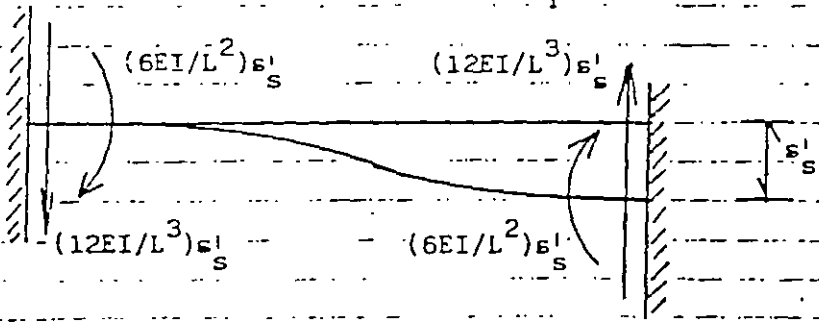
a) Giro  $\theta_p'$



b) Giro  $\theta_q'$



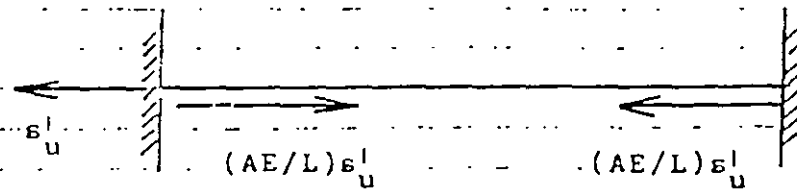
c) Desplazamiento  $s_r'$



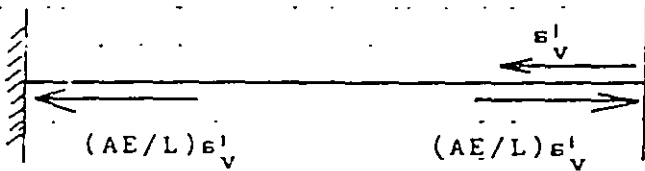
d) Desplazamiento  $s_s'$

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

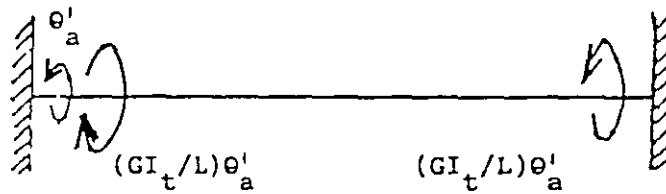
FIGURA 3



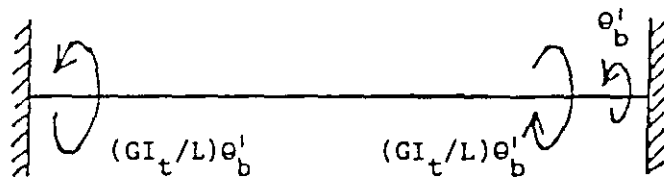
e) Desplazamiento  $s'_u$



f) Desplazamiento  $s'_v$



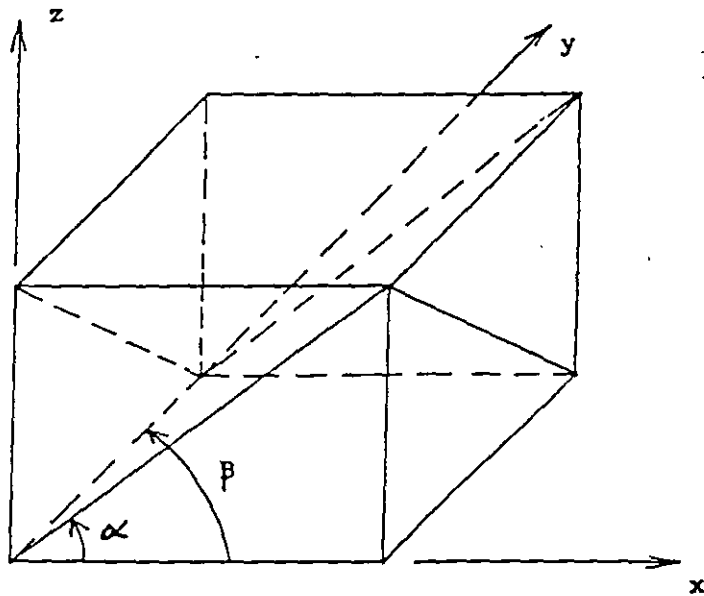
g) Giro  $\theta'_a$



h) Giro  $\theta'_b$

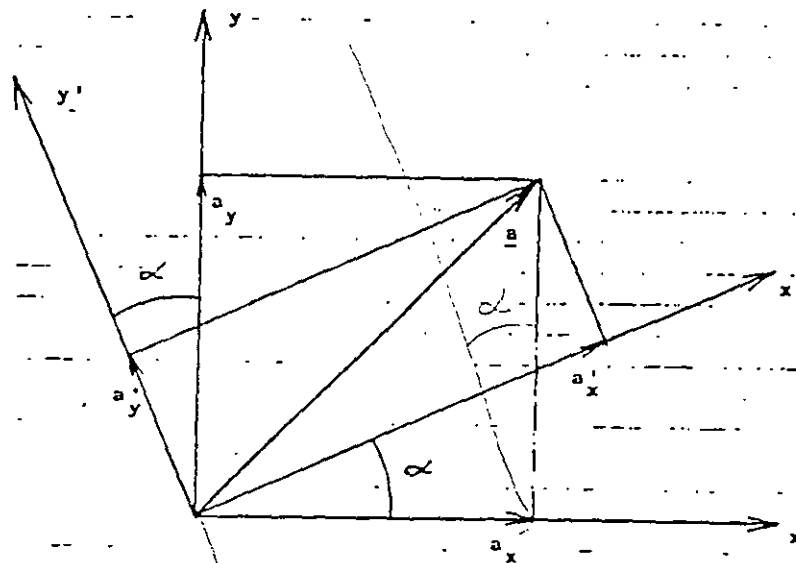
ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR  
DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

FIGURA 3



MARCOS PLANOS ORTOGONALES ENTRE SÍ

FIGURA 4

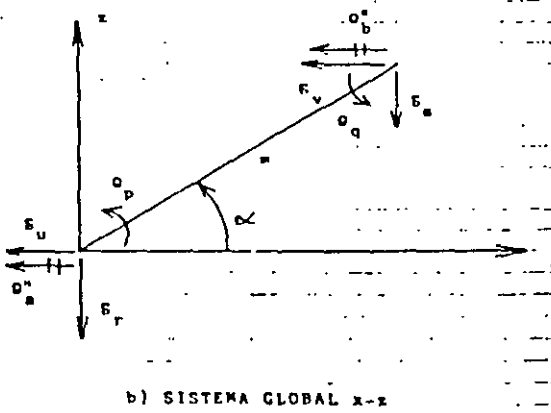
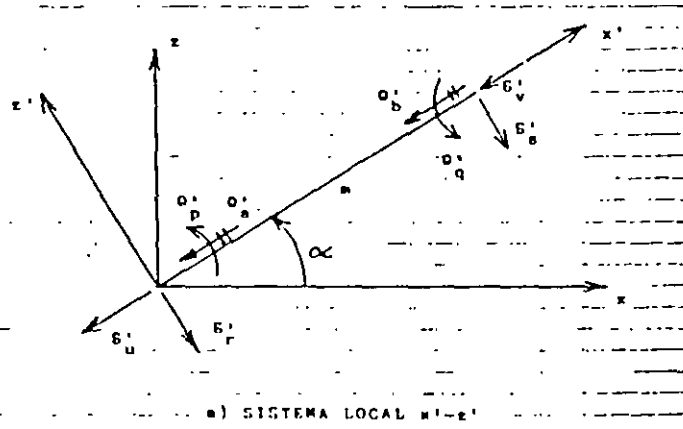


$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \operatorname{sen} \alpha$$

$$a'_y = -a_x \operatorname{sen} \alpha + a_y \cos \alpha$$

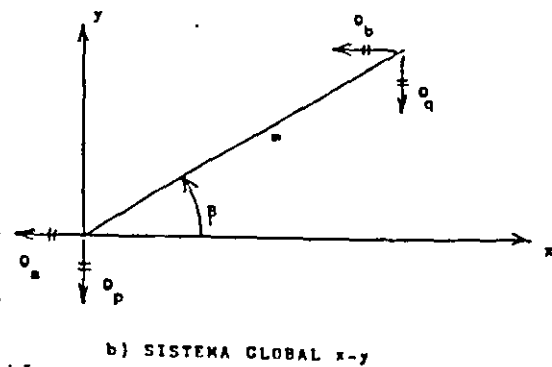
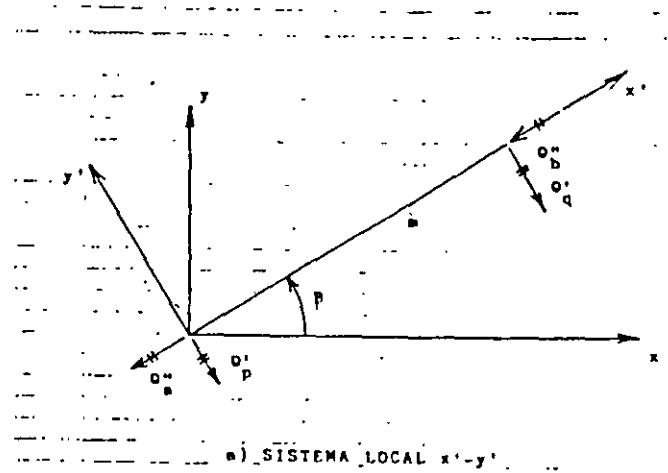
TRANSFORMACIÓN DE UN VECTOR DEL SISTEMA GLOBAL x-y AL SISTEMA LOCAL x'-y'

FIGURA 5



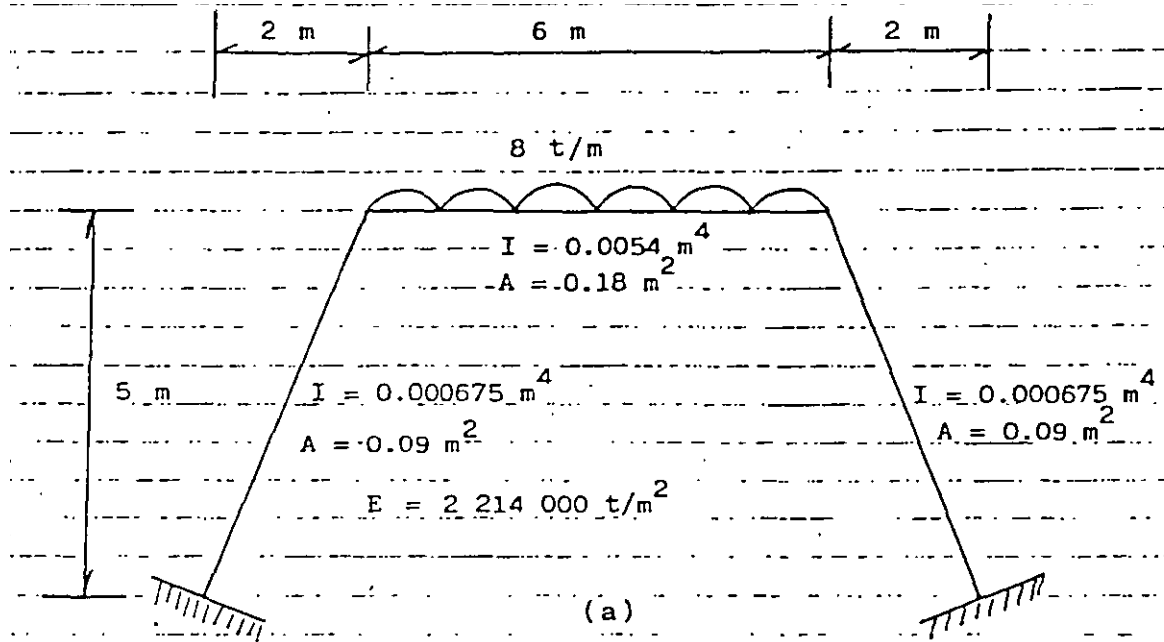
DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

FIGURA 6

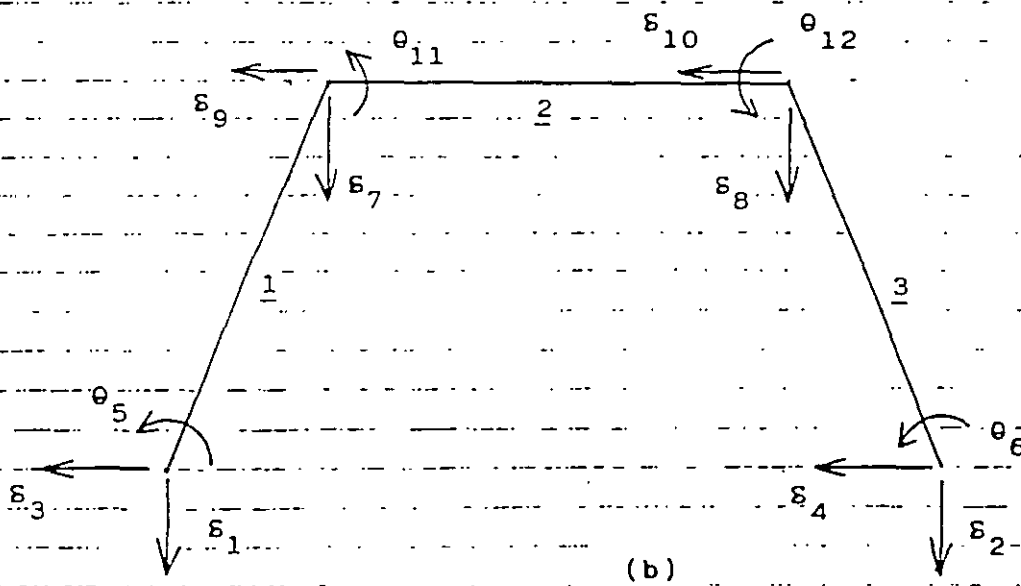


GIROS DE LA BARRA PARALELOS AL PLANO  $x-y$

FIGURA 7



GEOMETRÍA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (EJEMPLO)



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

FIGURA 8



# Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras

Static soil-structure interaction, considering torsion and compression of bars

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

**RESUMEN.** Se presenta un procedimiento para el análisis de la interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, considerando el efecto de acortamiento de barras y de torsión, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

## 1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas: sin embargo, algunos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones, de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, lo cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales y superponer los efectos para representar el fenómeno tridimensional, pero aún así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura (considerando efectos adicionales de acortamiento de barras y de torsión) y todos los estratos de suelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

## 2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Emplearemos el método de rigideces para llevar a cabo el análisis estructural. En este método, la ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde  $\underline{K}$  = matriz de rigidez de la estructura  
 $\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos  
 $\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento  
 $\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa se obtienen mediante la suma de las matrices de rigidez y de los vectores de cargas, respectivamente, de todas y cada una de las barras que forman la estructura.

Hallemos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida al sistema de cargas mostrado en la fig 1. Los desplazamientos de la barra se indican en la fig 2a; los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b). Dando a la barra los desplazamientos indicados en la fig 2a, aparecen en dicha barra los elementos mecánicos dados por la siguiente ecuación:

$$\underline{P}_m' = \underline{K}_m' \underline{\delta}_m' + (\underline{P}_m')^e \quad (2)$$

donde

$$P_m' = \begin{Bmatrix} M_p' \\ M_q' \\ V_r' \\ V_s' \\ N_u' \\ N_v' \\ M_a' \\ M_b' \end{Bmatrix} \quad \delta_m' = \begin{Bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{Bmatrix}$$

La matriz de rigidez  $K_m'$  de la barra se muestra en la tabla 1. El vector de cargas de empotramiento vale

$$(P_m')^e = \begin{Bmatrix} wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ -wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí, en los que en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En las barras inclinadas de las figs 3 y 4, los desplazamientos del sistema local están relacionados con los desplazamientos del sistema global mediante las siguientes expresiones

$$\theta_p' = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (4)$$

$$\theta_q' = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (5)$$

$$\delta_r' = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (6)$$

$$\delta_s' = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (7)$$

$$\delta_u' = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (8)$$

$$\delta_v' = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (9)$$

$$\theta_a' = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (10)$$

$$\theta_b' = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (11)$$

En el sistema global

$$P_m = K_m \delta_m + P_m^e \quad (12)$$

en que la matriz  $K_m$  está dada en la tabla 2.

En una barra inclinada sometida a carga uniforme  $w$  en el sistema local  $x'-z'$ , el vector  $P_m^e$  en el sistema global vale

$$P_m^e = \begin{Bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{Bmatrix} \quad (13)$$

La matriz  $K_m$  de la tabla 2 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ . La ec 13 proporciona el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada  $m$ , para el sistema coordenado general  $x-y-z$ .

La secuencia de cálculo es la siguiente: primero se emplean las ecs 12 y 13 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de cada una de las barras en el sistema global. Como mencionamos antes, la matriz de rigideces de la estructura completa se halla mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura. La determinación de los elementos mecánicos en la barra  $m$  requiere de la previa determinación de sus desplazamientos en el sistema local, con el empleo de las ecs 4 a 11. A continuación, los elementos mecánicos en la barra  $m$  se hallan con la ec 2:

$$P_m' = K_m' \delta_m' + (P_m')^e \quad (2)$$

donde  $K_m'$  y  $(P_m')^e$  están dados en la tabla 1 y en la ec 3, respectivamente.

### 3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMEN- TACIÓN

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción  $r_k$  actuando en la superficie (fig 5), la presión vertical vale  $r_k d_k / a_k$ , donde  $d_k$  y  $a_k$  son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor  $H_j$ , debida a la carga  $r_k$  vale

$$\delta_{jk} = (1/E_{\beta j}) H_j \sigma_{mjk}$$

Pero

$$\sigma_{mjk} = I_{jk} r_k d_k / a_k$$

donde  $I_{jk}$  es el valor de influencia, el cual está dado por el esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$  (Zeevaert 1973).

$E_{\beta j}$  es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que produce. En consecuencia



$$P^c = \begin{matrix} & \begin{matrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{matrix} & \begin{matrix} GL \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \\ \vdots \end{matrix} \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 1 y tomando en cuenta que por simetría

$$\delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 \quad \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8$$

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

$$\theta_{10} = \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27}$$

$$\theta_{13} = \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representa el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de libertad 1:

$$773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} + 3.494 r_1 + 0.8062 r_2 - 3.44 \cdot 9.6 = 0 \quad (a)$$

Grado de libertad 2

$$-773.14 \delta_1 + 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_3 + 1662.24 \theta_{10} - 186.23 \theta_{13} + 0.8062 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_3 - 6.88 = 0 \quad (b)$$

Grado de libertad 5

$$-346.48 \delta_2 + 346.48 \delta_3 + 744.92 \theta_{13} + 1.6124 r_2 + 6.988 r_3 - 13.76 = 0 \quad (c)$$

Grado de libertad 10

$$-831.12 \delta_1 + 831.12 \delta_2 + 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{13} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 + 1.233 = 0 \quad (d)$$

Grado de libertad 13

$$-186.23 \delta_2 + 186.23 \delta_3 - 620.46 \theta_{10} + 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_3 + 2.465 = 0 \quad (e)$$

b) Cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación

Haciendo  $i = 1$  en la ec 14

$$\delta_1 = \sum_{j=1}^2 (1/E_{21j}) H_j \sum_{k=1}^9 I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (A)$$

Como se indicó en el inciso 3, el valor de influencia  $I_{jk}$  representa el esfuerzo en el punto  $ij$  debido a una presión unitaria colocada en el área  $k$ . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el  $I_{115}$ . En la fig 9 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y

calculamos el esfuerzo bajo el punto 1, a la mitad del estrato 1, es decir, a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq, se obtiene un esfuerzo vertical de 0.002988. Los demás valores de influencia se hallan en forma similar. Sustituyendo estos valores en la ec (A):

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0154(2.4) [0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ &+ 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ &+ 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ &+ 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ &+ 0.0001625(6.45r_8)/9.245 + 0.00002824(4.3r_9)/4.6225] \\ &+ 0.0222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ &+ 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ &+ 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ &+ 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ &+ 0.002638(6.45r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Por simetría

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_3 \quad (f)$$

En forma análoga se obtienen  $\delta_2$  y  $\delta_3$

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_3 \quad (g)$$

$$\delta_3 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_3 \quad (h)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra sustituyendo las ecs (f), (g) y (h) en las ecs (a), (b), (c), (d) y (e), o resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h):

$$r_1 = 3.2353 \text{ t/m} \quad r_2 = 1.0817 \text{ t/m} \quad r_3 = 1.1488 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760 \quad \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.03638 \text{ m} \quad \delta_3 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7, para lo que se aplican las ecs 2 y 3, y la tabla 1.

Barra 1

$$M'_{10} = -1.403 \text{ t-m} \quad M'_{12} = -1.697 \text{ t-m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{11} = -1.404 \text{ t-m} \quad M'_{13} = 1.404 \text{ t-m}$$

Barra 7

$$M'_{11} = -1.403 \text{ t-m} \quad M'_{15} = -1.697 \text{ t-m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_4 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{10} = 1.404 \text{ t-m} \quad M'_{16} = -1.404 \text{ t-m}$$

## 6. CONCLUSIONES

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, se puede resolver el problema de la interacción estática suelo-estructura en una estructura tridimensional, incluyendo acortamiento de barras y momentos de torsión, para marcos planos ortogonales, tomando en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora que resuelvan el problema de manera expedita.

## 7. REFERENCIAS

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M. 1970. *Computer methods of structural analysis*, Prentice-Hall.

Deméneghi, A. 1983. Interacción suelo-estructura, *Rev Ingeniería*. Vol LIII. No 4: 80-90.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reinhold.

TABLA 1  
MATRIZ DE RIGIDEZ  $K'_m$  DE UNA BARRA (SISTEMA LOCAL)

$\theta_p'$	$\theta_q'$	$\delta_r'$	$\delta_s'$	$\delta_u'$	$\delta_v'$	$\theta_a'$	$\theta_b'$	
4EI/L	2EI/L	-6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	0	0	0	0	$\theta_p'$
2EI/L	4EI/L	-6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	0	0	0	0	$\theta_q'$
-6EI/L <sup>2</sup>	-6EI/L <sup>2</sup>	12EI/L <sup>3</sup>	-12EI/L <sup>3</sup>	0	0	0	0	$\delta_r'$
6EI/L <sup>2</sup>	6EI/L <sup>2</sup>	-12EI/L <sup>3</sup>	12EI/L <sup>3</sup>	0	0	0	0	$\delta_s'$
0	0	0	0	AE/L	-AE/L	0	0	$\delta_u'$
0	0	0	0	-AE/L	AE/L	0	0	$\delta_v'$
0	0	0	0	0	0	Gk/L	-Gk/L	$\theta_a'$
0	0	0	0	0	0	-Gk/L	Gk/L	$\theta_b'$

TABLA 2  
MATRIZ DE RIGIDEZ  $K_m$  DE UNA BARRA INCLINADA (SISTEMA GLOBAL)

Sean	$D = 4EI/L$ $SA = \text{sen } \alpha$ $CA = \text{cos } \alpha$	$M = 6EI/L^2$ $S2A = \text{sen}^2 \alpha$ $C2A = \text{cos}^2 \alpha$	$N = 12EI/L^3$ $SB = \text{sen } \beta$ $CB = \text{cos } \beta$	$Q = AE/L$ $S2B = \text{sen}^2 \beta$ $C2B = \text{cos}^2 \beta$	$F = Gk/L$			
$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_u$	$\delta_v$	$\theta_a$	$\theta_b$	
D C2B + F S2B	(D/2) C2B - F S2B	- M CB CA	M CB CA	M CB SA	- M CB SA	- D CB SB + F CB SB	-(D/2) CB SB - F SB CB	$\theta_p$
(D/2) C2B - F S2B	D C2B + F S2B	- M CB CA	M CB CA	M CB SA	- M CB SA	-(D/2) CB SB - F CB SB	- D CB SB + F CB SB	$\theta_q$
- M CA CB	- M CA CB	N C2A + Q S2A	- N C2A - Q S2A	- N CA SA + Q CA SA	N CA SA - Q CA SA	M CA SB	M CA SB	$\delta_r$
M CA CB	M CA CB	- N C2A - Q S2A	N C2A + Q S2A	N CA SA - Q CA SA	- N CA SA + Q CA SA	- M CA SB	- M CA SB	$\delta_s$
M SA CB	M SA CB	- N CA SA + Q CA SA	N CA SA - Q CA SA	N S2A + Q C2A	- N S2A - Q C2A	- M SA SB	- M SA SB	$\delta_u$
- M SA CB	- M SA CB	N CA SA - Q CA SA	- N CA SA + Q CA SA	- N S2A - Q C2A	N S2A + Q C2A	M SA SB	M SA SB	$\delta_v$
- D CB SB + F CB SB	-(D/2) CB SB - F CB SB	M CA SB	- M CA SB	- M SA SB	M SA SB	D S2B + F C2B	(D/2) S2B - F C2B	$\theta_a$
-(D/2) CB SB - F CB SB	- D CB SB + F CB SB	M CA SB	- M CA SB	- M SA SB	M SA SB	(D/2) S2B - F C2B	D S2B + F C2B	$\theta_b$

TABLA 3  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 1,  $K_1$

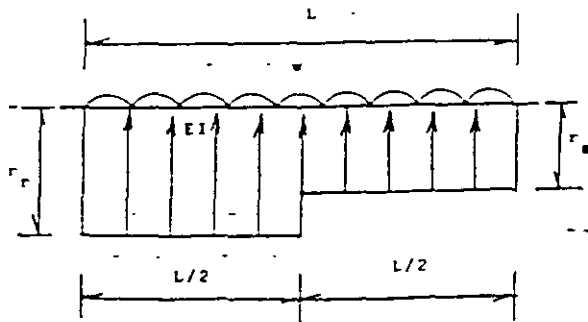
$\theta_{10}$	$\theta_{12}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{11}$	$\theta_{13}$	
2382.530	1191.265	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{10}$
1191.265	2382.530	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{12}$
-831.115	-831.115	386.565	-386.565	0	0	$\delta_1$
831.115	831.115	-386.565	386.565	0	0	$\delta_2$
0	0	0	0	310.08	-310.08	$\theta_{11}$
0	0	0	0	-310.08	310.08	$\theta_{13}$

TABLA 4  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 7,  $K_7$

$\theta_{10}$	$\theta_{16}$	$\delta_1$	$\delta_4$	$\theta_{11}$	$\theta_{17}$	
310.08	-310.08	0	0	0	0	$\theta_{10}$
-310.08	310.08	0	0	0	0	$\theta_{16}$
0	0	386.565	-386.565	831.115	831.115	$\delta_1$
0	0	-386.565	386.565	-831.115	-831.115	$\delta_4$
0	0	831.115	-831.115	2382.530	1191.265	$\theta_{11}$
0	0	831.115	-831.115	1191.265	2382.530	$\theta_{17}$

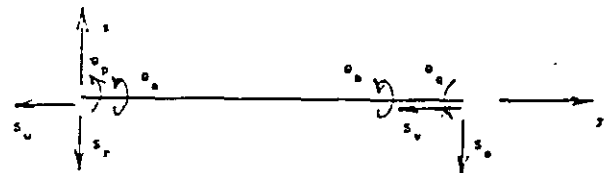
TABLA 5  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA  $K$  PARA LOS PRIMEROS CINCO GRADOS DE LIBERTAD.  
SISTEMA GLOBAL

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	
773.130	-386.565	0	-386.565	0	$\delta_1$
-386.565	859.750	-386.565	0	-86.619	$\delta_2$
0	-386.565	773.130	0	0	$\delta_3$
-386.565	0	0	859.750	-86.619	$\delta_4$
0	-86.619	0	-86.619	346.477	$\delta_5$

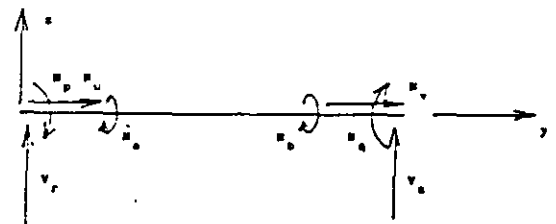


GEOMETRÍA Y CARGAS  
BARRA DE CIMENTACION

FIGURA 1

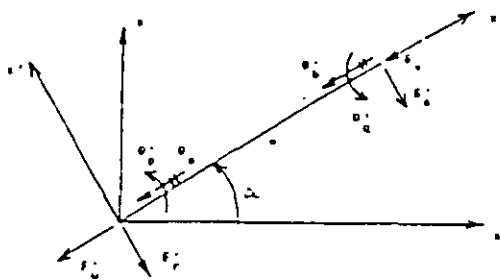


a) Desplazamientos

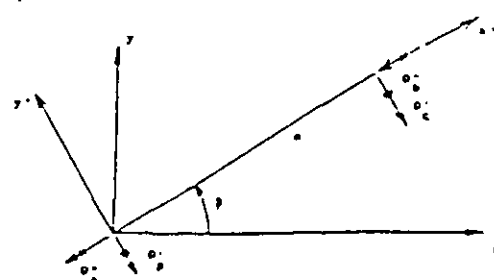


b) Elementos Mecánicos  
(barra sobre nudo)

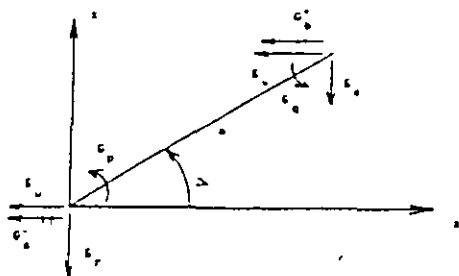
CONVENCION DE SIGNOS FIGURA 2



a) SISTEMA LOCAL  $x'-y'$



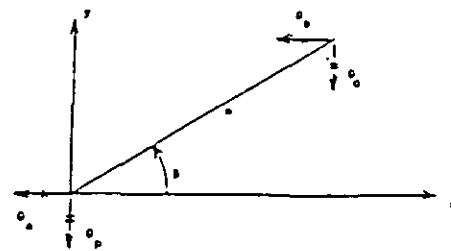
b) SISTEMA LOCAL  $x''-y''$



b) SISTEMA GLOBAL  $x-z$

DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

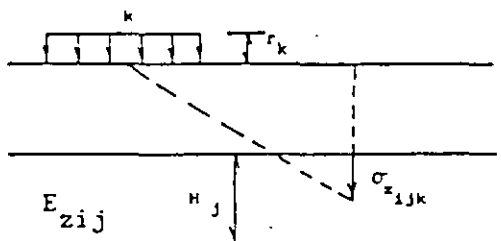
FIGURA 3



b) SISTEMA GLOBAL  $x-y$

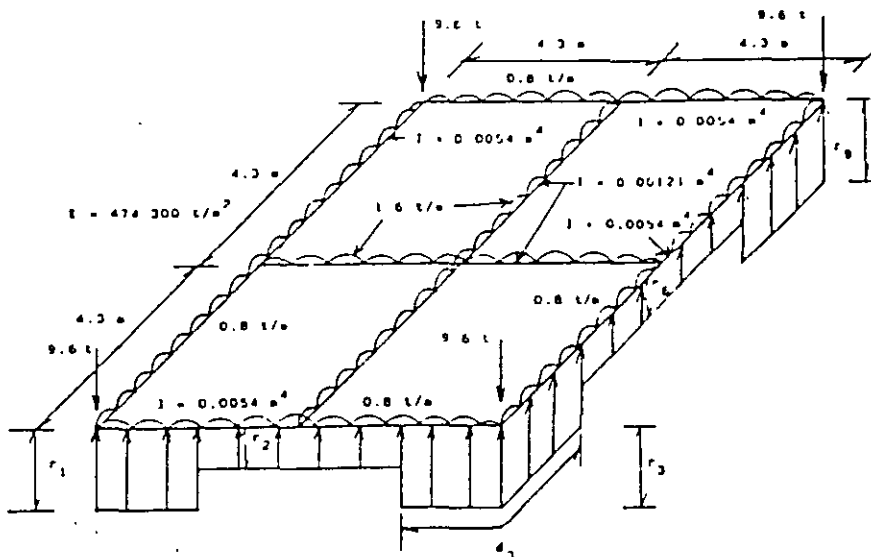
GIROS DE LA BARRA PARALELO AL PLANO  $x-y$

FIGURA 4



CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DEL TERRENO

FIGURA 5



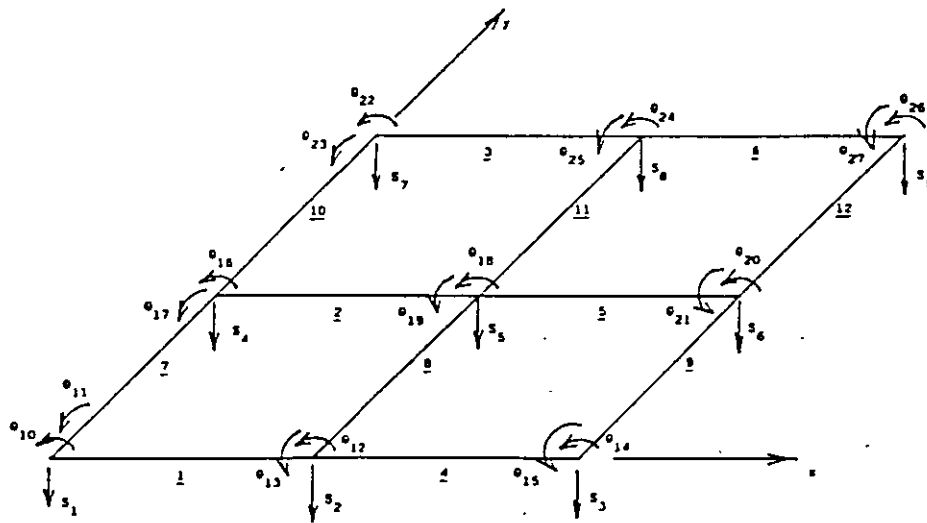
GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 6

$1/E_z = 0.0154 \text{ m}^2/\text{t}$	2.4 m Estrato 1
$1/E_z = 0.0222 \text{ m}^2/\text{t}$	2.0 m Estrato 2

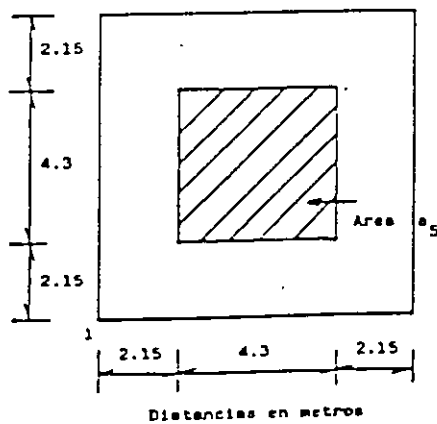
ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES (EJEMPLO)

FIGURA 7



NUMERACION DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 8



DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE INFLUENCIA

FIGURA 9





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

# CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y  
CIMENTACIONES

MÓDULO II  
CA016 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES SEGÚN EL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
DEL D. F.

TEMA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO --

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO AVELAR LÓPEZ  
PALACIO DE MINERÍA  
MAYO DE 2003**

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantiza la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas

Las grandes concentraciones urbanas y la dinámica actual en la productividad, ha generado la necesidad de hacer obras cada vez más monumentales, tales como grandes edificios, puentes, puertos, etc. En este diplomado pretendemos concientizar a los constructores de cimentación profunda de la importancia que tiene la ingeniería de ejecución, o sea la construcción, de nada sirve hacer un buen estudio del subsuelo cuyas recomendaciones recibe el ingeniero estructurista y éste elabore un extraordinario diseño, si en el proceso de ejecución se modifican las condiciones del subsuelo por no contar con el equipo adecuado, por carecer de experiencia o bien por aceptar diseño imposibles de construir.

De lo anterior se desprende que la cimentación profunda se fundamenta en dos tipos de diseño, el geológico y estructural, de ahí la importancia que tiene la ingeniería de ejecución al tener que preservar los tipos de diseño tanto geológico como estructuralmente.

Sabemos que para efectuar eficientemente cualquier obra de construcción se requiere cumplir con varios requisitos, en los que el estudio del subsuelo juega un papel primordial.

Como indicamos anteriormente, el sondeo para el ingeniero constructor de cimentación profunda, tiene un significado diferente al del ingeniero calculista, ya que éste determina parámetros de estabilidad, mientras que el constructor los busca dinámicos.

En infinidad de proyectos, se presenta el hecho de que el ingeniero de suelos y el estructurista realizan su trabajo sin tomar en consideración los problemas de ejecución, y esto en la cimentación resulta costoso y peligroso, no así en las estructuras que van arriba del nivel del terreno de trabajo, pues como se tiene conocimiento, hay sofisticados y económicos procedimientos de construcción en los que muy pocas veces su uso modifica el diseño sin disminuir la calidad, que es lo que finalmente se busca y a lo que finalmente se busca y a lo que se obliga un buen constructor.

La correcta interpretación de los sondeos nos conduce a:

- Seleccionar el equipo adecuado
- Elegir o diseñar la herramienta idónea
- Designar en número y capacidad al personal
- Efectuar programas de obra apejados a la realidad, y
- Evaluar un rendimiento.

Supongamos que para hacer un determinado proyecto, el ingeniero especializado en Mecánica de Suelos se aboca a determinar las propiedades mecánicas del suelo en cuestión. Este técnico, utiliza procedimientos especiales a fin de determinar dichas propiedades lo más

apegado al estado natural del suelo, o sea, procurando que éste se altere lo menos posible, sin embargo, en la práctica se incurre en tres errores comunes que son:

- a) La reducción de la escala al determinar la dureza mediante el sondeo de penetración estándar ( el diámetro del aparato sondeador es mucho menor que el diámetro de un pilote, así como su módulo de elasticidad que en el concreto es 10 veces menor que en el acero, aproximadamente ).
- b) Se está dando la solución de un problema estático, a partir de los resultados de un procedimiento dinámico y
- c) La alteración del subsuelo durante el proceso de estudio, que modifica las propiedades mecánicas del mismo, teniendo como resultado una información errónea.

Con estos datos el ingeniero estructurista define su cimentación y si ésta requiere de pilas, pilotes, ataguías, etc., procede a su diseño.

Hasta aquí salvo los incisos a, b y c-indicados anteriormente, todo está correcto; el problema empieza en el momento en que el especialista en Mecánica de Suelos y el estructurista se olvidan de que los elementos de una cimentación profunda ( pilas y pilotes ), no nacen en el subsuelo y hay que instalarlos lo cual genera serios problemas si no se determina su procedimiento constructivo, pues si este es inadecuado invalida tanto lo estudios del subsuelo, como el diseño de la estructura por cimentar.

No es recomendable dejar al criterio de cada constructor de cimentación profunda el procedimiento constructivo por la razón anteriormente indicada. Esta ligereza suele crear graves problemas de estabilidad de las estructuras y por consiguiente económicos.

Además, debe elegirse al contratista de cimentación profunda capaz de ejecutar un determinado proyecto, ya que no es suficiente contar con el equipo más indispensable para esta tarea, sino que debe tenerse una capacitación técnica para hacer obras seguras y económicas, y sobre todo, saber interpretar los sondeos.

La construcción de una Cimentación Profunda esta basada indiscutiblemente entre otros conceptos, en el estudio del subsuelo que nos debe reportar básicamente lo siguiente:

- Elevación del Nivel Freático
- Resistencia a la penetración estándar
- Sucesión estratigráfica y propiedades físico-mecánicas.

Con estos elementos, se determina el grado de dificultad de ejecución, así como el equipo adecuado; si el Director de Obra no da especial atención a este paso, corre con el riesgo de tener que resolver una infinidad de problemas durante el proceso de la construcción de la cimentación profunda, pues hay casos en que se prolonga excesivamente el tiempo de construcción de la cimentación, o bien, otros, en que se debe abandonar la cimentación para modificar radicalmente su proyecto.

Sin pretender dar una cátedra de exploración del suelo, sino más bien con el propósito de aclarar el porqué es necesario que el constructor de cimentaciones profundas cuente con los estudios de referencia, trataremos cada uno de los puntos anteriores, desde el punto de vista del constructor.

### ELEVACION DEL NIVEL FREÁTICO

Este concepto es importante para el cimentador, ya que nos limita la excavación previa para remover cimentaciones antiguas, pues en caso de que éstas se desplanten próximas al nivel freático, deberá reponerse la superficie rodante con material de préstamo, el cual es aconsejable que quede a unos 50 cm arriba de la costa del mencionado nivel freático; así mismo, este dato nos permite definir la red de drenado si la obra se lleva a cabo en tiempo de lluvias y por último, la factibilidad de ademar perforaciones con lodo bentonítico sin necesidad de tubos brocal.

### RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR

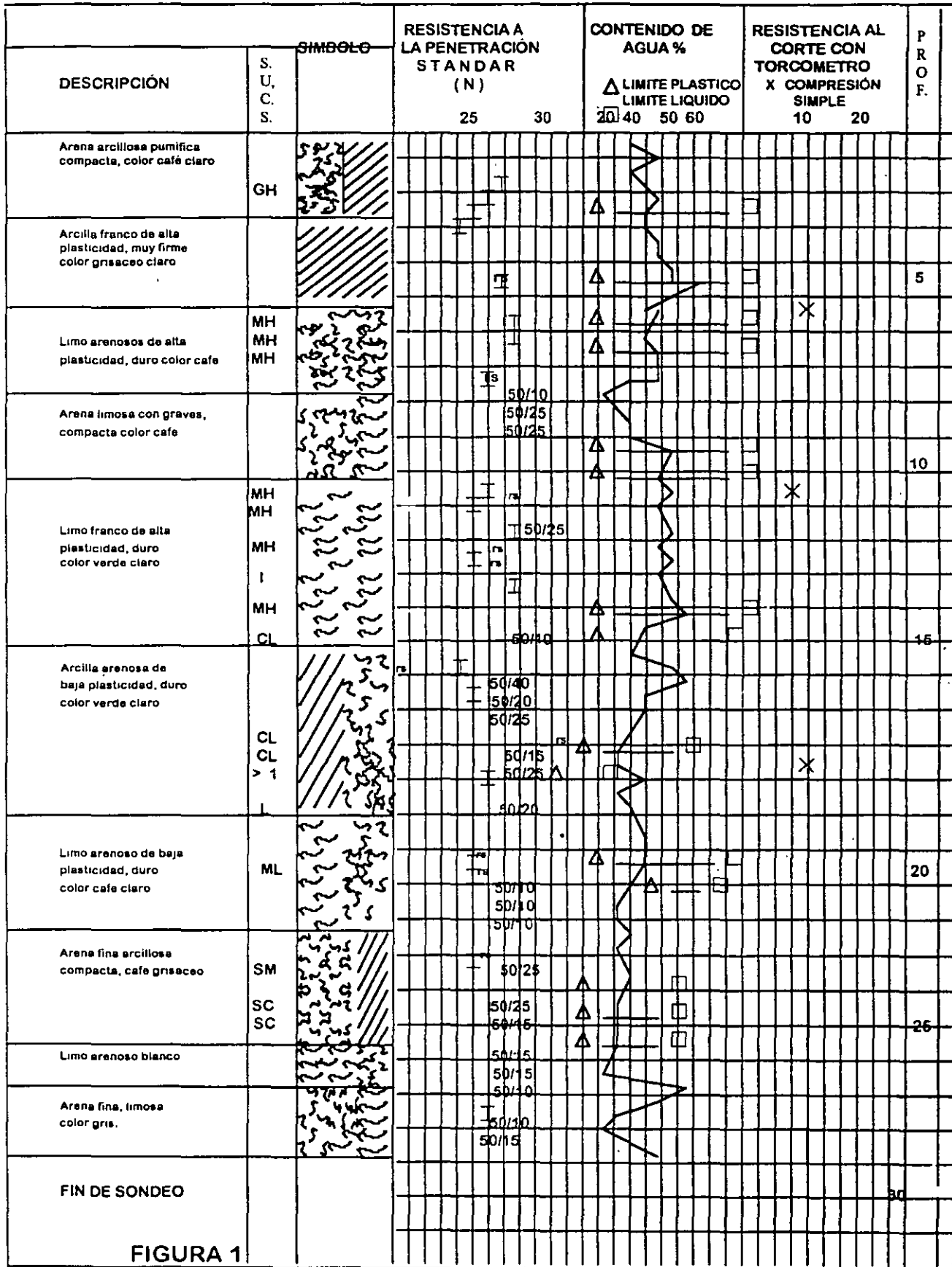
Sabemos que el sondeo de penetración estándar nos determina mediante el número de golpes para penetrar un longitud conocida, la dureza del suelo. Los cimentadores sabemos que el sondeo de penetración estándar no es otra cosa que el hincado de un pilote a escala reducida y que por este hecho, basado en su experiencia, va a determinar el grado de dificultad que tendrá el instalar los elementos de la cimentación profunda.

Existen otros procedimientos cuyo resultado en lugar de darse en números de golpes, se dan en  $\text{kg/cm}^2$ . La discusión de estos sistemas entre los consultores de suelos es muy basta y su aplicación depende de muchos aspectos, sin embargo, en nuestro medio constructivo nos hemos delineado a tomar el sondeo de penetración estándar, el cual usualmente se reporta en 8 columnas que contienen los siguientes datos: (fig. 1)

- 1.- La primera columna acusa la profundidad a la que se llevó el sondeo, acotando las profundidades al cambiar los estratos.
- 2 - La segunda describe la conformación de los estratos.
- 3.- La tercera indica mediante símbolos, los porcentajes del material que conforman los estratos, por ejemplo un estrato limoarenoso con un contenido de limo de 80% y de 20% de arena, se representa en la forma siguiente:

Los estratos que contienen varios materiales, se denominan con el nombre del material cuyo porcentaje es el mayor, mencionando en seguida los de menor, por eso, en el ejemplo anterior nombramos al estrato linoarenoso, ya que hay más limo que arena.

### REGISTRO TÍPICO DE ESTRATEGIA Y PROPIEDADES



**FIGURA 1**

4.- La cuarta columna se usa para clasificar el tipo de suelo, siguiendo el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), teniéndose las siguientes clasificaciones.

SUELOS FINOS

LIMOS	MH - Limo inorgánico de alta plasticidad ML - Limo inorgánico de baja plasticidad
ARCILLAS	CH - Arcilla de alta plasticidad CL - Arcilla de baja plasticidad
ORGANICOS	OL - Suelo vegetal de baja plasticidad OH - Suelo vegetal de baja plasticidad

SUELOS GRANULARES

ARENAS	SW - Arena bien graduada SM - Arena mediamente graduada SP - Arena mal graduada
GRAVAS	GW - Grava bien graduada GM - Grava mediamente graduada GP - Grava mal graduada

5.- La quinta, numera las muestras.

6.- La sexta, acusa la resistencia a la penetración en número de golpes; para dar una idea de la dureza del suelo. A partir de estos datos se tiene lo siguiente:

SUELOS NO COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARENA

NUMERO DE GOLPES	COMPACIDAD
De 0 a 4	Muy suelta
De 4 a 10	Suelta
De 10 a 30	Medio compacta
De 30 a 50	Compacta
De 50 en adelante	Muy compacta

## SUELOS COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARCILLA

<u>Número de golpes</u>	<u>Resistencia a compresión no confinada en kg/cm<sup>2</sup></u>	<u>Consistencia</u>
De 0 a 2	De 0.00 a 0.25	Muy blando
De 2 a 4	De 0.25 a 0.50	Blando
De 4 a 8	De 0.50 a 1.00	Firme
De 8 a 15	De 1.00 a 2.00	Resistente
De 15 a 30	De 2.00 a 4.00	Muy resistente
De 30 en adelante	De 4.00 en adelante	Duro

En la tabla anterior, hemos representado con " q " a la compresión no confinada y por experiencia, se ha visto que  $q = N/8$  aproximadamente, sin embargo, seguramente los especialistas en Mecánica de Suelos se pondrán a "temblar" al ver esta correlación, pero ha sido producto de experiencias que solamente tienden a orientar al piloteador para la selección de su equipo de trabajo y que la experiencia de cada cimentador es la que define este concepto.

A partir del sondeo de penetración estándar entre otros aspectos, se ve la necesidad en un proyecto de efectuar perforaciones previas, el uso de seguidores, capacidad del martinete, el uso de ademe, etc.

7.- En la séptima columna, se indica el contenido natural de agua en porcentaje, así como los límites líquido y plástico e índice de plasticidad. Quizá estos datos, suelen ser los más importantes para determinar el procedimiento constructivo de la Cimentación Profunda.

Por ejemplo, del contenido de agua, si éste es alto en terrenos arcillosos ( de 300 a 400 % ), nos limitará la posibilidad de colar elementos " in situ ", ya que el suelo no podrá trabajar como " cimbra " debido a que el empuje del concreto hará elementos de cimentación profunda defectuosos y el concreto se contaminará, esto obligará a poner otro tipo de cimentación o al uso de ademe perdido.

El índice de plasticidad, nos permite dosificar los porcentajes de bentonita en los suelos arenolimosos o areno-arcillosos, pues entre menor es el índice de plasticidad, más inestables serán las perforaciones y por consiguiente deberá utilizarse procedimientos especiales para lograr estabilizarlas.

Combinando los datos de la resistencia a la penetración estándar con los límites de Atterberg y la localización del manto freático, se define la factibilidad de la hechura de campanas en pilas que trabajarán con grandes cargas, así como la selección del tipo de ademe para el " fuste " .

Todas estas razones expuestas, quizá puedan servir como punto de partida a nuestros técnicos en la materia, para poder elaborar la ingeniería de ejecución en las obras de cimentación profunda, que tanta falta nos hace.

Tan pronto se logre este objetivo, se eliminará entre otras, la idea equivocada de algunos supervisores, que hacen que las compañías cimentadoras transporten costosos equipos para ejecutar este tipo de cimentaciones y después de todo esto, pretenden pagar la longitud hincada de un pilote independientemente de la longitud maniobrada, como si el constructor tuviera la culpa de los errores u omisiones del proyecto. Así mismo, algunos consultores indican que las perforaciones se hagan inscritas en la sección rectangular del pilote, por lo que en suelos no cohesivos se taponan dejando " colgados " a esos pilotes, o sea sin alcanzar la cota de apoyo y en caso de que el suelo sea cohesivo, se presenta el efecto de émbolo con lo que el pilote tampoco alcanza su cuota de apoyo, o se dificulta excesivamente su hincado.

### SUCESION ESTRATIGRAFICA

Para confirmar los resultados del sondeo de penetración estándar, se hace necesario contar con el corte estratigráfico, debido a la heterogeneidad de la formación de los suelos, pues si el sondeo de penetración estándar encuentra en su camino un boleo, fácilmente podría confundirse con un estrato resistente y fundamentar un diseño en un error. Para el piloteador es importante este dato, pues en caso de aparecer boleos, las perforaciones deberán hacerse con equipo y procedimientos muy especiales y la dimensión de la perforación es directamente proporcional al tamaño de la roca por extraer.

En algunos casos, resulta insuficiente el número de sondeos efectuados, ya que es común encontrar discontinuidad en los estratos, lo que suele no detectarse y en consecuencia, tanto el diseño de la cimentación, como su procedimiento constructivo no es posible definir. Para evitar esto, se tiene que ampliar el estudio incrementando el número de sondeos, entre mayor sea la heterogeneidad del subsuelo o mayor el tamaño de la obra.

### TIPOS DE CIMENTACION

Son muchos los factores que intervienen para definir el tipo de cimentación más adecuado para una estructura, por lo que nos concretaremos a definir las más comunes que son:

Compensada  
Piloteada  
Sobre Pilas  
Mixtas

#### A) CIMENTACION COMPENSADA

Es aquella cimentación donde se efectúa una excavación tal, que los esfuerzos originales del subsuelo, en el desplante de la cimentación se conservan prácticamente constantes después de construir el inmueble deseado; en este caso, el especialista de Cimentación Profunda interviene haciendo pozos, instalando piezómetros, bombeando el nivel freático e hincado de



ataguías. Naturalmente, estos auxiliares de cimentación dependen de la importancia y de las necesidades de cada proyecto.

## B) CIMENTACION PILOTEADA

Para poder entrar en detalle, diremos que un pilote es un elemento transmisor de carga, generalmente de pequeño diámetro o sección, construido de concreto armado, acero, madera, etc.; cuya instalación se hace a base de energía dinámica ( golpes o presión ) , cuya capacidad de trabajo se determina con las fórmulas dinámicas, debiéndose verificar mediante pruebas de cargas directas.

Cuando la capacidad natural del subsuelo resulta insuficiente para soportar el paso de una estructura, se puede recurrir al uso de pilotes, los cuales por su forma de trabajo se dividen en:

- Pilotes de apoyo
- Pilotes de fricción
- Pilotes mixtos

### B.1 Pilotes de apoyo

Como su nombre lo indica, son aquellos que se diseñan para transmitir la carga a la capa resistente donde se apoyarán. Generalmente estos pilotes trabajan como columna corta y su máxima capacidad de trabajo a la compresión se desarrolla en la punta.

Para obtener un buen apoyo en el estrato, se requiere usar martinetes que desarrollen una energía de 0.5 kg-m por cada kilo de pilote para alcanzar su rebote. Por otra parte, para evitar que un pilote se fracture y garantizar la energía de apoyo, deberán hacerse perforaciones previas si el sondeo de penetración estándar acusa capas con más de 20 golpes en arcillas y de 10 en arenas cuyos espesores de éstas, sea mayor de 60 cm (espesor del estrato).

La energía de apoyo del pilote se mide en el campo verificando la penetración de éste cada 10 golpes. A esta operación se le denomina " rebote " y dependiendo del equipo y del pilote, generalmente éste debe ser de 2.54 cm de penetración por cada 10 golpes aplicados ( fig. 2 ).

## PILOTES A PRESION

$H = (15 \text{ o } 20)\% L$  : En donde L está dada en metros, por lo tanto H tendrá estas mismas unidades.

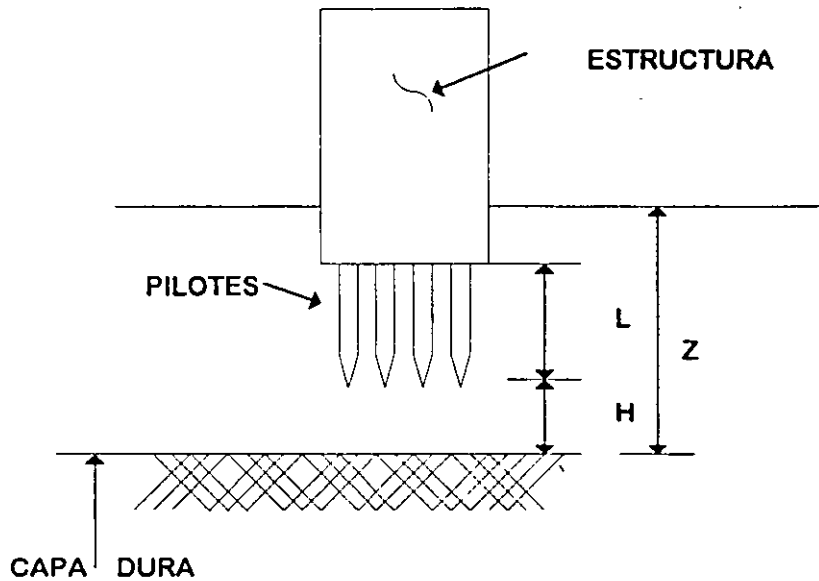


FIG. 2

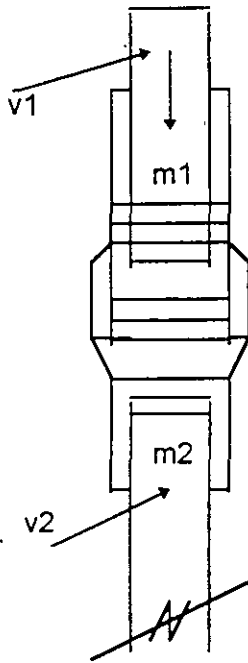
L = LONGITUD DE PILOTE TRABAJANDO A FRICCION

H = COLCHON DE DEFORMACION

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE, A PARTIR DE UN FENOMENO DINAMICO.

El estudio se basa en la cantidad de movimiento y la energía producida en el sistema antes y después del choque.

Sistema un instante antes del choque:



- $m \rightarrow$  masa del sistema
- $v \rightarrow$  velocidad del sistema
- $mv \rightarrow$  cantidad de movimiento
- $m_i \rightarrow$  masa del pistón del martinete
- $v_i \rightarrow$  velocidad del pistón del martinete
- $m_2 \rightarrow$  masa del pilote
- $v_2 \rightarrow$  velocidad del pilote
- $h \rightarrow$  altura de caída del pistón del martinete

$$mv = m_1 v_1 + m_2 v_2$$

$$v (m_1 + m_2) = m_1 v_1 + m_2 v_2$$

$$v = \frac{(m_1 v_1 + m_2 v_2)}{(m_1 + m_2)}$$

$$v_1 = \sqrt{2gh}$$

$$v_2 = 0$$

$$F = ma = mg$$

$$\therefore v = \frac{(F_1 \sqrt{2gh})}{(F_1 + F_2)}$$

$$E_c = \frac{1}{2} (mv^2)$$

$$\therefore E_c = \frac{1}{2} \frac{(F_1 + F_2)^2}{g} \frac{(F_1 \sqrt{2gh})^2}{(F_1 + F_2)^2}$$

$$E_c = \frac{(F_1^2 h)}{(F_1 + F_2)}$$

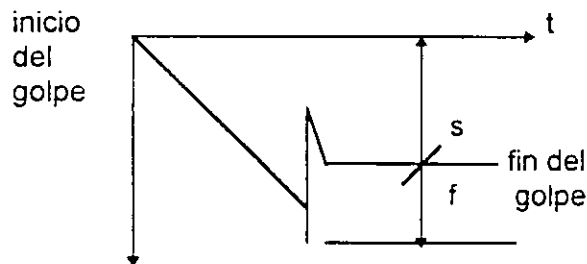
$F_1 = R =$  peso del pistón del martinete

$F_2 = W_p$  peso del pilote

$$\therefore E_c = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p)}$$

Sistema un instante después del choque:

$E_c = E_p$  La energía cinética antes del choque es igual a la energía potencial después del choque.



$$E_p = mgh$$

$s =$  deformación permanente del suelo

$f =$  deformación elástica del pilote y del suelo

$mg =$  fuerza requerida para deformar instantáneamente el suelo y el pilote

$h =$  longitud total de deformación instantánea en el golpe

$R_s = mg =$  capacidad de carga

$$s + f = h$$

$$\therefore \frac{(R^2 h)}{(R + W_p)} = R_s (s + f)$$

$$R_s = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

## NOTAS IMPORTANTES:

1.- El cálculo se recomienda realizarlo cuando en una calda de 10 golpes del martinete, el desplazamiento del pilote en el suelo es igual o menor a 2.54 cm.

2.- El valor de " s " debe ser medido físicamente en campo.

3.- El valor de " F " puede ser medido físicamente en campo, o utilizar los siguientes valores experimentales, donde  $c_1 = f$ , siendo " l " la longitud del pilote y " c " la deformación elástica unitaria:

$c = 0.3 \text{ mm/m}$  para pilotes de concreto reforzado

$c = 0.3 \text{ mm/m}$  para pilotes de acero

$c = 0.6 \text{ mm/m}$  para pilotes de madera

4.- Para elegir el martinete adecuado, se utiliza la siguiente expresión experimental, la cual se basa en la  $E_p$  del pistón del martinete y del pilote:

$$R \cdot h_m = W_p \cdot h_p$$

$h_m = 2.50 \text{ m}$  = altura de caída del pistón del martinete

$h_p = 0.50 \text{ m}$  = desplazamiento requerido del pilote si no encontrara resistencia, producido por la energía del martinete, para garantizar un apoyo adecuado.

$$\therefore E_c = \frac{(0.50 \text{ m}) (w_p)}{(2.50 \text{ m})}$$

## B.2 Pilotes de Fricción

Este tipo de pilotes desarrolla su trabajo por adherencia o fricción de éstos con el suelo que lo rodea; a diferencia del pilote de apoyo, su capacidad de carga en la punta es prácticamente nula. Se recomienda en donde los estratos resistentes se encuentren a profundidades relativamente grandes o donde se tienen problemas de "emersión" por consolidación de los depósitos de arcilla.

Por la problemática del hundimiento constante de varias zonas de la Ciudad de México, se ha decidido utilizar en las construcciones el pilote de fricción, ya que el "colchón" que expreso se deja en la parte inferior de estos pilotes ha funcionado "como un control natural" y se determina generalmente con la fórmula siguiente:

$$H = \frac{\delta}{mv p}$$

En la que:

- mv = coeficiente de compresibilidad volumétrica.
- p = presión que llega a través de todos los pilotes a la profundidad z.
- $\delta$  = deformación permisible para el buen funcionamiento de la estructura.
- H = espesor del colchón compresible bajo las puntas de los pilotes.

En la práctica obtenida de la construcción de edificios en el Valle de México, se ha encontrado que el colchón de deformación H es del orden del 10 al 20 % de la longitud del pilote que trabaja por fricción.

En algunas ocasiones el pilote de fricción se utiliza como elemento de anclaje haciéndolo trabajar a la tensión, esto se presenta en la cimentación de las torres de transmisión, o bien en la construcción de algunos pasos a desnivel en donde el nivel freático queda por encima de la zona de rodamiento de los vehículos y en este caso la subpresión se contrarresta, entre otros sistemas, por medio de pilotes de fricción.

Como la capacidad de carga de este tipo de pilotes depende de la adherencia de este con el subsuelo no tiene "rebote" ( penetración de los últimos golpes ) y se calcula multiplicando el área perimetral del pilote por adherencia; por lo tanto  $Q = P.L.a.$ , en la que:

- Q = Capacidad de carga del pilote
- P = Perimetro
- L = Longitud del pilote
- a = coeficiente de fricción o adherencia

En depósitos de arcilla, se ha encontrado que  $a = q / 2$ , siendo " Q " la resistencia a compresión simple.

Como dato adicional, los pilotes en las arcillas del Valle de México se calculan con un coeficiente de fricción que va de 1 a 2 ton / m<sup>2</sup>, a excepción de la zona del lago que es de 0.8 (ton / m<sup>2</sup> o menos).

### B.3 Pilotes Mixtos

Como su nombre lo indica, el trabajo de estos pilotes es por adherencia y apoyo, se recomiendan en suelos poco comprensibles en donde el estrato de apoyo es de poca potencia ( espesor o grueso de la capa ).

## Juntas

Cuando los pilotes son de longitudes superiores a 20 m , resulta más económica su instalación usando juntas que garanticen la continuidad de los mismos.

En la práctica se ha encontrado que al efectuar este empate por la cantidad excesivamente de soldadura requerida, el concreto pegado a las placas se sobrecalienta, con lo que pierde resistencia y en muchas ocasiones, cuando se reanuda el hincado se desmorona descubriéndose el refuerzo en esta zona.

Para evitar lo anterior, se especifica hacer la soldadura dándole tiempo a las placas para que se enfríen. Esto incrementa los costos debido a que el equipo de pilotaje suspende sus labores a veces hasta 5 horas en cada junta.

Para evitar los inconvenientes indicados anteriormente en este tipo de junta, se han ideado dos procedimientos que son:

La junta de casquillo diseñada por el Ing. Leopoldo Farias, en la que el anclaje de la junta se lleva en la parte interna del casquillo independientemente del armado principal del pilote; esto permite que no existan momentos en las placas de unión, ya que los esfuerzos transmitidos entre tramo y tramo son colineales, debido a que "e" prácticamente es igual a cero ( fig. 4 ).

Con este tipo de junta, un pilote de 50 x 50 cm de sección, puede ser empatado con placas de  $\frac{1}{2}$  usando casquillo; de otra manera, las placas de unión serían del orden de 1 o más.

El casquillo permite usar cordones de soldadura relativamente delgados en forma continua, sin dañar el concreto y reduciendo los tiempos de equipo inactivo ( fig. 3 )

Se han ideado infinidad de procedimientos para empatar pilotes ( unión de dos tramos ), siendo el más común el de junta a base de placa soldada.

Durante el proceso de hincado se presentan esfuerzos de tensión y compresión en el pilote. Por tal motivo, la junta debe estar diseñada para absorber estos esfuerzos; de ahí que este tipo de junta siendo la más usual, resulta antieconómica debido a que el diseño arroja la necesidad de usar placas que van desde  $\frac{1}{2}$  hasta 2 de espesor, según la sección del pilote.

Otra junta que no tiene los inconvenientes antes mencionados, es la " junta de adherencia " ( Diseñada por el Ing. Roberto Avelar ) y consiste en proveer a los tramos de pilote por empatar, de un dispositivo hembra y macho, utilizando placas de unión de  $\frac{3}{8}$  de espesor, suficiente para absorber los esfuerzos de hincado.

En la actualidad, se tienen muchos tipos de acoplamientos entre dos tramos de pilotes de concreto, todos ellos basados en la premisa de permitir axialidad y continuidad de los esfuerzos en el pilote ( consultar Manual del Residente de Cimentación Profunda ).

### JUNTA CASQUILLO

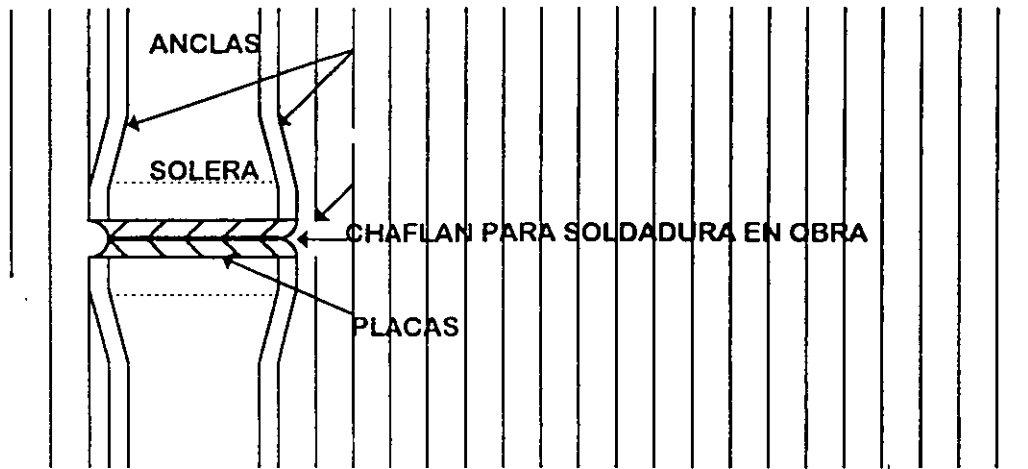


FIG. 3

### ESQUEMA DE CÁLCULO

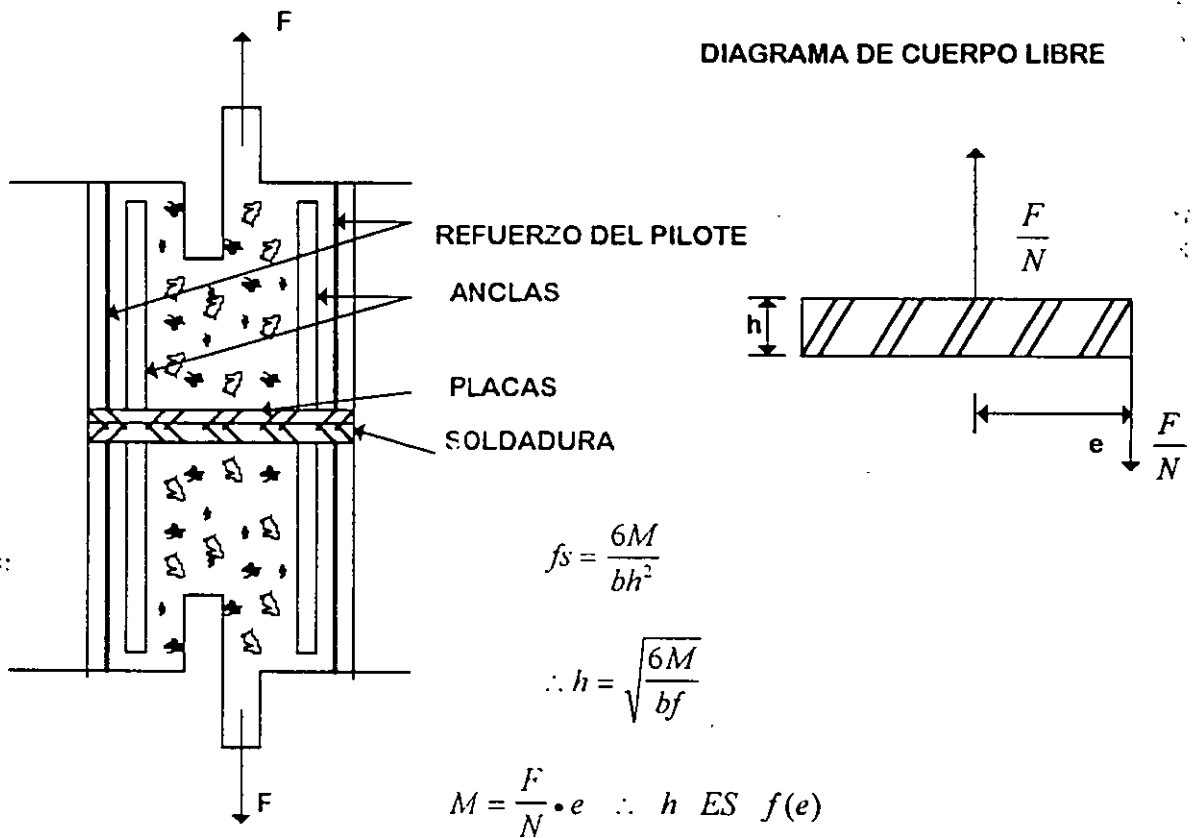


FIG. 4

POR LO TANTO SI  
ECONÓMICA.

e →

0, SE TIENE LA SOLUCION MAS



### Colado y manejo de pilotes

En una obra de pilotaje, el organizar adecuadamente el colado de pilotes, permite reducir considerablemente problemas muy costosos y en ocasiones peligrosos; los accidentes más comunes se han presentado en su manejo, al romperse las anclas de levante, o bien al desprenderse el concreto durante el hincado a consecuencia de un mal armado o un deficiente vibrado.

Para lograr una buena eficiencia reduciendo riesgos, es recomendable tener presentes los siguientes puntos:

Localizar la o las camas de colado lo más adyacente a la zona de trabajo, procurando no obstruir los puntos de hincado.

Dimensionar las camas de 50 cm más en ambos sentidos para facilitar el cimbrado ( fig. 5 y 6 ); el ancho deberá ser de tal manera, que la operación del despegue de pilotes se pueda hacer con el equipo programado, pues un exceso en el ancho de las camas, resta capacidad al equipo al tener que bajar el ángulo de inclinación de la pluma ( fig. 7 y 8 ).

El peralte de la cama deberá ser no menor de 10 cm para evitar romperla durante el despegue de pilotes. Por otra parte, para facilitar la limpieza y el escurrimiento del agua, deberá dejarse una pendiente longitudinal del 2%, así como un acabado fino ( de preferencia pulido ).

Los moldes deberán ser resistentes y sobre todo, que garanticen la geometría de la sección en toda su longitud; las tapas y puntas se harán conforme al diseño.

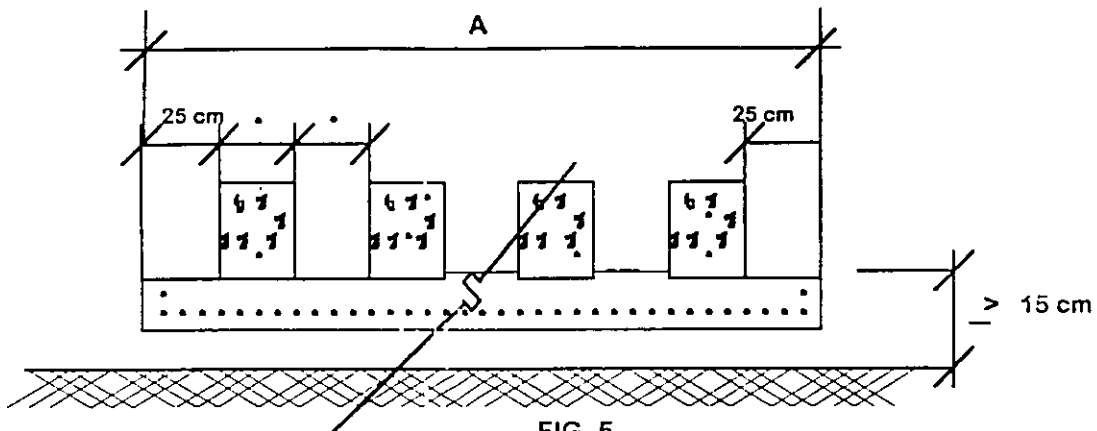
Después de alinear y fijar los moldes, se les colocará una película de desmoldante o bien de diesel con parafina ( 200 lt. de diesel con 30 kg. de parafina ).

los armados se construirán con apego a los planos y se introducirán en los moldes previstos de silletas para dar el recubrimiento que se especifique.

Para utilizar eficientemente el refuerzo longitudinal es necesario hacer el despiece del acero, para ir acomodando las varillas de tal manera de no tener más del 50% de los traslapes en una sección.

El refuerzo longitudinal debe llegar sin dobleces a los extremos del pilote y sin recubrimiento (fig. 9,).

(NO. PILOTES X 25) + 50 cm = A



INCORRECTO

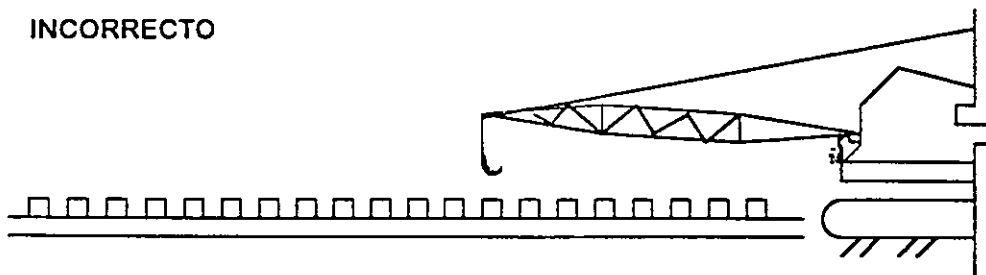


FIG. 7

CORRECTO

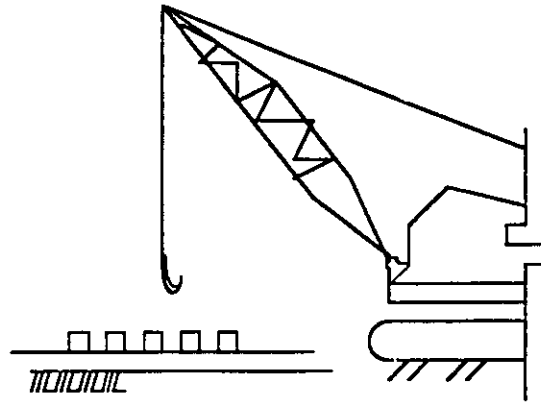
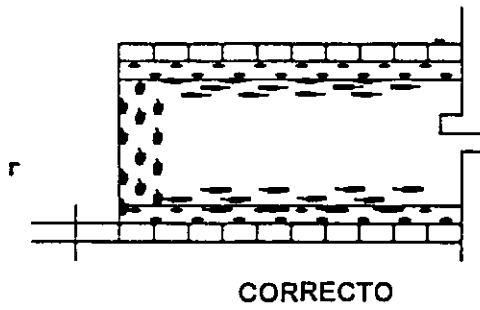
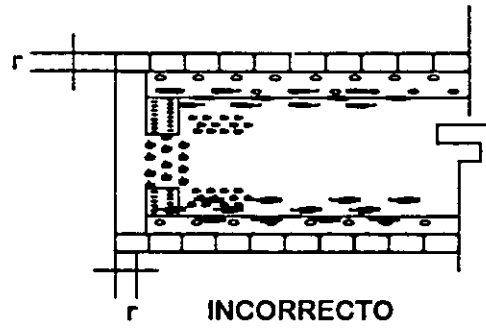


FIG. 8

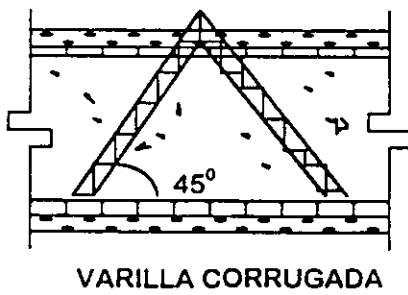


CORRECTO

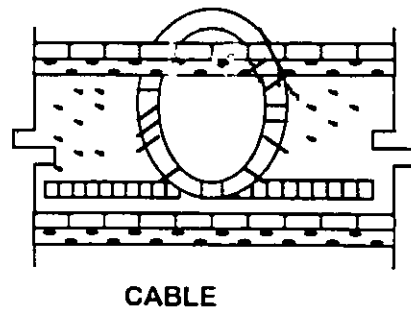


INCORRECTO

FIG. 9



VARILLA CORRUGADA



CABLE

FIG. 10

Los recubrimientos en los extremos hacen trabajar al concreto durante el hincado como concreto simple, ocasionando el descabece.

El colado debe hacerse en forma continua atacando pilote por pilote. En esta forma, no se corre el riesgo de dejar varios pilotes inconclusos, al fallar el suministro del concreto, etc.

Cuando se fabrican pilotes en dos o más tramos alineados, separados entre sí por las placas de unión, marcándolos después de que fragüe en concreto. Esto va a facilitar los trabajos de soldadura durante el empate de tramos.

### Despegue

El despegue y manejo de pilotes se hace por medio de asas las que se diseñan al cortante, incrementando el peso de pilote en un 25% por efecto dinámico.

Las asas se hacen de varilla corrugada o cable y se colocan en la forma siguiente: ( fig. 10 )

No es recomendable repartir la carga en dos asas en un mismo punto, ya que se puede llegar a romper al concentrarse más la cara en una de ellas. Resulta más seguro dimensionar las piezas según su carga.

El despegue de pilotes debe hacerse procurando que el ángulo formado por la vertical con el cable que va del asa hacia la pluma, sea menor de 30° ( fig. 11 ).

Para pilotes muy pesados y largos, se hace buscando la forma intermedia ( fig. 12 ).

### Entronque

Como generalmente la fabricación de los pilotes se hace con anticipación al hincado ( ya que debe moverse sólo al alcanzar el 80 % de su resistencia y el 100 % para poder ser hincados ), se hace necesario almacenarlos en la obra en puntos clave, que reduzcan al máximo posible las maniobras previas al hincado.

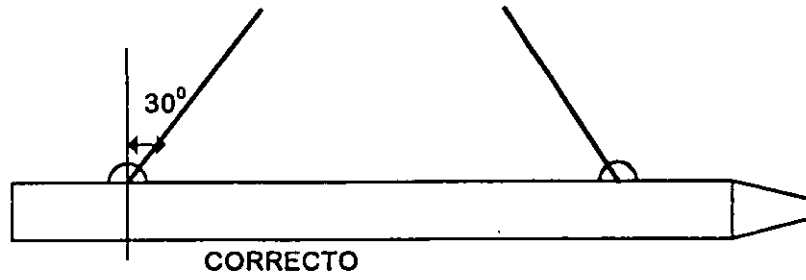
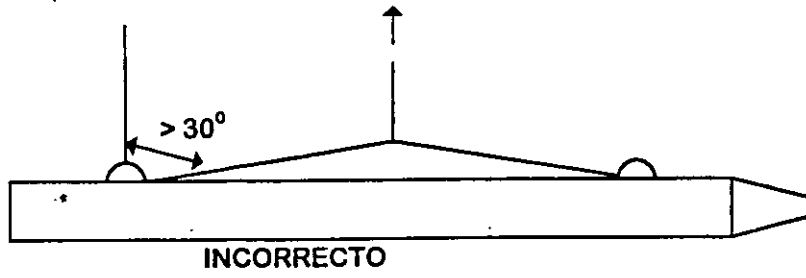


FIG. 11

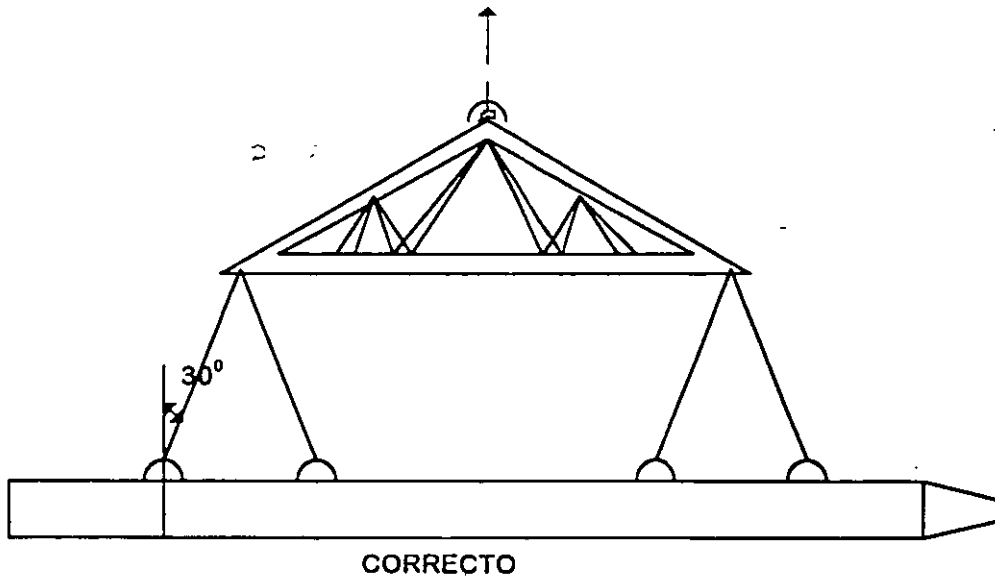
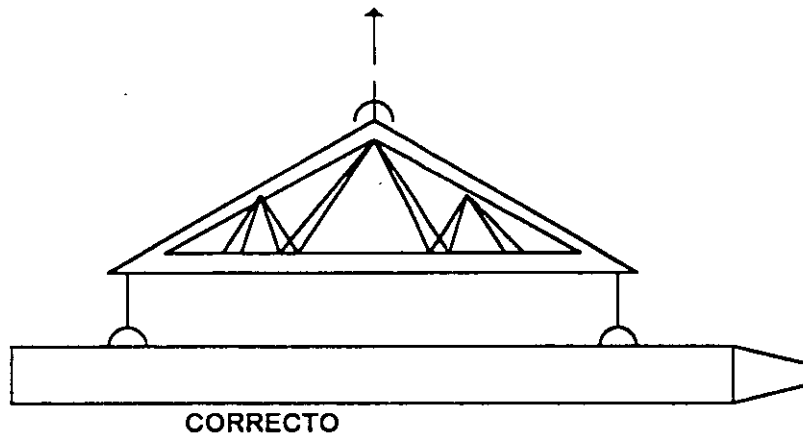


FIG. 12

Los pilotes se deben apoyar precisamente en donde se localicen las anclas de izado, debiéndose usar durmientes para los pilotes inferiores que están en contacto con el terreno, por si éste se llegara a hundir. Los pilotes subsecuentes se pueden apoyar sobre polines alineados verticalmente a los durmientes, para que el concreto de los pilotes inferiores trabaje a compresión.

La tonga de pilotes se recomienda que no sea mayor de 5 niveles, esto facilitará tanto su apilamiento como el estrobarlos para su izado; el número de niveles está regido por la dureza del terreno, pues si los durmientes no se hundan se podrá llegar al quinto nivel ( fig. 13 ). Algunos diseñadores han ideado el pilote fusible, el cual al usarlo en terrenos compresibles utiliza la fricción negativa para que la punta falle o penetre en el estrato de apoyo. Como más adelante veremos, la instalación de estos pilotes es difícil ( fig. 14 ).

### Izado

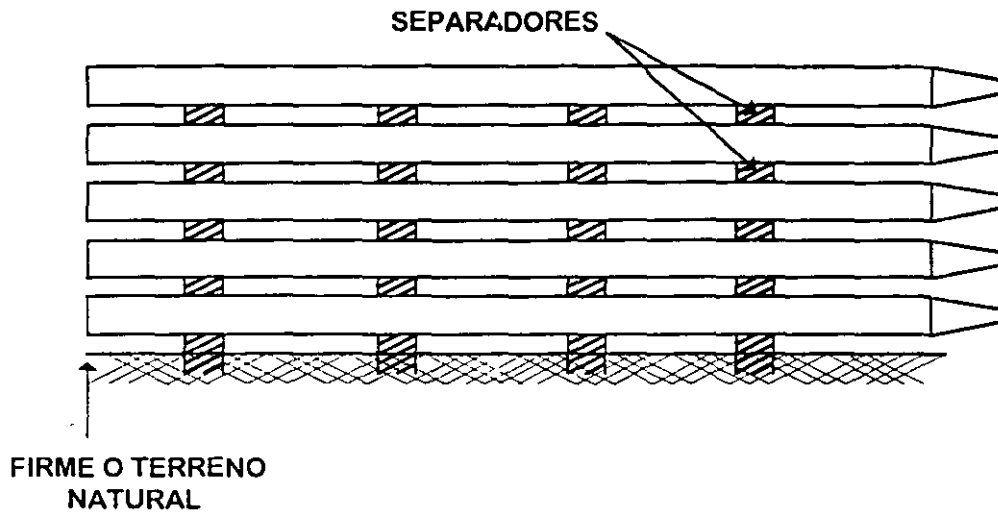
Previamente el izado del pilote, deberá revisarse la sección, estrobando en los puntos donde se igualen los momentos; de otra manera puede llegarse a fisurar bajando su resistencia y calidad.

Las maniobras previas al hincado son las que determinan el tiempo de ejecución y por consiguiente el costo, pues los tiempos de estrobo, acomodo de la máquina e izado del pilote, requieren de mayor tiempo y del auxilio de herramientas especiales. Entre más cuidado se tenga para no maltratar el pilote, el rendimiento por jornada se disminuye, en cambio si se hace en forma descuidada, estas maniobras resultan aparentemente más económicas si no se considera que se pone en peligro tanto la seguridad del equipo como el personal que lo opera, independientemente la reposición de los pilotes averiados ( fig. 15 ).

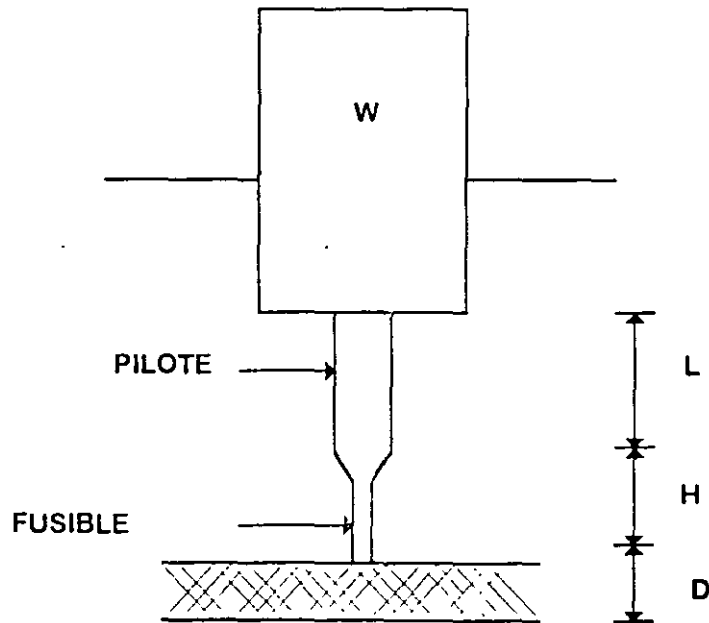
### C. CIMENTACION SOBRE PILAS

En construcción se requiere con frecuencia transmitir las cargas de una estructura dentro del subsuelo hasta llegar a alguna capa que tenga la capacidad suficiente para resistir dichas cargas.

Esta transmisión se puede lograr mediante " Columnas Enterradas " que ligan la estructura con dichos estratos. Cuando las columnas enterradas se construyen " In Situ ", usando como cimbra las paredes de la perforación, estamos hablando de PILAS DE CIMENTACION.

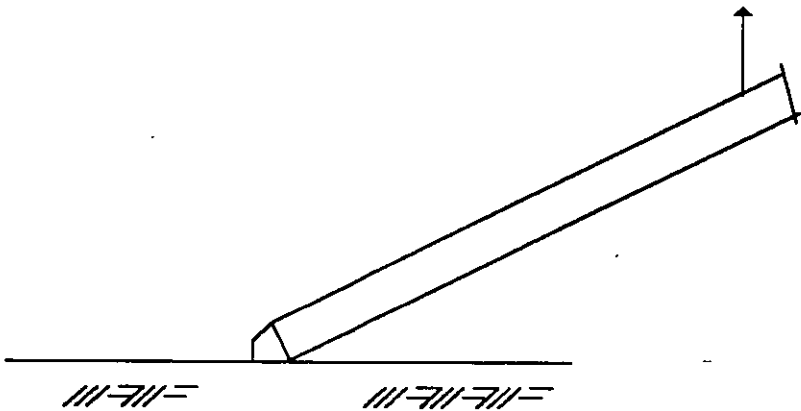
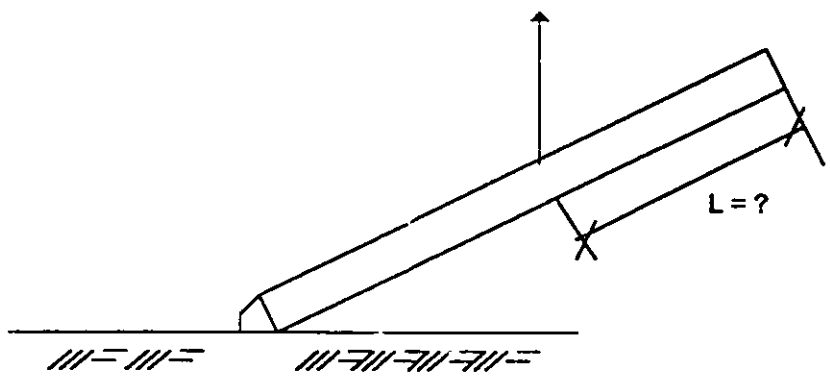
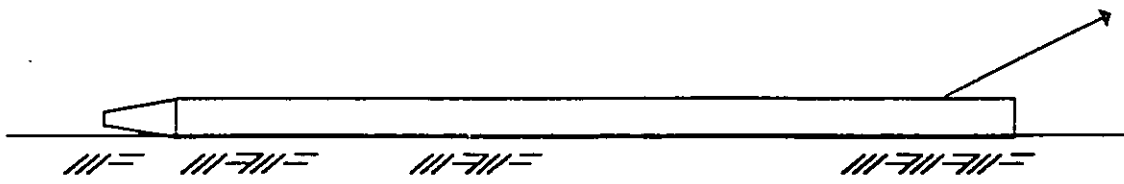


ENTONGUE DE PILOTES FIG. 13



D = ESPESOR DE LA CAPA ( POTENCIA )

PILOTE DE PUNTA PENETRANTE



FORMA INCORRECTA DE IZAR UN PILOTE

FIG. 15



Para la construcción de las PILAS, podemos considerar tres etapas principales:

- 1.- perforación
- 2.- colocación de acero de refuerzo
- 3.- colado del concreto

### Perforación

Es el proceso inicial en la construcción de pilas y consiste en la formación de un agujero en el subsuelo, en el que posteriormente se colocarán materiales que finalmente formarán la pila.

Las secciones transversales de las pilas son generalmente circulares, aunque algunas veces sobre todo cuando se trata de estructuras de gran peso o de condiciones especiales de carga, pueden ser rectangulares, oblongas, etc.

Aunque las secciones transversales generalmente son continuas, es común hacer ampliaciones en la base conocidas como CAMPANAS, que al aumentar el área de apoyo permiten incrementar la capacidad de carga, obteniéndose un uso racional de los materiales ( fig. 16 ).

La construcción de campanas se aplica cuando las pilas se realizan en "seco", de manera que sea posible la verificación del correcto estado de éstas. Las campanas hechas bajo el agua o lodos bentoníticos, implican el riesgo de que el corte de éstas o la remoción del material ya cortado se haya realizado inadecuadamente, dando por resultado una incertidumbre en las condiciones finales de dichas campanas.

En algunas ocasiones, los proyectistas de cimentación profunda recomiendan una mayor longitud de empotre en estratos de apoyo, con el fin de garantizar que el apoyo de la pila se encuentra en el manto especificado.

En suelos predominantemente friccional ( grava-arena ), este empotre es estipulado para obtener una mayor capacidad portante de la pila.

Es importante que el residente de cimentación profunda esté consciente de las limitantes de los equipos de perforación, ya que éstos han sido diseñados para perforar en suelos y continuos:

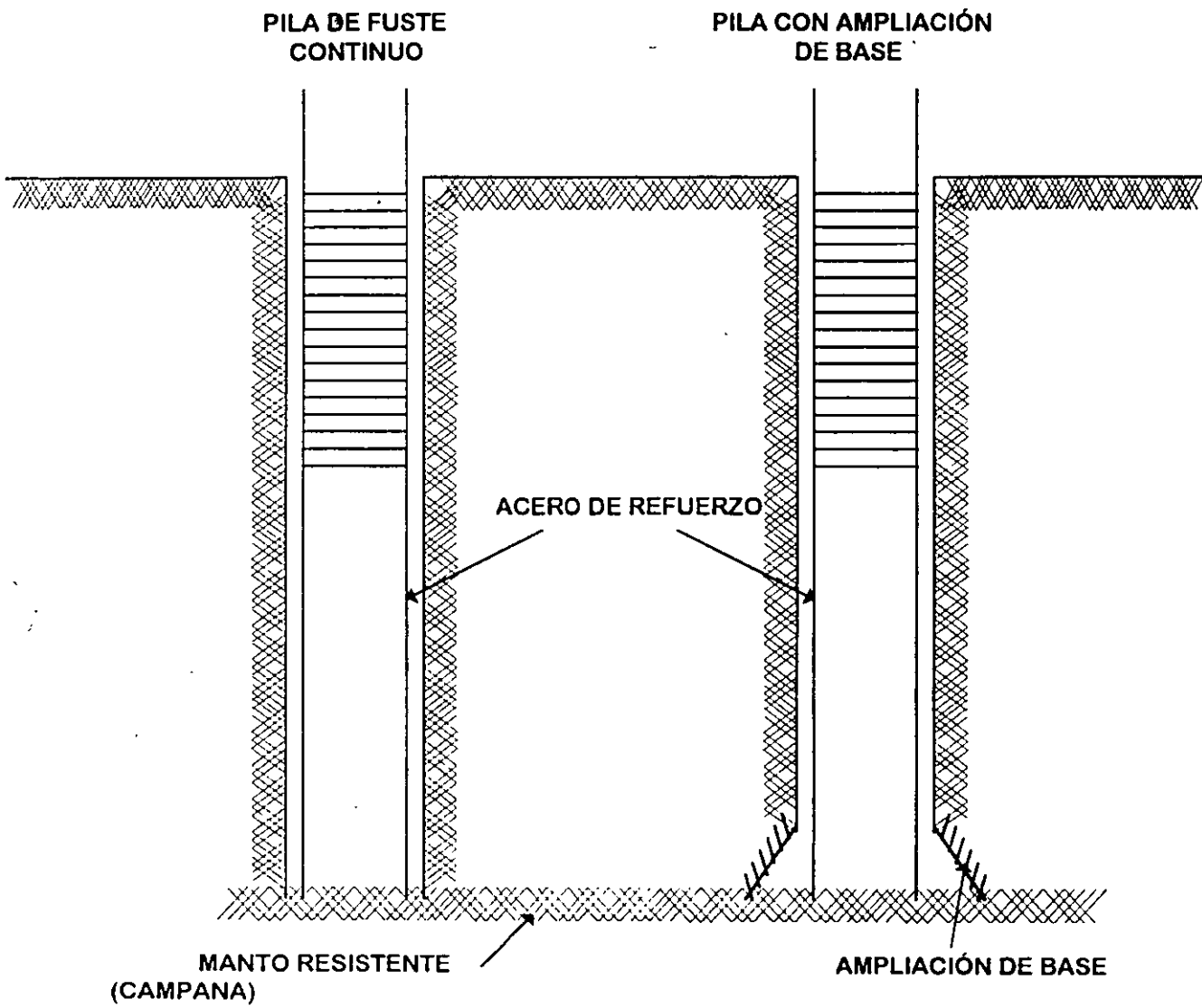


FIG. 16

## Ademes

Las condiciones del suelo, la estratigráfica, la presencia de agua, etc., determinan la estabilidad de las paredes y aún del fondo de las perforaciones. Cuando éstas no se sostienen por sí mismas, la construcción de las pilas se complica un tanto y se hace necesario el uso de ademes. Los ademes usados en la actualidad se reducen básicamente a dos tipos:

- a) ademes rígidos
- b) ademes a base de lodos

### A) Ademes Rígidos:

Los ademes rígidos generalmente consisten en ademes metálicos de una sección similar a la de la perforación y que pueden ser o no recuperables. Generalmente los ademes recuperables se retiran de la perforación mediante grúas o gatos hidráulicos una vez colocado el concreto en la perforación.

### B) Ademes a base de lodos:

Los lodos usados para el ademe de las pilas son generalmente " lodos bentoníticos " que se forman al mezclar en diferentes proporciones bentonita, que es una arcilla coloidal, con agua; formándose una sustancia con un alto peso específico y largo tiempo de sedimentación. Estos lodos forman una película impermeable en las paredes de la perforación, que ayuda a equilibrar las presiones hidroestáticas e impiden el flujo de agua que es uno de los factores de inestabilidad del suelo.

Por otra parte, sobre todo en suelos granulares como arenas y gravas, la contaminación de los lodos con el mismo suelo de las partes principalmente durante el proceso de perforación, reduce su capacidad de soporte y aumenta su velocidad de sedimentación, cuando esto ocurre puede llegar a ser necesaria la sustitución de éstos por otros no contaminados.

El cambio de lodos se realiza inyectándole aire con un compresor en la parte inferior de una tubería que se introduce hasta unos centímetros arriba del fondo de la perforación. Este aire al salir, provoca una succión que absorbe los lodos contaminados, al tiempo que se van depositando los lodos no contaminados en la parte superior de la perforación.

## COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO

Una vez terminada la perforación, es recomendable proceder con la mayor celeridad al término de la construcción de la misma, para que el suelo de las paredes y la base se altere lo menos posible y conserve sus características de cohesión y resistencia para el efecto. El siguiente paso consiste en la introducción del acero de refuerzo; deberá hacerse con la mayor rapidez aunque sin descuidar la calidad del mismo. La localización del castillo cerca de la pila y la instalación de separadores que aseguren su correcta colocación dentro de la perforación, así como el uso de una grúa con la altura suficiente que permita una introducción vertical de todo

el armado, evitando en lo posible el contacto con las paredes durante el proceso de colocación.

## COLADO DE CONCRETO

El vaciado del concreto dentro de la perforación es también muy delicado dentro del proceso de construcción de una pila, los principales cuidados que hay que tener son:

- a) rapidez en la ejecución
- b) evitar la segregación
- c) evitar la contaminación

a) Para la rapidez en la ejecución, es recomendable el uso de concreto premezclado que permite que la maniobra de colado, se realice en menor tiempo que el que se requiere fabricando el concreto con revolvedoras de campo.

b) La segregación del concreto al caer dentro de la perforación se evita con una manguera o tubería con un diámetro 12 veces mayor que el TMA ( Tamaño Máximo de Agregado ), pero no mucho más, para que los agregados gruesos se detengan al chocar con las paredes del conducto.

c) Para evitar la contaminación del concreto es fundamental hacer el colado continuo de toda la pila. Cuando el colado es bajo agua o en presencia de lodos bentoníticos es preciso usar el sistema TREMIE.

El colado TREMIE, se hace introduciendo el concreto por medio de una tubería de acero hasta el fondo de la perforación, de medio forma que fluya de abajo hacia arriba para que solo la parte superior del concreto tenga contacto con el agua o lodos. Este concreto deberá demolerse de cualquier forma al terminar el colado, ya que está contaminado. El revenimiento del concreto generalmente es de 14 a 18 cm para facilitar que fluya libremente, aunque de cualquier forma hay que cuidar que la tubería permanezca ahogada en el concreto durante todo el proceso de colado. Esta precaución es importante sobre todo durante el " chaqueteo ", que es un movimiento hacia arriba y hacia abajo a que se somete la tubería para facilitar el flujo del concreto. Otra precaución, consiste en iniciar el vaciado del concreto con una cámara de balón, de un tamaño adecuado al diámetro de la tubería y que hace las veces de válvula que reduce la contaminación del concreto al iniciar el colado.

## MAQUINARIA Y EQUIPO

La maquinaria y el equipo usada para la construcción de pilas es fundamentalmente la siguiente:

EXCAVACION	Perforadoras	- sobre grúa - sobre camión
HERRAMIENTAS DE ATAQUE	Botes Brocas Dientes y puntas	
EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS BENTONITICOS	Depósitos Mezcladores Agitadores Bombas y Mangueras	
EQUIPO PARA COLADO	Trompas de elefante Tubería Bombas de concreto	

#### PERFORADORAS

Los equipos más comunes para perforación son los rotatorios, que consisten esencialmente en una fuente de poder que mediante una transmisión hace girar a un barretón de longitudes variables, simples o telescópicos, cuyo extremo inferior se instala la herramienta de perforación propiamente dicha.

Las perforadoras usadas en México, son de dos tipos:

- a) montadas sobre grúas
- b) montadas sobre camión

Las perforadoras montadas sobre grúa son generalmente de mayor tamaño y potencia, su movilidad ya dentro de la obra, es mejor sobre todo si el terreno es difícil y tienen la ventaja adicional de que eventualmente la misma grúa puede usarse para las maniobras de introducción de acero y de colado; esto puede hacerse desmontando o sin desmontar la perforadora de la grúa ( fig. 17 )

Las perforadoras montadas sobre camión son generalmente de menor capacidad que las montadas sobre grúa. Igualmente sus limitaciones para realizar los procesos de introducción de acero y colado son mayores y frecuentemente se requiere una grúa para llevar a cabo estas maniobras, por otra parte, para obras urbanas sobre todo pequeñas, tienen mejor movilidad ( fig. 18 )

Las perforadoras rotatorias, además del efecto normal de cortar los suelos con sus herramientas de ataque, al girar, facilitan la penetración en los casos de suelos más duros cohesivos y resistentes por razón del peso propio del barretón de perforación, también existen algunos modelos que tienen equipos hidráulicos, que ejercen presiones adicionales para facilitar el corte usando como reacción el peso propio de la máquina.

PERFORADORA MONTADA EN CAMIÓN

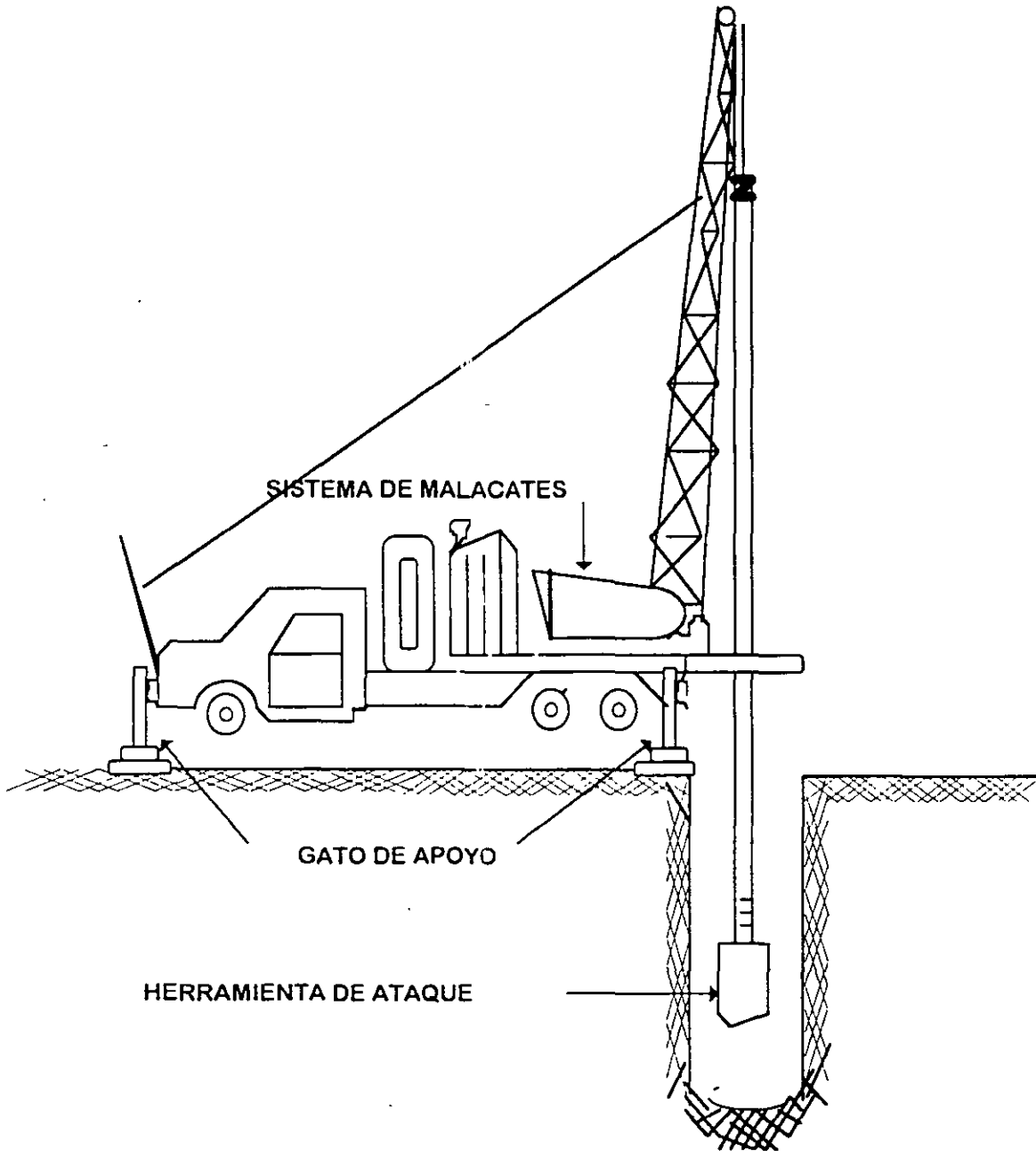


FIG. 18

PERFORADORA MONTADA SOBRE AGUA

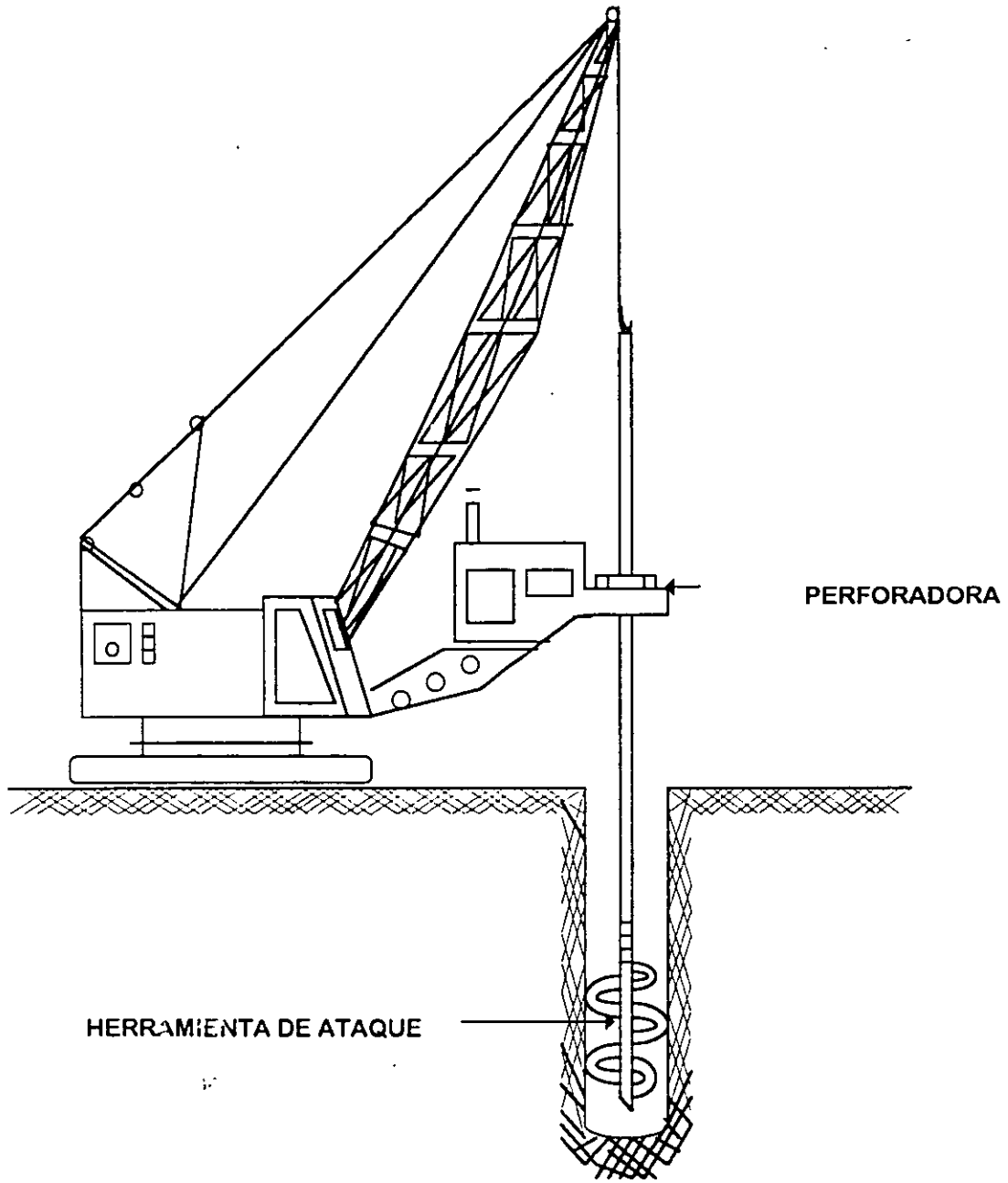


FIG. 17

Las almejas guiadas son equipos de excavación que como su nombre lo indica consisten en un cucharón que abre y cierra a manera de almeja y que se desliza verticalmente sobre una grúa que permite controlar la dirección y la posición de la excavación. Estos equipos accionados casi siempre hidráulicamente, se usan para la construcción de pilas de sección oblonga, cuadrada o rectangular.

En nuestro país las marcas más comunes de perforadoras son las siguientes:

CALWELD  
WATSON  
SOILMEC  
SANWA  
CASAGRANDE  
ERTH DRILL  
EASY BORE  
B.S.P.

Las herramientas de ataque más comunes en nuestro país, son las brocas y los botes.

Las brocas son como su nombre lo indica, espirales cilíndricas, con punta en el extremo inferior de su eje y dientes en la espiral. El diámetro, espesor, paso, tipo de dientes y tipo de punta, se ajustan en cada caso al diámetro de la perforación y al tipo de suelo.

Los botes de perforación son cilíndricos metálicos con una tapa giratoria en el fondo y un dispositivo de apertura para la misma, en la tapa se instalan dos dientes de ataque y trampas para impedir la salida del material ya cortado, hay una gran variedad en los diseños de las tapas, colocación de los dientes, espesor de las paredes, etc.

De entre las brocas por los botones especiales, cabe mencionar a los siguientes:

**BOTE CAMPANERO.-** Son botes que se usan al final de una perforación y que tienen un dispositivo mediante el cual abren dos hojas que cortan un semicírculo o trapecio que forma las campanas o ampliaciones de base. Uno de los problemas de estas herramientas, es la dificultad que tienen para tirar todo el material cortado, por lo que no es recomendable usarlas cuando no se puede bajar a la campana a terminar la extracción a mano y verificar ocularmente el estado de las mismas.

**BOTE PARA ROCA.-** Se usan para materiales duros en general; ocasionalmente tienen oquedades en las paredes que permiten la entrada de pedazos de roca; tienen por supuesto dientes especiales a base casi siempre de carburo de tungsteno.

**BOTES CORONA.-** Son botes sin tapa inferior que llevan dientes especiales para cortar la roca a lo largo del bote inferior de su pared. La roca se va introduciendo al bote y al trabarse se fractura, lo que permite su extracción.

**BROCAS CONICAS.-** Son brocas que terminan en punta, lo que facilita la penetración en terrenos pedregosos y la trabazón de los boleos y piedras en sus álabes para ser extraídos.



## DIENTES Y PUNTAS

Existe una gran variedad de dientes y puntas. Los hay para suelos blandos y para suelos duros, los de suelos blandos tienen mayor área de corte y su instalación facilita el corte rápido del suelo. Los de suelos duros son casi siempre con filos de carburo de tungsteno; los hay fijos y giratorios. Se recomienda que se usen en presencia de agua para que el calentamiento excesivo no reduzca su vida útil.

## EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS

Se requieren depósitos para el almacenamiento de los lodos; éstos pueden ser portátiles generalmente de metal, lo que facilita su transporte y aún su movimiento dentro de la misma obra, o cisternas construidas expresamente.

Para mezclar la bentonita existen equipos especiales que consisten en depósitos con agitadores; sin embargo, el procedimiento más sencillo es a base de un venturi a través del cual se hace pasar agua a gran velocidad al mismo tiempo que se vacía bentonita.

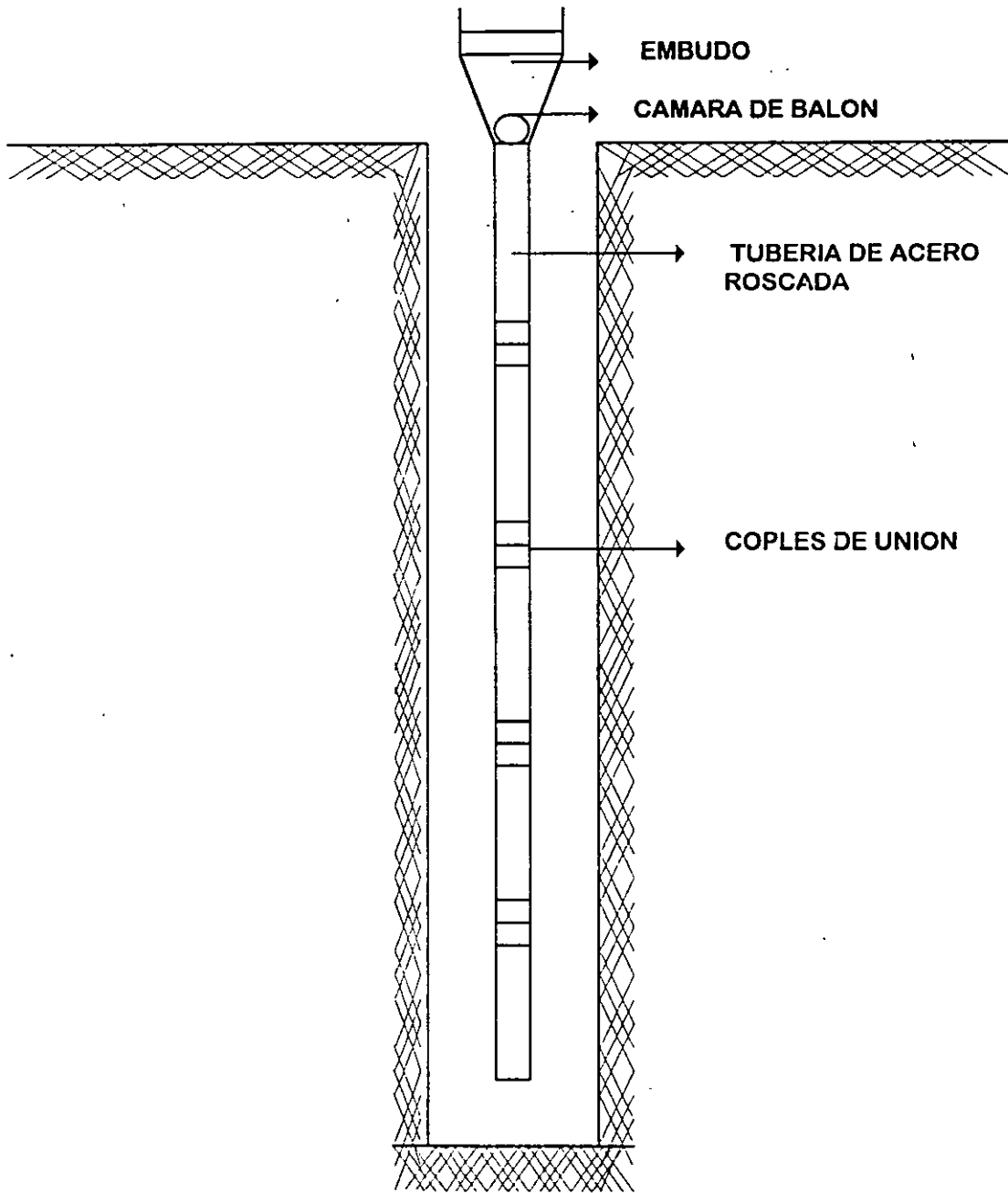
El lodo bentonítico ya mezclado se almacena en un depósito, de donde por gravedad o mediante bombas de agua, se conduce hacia las pilas al momento de ser excavadas, sustituyendo inmediatamente el material excavado con los lodos.

Finalmente para la realización del colado se usan, cuando se trabaja en seco, trompas de elefante que son mangueras de lona o plástico que evitan la segregación del concreto. Para el caso de colados bajo agua, se usa la tubería TREMIE que consiste en tubería de un diámetro 6 veces como mínimo del tamaño máximo de agregado del concreto ( fig. 19 ).

Se usan tramos de 1 a 3 m de largo, ligados mediante coples sin listón para rapidez y seguridad en las maniobras; los diámetros de tuberías más comunes son de 6 " 8 " y 10 "; es importante que esta tubería y los coples formen una superficie lo más lisa posible por la cara inferior, para facilitar el flujo del concreto, y por la cara exterior, para evitar atoramientos con el acero de refuerzo de las pilas.

En ocasiones también se usa el bombeo de concreto, sobre todo cuando el acceso de las ollas revoledoras a los puntos de construcción de las pilas es difícil.

**EQUIPO PARA COLADO DE PILAS ( TREMIE )**



**FIG. 19**

## D. CIMENTACION MIXTA

Como su nombre lo indica, una cimentación mixta es la solución que emplea simultáneamente diferentes tipos de pilotes o bien, una cimentación superficial y pilotes.

En nuestro medio, la más común es la de cajón hincado y pilotes trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, el cajón hueco permite compensar parcialmente las cargas generadas por la edificación, aprovechando el alivio que significa la remoción parcial del subsuelo efectuada para alojar dicho cajón. El excedente de cargas, el integrado por el peso total de la edificación más cajón y habiendo reducido el peso total del suelo removido, se suelo soportar por una batería de pilotes, trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, se reduce el mínimo de pilotes, ya que de no tenerse esta compensación, la batería tendría que soportar la totalidad del peso de la edificación.

Esta compensación resulta efectiva, sólo en el caso de pilotes de fricción convencionales o en sus variedades telescópico, entrelazado, etc. Si se emplean pilotes apoyados por punta, aún existiendo cajón hueco, no se puede aprovechar el alivio de cargas, ya que al estar apoyados y no tener la libertad de desplazamiento vertical, tienen que resistir el peso total de la estructura y de su cajón de cimentación.

Las cimentaciones mixtas a base de cajón y pilotes son usualmente empleadas en subsuelos como el que configura la zona del lagr del Valle de México, ya que de esta forma se elimina el problema de emersión relativa del edificio con respecto al nivel de la superficie del terreno circundante a él. Sin embargo, esta solución de cimentación tiene ciertas limitantes, como lo son las dificultades de excavaciones profundas en suelos blandos, principalmente cuando existen aguas freáticas someras y hay construcciones colindantes cimentadas superficialmente. Además, hay que tener cuidado de que no haya excentricidad entre los centros de gravedad de cargas y reacción del conjunto cajón y pilotes, ya que si no se tiene esta axialidad, pueden generarse asentamientos diferenciales.

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, se presentaron algunas fallas de cimentaciones mixtas, ya que ante las solitudes dinámicas, ciertos campos de pilotes perdieron sustentación al reducirse el confinamiento, produciéndose grandes asentamientos y en algunos casos, hasta el colapso total de la cimentación. Por lo tanto, el diseño y construcción de este tipo de soluciones de cimentación requiere de mayor cuidado y es necesario conocer bien las características físico-mecánicas del subsuelo, antes de llegar a esta clase de soluciones de cimentación.

## ADEMES Y ELEMENTOS DE CONTENCION

### ADEMES

Los principales tipos de ademe, más comúnmente utilizados en la construcción de cimentaciones profundas son:

- lodos estabilizadores

## OBTENCION DE LA DENSIDAD DE UN LODO BENTONITICO

Es importante aclarar que la densidad, el peso específico y el peso volumétrico tienen el mismo significado.

Para determinar la densidad de un lodo bentonítico, es necesario conocer el peso específico relativo de los sólidos de la bentonita.

Las propiedades físicas de un lodo bentonítico, se estudian de igual forma que en un suelo 100 % saturado. Su volumen se compone de agua y sólidos exclusivamente.

La dosificación de bentonita que se requiere para una obra, por lo general se solicita en base a un porcentaje sobre el peso del agua. Por ejemplo, si se pide un lodo bentonítico con dosificación de bentonita al 8%, se refiere a una mezcla de 1 m<sup>3</sup> de agua con 80 kg de bentonita, obteniendo su densidad de la siguiente forma:

$$\delta_{lb} = \text{peso volumétrico del lodo bentonítico} = \frac{W_t}{V_t}$$

$$W_t = W_w + W_b$$

$$\therefore W_t = W_w + \% W_w = W_w (1 + \%)$$

$$V_t = V_b + V_w$$

$S_b$  = densidad absoluta relativa de la bentonita > de 2.1 a 2.5

**Viscosidad Plástica.-** Esta propiedad es determinada mediante viscosímetros rotacionales, con los que se mide la resistencia al esfuerzo cortante a diferentes r.p.m.; además, en estos aparatos se determina la viscosidad aparente, la resistencia del gel, la tixotropía y especialmente, el punto de cedencia, el cual es la ordenada al origen de la curva de flujo y correspondiente al valor mínimo del esfuerzo cortante para el cual empieza a fluir el lodo. La viscosidad plástica debe ser pequeña, para permitir la separación de las arenas que el lodo acarrea al salir de la perforación. El punto de cedencia, define además la penetración del lodo en la vecindad de la perforación o zanja; es conveniente mantener la viscosidad plástica en un rango comprendido entre 10 y 30 centipoises.

**Viscosidad Marsh.-** Se define como el tiempo necesario para que escurran 946 cm<sup>3</sup> de lodo, a través del orificio calibrado de un cono Marsh. Este ensaye debe realizarse en obra, para determinar si un lodo puede reutilizarse o es necesario emplear nuevo lodo. Debe tratarse que se tengan valores bajos, entre 35 y 90 segundos de vaciado.

**Filtrado.** Este ensaye permite determinar la capacidad de un lodo para formar "enjarre", que es una membrana impermeable de arcilla adherida al subsuelo, que hace posible que se puedan transmitir las presiones hidrostáticas de la columna del lodo y evitar al mismo tiempo, la

- camisas metálicas
- estructuras de ademe

### LODOS ESTABILIZADORES

Se conoce lodos estabilizadores o lodos perforación, a todos aquellos fluidos viscosos formados naturalmente o prepararlos exprofeso, para estabilizar o ademar las paredes de una perforación, zanja o excavación.

Con el auge de las perforaciones de pozos petroleros, se encontró que algunas arcillas ( mormorilonita sódica ), al ser mezcladas mecánicamente durante la perforación con las aguas freáticas, forman fluidos de alta viscosidad y densidad, que detenían las paredes del subsuelo por su alto empuje generado en ellas y por una capa de arcilla que se adhería a ellas. ( enjarre ).

Este casual descubrimiento, condujo a investigar las propiedades de lodos formados con otros tipos de arcillas y a encontrar proporciones idóneas para formar lodos más efectivos y económicos, los que además pudieran ser reutilizados más veces. En nuestro medio, las arcillas más empleadas en la formación de lodos estabilizadores son las bentonitas sódicas y cálcicas. En la actualidad, se ha avanzado mucho en la investigación y utilización de fluidos estabilizadores del subsuelo bajo el manto freático, llegándose a mezclas de aceites con polímeros, de bentonitas con cemento ( lodos fraguantes ) o arcillas atapulgitas ( en aguas de alta concentración salina ).

Las propiedades físico-químicas primordiales de un lodo bentonítica son: densidad o peso específico, viscosidad plástica, viscosidad Marsh, filtrado, contenido de arena, concentración o potencial de hidrógeno ( ph ), añejamiento, dosificación y rendimiento.

Densidad.- Denominada también como peso específico, es la cantidad de materia por unidad de volumen. Se evalúa en el laboratorio por medio de una balanza de lodos formada por un receptáculo para el lodo, en un brazo y una escala con contrapeso deslizante, en el otro. Se expresa en unidades de peso sobre volumen (  $gr/cm^3$ ,  $kg/dm^3$  o  $ton/m^3$  ). Los lodos utilizados en condiciones normales tienen una densidad relativa comprendida entre 1.03 y 1.15. En algunos casos para aumentar la densidad, se necesita añadir minerales inertes pesados como la barita.

generación de derrumbes locales. Para efectuar esta prueba es necesario un filtro prensa, en el cual se calcula el agua libre ( $\text{cm}^3$ ) y el espesor del enjarre (mm). Cierta porción del agua de un lodo permanece libre entre los granos sólidos, por lo tanto en una relación agua-bentonita constante de un lodo, al aumentar el agua libre, aumenta el espesor del enjarre, pero disminuye al mismo tiempo su resistencia y es menos efectivo para estabilizar las paredes de la excavación. Por consiguiente, es necesario que el espesor del enjarre sea inferior a 5mm.

Contenido de arena.- Como su nombre lo indica es la proporción de arena contenida en el lodo. Al incrementarse la cantidad de arena, además de dañarse los equipos, se reduce la efectividad de un lodo, ya que para una relación constante agua-bentonita, al aumentar el contenido de arena el volumen de agua libre y en consecuencia, se incrementa el espesor del enjarre. Por lo tanto, debe mantenerse inferior al 3% en volumen. Para evaluar el contenido de arena de un lodo, se hace pasar cierta cantidad de este por la malla # 200 y la arena retenida en esta se expresa como un porcentaje del volumen.

Potencial de hidrógeno (ph).- Es la concentración de iones de hidrógeno en un lodo y representa la acidez o alcalinidad. Se determina mediante un papel sensible y el color producido, indica el potencial de hidrógeno. Las propiedades de un lodo varían en función del ph medido. Es conveniente que este se encuentre en un rango de 7 a 10.

Añejamiento.- Es el tiempo transcurrido entre la preparación y utilización de un lodo. Se ha comprobado que un añejamiento mínimo de 24 horas, la viscosidad plástica y el punto de cedencia aumenta, mientras que el agua libre disminuye, sin variar el espesor del enjarre. Sin embargo, cada tipo de bentonita responde diferente, por lo que el reposo puede variar entre 8 y 24 horas, y en algunos casos es necesario que la bentonita se termine de hidratar dentro de la perforación, cuando se trata de obturar flujos o fugas.

Dosificación y Rendimiento.- La dosificación depende del tipo de bentonita empleado, del agua freática y de las características que se desee tenga el lodo. Por lo tanto, es necesario hacer ensayos previos con diferentes proporciones y determinarse así las propiedades de cada concentración. Es usual que en agua con bajo concentración de sales, el porcentaje en peso de bentonita en relación al agua sea del 5 al 10%. Es usual definir como rendimiento, a la cantidad de  $\text{m}^3$  de lodo, con viscosidad media de 15 centipoises, que pueden separarse con 1 ton de bentonita seca. Este rendimiento se determina experimentalmente, haciendo varias mezclas de agua-bentonita con diferentes proporciones y determinando su viscosidad plástica. Mediante una gráfica relación bentonita-agua vs densidad, se puede interpolar y determinar el rendimiento.

### CAMISAS METÁLICAS.

Cuando las perforaciones no se pueden estabilizar con lodos, se recurre al uso de camisas metálicas las cuales pueden ser recuperables o perdidas, según sea el caso.

Las camisas metálicas recuperables se utilizan generalmente en suelos arenosos cuyo nivel freático está muy abatido y que por lo tanto el lodo bentonítico se fuga hasta equilibrarse con ese nivel.

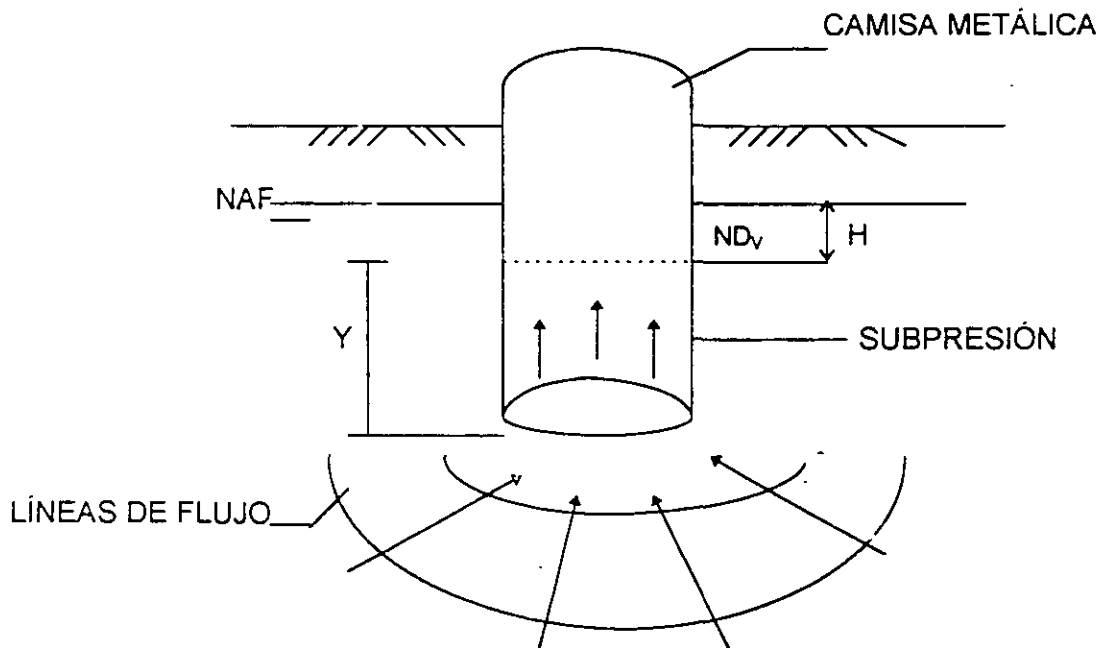
Otra aplicación de estas camisas se tiene cuando las perforaciones contienen agua salada, en donde la bentonita se flocula si no se mezcla con algún aditivo, cuyo costo y control, resulta ser antieconómico.

Cuando las perforaciones son mayores de 2m de diámetro en terrenos friccionantes en estado suelto, el material deja de trabajar en arco; en estos casos para obtener perforaciones confiables, se hace necesario el uso de camisas metálicas recuperables.

La práctica nos ha enseñado que el espesor de la camisa recuperable sea de tantos milímetros como decímetros tenga el diámetro; por ejemplo: una camisa de 80 cm de diámetro tendrá un espesor de 8mm, una de 150 cm de diámetro tendrá un espesor de 15 mm. Se recomienda que el mínimo espesor sea de 8mm, ya que de lo contrario tendría problemas al ser hincada y extraída.

Por lo general, las camisas recuperables son hincadas y extraídas con equipo especial y el principio técnico está descrito en la memoria de la Reunión Conjunta Consultores Constructores de Septiembre de 1980, que llevó a cabo la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

El uso de la camisa recuperable tiene su limitante, ya que se debe prever evitar la subpresión en el fondo de la perforación, que se origina al abatir el nivel de agua dentro de la camisa metálica durante el proceso de extracción del material, según se indica en la siguiente figura.



Donde : H = Carga de Presión  
Y = Longitud de Empotre

FIG. 20

Para reducir este fenómeno, es necesario que la camisa se empotre de 3 a 4 diámetros abajo del nivel de desplante de la pila, al mismo tiempo que se restituya el nivel del agua dentro de la camisa de tal manera que la  $H = 0$ .

La operación anterior resulta ser la mayoría de las veces un poco problemática y tardada, pues en la práctica no se puede restituir el peso del volumen del material extraído por su equivalente en agua en forma simultánea; para evitarlo, es necesario que el nivel dentro de la camisa está por lo menos un metro arriba del nivel freático con el que se tienen grandes consumos de agua.

La mejor forma de utilizar la camisa metálica es empotrándola en algún estrato impemeable, o bien combinando la perforación con el sistema de lodos.

Las camisas metálicas no recuperables se usan para evitar estrangulamientos en los colados in situ, pues como sabemos al depositar el concreto en la perforación, la pared de éstas hace la función de cimbra cuando el suelo no puede soportar el empuje del concreto.

Cuando el subsuelo acusa la presencia de turba o un alto contenido de agua (más del 300%), es conveniente colocar una camisa perdida por la razón anterior.

Generalmente la camisa metálica no recuperable es de lamina del No. 12 ó 18. A diferencia de la anterior, esta se coloca y no se inca; también tiene la particularidad de que puede ser continua o no, según se indica en las figuras siguientes:

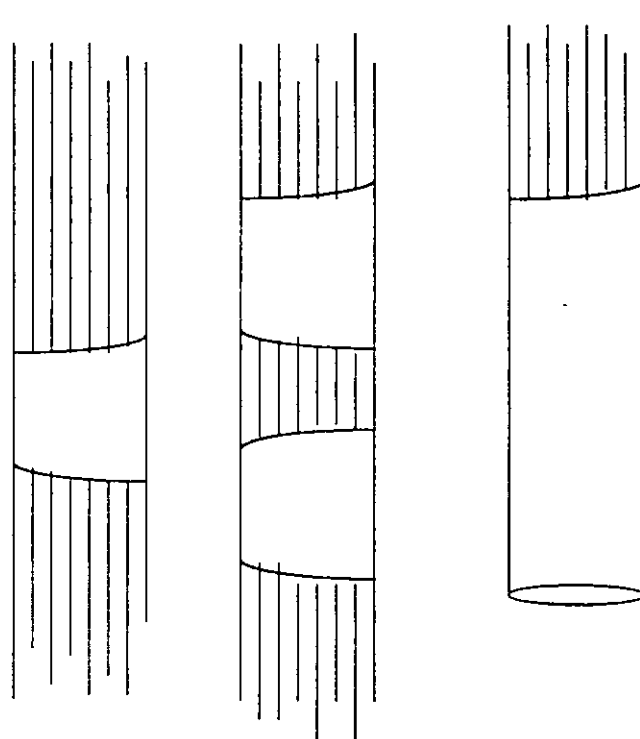


Figura 21.



## RECOMENDACIONES PARA LA INSPECCIÓN Y VERIFICACIÓN DE OBRAS

La función primordial del Ingeniero Residente de cimentación profunda, es la de supervisar o inspeccionar los trabajos para que estos se realicen de acuerdo a las especificaciones y lograr de esta forma, que las consideraciones teóricas del diseño de una cimentación se apeguen a la realidad, alcanzándose el mayor control de calidad posible y que la subestructura tenga el comportamiento previsto en su diseño, sin embargo, el buen comportamiento de una cimentación profunda, no solo depende de que ésta se construya dentro de las tolerancias establecidas en sus especificaciones, puesto que es fundamental que las premisas de cálculo por el analista sean las correctas, y es importante por lo tanto, que también exista una estrecha supervisión por parte del proyectista, ya que suelen presentarse en campo condiciones diferentes a las esperadas en teoría.

Así mismo, suele ocurrir que el analista proponga procesos constructivos poco usuales, que hasta inclusive, requieran de aditamentos ó equipos altamente especializados. Por lo anterior, es necesario que antes de iniciar la construcción de una cimentación profunda, se tengan reuniones previas entre consultor y contratista, para que ambos intercambien ideas y de esta forma, el contratista comprenda e interprete correctamente el proceso constructivo a seguir y no cometa errores que modifiquen e inclusive dañen las condiciones originales del subsuelo. Además, estas reuniones previas servirán para que el contratista exponga al consultor los limitantes propios de cada equipo o los inconvenientes que pueda tener el proceso constructivo estipulado por este último.

El Ingeniero Residente por su parte, deberá de estudiar previamente el trabajo por ejecutar, entendiendo el criterio y razonamiento del proceso constructivo y de sus correspondientes especificaciones.

Los principales aspectos que debe cuidar y vigilar el Ingeniero Residente de una cimentación profunda son los siguientes:

### GENERALES

- a) Que los planos contengan todas las especificaciones necesarias y esté perfectamente definido el proceso y secuela constructivos, contando además, con el correspondiente estudio de mecánica de suelos.
- b) Que el terreno sea el que corresponda a la obra y que sus características de colindancias, accesos y topografía sean las que se establecieron en los planos y estudio de mecánica de suelos.
- c) Que las edificaciones en las colindancias no tengan daños previos al hincado y en caso de haberlos, reportarlos inmediatamente a la dirección de la obra, quien ordenará las actuaciones legales correspondientes.

- d) Que se haya efectuado correctamente la protección reglamentaria de colindancias y de vía pública.
- e) Que se hayan previsto los elementos de protección a transeúntes y / o vehículos.
- f) Que en los accesos para equipo y dentro de las zonas de trabajo no existan obstáculos, tales como cables aéreos, instalaciones subterráneas, teléfonos, ductos eléctricos, agua, gas, cimentaciones antiguas y en general cualquier elemento que obstruya o impida el libre movimiento y trabajo del equipo.
- g) Que existan en la obra las licencias y permisos de construcción necesarios.
- h) Que antes de enviar el equipo a la obra, éste sea revisado y esté en condiciones de trabajar correctamente, corroborando de que se trata del equipo especificado para estos trabajos, además de que se tenga toda la herramienta y accesorios completos. Esto es esencial en obras foráneas.

## PILOTES

- a) Deberá marcarse la localización exacta de cada pilote, clavando estacas, colocando referencias externas y verificando su posición inmediatamente antes del hincado de cada elemento. Este trazo deberá de llevar la aprobación de la obra.
- b) Que el tipo, forma y características de los pilotes correspondan a los especificados.
- c) Para el caso de pilotes precolados, se verificará además lo siguiente:
  - Que la geometría y otras características de los moldes se ajusten a las especificaciones.
  - Que la dimensiones, forma y calidad del acero de refuerzo sean las especificadas.
  - Que se tengan las condiciones propicias de curado.
  - Que sigan los procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
  - Que la calidad del concreto ( dosificación, revenimiento, resistencia, etc.) sea la especificada.
  - Que las juntas de unión cumplan con las especificaciones.
  - Que los pilotes recibidos en obra tengan claramente indicadas su edad y su resistencia.
  - Que la cabeza y/o placa de unión tengan claramente marcadas su cara correspondiente.
  - Que se sigan adecuadamente procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
  - Que la condición de los pilotes sea satisfactoria, rechazando los que están dañados.
  - Que las uniones se lleven a cabo conforme a las especificaciones.
- d) En las operaciones de hincado de pilotes se deben cuidar los siguientes aspectos:
  - Información general: fecha, identificación de pilote.
  - La localización precisa del pilote.
  - La verticalidad dentro de la tolerancia especificada (+/- 2%).

- La verticalidad de las guías del martinete.
  - El número de golpes para cada predeterminada longitud de penetración.
  - Posición y calidad de la soldadura en las uniones.
  - Localización, hora y duración de cualquier interrupción durante el hincado, indicando el motivo.
  - Número de golpes por centímetro en la etapa final de hincado, hasta cumplir la especificación de rechazo.
  - Cota final de la cabeza del pilote.
  - Cualquier comportamiento errático del hincado, anotando la elevación correspondiente de la punta.
  - Cualquier otra observación pertinente.
- e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, las tolerancias que se aceptarán para fabricación e hincado de los pilotes serán las siguientes:

En la fabricación :

Longitud +/- 3 mm por cada metro de longitud.

Sección transversal de 6 a 13 mm.

Desviación con respecto al eje longitudinal no más de 1mm por cada metro de longitud.

Localización del acero de refuerzo:

Recubrimiento del armado principal : -3 a +6 mm.

Paso de la espiral: +/- 13 mm.

En el hincado:

Es común especificar una tolerancia del 2.5 % de la longitud total, en lo referente a la verticalidad de los pilotes. En suelos difíciles resulta aceptable una tolerancia del 4%.

## PILAS

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Además de la información general sobre secuencia estratigráfica, tipos de suelos y su resistencia al corte, el estudio geotécnico previo a la construcción de las pilas deberá poder definir los siguientes conceptos:

- a) Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo, localización y espesor de dichas capas, niveles piezométricos en tales estratos.

- Nivel piezométrico en el estrato de apoyo.
- Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimiento de remoción de las mismas.
- Presencia de gas natural en el suelo o roca.
- Análisis químico del agua freática.

b) En los trabajos de perforación se deben anotar y cuidar los siguientes aspectos:

- Información general, fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la perforación, equipo utilizado, personal o cargo, etc.
- Localización de la pila: se debe determinar con aparatos la desviación del cuerpo del centro de la penetración terminada con respecto al centro del proyecto.
- Verificación de que el procedimiento constructivo permita cumplir las especificaciones de proyecto.
- Verticalidad y dimensiones de la perforación a intervalos regulares. La verticalidad de la perforación no excederá con la desviación permisible especificada.
- Selección del método y equipo para atravesar estratos permeables, si los hay.
- Selección del método y equipo para atravesar grandes obstrucciones.
- Seleccionar adecuadamente la secuencia de perforación y colado, cuando sea necesario ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de este como de las construcciones vecinas.
- Registros de los estratos de suelo registrados durante la perforación ( cuando se quiera).
- Profundidad del estrato resistente en donde se apoyará la pila.
- Geometría de la campana.
- Calidad del estrato de apoyo ( esto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible).
- Calidad del lodo bentonítico, de acuerdo al proporcionamiento especificado por la dirección de la obra.
- Pérdida de lodos, si las hay (cantidad).
- Cuando la perforación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático, no debe extraerse el bote a velocidad tal que provoque succión y en consecuencia caídos. en este caso conviene subir el bote despacio, permitiendo el restablecimiento de la presión o dejando en el centro del bote una tubería que permita el rápido paso del lodo de perforación hacia la parte inferior del bote mientras esta sube. Se debe evitar el uso indiscreto de los lodos y el nivel de éste deberá permanecer un metro como mínimo arriba del nivel freático.

c) Una vez terminada y aprobada la perforación se iniciarán los trabajos de colado, teniendo que anotar y cuidar los siguientes conceptos:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.
- Calidad del concreto (dosificación, revenimiento, tiempo después de mezclado). Se deberán tomar cilindros de cada olla, de alguna bachada al azar y cuando menos tres de cada pila.
- Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga sean los correctos. Tener cuidado de mantener en forma continua el extremo inferior del

tubo "tremie" dentro del concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni por fuera.

- Observar la condición del fondo de la perforación inmediatamente antes de colocar el concreto.
  - Observar la condición de las paredes de la perforación o del ademe de acero que estará en contacto con el concreto fresco y anotar la posición del nivel de agua fuera del ademe. El concreto deberá de colocarse inmediatamente después de esta inspección.
  - Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro y longitud de varillas es el adecuado.
  - No usar patos o grúas fijas para el manejo de las armaduras de acero de refuerzo. Observar que la posición de la armadura se ajuste a los planos y especificaciones.
  - Cuidar el método de colocación del concreto en la pila y asegurarse de que no exista segregación de materiales, cuando se utilizan procedimientos tales como caída libre desde un tolva, tubería "tremie" y botes con descarga a fondo. No usar concreto bombeado a menos que sea colocado con tubo "tremie" o "trompa de elefante".
  - Cuando se debe colar concreto bajo lodo bentonítico, deberá hacerse una limpieza de este (desarenándolo), o bien una sustitución, asegurando así que el lodo no genere azolves.
  - Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento y aire incluido o peso volumétrico húmedo cuando la obra lo requiera.
  - Asegurarse que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos de que dentro del ademe se mantenga una altura de concreto necesario si es que este se va a extraer. Si no se usa ademe, verificar que al peso del concreto sea el suficiente para equilibrar la presión hidrostática existente.
  - Calcular el volumen de concreto por colar, considerando un volumen excedente por concepto de porcentaje de manejo, contracción volumétrica, volumen excedente, por contaminación (descabece superior), geometría real de la perforación, estado de las paredes y contenido de humedad del suelo. La experiencia indica que el volumen excedente debe ser del orden del 10 al 20% del volumen teórico.
  - El Ingeniero Residente deberá estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido al desprendimiento de las paredes o extrusión.
  - Determinar la elevación de descabece y la longitud exacta de cada elemento.
  - Verificar la colocación correcta de la pila terminada.
- d) El Ingeniero Residente deberá entregar al Director de Obra un informe diario conteniendo los siguientes datos:
- Descripción de los materiales encontrados durante la excavación.
  - Descripción de las condiciones de agua freática encontradas.
  - Descripción de las obstrucciones encontradas y si fue necesario removerlas.
  - Descripción del ademe temporal o permanentes; incluyendo su finalidad, longitud y espesor de la pared, así como el empotramiento y el sello obtenido.
  - Descripción del comportamiento del suelo o del agua; estabilidad de la campana y de las paredes; pérdida de suelo; métodos de control y necesidades de bombeo.
  - Datos obtenidos de la medición directa de la perforación y de la campana.
  - Descripción de los métodos de limpieza y grado de limpieza alcanzado inicialmente.

- Elevación a la cual se encontró el material de apoyo y su descripción; velocidad de perforación, y conclusiones alcanzadas con respecto a la calidad de dicho material de apoyo.
- Verificación del grado de limpieza justamente antes de colocar el concreto.
- Registro de la profundidad del espejo de agua dentro de la perforación y gastos de infiltración dependiendo el tipo de suelo, antes de colocar el concreto.
- Registro de la inspección del acero de refuerzo en cuanto a posición y calidad.
- Método de colocación del concreto y de extracción del ademe. Registro de la elevación del concreto al comenzar el vibrado, si se especifica.
- Registro de las dificultades encontradas. Este debe contener la posible inclusión del suelo, posibles huecos, posibles estrangulamientos y posible colapso del ademe.
- Condición del concreto entregado en obra, incluyendo el control del revenimiento, peso volumétrico, aire incluido, ensayos de cilindros en compresión y otras pruebas.
- Registro de cualquier desviación de las especificaciones y decisiones tomados al respecto.

e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, en general se recomiendan las siguientes:

**Localización.**- En el posicionamiento de la cabeza de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro de la pila o hasta máximo de 10 cm en cualquier dirección. El diseño de la cimentación deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

**Verticalidad.**- La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2% de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5 % del diámetro de la pila o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

**Campanas.**- El área del fondo de la campana no será menor del 98% de la especificada. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor del 55% con la horizontal y el arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cm de altura. El talud vertical de la campana debe ser preferentemente una línea recta o en su defecto ser cóncavo hacia abajo. En ningún caso será cóncavo hacia arriba en más de 15 cm medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.

**Limpieza.**- Se deberá remover todo el material suelto y azolve antes de colocar el concreto. en ningún caso el espesor en el fondo de la pila de tales materiales excederá 2.5 cm.

**Concreto.**- El tamaño máximo de agregado no deberá ser mayor de 20 mm.

**Ademes.**- Los ademes deberán de manejarse y protegerse evitando que se ovalen más de +/-5 % del diámetro nominal.

## RECOMENDACIONES PARA LA ORGANIZACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS

Dos de las funciones más importantes del Ingeniero Residente son la Organización y Administración de su obra, ya que de ellas depende básicamente el resultado positivo de la misma.

Dando por hecho que tanto el presupuesto como la planeación para ejecutar la obra, fueron debidamente estudiados por los responsables de esos aspectos en la Oficina Central; el Ingeniero Residente es el responsable de que la obra se ejecute de acuerdo a esas bases.

Guardando la debida proporción, una obra es como una empresa, en la cual el gerente es el Ingeniero Residente, por lo que él debe actuar vigilando todos los aspectos que intervienen en la operación de esa empresa y no solamente en el aspecto técnico de ejecución de los trabajos, lo cual según el caso podrá delegar en otros ingenieros ayudantes a quienes él dictará criterios y sobre quienes ejercerá vigilancia por medio de los controles adecuados.

Para conseguir los resultados planeados en una obra, ésta debe ser eficientemente organizada y administrada.

### A. ORGANIZACIÓN

A partir del criterio general trazado por los responsables de este aspecto dentro de la empresa, el Residente deberá estudiar minuciosamente la obra por ejecutar, las especificaciones, planos, programas, presupuesto y contrato para conocer perfectamente al personal y equipo que va a utilizar, así como las instalaciones previas que requerirá para una eficiente operación. Deberá programar los fletes de equipo y las requisiciones de materiales, así como sus solicitudes de recursos económicos.

Podría recomendarse al Ingeniero Residente de manera enunciativa pero limitativa, ya que mucho depende del tipo de obra, de su duración, su importe y su ubicación; que observe los siguientes puntos que le auxiliarán para una adecuada organización de su obra.

- 1.- Estudio del proyecto, programa, presupuesto y contrato.
- 2.- Elaboración del organigrama del personal.
- 3.- Elaboración de programa de utilización de equipo, indicando fechas de transporte.
- 4.- Elaboración de las listas de embarque detalladas para cada transporte.
- 5.- Programación de utilización de mano de obra.
- 6.- Programación de requisiciones de materiales.
- 7.- Programación de requisiciones de recursos económicos.
- 8.- Proyecto de las instalaciones de campo y su equipamiento.
- 9.- Elección de la papelería necesaria para todos los controles de obra, registros, bitácoras y estimaciones.

## B. ADMINISTRACIÓN

Aún en los casos que por requerirlo se cuente con un administrador en la obra, debe fungir como subalterno del Ingeniero Residente, quién tiene la responsabilidad de la obra y los conocimientos generales para obtener la máxima eficiencia de los recursos a él asignados. Es por ello que el Residente es también el Administrador general de su obra.

El Residente podrá delegar la ejecución de trámites y el manejo de controles administrativos de personal, suministros, transporte, almacén, cobranza, sindicato, seguro social, etc., pero siempre deberá mantener vigilancia de que estos aspectos se cumplan correcta y oportunamente.

Es de suma importancia que el Ingeniero Residente participe directamente en la elaboración de estimaciones de obra, ya que él es el único que tiene el conocimiento total de lo que está ejecutando, y tiene la capacidad de manejar adecuadamente el catálogo de precios unitarios y criterio para solicitar el pago de determinados conceptos adicionales, o modificaciones de precios por cambios de especificaciones o de procedimiento constructivo.

A continuación se enlistan los principales conceptos de administración que el Ingeniero Residente debe cuidar permanentemente durante la ejecución de la obra:

1. Que las cuadrillas de personal consideradas en el presupuesto para cada actividad, estén integradas con los elementos idóneos para realizarla, previa verificación de la competencia y eficiencia de cada trabajador.
2. Llevar cuidadosamente y al corriente la bitácora oficial y otra bitácora en la que detalladamente se anote la historia de la obra.
3. Que el equipo sea el adecuado y esté completo con todos sus accesorios y herramientas necesarios para un eficaz desempeño.
4. Contar en campo con una existencia mínima de las refacciones de mayor utilización y las partes o insumos más comunes.
5. Controlar diariamente los avances, para verificar los rendimientos y en caso de encontrar que son menores de los estimados en el presupuesto, tomar medidas correctivas para normalizarlos.
6. Elaborar cuidadosamente las estimaciones de obra efectuada, preparándolas con la anticipación debida para presentarlas puntualmente de acuerdo a las fechas establecidas.
7. Controlar diariamente las listas de asistencia verificando que los tiempos extras solo sean los autorizados, basándose en el presupuesto, o bien, justificados por algún motivo particular.



8. Ejercer vigilancia sobre el almacén y controlar que los consumos de materiales en la obra no excedan de los programados de acuerdo con la producción realizada. Controlando también la herramienta mediante vales de resguardo.
9. Revisar periódicamente los programas de utilización de equipo , de mano de obra y de suministros corrigiendo las posibles desviaciones.
10. Vigilar que los controles de calidades de los materiales se estén realizando de acuerdo con las especificaciones.
11. Que los trabajos de trazo y localización se lleven con la suficiente anticipación.
12. Procurar que sean cordiales las relaciones entre el propio personal de obra, así como entre el personal técnico, administrativo y la supervisión.
13. Vigilar permanentemente que cumplan los compromisos del contrato, así como las obligaciones obrero-patronales, y que se observen las medidas de seguridad establecidas.
14. Controlar el cumplimiento de pagos fiscales, del seguro social, así como cuotas del sindicato.
15. Reportar periódicamente a la oficina central, en forma clara y resumida los avances y desarrollo general de la obra.
16. Expeditar el trámite de estimaciones y cobros en obra.
17. Mantener permanentemente limpia la obra y ordenado el equipo , procurando recuperar aquellos sobrantes de materiales que son útiles.
18. Al término de utilización de maquinaria y equipo, deberá vigilar que todo se limpie y prepare adecuadamente para su envío a donde se le haya indicado, cuidando de remisionar detalladamente cada transporte.
19. Efectuar los trámites de terminación de obra: acta de recepción, balanza de materiales en caso de haber recibido suministros del cliente, liquidación final, avisos de baja en el seguro social, en Hacienda y finiquito en el sindicato.

Si el Ingeniero Residente cumple debidamente con su función técnica y vigila cuidadosamente los puntos recomendados para organizar y administrar su obra, seguramente logrará buenos resultados.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO JET-GROUTING

José Antonio Avelar Cajiga

### I. INTRODUCCIÓN

Cuando se habla de la cimentación de una estructura cuyas cargas rebasan la capacidad de trabajo del suelo en donde se pretende construir, generalmente se piensa en una solución de pilas o pilotes, sin embargo no siempre es posible construir estos elementos dentro de un rango económico aceptable.

La tecnología en todas las áreas en las que el hombre gravita, ha progresado velozmente y la cimentación profunda como parte de este complejo, ha alcanzado metas que hacen posible conocer el suelo, con lo que se logran diseños y construcciones confiables, donde la economía no se soslaya.

La observación unida al ingenio de los geotecnistas y constructores de la cimentación profunda, optimizan día a día el uso del suelo en el campo constructivo. Uno de los resultados de éste esfuerzo es el "jet-grouting" que es un procedimiento generado en Japón por la compañía Kajima y desarrollado en Italia a partir de 1979 por la compañía Trevi.

El "jet-grouting" obedece a principios lógicos de ingeniería, cuya finalidad específica es cementar el material suelto del subsuelo haciéndolo más resistente e impermeable. (Fig.1)

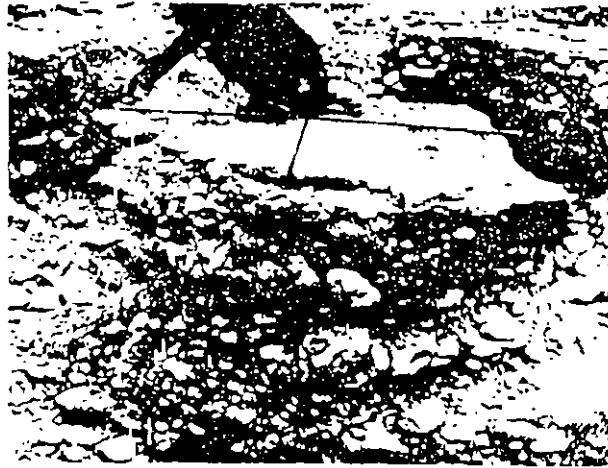
La naturaleza nos da diferentes tipos de suelos en los que abundan aquellos cuya formación es de granos gruesos con poco a nada de finos, los cuales sabemos son inestables y presentan gran dificultad para la construcción de cimentaciones profundas hechas ya sea con pilas y/o pilotes debido a su heterogeneidad.

Cuando el subsuelo está compuesto por material friccionante en estado suelto, es posible instalar pilas o pilotes mediante otros procedimientos; en estos casos las cargas de las estructuras se reciben en su totalidad sobre los mencionados elementos con lo que la cimentación suele ser costosa.

Se antoja pensar que resulta un desperdicio no aprovechar los agregados que contiene este tipo de suelos que lo único que les falta es el cementante, lo cual se logra con el "jet-grouting". (Fig. 2)



(Fig.1) Muro pantalla hecho a base de columnas "jet-grouting" de 1.20 m de diámetro.



(Fig.2) Columna de 1.50m de diámetro, constituida básicamente por granos gruesos bien graduados con pocos finos, cementada con el sistema "jet-grouting"

## II. GENERALIDADES

El "jet-grouting" es un proceso constructivo que consiste básicamente en inyectar lechada (agua-cemento) a alta presión (400 a 500 bar) en el subsuelo y así hacer un mejoramiento del mismo aumentando su capacidad de carga.

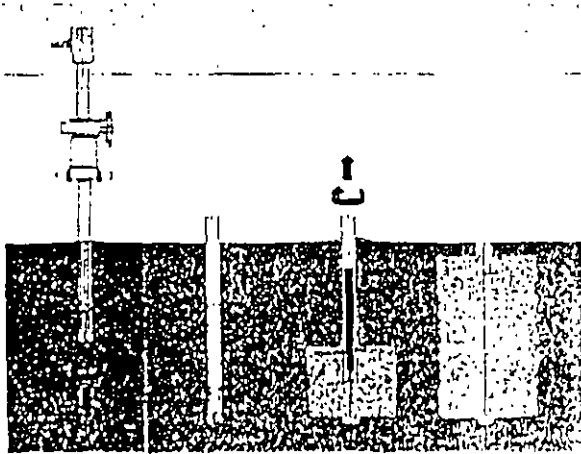
Este procedimiento constructivo es ideal para mejorar subsuelos constituidos básicamente por materiales cuya granulometría es gruesa con algunas incrustaciones de roca, (boleos de 30cm de diámetro, gravas y/o arenas en su mayoría); la resistencia que se alcanza a la compresión en este tipo de terrenos, una vez hecha la inyección, va de 600 a 700 kg/cm<sup>2</sup>.

En subsuelos arenosos la resistencia es de  $300 \text{ kg/cm}^2$  y en areno-limosos es de  $100 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente, es decir, entre más permeables son los estratos mayor será la resistencia a la compresión después del tratamiento.

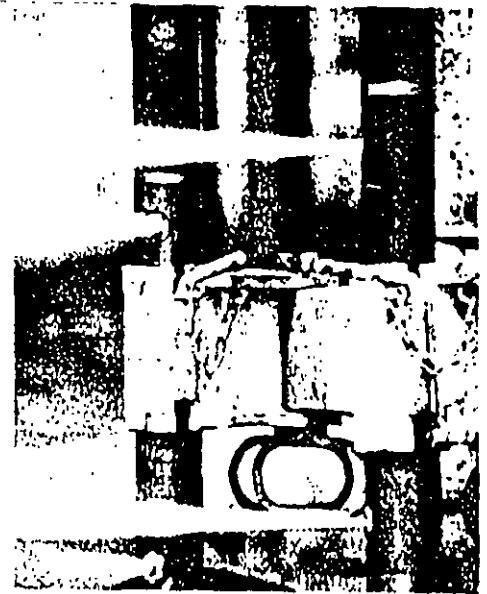
También es posible hacer "jet-grouting" en suelos cuya constitución sea de partículas finas (arcillas y/o limos) y su resistencia a la compresión oscila entre  $15$  y  $25 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente.

### III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO (Fig. 3)

El procedimiento constructivo "jet-grouting" consiste en hincar mediante presión y rotación un monitor hasta un determinado desplante; este monitor lleva en la punta una corona de ataque capaz de atravesar la roca, 10cm arriba de ésta corona se encuentran instalados unos pequeños orificios conocidos como toveras por las cuales sale la lechada, aire y/o agua a alta presión, dependiendo del método que se utilice. (Fig.4)



(Fig. 3)



(Fig. 4) Monitores con toveras de 2 mm de diámetro disparando chorros de lechada a una presión de 450 bares.

Una vez que el monitor ha alcanzado su desplante, este se hace girar a ciertas revoluciones extrayéndose lentamente y de forma simultánea se inyecta lechada a alta presión, de tal suerte que se empieza a formar una columna mejorada constituida por agua, cemento y materiales del subsuelo. (Fig. 5)



(Fig. 5) Columnas de prueba hechas con el procedimiento "jet-grouting":

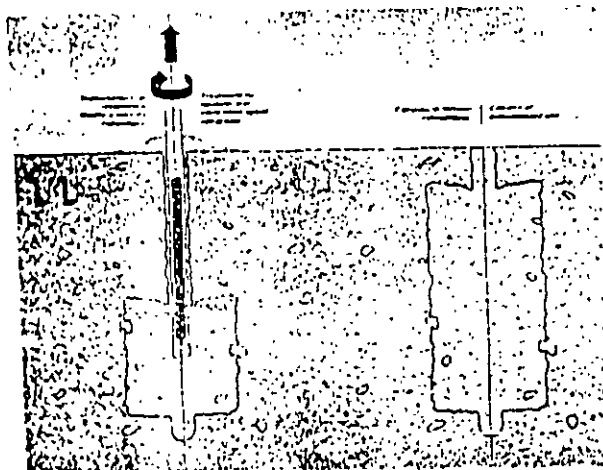
Hay tres métodos básicos para hacer "jet-grouting":

+) Método T1 : (Fig. 6)

El monitor tiene una sola cámara por donde entra la lechada a alta presión y sale por la toveras.

Los diámetros de columnas que se pueden obtener con este método dependen de los materiales que constituyan al subsuelo, los cuales se enuncian a continuación :

- En terrenos limo-arcillosos las columnas van de 30 cm a 50 cm de diámetro.
- En terrenos areno-gravosos las columnas van de 50 cm a 60 cm de diámetro.
- En terrenos gruesos bien graduados van de 60 cm a 70 cm de diámetro.

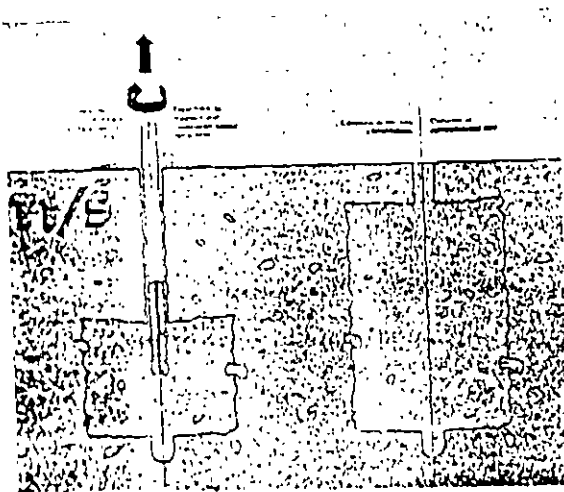


(Fig. 6)

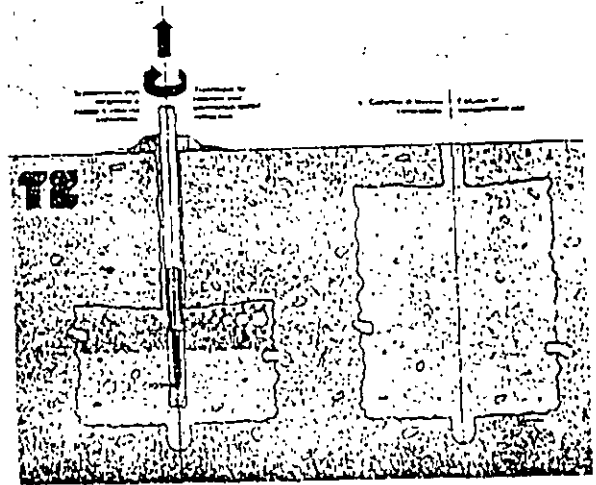
+) Método T1/S: (fig. 7)

El monitor tiene dos cámaras, en una entra lechada a alta presión y en la otra aire a 250 pcm y 7 kg/cm<sup>2</sup>, estos dos fluidos salen por las toveras; la función del aire es soplear los poros del subsuelo y enfocar más el caudal de la lechada.

Con este método se alcanzan diámetros de columnas mejoradas hasta de 120 cm.



(Fig. 7)



(Fig. 8)

+) Método T2: (Fig. 8)

El monitor tiene tres cámaras, en una entra el agua con una presión de 400 a 500 bar, en otra aire a 250 pcm y 7 kg/cm<sup>2</sup> y en la tercera entra lechada a una presión de 60 bar, estos tres fluidos salen por las toveras; la función del aire y del agua es cortar los estratos para así crear más vacíos en el subsuelo, los cuales posteriormente serán ocupados por la lechada.

Con éste método se alcanzan diámetros de columnas mejoradas hasta de 300 cm.

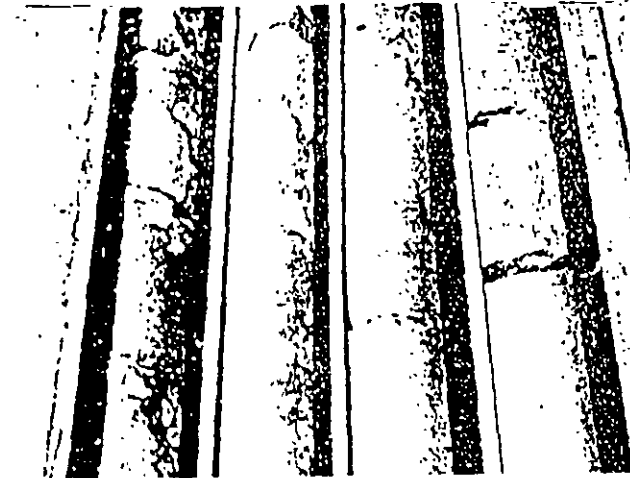
En una obra de "jet-grouting" es muy difícil preestablecer la resistencia a la compresión y el diámetro de la columna trazada, ya que en estos valores interactúan varios factores los cuales se presentan de muy diversas formas en la naturaleza, tales como la granulometría, la humedad, el nivel de aguas freáticas y en fin todos los aspectos fisico-mecánicos que conforman una determinada estratigrafía. Es por esto que antes de empezar una obra de "jet-grouting" es preciso hacer 3 o 4 pruebas a escala 1:1 en el sitio de la obra, para poder así, determinar la relación agua cemento, el caudal de la bomba, la presión a la que será inyectada la lechada y/o el agua dependiendo del método que se quiera usar, las revoluciones a las que girará el monitor y la velocidad de extracción del mismo.

Una vez precisados estos valores, se sacan corazones a las columnas y en el laboratorio se determina su capacidad de carga y simultáneamente se revisa el diámetro máximo de columna logrado durante las pruebas. (Fig. 9, 10 y 11)

Con la capacidad de carga y el diámetro de las columnas mejoradas de "jet-grouting" el calculista puede definir el número de inyecciones que se requieren. Estas pruebas duran de 6 a 9 d.h. más el tiempo que se necesite para que la columna "jet" alcance una resistencia media.



(Fig. 9) Columna "jet-grouting" a la cual se le extrajeron dos corazones para probarlos en el laboratorio.



(Fig. 10) Probetas extraídas de las columnas "jet-grouting" para probar su resistencia en el laboratorio

#### IV. EQUIPO BÁSICO

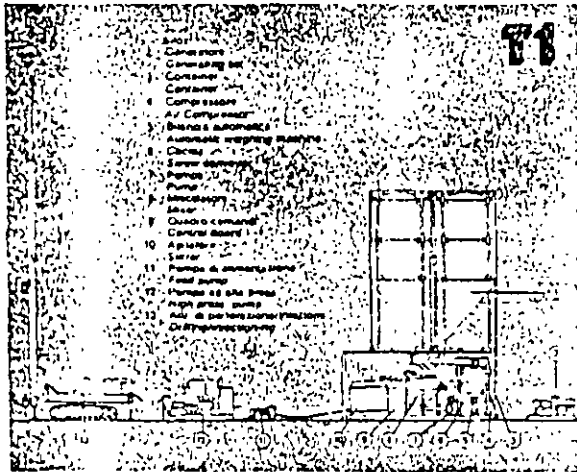
Para poder llevar a cabo una obra de "jet-grouting" con el método T1 es necesario el equipo que a continuación se describe (Fig. 12) :

- 1) Mezcladora de lechada del tipo GM-14 completamente automática. Este equipo cuantifica el agua en volumen (lt) y el cemento en peso (kg) y estos dos materiales los manda a un depósito donde los mezcla, y una vez fabricada la lechada la manda a un segundo depósito para tener "stock" y así poder atender eficientemente las demandas de la bomba a presión. La mezcladora está provista de dos silos para almacenar al cemento a utilizar.
- 2) Bomba centrífuga del tipo J70, la cual provee a la mezcladora de agua.
- 3) Bomba del tipo E121-TP2, la cual provee de lechada a la bomba de alta presión.
- 4) Bomba de alta presión (400 a 500 y hasta 900 bar en casos muy especiales) del tipo 5T-302. Esta bomba suministra a alta presión lechada hasta el monitor.
- 5) Perforadora del tipo SM-400. Esta perforadora introduce el monitor a presión y rotación mediante un mástil hasta la profundidad deseada y gira y extrae el monitor al mismo tiempo que se está inyectando la lechada para así formar la columna "jet-grouting".
- 6) Generador de corriente.

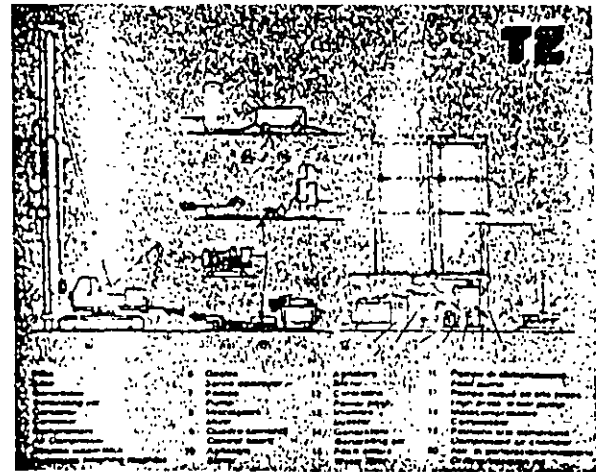
Si se quisiera aplicar el método T1/S sólo hay que adicionar al equipo anterior un compresor de 250 pcm y 7 kg/cm<sup>2</sup>, y para el método T2 se considera además del compresor una bomba para lechada de 60 bar de capacidad. (Fig. 13)



(Fig. 11) En ésta fotografía se muestra el diámetro máximo logrado durante el período de pruebas de la recimentación de una catedral del siglo XVI en Italia.



(Fig. 12)



(Fig. 13)



## V. DETERMINACIÓN DE VARIABLES.

Una obra de "jet-grouting requiere que durante el periodo de pruebas se determinen perfectamente las siguientes variables:

- 1) El caudal de la lechada.
  - 2) Las revoluciones a las que debe girar el monitor y la velocidad de extracción del mismo.
  - 3) La relación agua-cemento.
1. El caudal de la lechada está regido por los siguientes conceptos:
- a) El número de golpes por minuto que darán los pistones de la bomba durante la inyección.
  - b) Las revoluciones a las que debe estar el motor de la bomba 5T-302 durante la inyección.
  - c) Fase en la que debe estar la caja de velocidades del motor que activa a la bomba 5T-302, durante el mejoramiento.
  - d) La presión a la que la bomba 5T-302 va a inyectar la lechada.
2. Revoluciones a las que debe girar el monitor y la velocidad de extracción del mismo.

Estas dos variables son posibles de precisar única y exclusivamente durante el periodo de pruebas, sin embargo se pueden predeterminar tentativamente mediante una variación lineal basada en la experiencia, por ejemplo:

	CAUDAL (lt/min)	R.P.M. del Monitor	VELOCIDAD DE EXTRACCIÓN (cm/min)	DIÁMETRO ALCANZADO (cm)
EXPERIENCIA TREVIE MÉTODO 1	115	20	38	55
OBRA A EJECUTAR MÉTODO 1, CON MISMO DIÁMETRO MODIFICANDO ALGUNA VARIABLE	243	42	80	55

Los valores predeterminados anteriormente varían en función del tipo de terreno a mejorar.

### 3. Relación agua-cemento:

La relación agua-cemento es un aspecto muy importante para la resistencia de la columna "jet-grouting", sin embargo esta relación no es determinante ya que, como se mencionó anteriormente, existen diferentes factores que interactúan favoreciendo en menor o mayor proporción la resistencia final del mejoramiento.

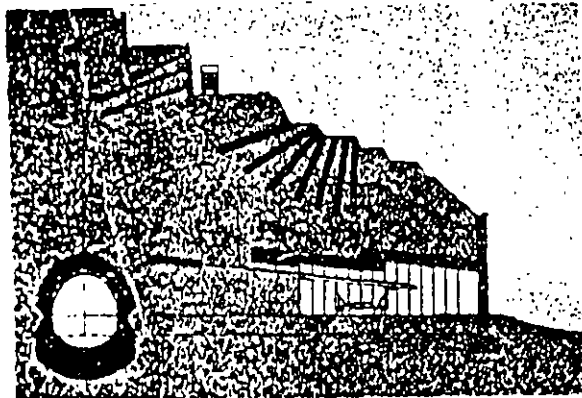
Normalmente se mezclan 1000 lt de agua con 1100 kg de cemento, es decir que es una dosificación 1: 1.1 respectivamente; pero la relación agua-cemento para los fines de "jet-grouting" puede oscilar de 1:1 hasta 1:1.5, o bien a 1000 lt de agua se le pueden agregar de 1000 a 1500 kg de cemento.

### VI. ALGUNAS APLICACIONES.

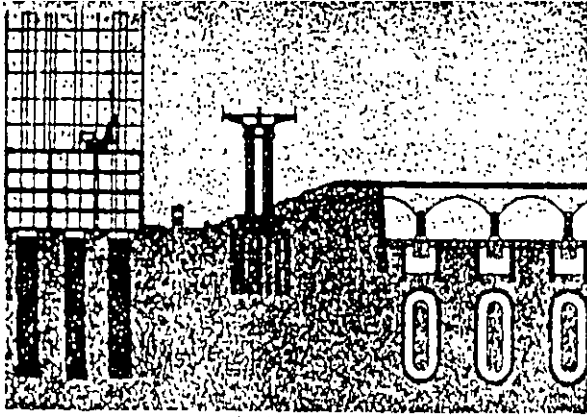
Considerando las características del "jet-grouting", últimamente se ha venido aplicando en un gran número de construcciones en Europa con resultados altamente satisfactorios, tales como anclajes, túneles, cimentación y recimentación de estructuras, impermeabilizaciones, estabilización de taludes y muros de retención (Fig. 14 15 y 16).

Es muy importante saber que este proceso constructivo ya existe en México y sería muy sano para nuestro medio su conocimiento y difusión, en el sentido de que ya es factible la cimentación artificial perfectamente definida de estratos constituidos en su mayoría por arenas, gravas y boleos hasta de 30 cm de diámetro, o la formación de pantallas impermeables mediante la inyección de un cementante en subsuelos cohesivos.

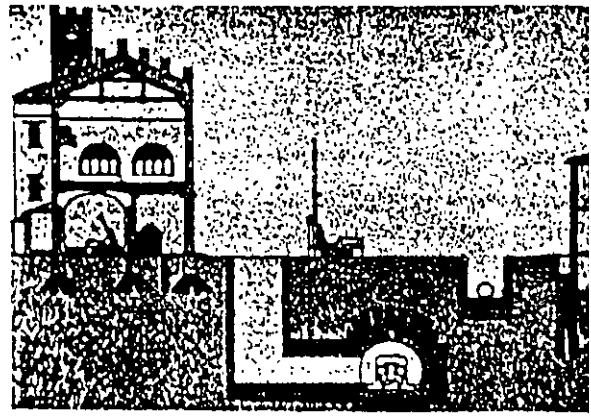
Aceptar el progreso es permitir que el país se modernice en todos los aspectos y la cimentación profunda no está exenta a estos cambios; las nuevas técnicas de cimentación que se están generando en el mundo forzosamente las tenemos que adquirir y desarrollar si no nos queremos ver sumergidos en el anacronismo. Para lograr esta actualización es necesario que tanto los geotecnistas, estructuristas y constructores hagan un frente común de mentes abiertas al cambio en favor de la ingeniería mexicana, de lo contrario nuestro medio quedará sentenciado al rezago dando lugar a que otros capitalicen nuestro descuido.



(Fig. 14)



(Fig. 15)



(Fig. 16)

## BIBLIOGRAFÍA

- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes  
Editado : Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

- Manual de Residente de Cimentación Profunda  
Editado: Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.

## PREGUNTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES

1. Se requiere construir una pantalla impermeable a base de agua, cemento y bentonita. ¿Cuál será la dosificación en volúmenes de cada elemento por  $m^3$  de mezcla? , si sus especificaciones indican que el peso del cemento debe ser el 10% del peso del agua, el peso de la bentonita debe ser 10% el peso del agua, y las densidades absolutas relativas del cemento y la bentonita son 3.1 y 2.3 respectivamente.
2. Proporcione las observaciones que considere importantes destacar del corte estratigráfico que se anexa, desde el punto de vista de ejecución de una cimentación.
3. Enuncie la característica más importante de los lodos bentoníticos, así como su aplicación.
4. Describa el procedimiento constructivo y el equipo básico, explicando las bases para su selección, que se debe aplicar en una cimentación profunda a base de elementos colados in-situ, donde los estratos de suelos son cohesivos principalmente, con algunos intermedios de arena.
5. Explique el procedimiento constructivo que se debe utilizar para una cimentación profunda a base de elementos precolados.
6. Seleccione el martinete adecuado para hincar un pilote de concreto reforzado con longitud de 21 m y sección de 40 x 40 cm. Así mismo obtenga la capacidad de carga esperada si la deformación permanente en las últimas celdas es de 1.5 mm.

RESPUESTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES.

1.- DOSIFICACIÓN EN PESOS:

$$W_c = \text{Peso Cemento} = 100 \text{ Kg}$$

$$W_b = \text{Peso Bentonita} = 100 \text{ Kg}$$

$$W_w = \text{Peso Agua} = 1,000 \text{ Kg}$$

$$W_t = \text{Peso Total} = 1,200 \text{ Kg}$$

OBTENCIÓN DE VOLÚMENES:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} ; V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w}$$

$$\therefore V_{sc} = \text{Volumen Cemento} = \frac{100 \text{ Kg}}{(3.1) (1 \text{ Kg/l})} = 32.26 \text{ l}$$

$$V_{sb} = \text{Volumen Bentonita} = \frac{100 \text{ Kg}}{(2.3) (1 \text{ Kg/l})} = 43.48 \text{ l}$$

$$V_w = \text{Volumen de Agua} = 1,000.00 \text{ l}$$

$$V_t = \text{Volumen Total} = 1,075.74 \text{ l}$$

$$\therefore \frac{V_{sc}}{V_t} = \frac{32.26 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 3.00 \% \rightarrow 30.00 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_{sb}}{V_t} = \frac{43.48 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 4.04 \% \rightarrow 40.40 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_w}{V_t} = \frac{1,000.00 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 92.96 \% \rightarrow 929.60 \text{ l/m}^3$$

2.- SE TRATA DE UN SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR LLEVADO HASTA -30.00 m, DE PROFUNDIDAD. EL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS SE DETECTO A - 3.00 m, QUEDANDO DÉBAJO DE ESTE 4.00 m DE MATERIAL LIMO-ARENOSO POR LO QUE SI SE QUISIERA REALIZAR UNA EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A - 5.00 m, EL BOMBEO SERIA EXCESIVO SI NO SE COLOCA UNA FRONTERA IMPERMEABLE EN EL PERÍMETRO DE LA EXCAVACIÓN, DEBIÉNDOLA LLEVAR APROXIMADAMENTE A - 12.00 m DE PROFUNDIDAD.

ENTRE LOS -7.00m Y -11.00 m APARECE UNA ARCILLA CON UN CONTENIDO DE AGUA NATURAL QUE REBASA EL LIMITE LIQUIDO, POR LO QUE CUALQUIER ELEMENTO COLOCADO IN-SITU REQUERIRÁ DE UN ADEME A BASE DE LODOS BENTONÍTICOS PARA ESTABILIZAR LOS ESTRATOS SUPERIORES, Y OTRO ADEME METÁLICO PERDIDO PARA SOPORTAR LOS EMPUJES DEL CONCRETO EN ESTA ZONA, YA QUE EL SUELO ES INCAPAZ DE HACERLO.

PODRÍA ACEPTARSE COMO ESTRATO DE APOYO PARA UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA EL UBICADO A LOS -20.00 m, ACLARANDO QUE SERÍA IMPOSIBLE GARANTIZAR LA FABRICACIÓN DE CAMPANAS DEBIDO A QUE SE TRATA DE UN MATERIAL ARENO-LIMOSO BAJO AGUA, LO QUE NO GARANTIZA SU ESTABILIDAD Y POR LO TANTO SU CALIDAD EN EL DESPLANTE.

LO MÁS RECOMENDABLE EN ESTE TIPO DE SUELOS ES UTILIZAR PILOTES CON SECCIÓN QUE SE HACER QUE LO MAS POSIBLE A LA CIRCUNFERENCIA, CON UNA PERFORACIÓN PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCIÓN DEL ELEMENTO PRECOLADO.

ES IMPORTANTE SEÑALAR QUE DEBIDO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO QUE SE UTILIZA EN EL HINCADO DE PILOTES, EL ESTRATO DE APOYO MEJORARÁ SU CAPACIDAD DE CARGA POR EL EFECTO DE LA ENERGÍA DINÁMICA APLICADA.

EN EL SONDEO DE REFERENCIA SE HA CONSIDERADO COMO APOYO EL MATERIAL LOCALIZADO A -20.00 m DEBIDO A QUE LOS ESTRATOS INFERIORES SIGUIENTES TIENEN UNA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR PRÁCTICAMENTE CONSTANTE.

3.- LAS CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DE LOS LODOS BENTONÍTICOS SON LAS SIGUIENTES:

DENSIDAD O PESO ESPECÍFICO , DE 1.03 A 1.15

VISCOSIDAD PLÁSTICA , DE 10 A 30 CENTIPOISES

VISCOSIDAD MARSH , DE 35 seg a 90 seg

FILTRADO O ENJARRE , NO MAYOR DE 5 mm

CONTENIDO DE ARENA , NO MAYOR DEL 3 %

CONCENTRACIÓN O POTENCIAL DE HIDRÓGENO , DE 7 A 10

AÑEJAMIENTO , DE 8 hrs A 24 hrs DE HIDRATACIÓN

DOSIFICACIÓN - DEPENDE DEL TIPO DE BENTONITA, DEL AGUA FREÁTICA Y DE LAS CARACTERÍSTICAS QUE SE DESEEN TENGAN EL LODO (DEL 3% AL 15% DE BENTONITA CON RESPECTO AL PESO DEL AGUA)

RENDIMIENTO - CANTIDAD DE LODO QUE SE PUEDE PREPARAR CON UNA TONELADA DE BENTONITA, CON VISCOSIDAD MEDIA DE 15 CENTIPOISES

LOS LODOS BENTONITICOS SE UTILIZARÁN PARA ESTABILIZAR PERFORACIONES O EXCAVACIONES EN SUBSUELOS ARENOSOS Y LIMOSOS CON CIERTA COMPACTIDAD BAJO EL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS. EN OCASIONES SE UTILIZA COMO PANTALLA IMPERMEABLE.

4. PARA EFECTUAR PERFORACIONES EN SUELOS COHESIVOS CON ALGUNAS CAPAS INTERMEDIAS DE ARENA, SE REQUIERE EL USO DE LODO BENTONÍTICO, CUYA DOSIFICACIÓN DEPENDERÁ DEL ESTADO DE LA ARENA Y DEL ESPESOR DE LOS ESTRATOS. EN CASO EN QUE LOS ESTRATOS DE ARENA ESTÉN SUELTOS CON UN ESPESOR CONSIDERABLE, LA PERFORACIÓN DEBERÁ ADEMARSE CON TUBOS METÁLICOS RECUPERABLES O PERDIDOS; SI LOS ESTRATOS ARENOSOS SON COMPACTOS, PODRÁ HACERSE USO DEL LODO BENTONITICO, SIEMPRE Y CUANDO EXISTA MANTO FREÁTICO.

LA SECUENCIA A SEGUIR PARA CIMENTACIONES A BASE DE ELEMENTOS COLADOS IN SITU ES LA SIGUIENTE:

- a) TRAZO Y LOCALIZACIÓN.
- b) COLOCACIÓN DE BROCAL EN LA PARTE SUPERIOR (DE 1.00 m A 3.00 m)
- c) PERFORACIÓN GARANTIZANDO LA PERFORACIÓN DE LAS PAREDES.
- d) LIMPIEZA DE LA PERFORACIÓN.

e) INTRODUCCIÓN DEL REFUERZO CON SEPARADORES QUE GARANTICEN EL RECUBRIMIENTO (DE 10 cm A 15 cm).

f) COLOCACIÓN DEL TUBO TREMIE.

g) INTRODUCCIÓN DEL CONCRETO POR MEDIO DEL TUBO TREMIE, COLOCANDO UNA FRONTERA EN LA PRIMERA DESCARGA PARA EVITAR EL LAVADO O CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS. EN ESTA OPERACIÓN SE DEBE CUIDAR QUE EL EXTREMO INFERIOR DEL TUBO TREMIE QUEDE SUMERGIDO EN EL CONCRETO DURANTE TODO EL COLADO.

h) RETIRO DEL TUBO TREMIE Y LAVADO DEL MISMO.

SE RECOMIENDA EFECTUAR EL DESCORCHE DEL CONCRETO, O SEA RETIRAR APROXIMADAMENTE LOS 60 cm SUPERIORES DEL CONCRETO.

EL EQUIPO BÁSICO ES EL SIGUIENTE:

1) UNA PERFORADORA ROTATORIA MONTADA SOBRE NEUMÁTICOS Y ORUGAS, CON BARRETÓN DE LA SUFICIENTE LONGITUD PARA ALCANZAR EL DESPLANTE DESEADO, ASÍ COMO EL TORQUE REQUERIDO PARA EL TIPO DE SUELO Y DIÁMETRO ESPECIFICADO.

2) BOTES PARA ARENA Y/O PARA ARCILLA CON SUS RESPECTIVAS BROCAS.

3) BOTE DESAZOLVADOR.

4) EQUIPO PARA DOSIFICACIÓN Y MANEJO DE LOS LODOS BENTONÍTICOS EN CASO DE SER NECESARIO.

5) EQUIPO DE VIBROHINCADO PARA INTRODUCIR TUBOS METÁLICOS EN CASO DE SER NECESARIO.

6) TUBO TREMIE.

5. EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL HINCADO DE ELEMENTOS PRECOLADOS ES EL SIGUIENTE:

a) UBICAR LA CAMA O CAMAS DE COLADO EN ZONAS ESTRATÉGICAS Y LO MÁS CERCA POSIBLE DE LOS PUNTOS DE HINCADO. EN CASO DE CONTAR CON ÁREA SUFICIENTE EN LA OBRA, LOS ELEMENTOS PRECOLADOS DEBERÁN SER TRANSPORTADOS DE LA PLANTA DE FABRICACIÓN A LA OBRA EN PLATAFORMAS.

EL ANCHO DE LAS CAMAS DEBERÁ SER TAL QUE EL EQUIPO PUEDA HACER EL DESPEGUE DE LOS PILOTES DENTRO DE LAS TOLERANCIAS DE ESTABILIDAD.



b) CONTAR CON LOS MOLDES NECESARIOS SEGÚN LA GEOMETRÍA DEL PILOTE, COLOCANDO DESMOLDANTE PARA CONSERVARLOS.

c) COLOCAR EL REFUERZO DE LOS PILOTES DE ACERO CON LAS ESPECIFICACIONES PROVISTO DE SILLETAS Y ASAS DE LEVANTE. EN CASO DE QUE LOS PILOTES CONSTEN DE DOS O MÁS TRAMOS, DEBERÁN COLOCARSE EN FORMA COLINEAL PROCURANDO QUE LAS PLACAS DE LAS JUNTAS COINCIDAN, FORMANDO 90° CON EL EJE LONGITUDINAL DEL ELEMENTO, PARA FACILITAR EL EMPATE DE LOS MISMOS EN EL PROCESO DE HINCADO.

d) DEPOSITAR EL CONCRETO EN UN SOLO FRENTE PARA LLEVAR EL CONTROL DE VIBRADO Y TERMINADO, PARA EVITAR JUNTAS FRÍAS.

e) CUIDAR QUE EL CUIDADO DE LAS PIEZAS SE LLEVAN DENTRO DE LAS ESPECIFICACIONES, PARA PODER MANIOBRAR LAS PIEZAS CON EL 55% DE LA  $f'c$  DE DISEÑO.

f) ENTONGAR LOS PILOTES EN NO MÁS DE CINCO NIVELES, APOYADOS EN LOS PUNTOS EN QUE SE IGUALEN LOS MOMENTOS FLEXIONANTES QUE RESISTA LA SECCIÓN, DEBIENDO CUIDAR QUE LOS APOYOS DE LOS DIFERENTES NIVELES ESTÉN EN LA MISMA VERTICAL.

g) SI LOS SONDEOS DEL SUBSUELO ACUSAN ESTRATOS QUE PONGAN EN PELIGRO LA SANIDAD DEL PILOTE, DEBERÁ HACERSE UNA PERFORACIÓN PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCIÓN DEL ELEMENTO CON EL EQUIPO ADECUADO, GARANTIZANDO LA ESTABILIDAD DE LA MISMA.

h) EL MARTINETE A USAR DEBERÁ SER TAL QUE GENERE UNA ENERGÍA DE 0.50 kg-m POR CADA kg DE PILOTE, DANDO POR CONCLUIDO EL HINCADO AL ALCANZAR EL RECHAZO ESPECIFICADO ( NO CONTINUAR EL HINCADO SI SE TIENE MENOS DE 1.00 cm DE PENETRACIÓN POR 10 GOLPES ).

#### 6. OBTENCIÓN DEL PESO DEL PILOTE:

$$Wp = 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 21.00 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg } 7 \text{ c}^{\text{m}^3} = 8,064.00 \text{ kg}$$

#### OBTENCIÓN DEL PESO DEL PISTÓN REQUERIDO:

$$R = \frac{(0.50 \text{ m})}{(2.50 \text{ m})} = \frac{(0.50 \text{ m}) (8,064.00 \text{ kg})}{(2.50 \text{ m})} = 1,612.80 \text{ kg}$$

SE ELIGE EL MARTINETE COMERCIAL QUE TENGA EL PESO DEL PISTÓN MÁS CERCANO A 1,612.80 kg, QUE EN ESTE CASO ES EL MARTINETE DELMAG D-22, CUYO PESO DEL PISTÓN ES DE 2,200 kg.

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESPERADA CON UNA DEFORMACIÓN PERMANENTE DE 1.5 mm EN LAS ÚLTIMAS CAPAS :

$$R_s = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

$$R = 2,200 \text{ kg}$$

$$h = 2.50 \text{ m}$$

$$W_p = 8,064 \text{ kg}$$

$$s = 1.50 \text{ mm}$$

$$f = c l = (0.3 \text{ mm/m}) (21 \text{ m}) = 6.30 \text{ mm}$$

$$R_s = 151,138 \text{ kg.}$$