

30



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**CAMPUS ACATLÁN**

**CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE  
MECÁNICA DE SUELOS APLICADOS AL  
PROYECTO DE EDIFICACIONES**

293079

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
JORGE ROJAS RODRÍGUEZ

ASESOR DE TESIS:  
ING. JORGE FLORES NUÑEZ



Acatlán, Edo. Mex., 2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b>		5
<b>1. INFORMACIÓN QUE SE REQUIERE PARA EL DISEÑO</b>		9
<b>1.1 Exploración y muestreo</b>		9
<b>1.1.1 Investigación preliminar</b>		9
<b>1.1.2 Investigación de detalle</b>		10
<b>1.1.2.1 Levantamiento geológico</b>		13
<b>1.1.2.2 Exploración geofísica</b>		13
<b>1.1.2.3 Muestreo y pruebas de campo</b>		17
<b>1.1.2.3.1 Pruebas de penetración</b>		
<b>1.1.2.3.2 Muestreo de suelos</b>		
<b>1.1.2.3.3 Prueba de placa</b>		
<b>1.1.2.3.4 Prueba con presiómetro Menard</b>		
<b>1.1.2.3.5 Prueba de corte directo</b>		
<b>1.1.2.4 Pruebas de laboratorio</b>		38
<b>1.1.2.5 Instrumentación de campo</b>		38
<b>1.2 Propiedades físicas de los suelos</b>		41
<b>1.2.1 Formación de los suelos</b>		42
<b>1.2.2 Propiedades índice</b>		42
<b>1.2.2.1 Relaciones entre pesos y volúmenes</b>		
<b>1.2.2.2 Plasticidad y granulometría</b>		
<b>1.2.2.3 Clasificación de los suelos</b>		
<b>1.2.3 Propiedades mecánicas</b>		50
<b>1.2.3.1 Pruebas triaxiales</b>		
<b>1.2.3.2 Pruebas de consolidación</b>		
<b>2. PROBLEMAS MÁS COMUNES EN MECÁNICA DE SUELOS</b>		57
<b>2.1 Taludes</b>		57
<b>2.1.1 Análisis por falla</b>		58
<b>2.1.2 Análisis por desplazamientos</b>		58
<b>2.1.3 Revisión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal</b>		58
<b>2.1.4 Ejemplos de aplicación</b>		63

<b>2.2</b>	<b><i>Elementos de contención</i></b>	<b>73</b>
2.2.1	<i>Elementos rígidos</i>	73
2.2.1.1	<i>Análisis por falla</i>	75
2.2.1.2	<i>Análisis por desplazamientos</i>	78
2.2.2	<i>Elementos flexibles</i>	79
2.2.2.1	<i>Análisis por falla</i>	79
2.2.2.2	<i>Análisis por desplazamientos</i>	84
2.2.3	<i>Revisión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal</i>	84
2.2.4	<i>Ejemplos de aplicación</i>	86
<b>2.3</b>	<b><i>Cimentaciones</i></b>	<b>95</b>
2.3.1	<i>Cimentaciones superficiales</i>	95
2.3.1.1	<i>Análisis por falla</i>	95
2.3.1.2	<i>Análisis por desplazamientos</i>	96
2.3.2	<i>Cimentaciones profundas</i>	103
2.3.2.1	<i>Análisis por falla</i>	103
2.3.2.2	<i>Análisis por desplazamientos</i>	103
2.3.3	<i>Revisión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal</i>	110
2.3.4	<i>Ejemplos de aplicación</i>	117
<b>3.</b>	<b>INSTRUMENTACIÓN</b>	<b>141</b>
3.1	<b><i>Generalidades</i></b>	<b>141</b>
3.2	<b><i>Tipos de instrumentos</i></b>	<b>143</b>
3.2.1	<i>Instrumentos para medir esfuerzos</i>	143
3.2.1.1	<i>Celdas de presión</i>	144
3.2.1.2	<i>Piezómetros</i>	147
3.2.1.2.1	<i>Piezómetro abierto en perforación previa</i>	
3.2.1.2.2	<i>Piezómetro abierto hincado</i>	
3.2.1.2.3	<i>Piezómetro neumático</i>	
3.2.2	<i>Instrumentos para medir deformaciones</i>	153
3.2.2.1	<i>Referencias superficiales</i>	154
3.2.2.1.1	<i>Testigos superficiales</i>	
3.2.2.1.2	<i>Testigos en muros</i>	

3.2.2.2	<i>Inclinómetros</i>	156
<b>3.3</b>	<b><i>Medición e interpretación de resultados</i></b>	<b>159</b>
3.3.1	<i>Medición e interpretación de resultados de los esfuerzos</i>	159
3.3.1.1	<i>Celdas de presión</i>	159
3.3.1.2	<i>Piezómetros</i>	160
3.3.1.2.1	<i>Piezómetro abierto en perforación previa</i>	
3.3.1.2.2	<i>Piezómetro neumático</i>	
3.3.2	<i>Medición e interpretación de resultados de las deformaciones</i>	162
3.3.2.1	<i>Referencias superficiales</i>	
3.3.2.2	<i>Inclinómetros</i>	
<b>4.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>167</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>LISTADO DE PROGRAMA DE COMPUTADORA, EN LENGUAJE BASIC, PARA EL CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS</b>	<b>171</b>

# INTRODUCCIÓN

En términos generales, las edificaciones se construyen para satisfacer necesidades específicas en la sociedad. En ocasiones, éstas pueden ser de beneficio social o en atención a intereses particulares. Inicialmente se realiza una factibilidad del proyecto con los impactos correspondientes, y con la búsqueda del lugar físico y recursos financieros para su construcción. Una vez que se cuenta con estos requisitos, se da inicio con los trabajos con apoyo de diversos especialistas para comenzar a dar forma al proyecto; trabajos que se enlistan a continuación, junto con el especialista encargado de realizarlos.

- Topografía. ( Realizado por un Ingeniero Topógrafo).
- Proyecto de urbanización. (Realizado por un Arquitecto).
- Anteproyecto Arquitectónico. (Realizado por un Arquitecto).
- Proyecto definitivo Arquitectónico. (Realizado por un Arquitecto).
- **Estudio de mecánica de suelos. (Realizado por un Ingeniero civil especialista).**
- Proyecto ejecutivo estructural. (Realizado por un Ingeniero civil especialista).
- Proyecto de instalaciones. (Realizado por un Ingeniero civil especialista).
- Planeación y concurso. (Realizado por el Dueño)
- Construcción de la obra. (Realizado por un Ingeniero civil especialista).

Dentro de estas actividades, se encuentran los estudios de mecánica de suelos. Estudios que son realizados por un especialista con aptitudes teóricas y prácticas; sin embargo, en la lista aparecen diferentes profesionales, Arquitectos e Ingenieros civiles, que cuentan con especialidad diferente y tal vez, con poca experiencia en la mecánica de suelos. Estos profesionales requieren en ocasiones del conocimiento o la revisión de estos estudios, los cuales están dirigidos al **diseño y a dar recomendaciones del procedimiento constructivo de lo que se diseña.**

Este trabajo, que lleva por título (*CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE MECÁNICA DE SUELOS APLICADOS AL PROYECTO DE EDIFICACIONES*), pretende ser una base útil para los profesionales que carecen de esa experiencia en la mecánica de suelos; enfocándolo al **diseño** de estructuras, tales como:

- *TALUDES*
- *ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y*
- *CIMENTACIONES*

Que son los problemas que con mayor frecuencia se presentan en los estudios de mecánica de suelos. Por ejemplo, actualmente las *CIMENTACIONES* de la mayor parte de los edificios se desplantan por debajo del nivel de banqueta debido a que existe una gran demanda de construcción de sótanos para estacionamientos. Esto lleva como consecuencia a la realización de excavaciones a cielo abierto, que según Terzaghi (referencia 1), pueden ser superficiales cuando su profundidad es menor a los 6.0 m, o profundas cuando sobrepasa esta profundidad.

Para la construcción de la cimentación del edificio se requiere primero la realización de la excavación, lo que lleva como consecuencia a la estabilización temporal de sus paredes, lo cual se puede lograr con un *TALUD*, si existe espacio suficiente para su elaboración o con un *ELEMENTO DE RETENCIÓN*, cuando se carece de ese espacio o se requiere que las paredes de la excavación sean verticales.

En este trabajo, al mencionar estructura, se refiere a un *TALUD*, a un *ELEMENTO DE RETENCIÓN* o a una *CIMENTACIÓN*. Como se mencionó anteriormente el diseño de estas estructuras, es el problema que con mayor frecuencia se presenta en la mecánica de suelos; se tratan en el *capítulo 2*, que se considera la parte central de este trabajo, que pretende ser una base útil de consulta para el diseño de estas estructuras. Se dan las herramientas, de tal forma que con el diseño se garantice su estabilidad y seguridad. Se presenta la forma de analizarlas, sin entrar a detalle de los conceptos teóricos, considerando los mecanismos de falla y los factores de seguridad mínimos permisibles por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Se presenta una serie de ejemplos con el propósito de facilitar el entendimiento; es importante mencionar que en la mecánica de suelos, no existe solución única a un problema dado, por lo tanto, la solución que se presenta en los ejemplos puede ser una de varias que pueden existir; en general, no se detallan los análisis y los cálculos que permitieron llegar a la solución; el objetivo es que con estos ejemplos se tengan las bases suficientes para solucionar problemas de *ESTABILIDAD DE TALUDES, ELEMENTOS DE RETENCIÓN Y CIMENTACIONES*.

Cabe aclarar que el factor de seguridad a que se hace referencia en este trabajo, al analizar la estabilidad de las estructuras del capítulo 2, tiene el significado tradicional que se le da a la mecánica de suelos (relación entre fuerzas o momentos resistentes entre las fuerzas o momentos actuantes). Si se usan los conceptos de factores de carga y de resistencia, expuestos en el RCDF, la seguridad deberá ser equivalente a la indicada en términos de factor de seguridad.

Para el diseño de dichas estructuras se requiere del conocimiento previo de la estratigrafía y propiedades físicas de los suelos del sitio donde se pretende la construcción. En el *capítulo 1*, correspondiente a la *información que se requiere para el diseño*, se presenta la forma de obtener tal conocimiento; este capítulo se divide en dos partes, la primera, *exploración y muestreo*, contempla las diferentes etapas que se deben seguir para la exploración y con esto conocer la estratigrafía del sitio. Se presentan correlaciones empíricas que se tienen con los penetrómetros (penetración estándar y cono eléctrico). Correlaciones que sirven de ayuda para obtener algunas propiedades físicas de los suelos y realizar un diseño de carácter preliminar. En la segunda parte de este capítulo, correspondiente a las *propiedades físicas de los suelos*, se describen las propiedades que se necesitan de los suelos y la forma de obtenerlas. Una vez que se tienen estas propiedades se realiza el diseño definitivo de las estructuras.

Finalmente, en el *capítulo 3* se presenta la *instrumentación*; el capítulo se divide en tres partes, en la primera se describen las *generalidades*, la importancia que tiene la instrumentación para confirmar la seguridad del diseño, las variables que se miden y la periodicidad de las mediciones; en la segunda parte se describen los *tipos de instrumentos* que con mayor frecuencia se utilizan, enfocándose a la medición de los esfuerzos y deformaciones; en la tercera parte, con apoyo de casos prácticos, se presenta la *medición e interpretación de los resultados* obtenidos con la instrumentación.

Existen otros problemas, como el análisis de interacción suelo-estructura, para estos análisis se requiere de mayor detalle para su entendimiento, sobre todo en lo que respecta al análisis estructural, lo que hace un análisis más sofisticado; por tal motivo este tema queda fuera del alcance de este trabajo, aunque se dan algunas referencias de consulta para el profesional interesado.



# 1. INFORMACIÓN QUE SE REQUIERE PARA EL DISEÑO

## 1.1 Exploración y muestreo

Para el diseño de las estructuras tales como *taludes, elementos de contención y cimentaciones*, que son los problemas más comunes en la mecánica de suelos y que serán comentados más adelante en el capítulo 2, se necesita conocer la estratigrafía y propiedades del suelo del sitio donde se va a ocupar alguna de dichas estructuras. Tal conocimiento se obtiene a través de la exploración, obtención de muestras del suelo y realización de pruebas de laboratorio. En este subcapítulo se describe la exploración del sitio y la forma de obtener las muestras; las propiedades de los suelos se describirá en el subcapítulo 1.2. De acuerdo con la figura 1.1.1 la exploración del sitio se realiza en dos etapas.

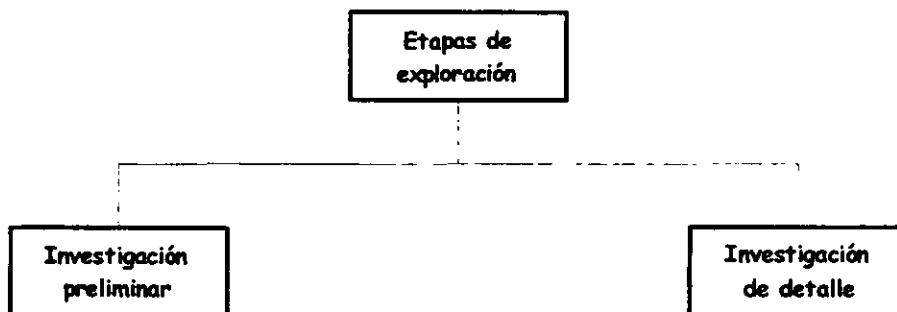


Figura 1.1.1 Etapas de exploración de los suelos

### 1.1.1 Investigación preliminar

Los trabajos de exploración deben dar inicio con la realización de una investigación preliminar. Su propósito es recopilar todo tipo de información cercana al sitio donde se llevará a cabo la construcción de la edificación, información que sea útil para el diseño (topografía, geología y propiedades de los suelos). La investigación preliminar consta de las etapas que se presentan en la figura 1.1.2

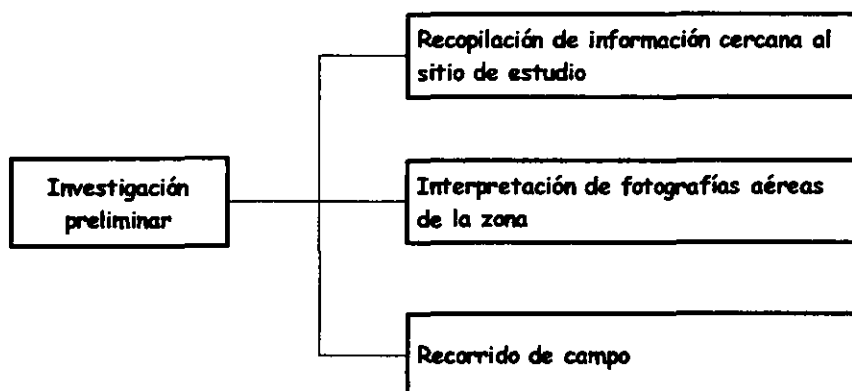


Figura 1.1.2 Etapas de la investigación preliminar

A continuación se describen las actividades que componen la investigación preliminar.

Recopilación de información cercana al sitio de estudio. La Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), a través de sus reuniones, ha recopilado y publicado información de las características del suelo de 61 ciudades del país (tabla 1.1.1).

Interpretación de fotografías aéreas de la zona. Con fotografías aéreas de pares estereoscópicos, de diferentes años, se puede tener una idea sobre los acontecimientos que se hayan presentado en el sitio de estudio, cortes en el terreno, rellenos colocados, o demoliciones de estructuras; también se tiene una idea de la topografía y la geología del sitio en forma preliminar.

Recorrido de campo. Se debe realizar con un especialista geotécnico en compañía de un geólogo; los objetivos son comprobar la interpretación de fotografías aéreas, además de identificar y clasificar los suelos superficiales; así como obtener información sobre el comportamiento de estructuras vecinas e información que permita programar la investigación de detalle.

### 1.1.2 Investigación de detalle

Esta investigación se puede lograr con métodos de exploración directos, semidirectos e indirectos. La investigación de detalle incluye las pruebas de laboratorio e instrumentación (figura 1.1.3).

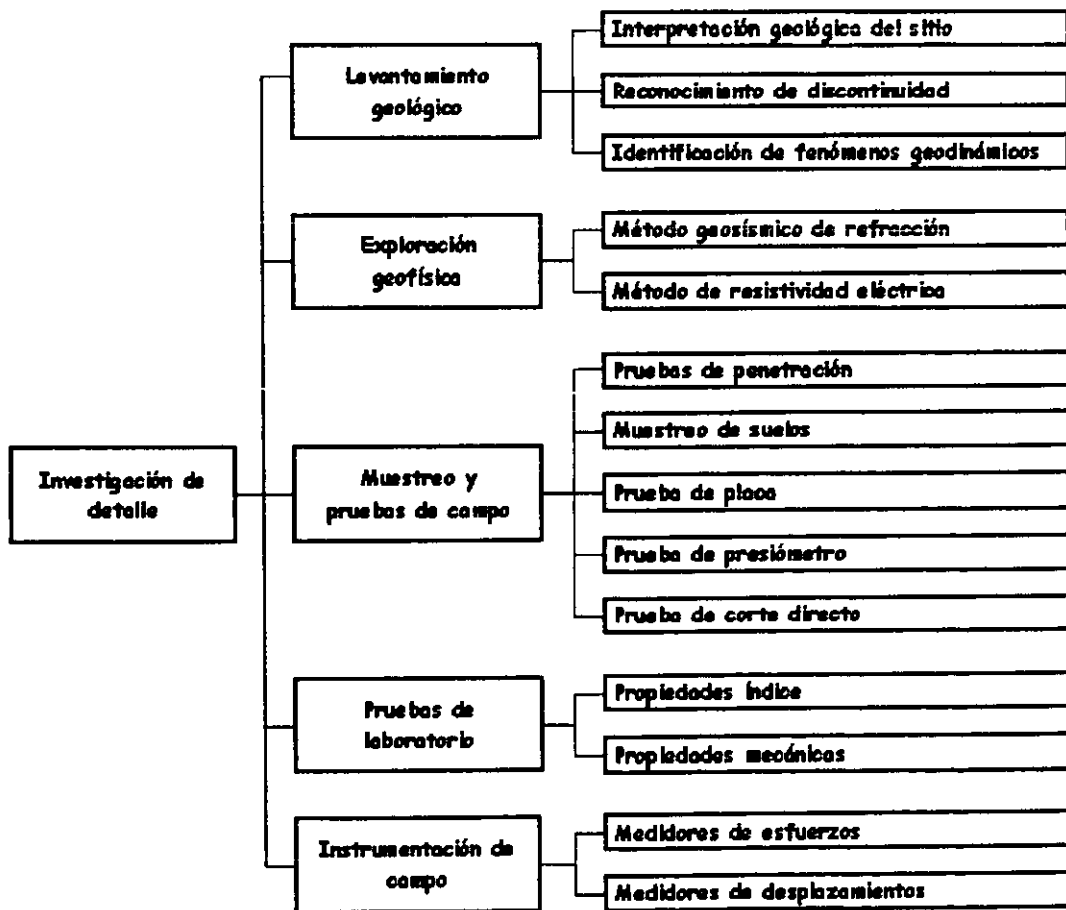


Figura 1.1.3 Etapas de la investigación de detalle

TABLA 1.1.1 CATÁLOGO DE CIUDADES ESTUDIADAS, REFERENCIA 1.1.1 (continúa..)

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(ES)
1. Acapulco	VI	72	C.L. Flamand, L. Ayestarán, G. Marín, M. Palacios y J. J. Schmitter
	VIII	76	J.L. León
2. Aguascalientes	VIII	76	J.M. Orozco, R. García Pons, A. García y L. Triay
3. Campeche	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
4. Cancún	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
	VIII	76	G. Botas y G. Ortega
5. Celaya	IX	78	J.L. Terán, O. Mondragón y M. Aguilar
6. Cd. Juárez	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar, F. Uranga y R.C. Avitia
7. Cd. Obregón	VII	74	J.M. Rodríguez
8. Cd. Victoria	VIII	76	J.M. Orozco, A.C. Galindo, E. Olivarez y A. Pozo
9. Coatzacoalcos-Minatitlán	VIII	76	L. Montañez
10. Colima	VIII	76	J.M. Orozco, C. Fernández y P. Preciado
	VIII	76	C. Silva y R. Esquivel
11. Córdoba	VIII	76	R. Esquivel
12. Cozumel	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
13. Cuernavaca	IX	78	G. García A. y V.M. Bello
14. Culiacán	VII	74	B. Simpson
15. Chetumal	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
16. Chihuahua	IX	78	C. Fernández, R. García y J. Torres
17. Chilpancingo	VIII	76	J.L. León
18. Durango	VIII	76	J.M. Orozco, T. Hernández, E. Ramírez y R. García
19. Ensenada	VII	74	J.A. Mendoza
20. Guadalajara	V	70	J. Saborío, R. Gómez, J. Muro y P. Girault
	VIII	76	R. Esquivel
21. Guanajuato	VIII	76	F. Náder, L. Montañez y E. Vázquez
22. Guaymas	VII	74	Depto. de Ingeniería Experimental, PEMEX
23. Hermosillo	VII	74	J. Springall
24. Irapuato	VIII	76	F. Náder y L. Montañez
25. Jalapa	VIII	76	R. Esquivel
26. La Paz	VII	74	C. Fernández
27. Lázaro Cárdenas (Las Truchas)	VIII	76	E. Santoyo, L. Montañez y F. Montemayor
	VIII	76	S. Covarrubias, G. Gay, A. Morales, L. Pereda y A.E. Zeevaert
28. León	VIII	76	J.M. Rodríguez, R. López y G. Ferrer
29. Los Mochis	VII	74	J.E. Castilla
30. Manzanillo	VIII	76	L. Montañez, R. Esquivel y C. Silva
31. Matamoros	VIII	76	J.A. Martínez
32. Mazatlán	VIII	76	A. Ellstein

TABLA 1.1.1 CATÁLOGO DE CIUDADES ESTUDIADAS, REFERENCIA 1.1.1 (continuación)

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(ES)
33. Mérida	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
34. Mexicali	VII	74	J.M. Campos
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañez
35. México, D. F.	V	70	D. Reséndiz, G. Springall, J.M. Rodríguez y R. Esquivel
	(1)		R.J. Marsal y M. Mazari
	(2)		Varios
	(3)		Varios
	(4)		D.D.F.
36. Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos	V	70	L. Vieitez, E. Soto y A. Mosqueda
37. Monterrey	V	70	H.M. Villanueva y P. Ballesteros
38. Morelia	VI	72	J.A. Mier, J. Mejía, A. Nuñez y W. Paniagua
	VIII	76	R. Esquivel
39. Navojoa	VII	74	O.L. Zárate
40. Nuevo Laredo	VIII	76	G. Rocha
41. Oaxaca	VIII	76	J.L. León
42. Orisaba	VIII	76	R. Esquivel
43. Puebla	VIII	76	G. Auvinet
44. Puerto Vallarta	IX	78	S.D. Sada y E. Zaragoza
45. Querétaro	VIII	76	J.A. Ponce
46. Reynosa	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar, O. Mondragón y M. Ruíz
47. Río Bravo	VIII	76	J.L. Terán, M.F. Saldívar y M. Ruíz
48. Salamanca	VIII	76	J. Vargas y R. Anzaldúa
49. San Luis Potosí	VIII	76	J.M. Rodríguez y J.M. Aranda
50. Tampico	VI	72	E.R. Benavides, F.J. Hernández, E. Moreno y G. Vilalta
51. Tapachula	IX	78	R.B. Reyes y A. Sotelo
52. Tepic	VIII	76	J.L. Terán, I.J. García y R.A. Orozco
53. Tijuana	VII	74	G. Rocha
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañez
54. Tlaxcala	IX	78	F.J. Ruz
55. Toluca	VIII	76	E. Martínez P.
56. Torreón-Gómez Palacio	VIII	76	J.J. Schmitter y J. Uppot
57. Tula	IX	78	E. Soto y J.L. Lara
58. Tuxtla Gutiérrez	VIII	76	L. Espinosa
59. Veracruz	VIII	76	R. Esquivel
60. Villahermosa	VIII	76	L. Espinosa
61. Zacatecas	VIII	76	J.M. Orozco, S.D. Sada, A. Montero y J.C. Querol

Se describe a continuación las actividades que tienen que ver con la investigación de detalle, poniendo mayor cuidado en lo que respecta a la exploración con métodos directos y semidirectos.

### 1.1.2.1 Levantamiento geológico

El alcance de este levantamiento será función de la importancia de la obra. En ocasiones la geología de la región donde se construirá la estructura ha sido anteriormente estudiada o se considera que el recorrido de campo de la investigación preliminar puede ser suficiente para el diseño. Si la obra lo requiere, el ingeniero especialista realiza un levantamiento geológico detalle.

### 1.1.2.2 Exploración geofísica

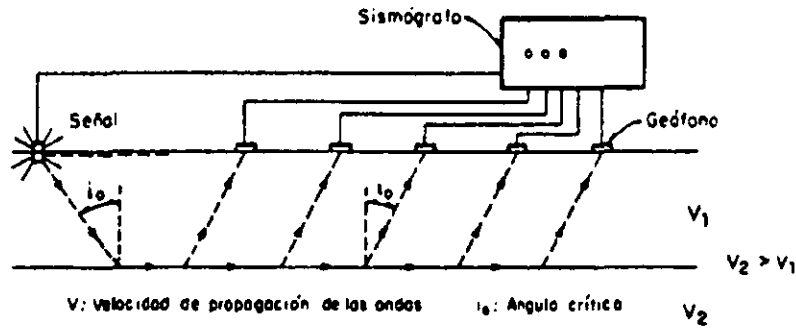
Es un método de exploración indirecto (referencia 1.1.2); el de mayor uso, en mecánica de suelos, es el geosísmico de refracción y el de resistividad eléctrica. Estos métodos se basan en la determinación de velocidades de propagación de ondas sísmicas y de la resistividad eléctrica que presenta el suelo. Permiten definir la estratigrafía del sitio y por medio de correlaciones de las velocidades o resistividades se infiere el tipo de suelo de cada estrato, así como algunas propiedades mecánicas del suelo.

#### **Método geosísmico de refracción**

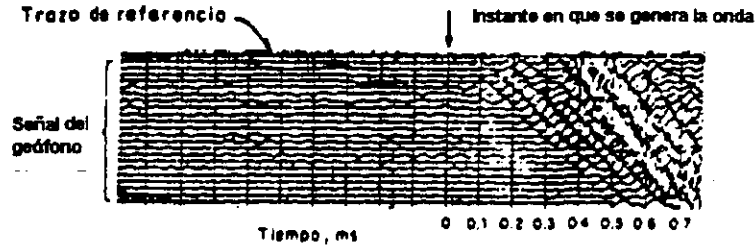
Consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas sísmicas viajen del punto en que se originan, (mediante el impacto de un martillo pesado, para estudios menores a los 10.0 m de profundidad, o una pequeña explosión, para estudios mayores a los 10.0 m de profundidad) a los detectores o geófonos, que son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos se colocan en forma equidistante, a no menos de 2.0 m y no más de 20.0 m, a lo largo de una línea recta. Captas la señal de llegada y la envían al aparato registrador (figura 1.1.4). El método debe reforzarse con la información obtenida de los métodos de exploración directa e indirecta, los cuales serán descritos más adelante.

Con los datos obtenidos de la prueba se realiza una gráfica tiempo-distancia o domocrónica; en las abscisas se dibujan las distancias en que se colocó cada geófono al punto de tiro ( $d_i$ ) y en las ordenadas los tiempos de arribo ( $t_i$ ) de la onda a cada geófono (figura 1.1.5). Generalmente existen dos puntos de tiro, teniendo siempre como origen los extremos de la línea de arreglo de los geófonos.

Para la interpretación de la prueba se presenta el caso cuando se tiene dos capas con contacto paralelo a la superficie del terreno (figura 1.1.5). El espesor ( $h$ ) de la capa 1 se obtiene mediante la expresión que se presenta en la figura. En la tabla 1.1.2 se presenta una recopilación de velocidades de onda, que comparada con la velocidad obtenida de la prueba, se puede inferir el tipo de material del estrato. Con esta prueba se puede determinar el módulo elástico dinámico del estrato, se estima, considerando un valor probable de la relación de Poisson ( $\nu$ ) (tabla 1.1.8) para aplicar la ecuación 1 de la página 15. En el caso de que además se realicen determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte, con las ecuaciones 1 y 2, se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

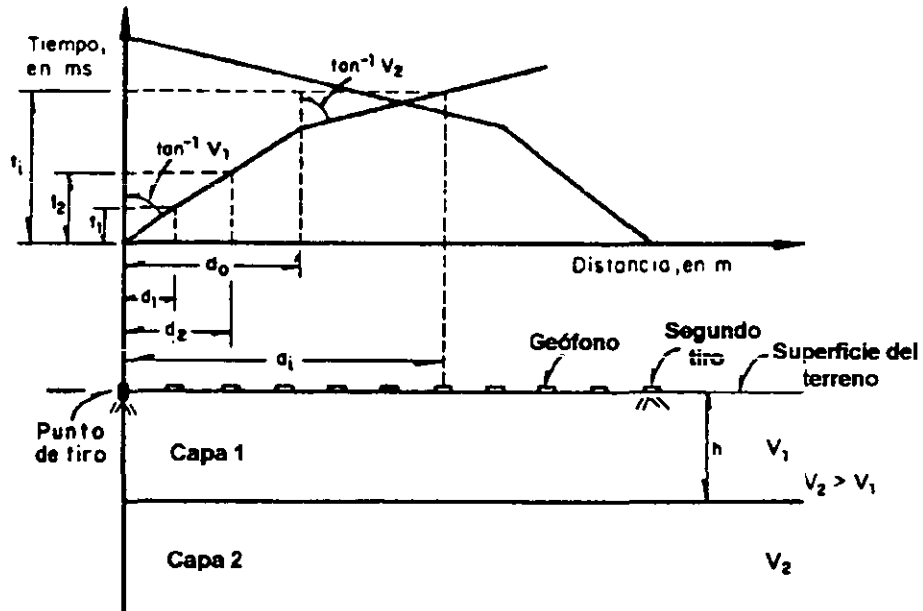


a) Propagación de las ondas sísmicas



b) Registro típico de un oscilógrafo

Figura 1.1.4 Operación del método geosísmico de refracción



V: Velocidad de propagación de las ondas

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

donde  $d_0$  es la distancia crítica del punto de generación de la onda al cambio de pendiente de la gráfica

Figura 1.1.5 Interpretación de una prueba realizada con el método geosísmico de refracción

TABLA 1.1.2 INTERVALO APROXIMADO DE LA VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL PARA DIVERSOS TIPOS DE ROCAS Y SUELOS

Material	Velocidad, en m/s
Suelo	170-500
Arcilla	1000-2800
Arcilla arenosa	975-1100
Arcilla arenosa cementada	1160-1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610-1830
Aluvión	550-1000
Aluvión (terciario)	800-1500
Aluvión profundo	1000-2360
Depósito glacial	490-1700
Dunas	500
Loess	375-400
Lutita	1800-3800
Arenisca	2400-4000
Marga	3000-4700
Creta	1830-3970
Caliza	3000-5700
Dolomía	5000-6200
Evaporita	3500-5500
Granito	4000-5600
Gneis	5100-7500
Esquisto o pizarra	2290-4700
Roca ígnea del basamento	5500-6600
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430-1680

$$V_L = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (2)$$

donde  $V_L$  velocidad de las ondas longitudinales, en m/s  
 $V_T$  velocidad de las ondas transversales, en m/s  
 $\nu$  relación de Poisson  
 $E_{din}$  módulo de elasticidad dinámico del medio, en t/m<sup>2</sup>  
 $\rho$  densidad del material, en ton.s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

## Método de resistividad eléctrica

Consiste en determinar la variación con la profundidad de las resistividades aparentes de un medio en que se ha inducido un campo eléctrico; el equipo que se utiliza para la prueba consiste en una fuente de poder, voltímetro, amperímetro y cuatro electrodos.

Se han desarrollado varias técnicas de operación, dentro de ellas la más utilizada, debido a su sencillez, es el denominado método de Wenner, en el cual se usa un arreglo como el de la figura 1.1.6.

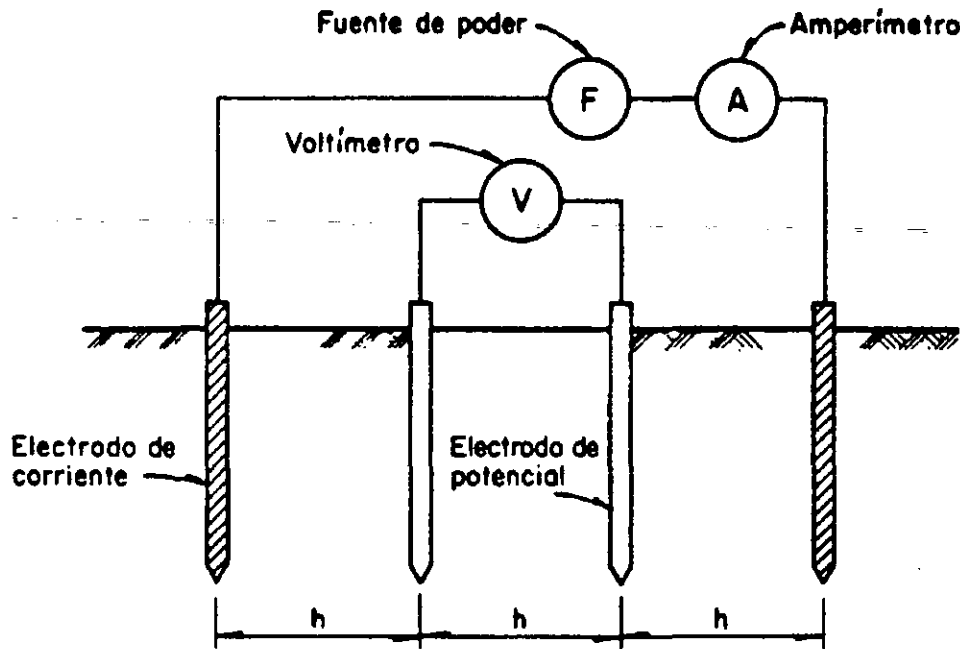


Figura 1.1.6 Equipo de resistividades (arreglo Wenner)

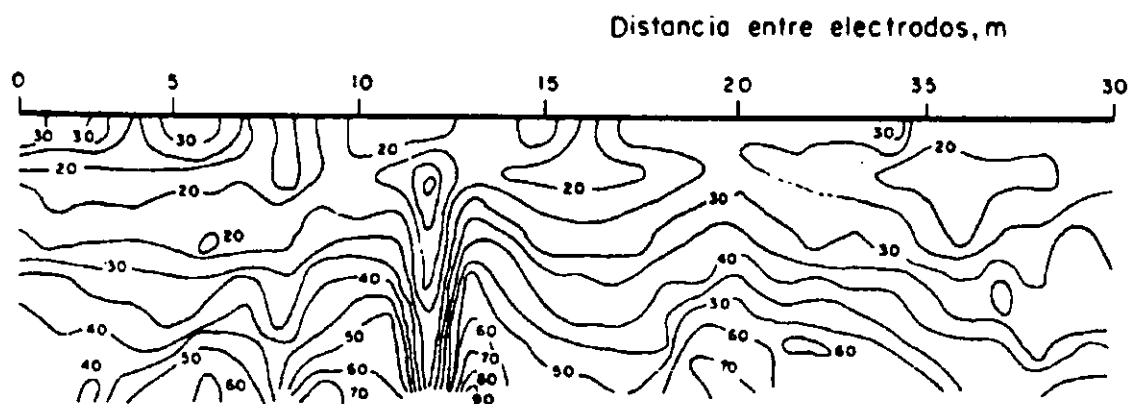
La estratigrafía se define de la observación del diagrama de isorresistividades (figura 1.1.7) que se obtienen de cada sección de observación con la ecuación 3.

$$\rho_a = 2\pi h \frac{V}{I} \quad (3)$$

donde  $\rho_a$  resistividad aparente a la profundidad  $h$ , en ohm-m  
 $h$  distancia entre electrodos, m  
 $I$  intensidad de la corriente, amp  
 $V$  diferencia de potencial, volt

La clasificación tentativa de los materiales se hace comparando la resistividad obtenida de la prueba con los valores típicos de la tabla 1.1.3.





*Figura 1.1.7 Sección de isorresistividades*

**TABLA 1.1.3 RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE DISTINTOS TIPOS DE ROCAS Y SUELOS**

Material	Resistividad, en ohm-m
<b>Granito</b>	$1 \times 10^5$
<b>Diorita</b>	$1 \times 10^4$
<b>Gabro</b>	$1 \times 10^3 - 1.4 \times 10^7$
<b>Gneis</b>	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
<b>Pizarra</b>	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
<b>Conglomerado</b>	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
<b>Arenisca</b>	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
<b>Caliza</b>	$1.8 \times 10$
<b>Marga</b>	$7 \times 10^1$
<b>Arena</b>	$4 - 2.2 \times 10^2$
<b>Suelo</b>	$10 - 1 \times 10^4$

### *1.1.2.3 Muestreo y pruebas de campo*

Una necesidad para el análisis es la obtención de las propiedades físicas del suelo; el muestreo es una actividad previa, se obtienen las muestras y posteriormente son ensayadas en el laboratorio en donde se obtienen las propiedades índice y mecánicas del suelo. Cuando el suelo no es manejable y no permite la obtención de muestras, las pruebas de campo son una herramienta para la determinación de las propiedades físicas en el sitio; en este trabajo se describen las pruebas de placa, pruebas de presiómetro de Menard y las pruebas de corte directo.

#### *1.1.2.3.1 Pruebas de penetración*

Las pruebas de penetración se clasifican según el procedimiento del hincado del penetrómetro, (dispositivo de acero que se hinca con una columna de tubos), puede ser en forma estática cuando

se hincan a presión, o en forma dinámica cuando se hincan con el impacto de una masa. Como regla general, son preferibles por acción estática en los depósitos blandos y los dinámicos en los duros. En la tabla 1.1.4 se presenta una recopilación de información sobre algunos penetrómetros.

**TABLA 1.1.4 PENETRÓMETROS PARA EXPLORACIÓN DE SUELOS**

	PENETRÓMETRO	APLICACIÓN EN EL SUELO			SE OBTIENE	OPERACIÓN	COMENTARIOS
		RECOMENDABLE	ACEPTABLE	INACEPTABLE			
ESTÁTICOS	Cono Holandés mecánico de 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación de la resistencia de punta ( $q_c$ ) y de fricción ( $f_s$ ) que se generan durante su hincado en tramos de 20 cm	Se hincan a presión con velocidad de 1.2 m/min con la ayuda de un sistema de carga hidráulica	Es una prueba precisa pero debe correlacionarse con pruebas de laboratorio
	Cono Holandés mecánico de 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque (CPT)	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación continua de la resistencia de punta ( $q_c$ ) y de fricción ( $f_s$ ) con mayor precisión que el cono mecánico	Igual que el anterior. Es más eficiente que el cono mecánico.	Igual que el anterior
DINÁMICOS	Penetrómetro estándar de 5.1 cm de diámetro exterior y 3.6 cm interior (SPT)	Arena y arcilla dura	Arcilla media		Muestras alteradas de cualquier profundidad y el número de golpes necesario para hincarlo	Se hincan a percusión con el impacto de una masa de 64 kg dejada caer de 75 cm de altura. Se cuenta el número de golpes para hincarlo 30 cm después de haber penetrado 15	Es una prueba de poca precisión, pero es la más utilizada porque se tienen numerosas correlaciones con las propiedades y comportamiento de los suelos.
	Cono simple hincado a percusión, de 5.1 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque	Grava y arena	—	Arcilla	La variación con la profundidad del número de golpes necesario para hincarlo	Semejante al penetrómetro estándar, y en ocasiones con martillos de 128 kg.	Es una prueba burda, pero es la única que hasta ahora puede proporcionar información en los suelos con alto contenido de gravas
	Penetrómetro Sermes de 7.0 cm de diámetro y 90° de ángulo de ataque	Arena con poca grava	Arcilla dura	Arcilla blanda	El número de golpes necesario para hincarlo en 10 cm	Se hincan a percusión con una masa de 30, 60 y 90 kg que la levanta automáticamente un cilindro neumático y la deja caer de 40 cm de altura.	Es un sistema muy eficiente, pero de uso poco extendido y por ello no se ha acumulado experiencia en su empleo

El cono holandés tipo eléctrico (estático) y el penetrómetro estándar (dinámico) de tubo partido, son los de mayor uso. Estos penetrómetros permiten definir la estratigrafía del sitio y mediante correlaciones empíricas algunas propiedades físicas del suelo como: compacidad relativa, resistencia a la compresión simple, consistencia, resistencia al corte no drenada, y módulos de deformación volumétrica.

### Penetrómetro estático tipo eléctrico

La prueba con este penetrómetro consiste en hincar un cono de acero a presión en el suelo. Este penetrómetro cuenta con un elemento sensible que al hincarlo permite medir la fuerza que requiere para vencer la resistencia que se presenta en la punta provocada por el suelo. En la figura 1.1.8 se muestran las características de este penetrómetro.

El penetrómetro se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero de 3.6 cm de diámetro exterior. En su interior, pasa un cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un mecanismo de carga axial o con el apoyo de una perforadora convencional (figura 1.1.9).

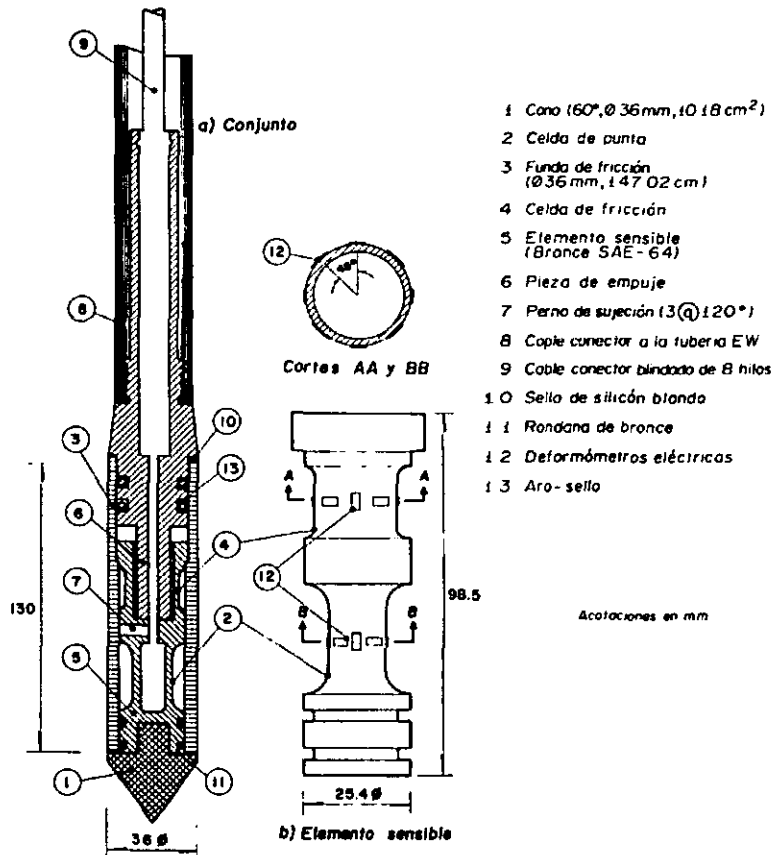


Figura 1.1.8 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

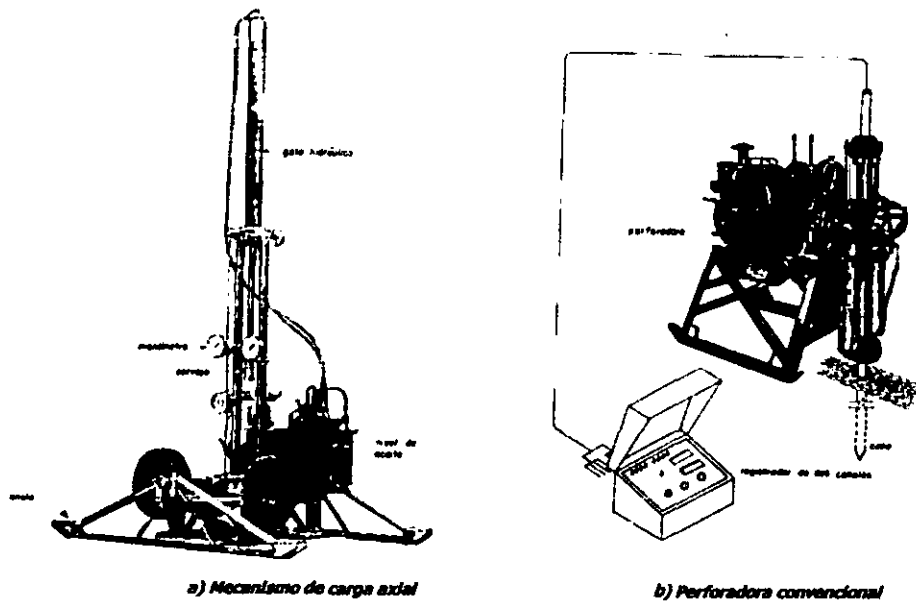
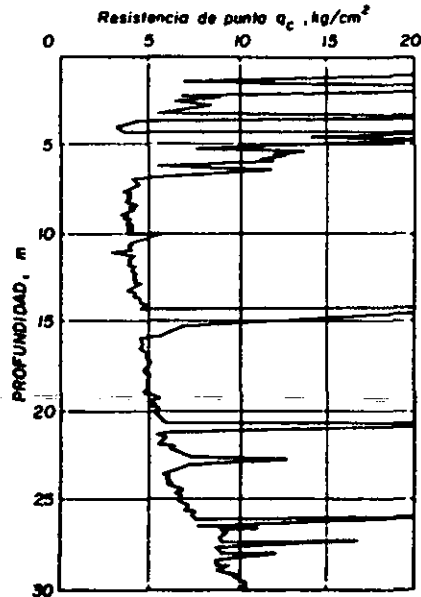


Figura 1.1.9 Hincado del penetrómetro eléctrico

La fuerza necesaria para el hincado, dividida entre el área del cono, determinan la resistencia de punta ( $q_c$ ) expresada en  $\text{kg/cm}^2$ . En la figura 1.1.10 se presentan los resultados finales de una prueba realizada con el cono eléctrico, graficando  $q_c$  vs la profundidad.



*Figura 1.1.10 Variación de la resistencia de punta con la profundidad*

A manera de comprobar la efectividad del cono, se han realizado sondeos de cono eléctrico y junto a ellos obtenidos muestras a diferentes profundidades (referencias 1.1.3 y 1.1.4).

A estas muestras se les realizaron pruebas de laboratorio con el propósito de obtener sus propiedades índice (tabla 1.2.15) y mecánicas (tabla 1.2.16) del suelo. Una vez que se contó con estos resultados se obtuvieron algunas correlaciones con el sondeo de cono eléctrico y las pruebas de laboratorio. En la figura 1.1.11 se presentan los resultados finales. Se concluyó que la cohesión ( $c_{uv}$ ) se puede obtener dividiendo la resistencia de punta ( $q_c$ ) entre un valor constante  $N_k$  de 13.6. Por otro lado, en la figura 1.1.12 se muestra una gráfica de correlación entre la resistencia de punta ( $q_c$ ) y el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria ( $m_v$ ) obtenido de las pruebas de consolidación.

1.1.3 Santoyo V, Cuevas A (1990). "Correlación entre dos sondeos en el centro de la Cd de México", Artículo presentado en *XV Reunión nacional de mecánica de suelos*, SMMS, Vol II

1.1.4 Santoyo E, et al (1989). *El cono en la exploración geotécnica*, TGC Geotecnia, México DF.

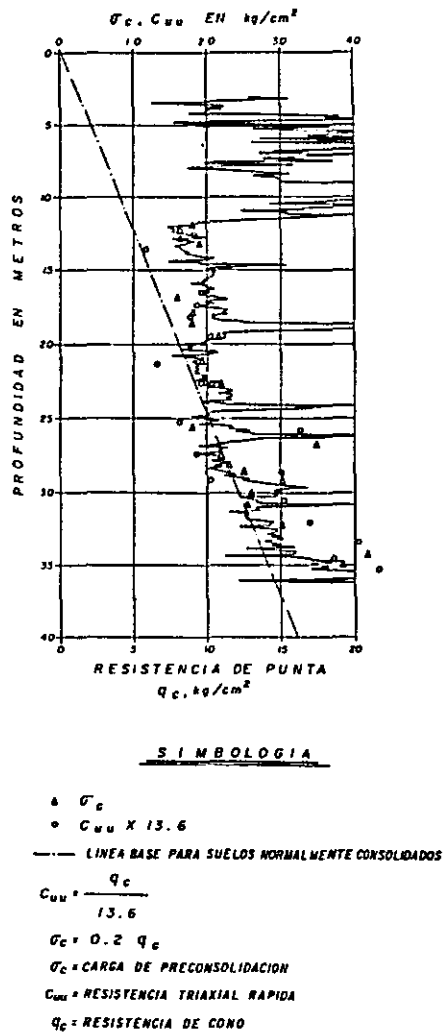


Figura 1.11 Gráfica de resistencia de punta ( $q_c$ ) vs cohesión ( $c_{uu}$ )

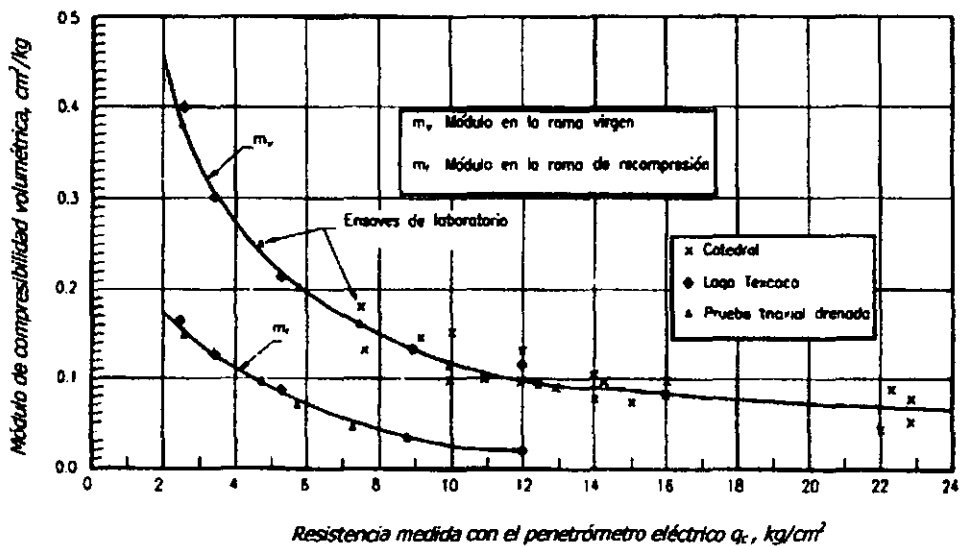


Figura 1.12 Correlación con compresibilidad volumétrica  $m_v$  vs resistencia de punta  $q_c$

La cohesión ( $c_{uv}$ ) y el coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ), son parámetros importantes que sirven para el diseño. Más adelante en el subcapítulo 1.2 se describirá la forma de obtenerlos, a partir de las pruebas de laboratorio; mientras tanto para un análisis preliminar, se pueden utilizar estas correlaciones.

### Penetrómetro estándar (SPT)

Este penetrómetro (figura 1.1.13) se hinca a percusión; consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener la muestra.

El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 64 kg con guía de caída libre de 75 cm y barras de perforación con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción.

El penetrómetro estándar se hinca 45 cm en el subsuelo con los impactos de la masa de 64 kg y caída libre de 75 cm (figura 1.1.14).

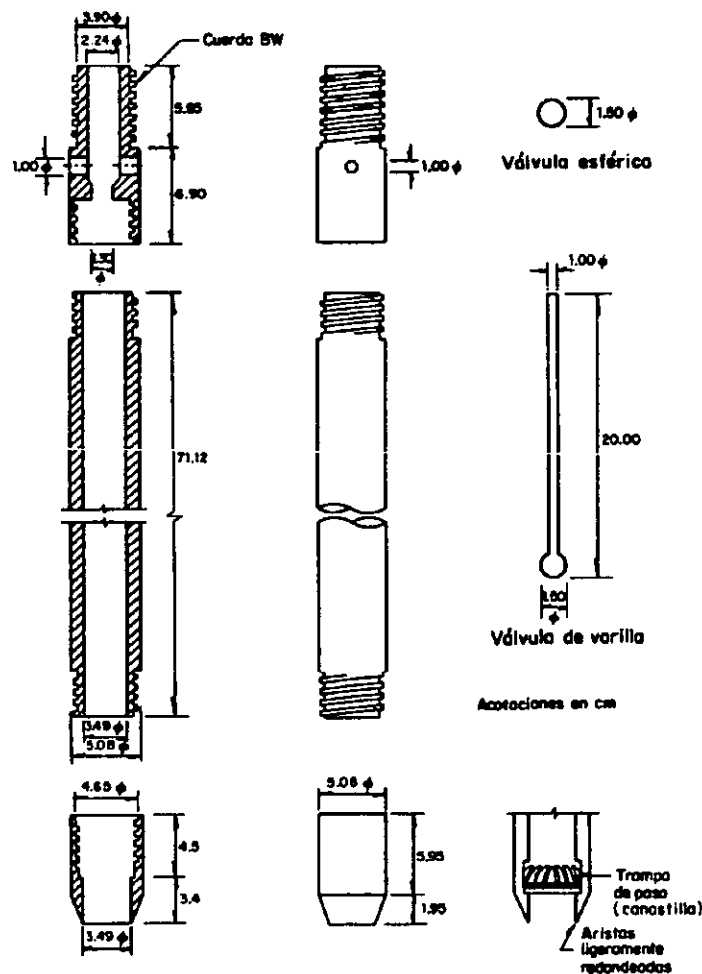
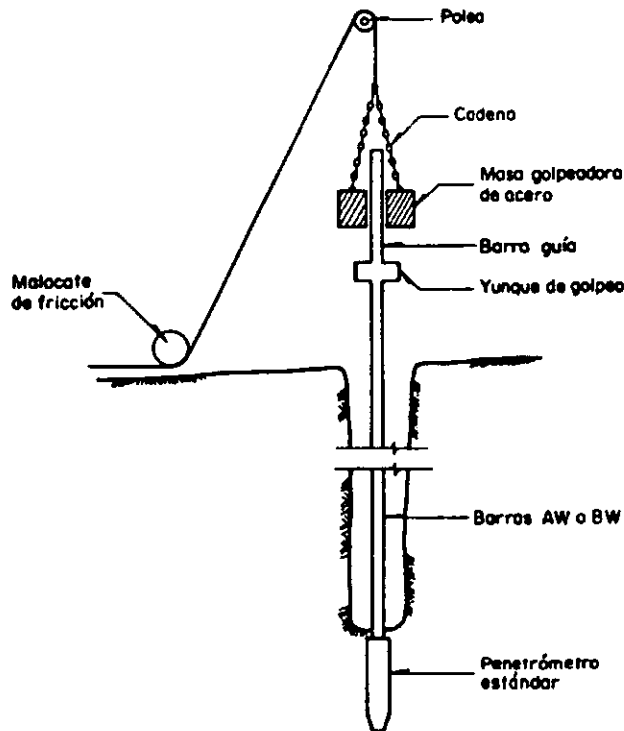


Figura 1.1.13 Penetrómetro estándar

Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número  $N$  de golpes para hincar los dos últimos tramos de 15 cm. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45 cm, se define  $N$  por extrapolación. Después del hincado se saca el penetrómetro a la superficie para recuperar la muestra alterada y se registra información del hincado y una clasificación preliminar del suelo.



*Figura 1.1.14 Prueba de penetración estándar*

Al interpretar los resultados obtenidos con este penetrómetro se puede lograr definir la estratigrafía y determinar algunas propiedades de los suelos mediante correlaciones. La estratigrafía (figura 1.1.15) del sitio se define a partir del número de golpes  $N$  necesario para hincar el penetrómetro los 30 cm, o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45 cm especificados. La clasificación de campo de suelos se realiza de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la cual será descrita más adelante. La correlación empírica entre el número de golpes  $N$  y la compacidad relativa presentada en la tabla 1.1.5, establecida por Terzaghi y Peck, es válida para arenas localizadas arriba del nivel freático.

**TABLA 1.1.5 CORRELACIÓN NÚMERO DE GOLPES-COMPACIDAD RELATIVA**

NÚMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
> 50	Muy densa

Para determinar la compacidad relativa, tomando en cuenta la profundidad a la que se realiza la prueba y la posición del nivel freático, se utiliza la correlación de la figura 1.1.16.

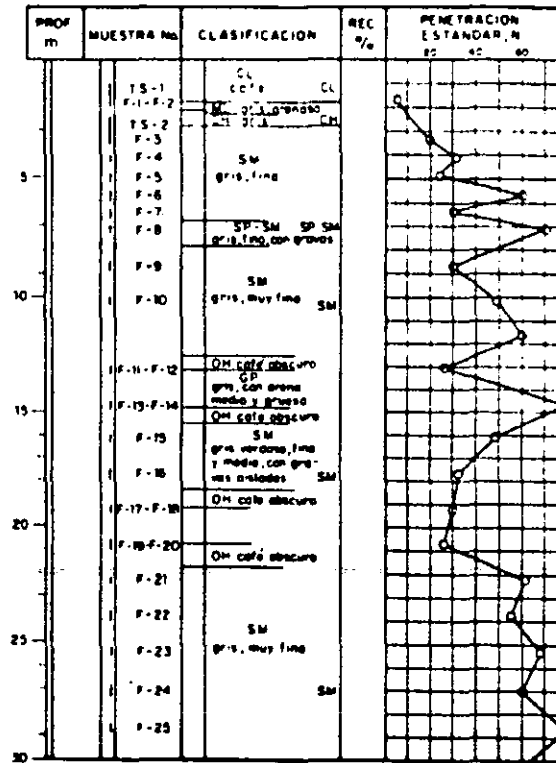
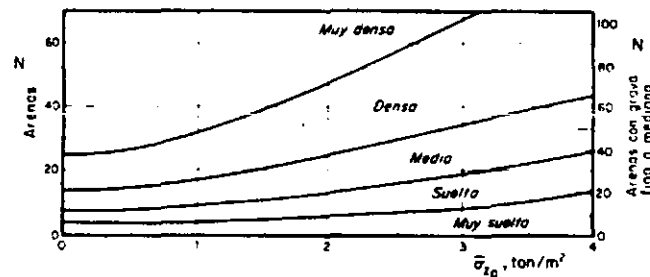
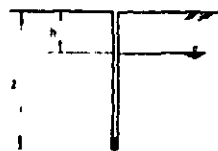


Figura 1.15 Perfil estratigráfico de un sitio

La resistencia a la penetración estándar también se puede correlacionar con el ángulo de fricción interna mediante la gráfica empírica de la figura 1.1.17. El ángulo de fricción interna  $\phi$ , es otro de los parámetros importantes que sirve para el diseño.



N número de golpes en la prueba de penetración estándar (SPT)  
 $\sigma_{z0}$  esfuerzo vertical efectiva, ton/m<sup>2</sup>



h profundidad del nivel freático, m  
 z profundidad de la prueba, m  
 $\gamma_h$  peso volumétrico del suelo húmedo, ton/m<sup>3</sup>  
 $\gamma'$  peso volumétrico del suelo sumergido, ton/m<sup>3</sup>

$$\sigma_{z0} = \gamma_h h + \gamma' (z-h)$$

$$\sigma_{z0} = 18h + 0.9(z-h) \text{ (valor aproximado)}$$

Figura 1.1.16 Correlación del número de golpes N vs compactad relativa en función del esfuerzo efectivo  $\sigma_{z0}$



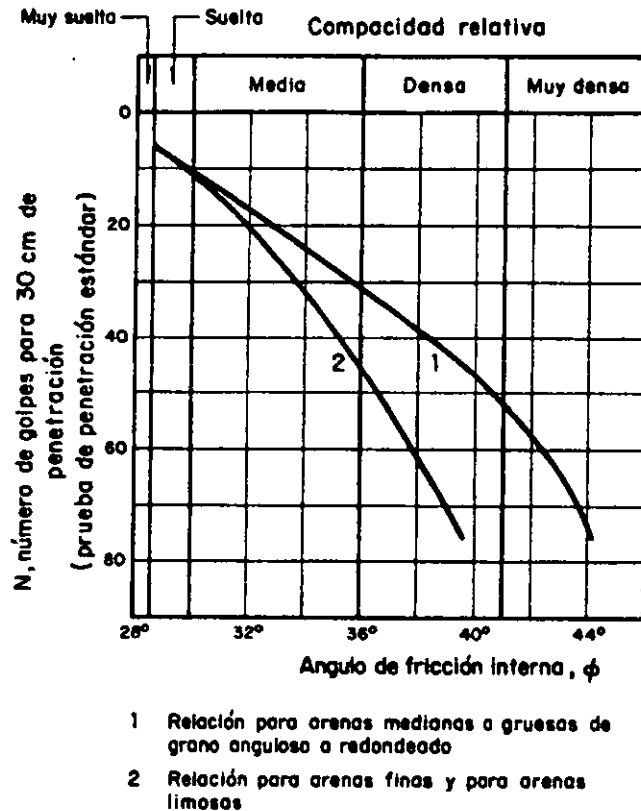


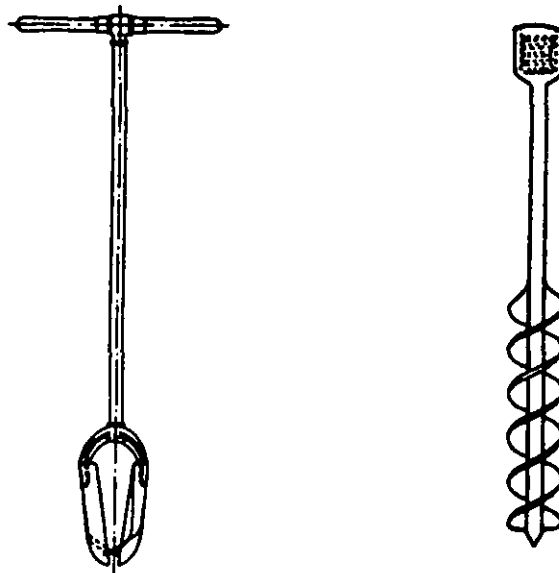
Figura 1.1.17 Correlación número de golpes vs ángulo  $\phi$

### 1.1.2.3.2 Muestreo de suelos

El muestreo en suelos es un método de exploración directa en donde se obtienen muestras para someterlas posteriormente a pruebas en el laboratorio. Las muestras pueden ser representativas, alteradas o inalteradas. Cuando el acomodo estructural del suelo está afectado en forma significativa, se dice que las muestras son alteradas; por el contrario las muestras inalteradas, son aquellas cuyo acomodo estructural no ha sido afectado.

La obtención de muestras puede ser con métodos manuales o con muestreadores adecuados a las diferentes condiciones del suelo. Los muestreadores que se describen en este trabajo son uno para suelos duros y otro para suelos blandos.

La obtención de las muestras alteradas puede ser en forma manual, en zanjas, pozos a cielo abierto y cortes. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20 kg, dependiendo de si se emplearán solo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán para realizar pruebas para obtener propiedades mecánicas. En caso de que se requieran alcanzar profundidades mayores, se pueden obtener muestras con herramientas manuales de perforación, con la pala posteadora y barrenas helicoidales (figura 1.1.18).



a) Palo posteadora

b) Barreno helicoidal

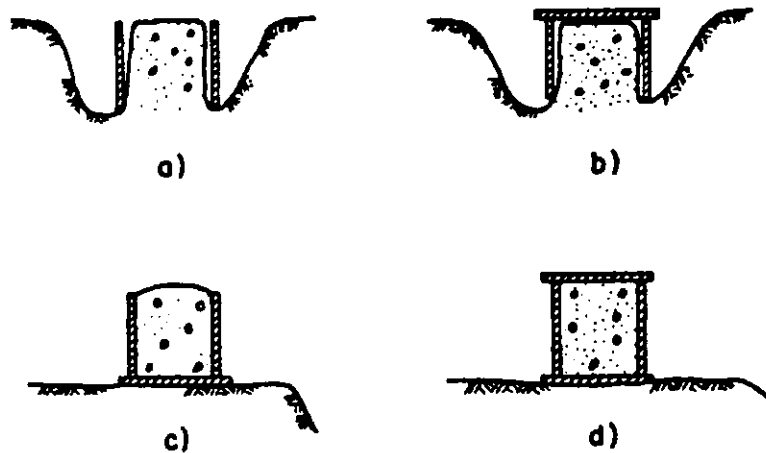
*Figura 1.1.18 Herramienta manual de perforación*

El método manual, para la obtención de muestras inalteradas, consiste en labrar “in situ” cubos de suelo de 20 a 30 cm de lado que se protegen con manta de cielo impermeabilizada; se pueden obtener en suelos cohesivos y en materiales granulares con algo de finos que le den cierta cohesión.

La obtención de muestras cúbicas, también se hace en pozos a cielo abierto, zanjas y cortes. Para obtenerlas se empieza por eliminar el suelo alterado y después con espátula y cincel se labran las paredes, que se cubren con polietileno delgado conforme se termina cada una; una vez terminados los lados se cubren con tela de manta de cielo que se impregna con una mezcla líquida de parafina y brea; a continuación se coloca una caja de protección y se corta la base del cubo, que después se cubre con manta de cielo (figura 1.1.19). La muestra debe identificarse con una etiqueta colocada en la capa superior.

En ocasiones se requiere conocer las propiedades de los suelos en estratos que se encuentran a profundidades mayores. Estos estratos pueden ser significativos para el diseño; por tal motivo se deben sacar muestras inalteradas a estas profundidades con métodos adecuados y que se ajusten a las condiciones que presenta el suelo. Para suelos blandos los muestreadores son hincados a presión y para suelos duros a presión y rotación. Los de mayor uso son el tubo de pared delgada, para suelos blandos y el dentado para suelos duros. Debido a que los muestreadores tradicionales presentan algunas limitaciones que afectan la calidad de las muestras (referencia 1.1.5). En este trabajo se describen, el muestreador de tubo de pared delgada, para suelos blandos y el tubo muestreador dentado, ambos con camisa interior.

1.1.5 Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos (SMMS,1990). “Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México” Artículo presentado en el *simposio El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. SMMS.



*Figura 1.1.19 Procedimiento de labrado de muestras cúbicas*

### **Tubo muestreador de pared delgada con camisa**

De acuerdo con la figura 1.1.20 el muestreador está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior otro de aluminio en segmentos de 20 cm. La punta del muestreador es una filosa zapata de acero. Al hincarse a presión la muestra queda contenida en los tubos segmentados de aluminio. Estos tubos reducen significativamente los problemas de corrosión y además elimina la alteración que sufren las muestras al cortar los tubos de acero de 90 cm, que son los que convencionalmente se usan.

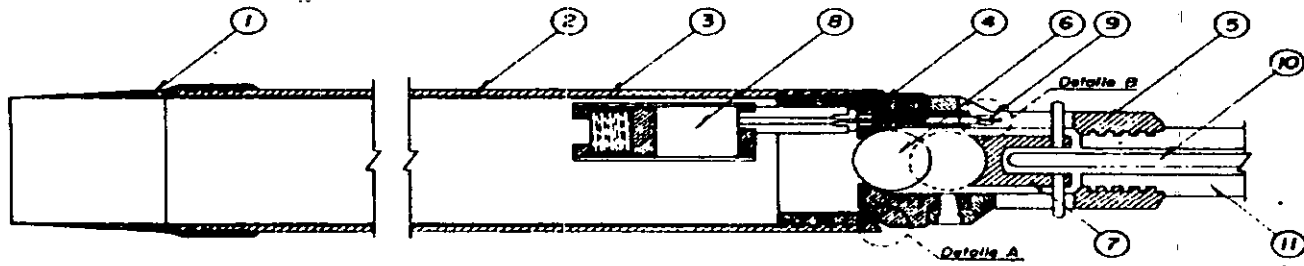
### **Tubo muestreador dentado con camisa interior**

En la figura 1.1.21 se presenta el tubo muestreador dentado con camisa interior, que también es de aluminio; su zapata es dentada, revestida con granulado de tungsteno. Este muestreador puede operar en seco, en muestreadores convencionales se opera con agua, el cual altera considerablemente la muestra de suelo.

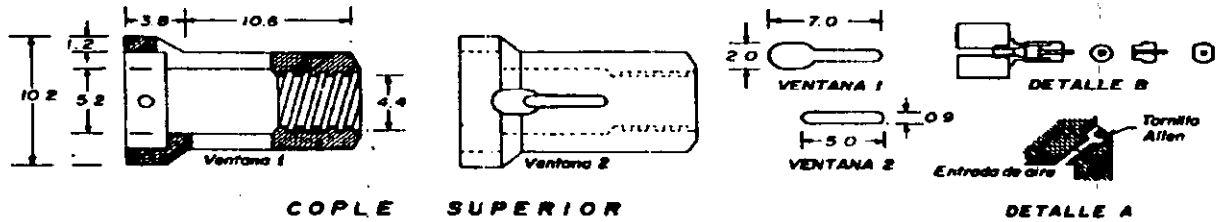
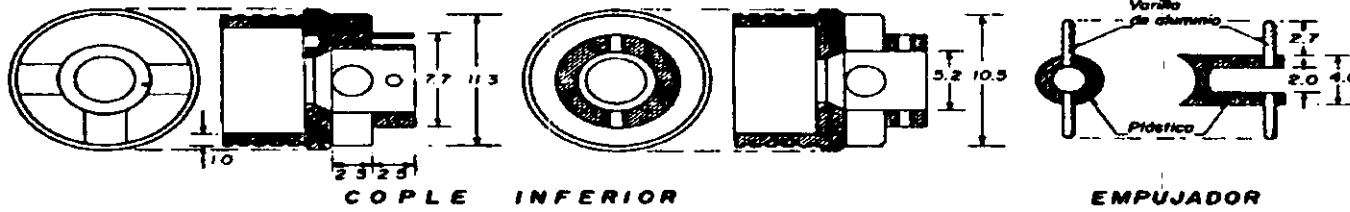
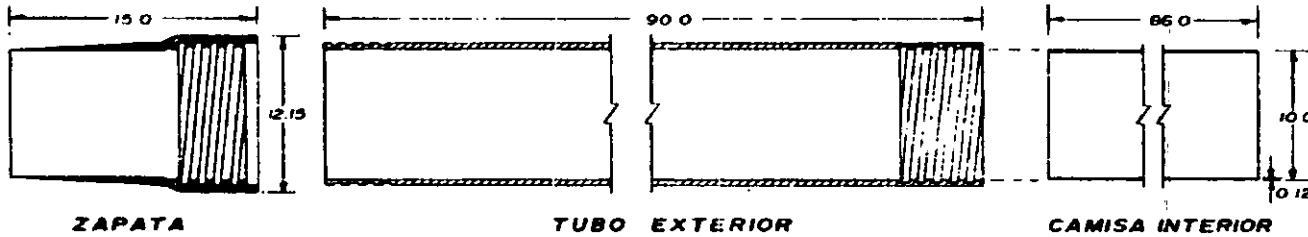
El programa de pruebas de penetración y muestreo se puede hacer tomando en cuenta las recomendaciones de la tabla 1.1.6.

#### *1.1.2.3.3 Prueba de placa*

La prueba de placa es una prueba que se realiza en campo. Tradicionalmente, las propiedades mecánicas se obtienen en el laboratorio en las muestras inalteradas; sin embargo la extracción de dichas muestras en ocasiones es difícil y en muchos casos imposible, por lo que es necesario recurrir a una prueba de campo (prueba in situ). Existen varias pruebas de campo (referencia 1.1.2). En este trabajo mencionaremos la prueba de placa, prueba con presiómetro de Menard y la prueba de corte directo.



CORTE LONGITUDINAL DEL CONJUNTO



DESCRIPCION DE LAS PIEZAS

- ① Zapata de acero templado con diámetro interior de 9.88 mm
- ② Tuba exterior de acero con cuerdas hembra y macho, tratado al cadmio
- ③ Camisa interior de aluminio anodizado de 10 cm de diámetro exterior y 1.2 mm de espesor
- ④ Cople inferior de acero
- ⑤ Cople superior de acero
- ⑥ Válvula de pie, pelota de frontenis de 4.40 cm de diámetro y 35.8 gr de peso
- ⑦ Empujador de plástico del rin con brazos de aluminio
- ⑧ Válvula de vacío (acumulador de aire) con resorte
- ⑨ Pivote neumático
- ⑩ Varilla de empuje de 1.25 cm de diámetro y 100 cm de longitud
- ⑪ Barra BW convencional

N O T A  
ACOTACIONES EN cm

Figura 1.1.20 Tubo muestreador de pared delgada con camisa

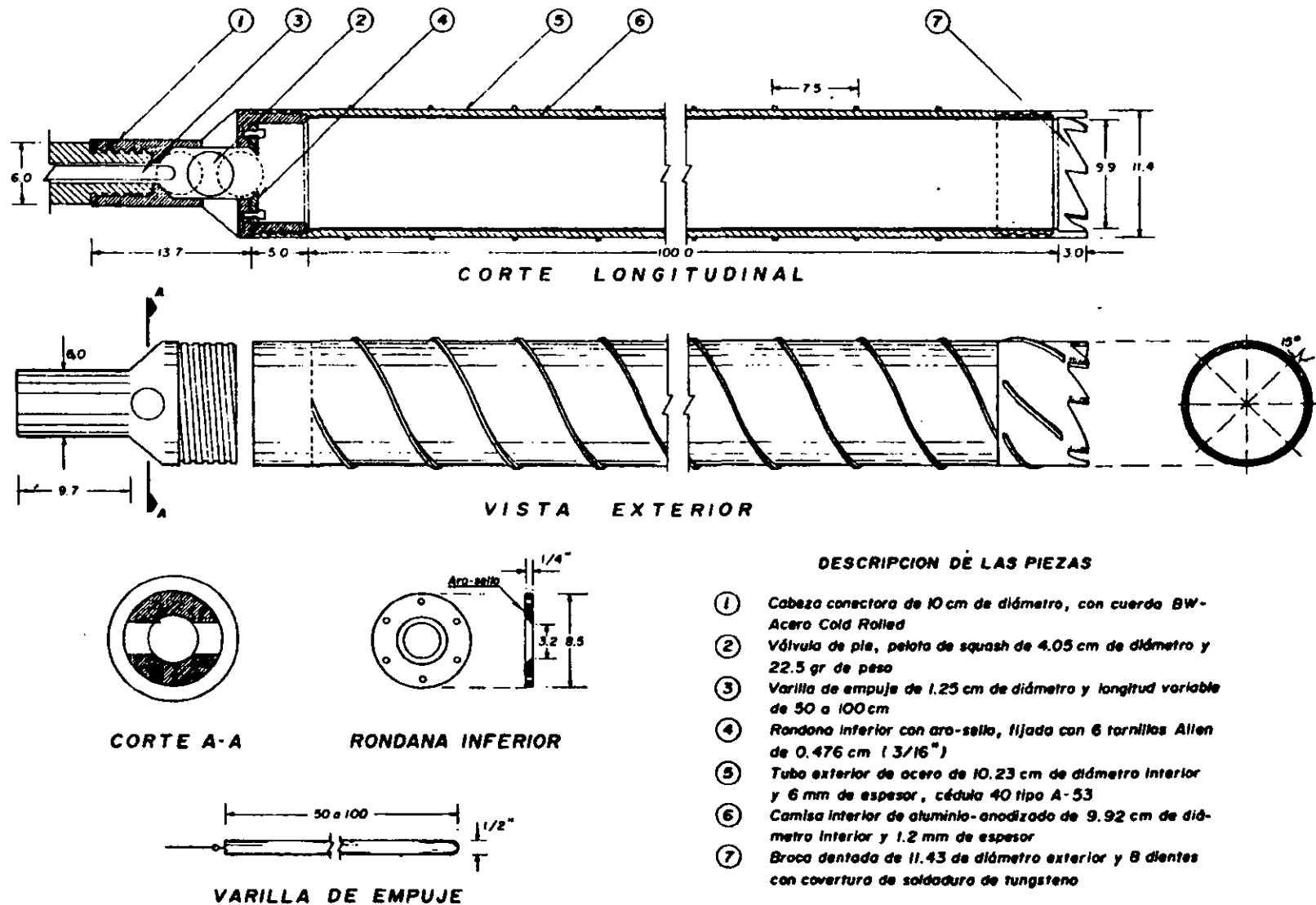


Figura 1.1.21 Tubo muestreador dentado con camisa interior

**TABLA 1.1.6 RECOMENDACIONES PARA DEFINIR EL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN (REFERENCIA 1.1.2)**

INVESTIGACIÓN PARA:	NÚMERO Y LOCALIZACIÓN DE SONDEOS	PROFUNDIDAD MÍNIMA DEL SONDEO (d)
Sitios inexplorados de gran extensión	$a = 0.1 A$	$d = 10 \text{ m.}$ ó hasta que el incremento en esfuerzo vertical sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, ó $d = cB$ ( $1 < c < 2$ ).
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60 \text{ m}$	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas	$b = 15 \text{ m}$ y en sitios de concentraciones de cargas	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5, 4$ en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía	
Cimentaciones rígidas Aisladas con área $250 < A < 1000 \text{ m}^2$	$n = 3, 2$ en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía	
Cimentaciones rígidas Aisladas con área $A < 250 \text{ m}^2$	$n = 2$ en esquinas opuestas Intermedios, si son necesarios para definir la estratigrafía	
Taludes	$3 < n < 5$ en la sección crítica	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo
Diques y estructuras de retención de agua o líquidos	preliminares $b = 60 \text{ m}$ detalle $b = 30 \text{ m}$ y en zonas críticas	$d = 0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Aeropuertos para tránsito ligero	$b = 30 \text{ m}$ en el eje de la pista. Intermedios para definir la estratigrafía.	$d = 3 \text{ m}$

$a$  = área triburaria máxima por sondeo,  $\text{m}^2$

$b$  = espaciamiento entre sondeos, m.

$n$  = número de sondeos.

$A$  = área de la cimentación,  $\text{m}^2$

$d$  = profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m.

$B$  = ancho de la cimentación, m

La prueba de placa permite determinar el módulo de elasticidad ( $E$ ) del suelo. Este parámetro sirve para obtener la magnitud de los asentamientos inmediatos provocados por el peso de la edificación.

En la figura 1.1.22 se presenta el equipo que se requiere para la realización de una prueba de placa. Después de la instalación del equipo se da inicio con la ejecución de la prueba con la aplicación de los ciclos de carga y descarga. Los ciclos de carga generalmente son tres. Cada ciclo de carga corresponde a la carga máxima, generalmente del orden del 75 al 100% de la capacidad

TABLA 1.1.7 PROPUESTAS DE CARGA PARA UNA PRUEBA DE PLACA.

CICLO DE CARGA	CARGA ton	ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup>	INCREMENTOS DE CARGA, ton (ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup> )
1	2	2.8	0.5 * (0.742)**
2	6	8.6	1.5 (2.225)
3	12	17.7	3.0 (4.449)

\* corresponde al valor de la segunda columna de la tabla, dividido entre el número de incrementos, en este caso 4.

\*\* corresponde al valor de la tercer columna de la tabla, dividido entre el número de incrementos, en este caso 4.

Durante la ejecución de la prueba, en cada incremento, se debe tener un control de la carga aplicada, de la deformación del suelo que produce esta carga y del tiempo en que surge esta deformación. Para el control de la carga se debe contar con la gráfica que corresponde a la calibración del gato; para el control del tiempo y la deformación se recomienda llevar una gráfica como la que se muestra en la figura 1.1.23. Esta gráfica es importante ya que permite determinar el momento en que debe aplicarse cada incremento de carga. Se recomienda que cada incremento permanezca hasta que la deformación sea del orden de 0.002 mm/min (0.01 mm en 5 min). Una vez que se termine la aplicación del primer ciclo de cargas se procede a descargar, en decrementos hasta que el suelo quede totalmente libre de cargas; posteriormente se da inicio a la aplicación del segundo ciclo de cargas, se vuelve a descargar y finalmente se aplica el tercer ciclo de cargas. Los resultados finales, de cada ciclo de carga se presentan en una gráfica como la que se presenta en la figura 1.1.24.

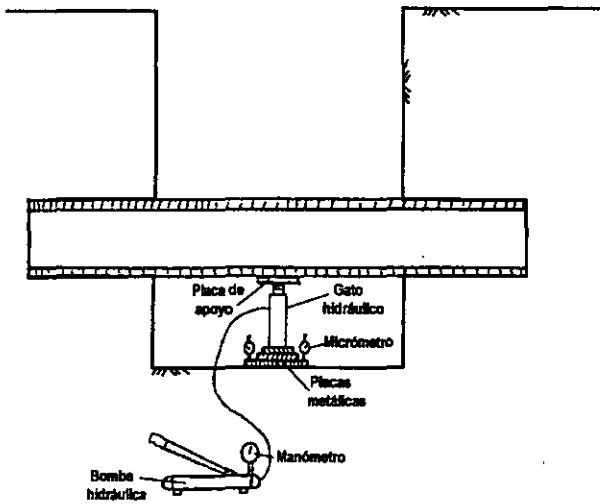
FIGURA	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO
 <p>El diagrama ilustra el montaje experimental. Una placa de apoyo rectangular descansa sobre el suelo. Debajo de ella, un gato hidráulico aplica la carga. Se colocan micrómetros para medir la deformación de la placa. El sistema de carga incluye una bomba hidráulica y un manómetro para controlar la presión.</p>	<p><b>Placas.</b> La placa de apoyo sobre el material es de 29.3 cm de diámetro y 2.54 cm de espesor. Existen otras placas, las cuales se utilizan para ajustar el espacio entre el gato hidráulico y las viguetas IPR.</p> <p><b>Sistema de carga.</b> Consiste en una bomba y gato, cuya capacidad se recomienda de 20 ton. Este sistema deberá ser calibrado antes y después de la prueba.</p> <p><b>Sistema de reacción.</b> Consiste en viguetas IPR-10 sobrepuestas, formando una cruz horizontal con los cuatro extremos empotrados en las paredes del pozo.</p> <p><b>Micrómetros.</b> De 0.1 mm de precisión. Se colocan a cada 120 grados sobre la periferia de la placa.</p>

Figura 1.1.22 Equipo que se requiere para realizar una prueba de placa

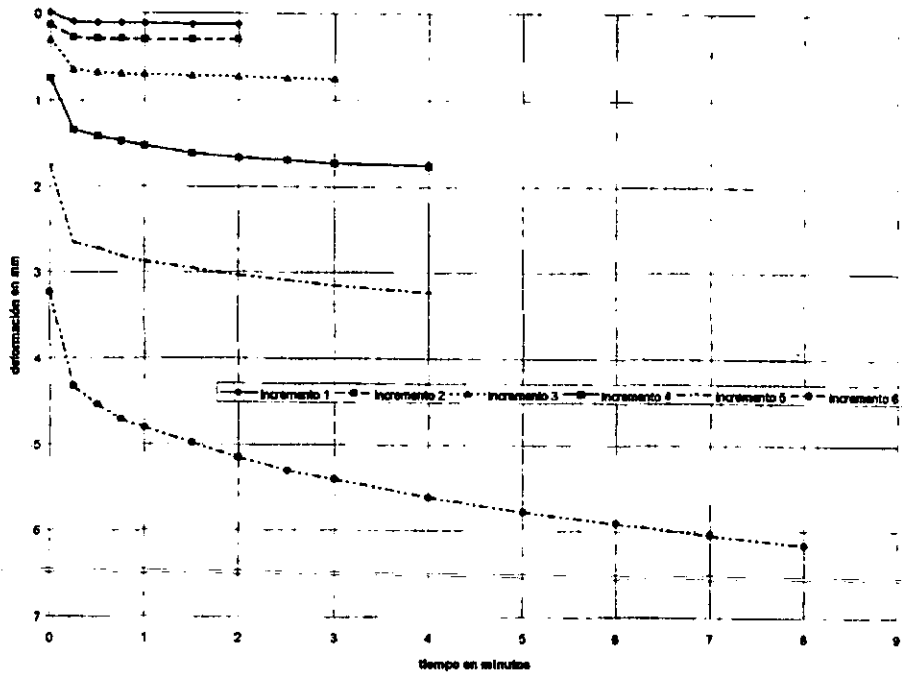


Figura 1.1.23 Gráfica de control de deformación vs tiempo para cada incremento de carga durante la ejecución de una prueba de placa

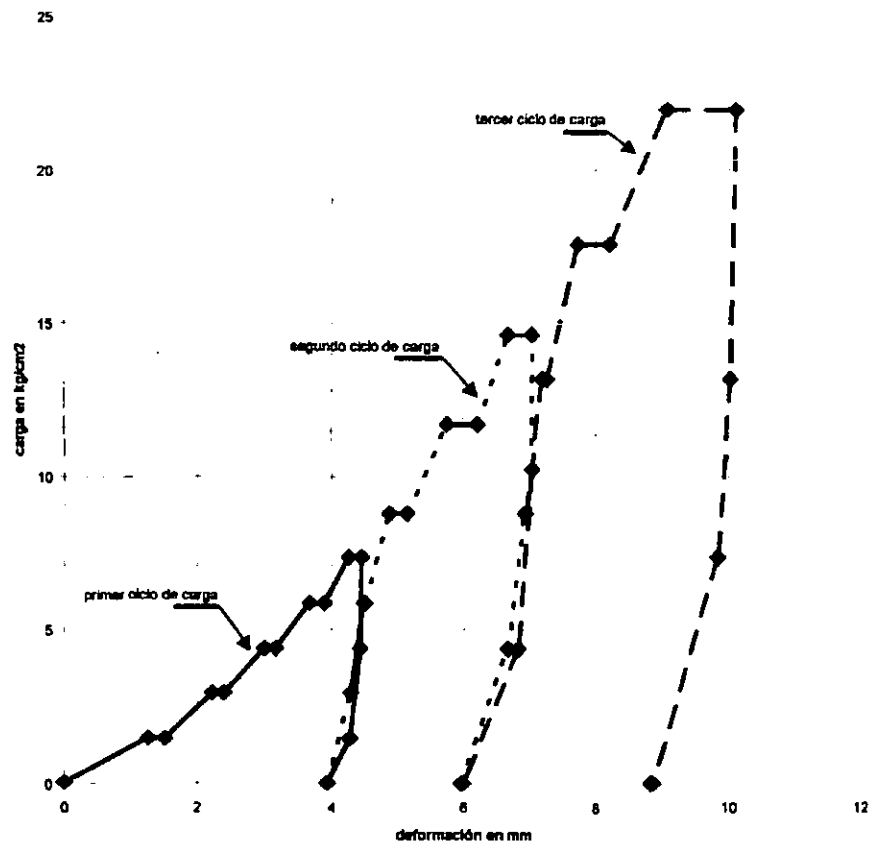


Figura 1.1.24 Gráfica de resultados de una prueba de placa



Para la interpretación de la prueba se utiliza el segundo ciclo de carga, que es el que asegura el contacto entre la placa y el suelo. El módulo de elasticidad se obtiene aplicando la siguiente expresión, considerando que la placa se comporta como un cuerpo rígido.

$$E = 0.25\pi(1-\nu) \frac{qD}{\delta}$$

- donde  $E$       módulo de elasticidad  
 $\nu$       relación de Poisson. (es función del tipo de suelo, ver tabla 1.1.8)  
 $q$       presión aplicada. (se obtiene de la gráfica, figura 1.1.24)  
 $D$       diámetro de la placa.  
 $\delta$       deformación del suelo. (se obtiene de la gráfica, figura 1.1.24)

Para tener una idea de los valores de los módulos, en la tabla 1.1.9 se presentan algunos valores en función del tipo de suelo.

**TABLA 1.1.8 INTERVALO DE VALORES DE LA RELACIÓN DE POISSON  $\nu$ , PARA SUELOS TÍPICOS**

TIPO DE SUELO	$\nu$
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
Arcilla no saturada	0.1 – 0.3
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena densa	0.2 – 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos 0.4-0.7)	0.25

**TABLA 1.1.9 INTERVALO DE VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E), PARA SUELOS TÍPICOS**

TIPO DE SUELO	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Arcilla	
Muy blanda	3-30
Blanda	20-40
Media	45-90
Dura	70-200
Arenosa	300-425
Arena	
Limosa	70-200
Suelta	100-250
Densa	500-1000
Arena densa con grava	1000-2000
Limo	20-200

### 1.1.2.3.4 Prueba con presiómetro Menard

Con la prueba del presiómetro Menard se obtiene el módulo de elasticidad del suelo ( $E$ ). En la figura 1.1.2 se presenta el equipo que se requiere para la realización de este tipo de prueba. Para la realización del ensaye presiométrico, primero se instala la sonda dentro la perforación, a la profundidad donde se desea la prueba, aprovechando la perforación que se realiza para el muestreo. Posteriormente se va incrementando la presión dentro de la sonda y registrando el volumen correspondiente para 15, 30 y 60 seg. En cada prueba se recomienda realizar de 6 a 15 incrementos de presión (referencia 1.1.5). La presión neta aplicada se debe corregir aplicando la siguiente expresión:

$$P_c = P_m - P_i \gamma_w h$$

donde  $P_i$  presión necesaria para deformar el sistema de carga. (dato de campo)  
 $\gamma_w$  peso volumétrico del agua  
 $h$  profundidad a la que se ejecuta el ensaye

Las mediciones son presentadas en una gráfica como la presentada en la figura 1.1.26.

FIGURA	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO
<p>El diagrama ilustra el sistema de prueba. En la parte superior, una columna de agua está conectada a un manómetro. Este sistema está vinculado a un controlador de presión y volumen (C.P.V.) que regula la presión y el volumen. Una tubería de conexión C.P.V.-sonda transporta el agua a la sonda. Una botella de gas comprimido también está conectada al sistema. La sonda se inserta en el terreno, con una celda de guardia y una celda central.</p>	<p><b>Sonda dilatante.</b> Es el dispositivo que se introduce en el subsuelo dentro de una perforación previamente ejecutada. Se encuentra compuesta por tres cámaras: una celda de medición o central, a la que llega el agua a presión y dos celdas guardia. Esta últimas se encuentran colocadas en los extremos de la celda central, permitiendo que esta se deforme únicamente en dirección radial.</p> <p><b>Tuberías coaxiales.</b> Estas tuberías unen los dos dispositivos anteriores y permiten transportar el agua y el aire a presión desde la consola de medición hasta la celda central y de guardia.</p> <p><b>Controlador de presión y volumen.</b> Contiene los elementos para regular y medir la presión del agua y del aire durante el ensaye, así como la correspondiente variación del volumen dentro del sistema tuberías-sonda.</p>

Figura 1.1.25 Equipo para el ensaye con el presiómetro de Menard

1.1.5 García L. Auvinet (1992). "Uso del presiómetro para la caracterización del subsuelo de la zona poniente del Valle de México" Artículo presentado en el simposio de las experiencias geotécnicas en la zona poniente del Valle de México, SMMS, México DF

Para la interpretación de los resultados se hace la consideración de que el suelo se encuentra formado por un conjunto de granos en contacto unos con otros, sujetos a fuerzas de unión que dan la estabilidad del conjunto, que si somete a un campo de esfuerzos de intensidad creciente, se pueden distinguir diferentes fases de deformación, figura 1.1.27. Finalmente, de la curva presiométrica (figura 1.1.27) se pueden identificar los parámetros presiométricos como son la presión de fluencia ( $p_f$ ) y la presión límite ( $p_l$ ). El módulo de elasticidad ( $E$ ) se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$E = 2(1 + \nu)(V_i + V_m) \frac{P_f - P_{om}}{V_f - V_{om}}$$

donde  $\nu$  valor de Poisson. (ver tabla 1.1.8)  
 $V_i$  volumen inicial de la sonda. (dato de campo)  
 $V_m$  valor medio de la zona de comportamiento geostático. (de la figura 1.1.27)

$$V_m = \frac{(V_f + V_{om})}{2}$$

$P_f$  presión de fluencia. (de la figura 1.1.27)

#### 1.1.1.3.5 Prueba de corte directo

La prueba de corte directo permite determinar los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  del suelo. En la figura 1.1.28 se presenta el equipo que se requiere para la realización de una prueba de corte directo. Después de tener la instalación del equipo se da inicio con la ejecución de la prueba. Primero se aplica una carga vertical, la cual distribuida en la placa, debe corresponder al esfuerzo vertical inicial a la que esta sometido el suelo en condiciones naturales. Esta carga permanece hasta que la deformación, que se mide con los micrómetros verticales, sea igual a cero. Después de aplicar la carga vertical se procede aplicar la carga lateral, permaneciendo la carga vertical, en incrementos pequeños hasta inducir la falla por cortante en su base. En cada incremento se debe tener un control de la carga aplicada, de la deformación que produce esta carga y del tiempo en que se produce la deformación. Para el control de la carga se debe contar con la gráfica de calibración de los gatos. Para el control de las deformaciones y el tiempo, se recomienda llevar una gráfica como la que se presenta en la figura 1.1.29. Esta gráfica es importante ya que permite determinar el momento en que debe aplicarse cada incremento de carga. Cada incremento se recomienda permanezca hasta que la deformación sea del orden del 2 % del desplazamiento obtenido a los 15 segundos. Es importante mencionar, que para la obtención de los parámetros de resistencia del suelo  $c$  y  $\phi$  se requieren de tres puntos. Esto quiere decir que se necesita realizar una prueba en tres zonas diferentes representativas al problema, en donde cada prueba corresponde a un esfuerzo vertical diferente, tabla 1.1.10.

**TABLA 1.1.10 PROPUESTA DE CARGAS VERTICALES PARA UNA PRUEBA DE CORTE DIRECTO**

PRUEBA	ESFUERZO VERTICAL
1	$2/3 (\sigma_v)$
2	$\sigma_v$
3	$1.5 (\sigma_v)$

$\sigma_v$  esfuerzo vertical inicial de la muestra. ( $\gamma h$ ).  
 $\gamma$  peso volumétrico del material.  
 $h$  profundidad a la que se encuentra la muestra.

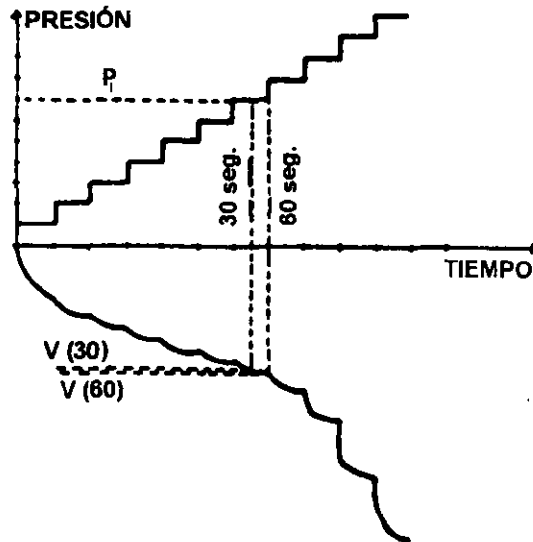


Figura 1.1.26 Ejecución de un ensayo presiométrico clásico

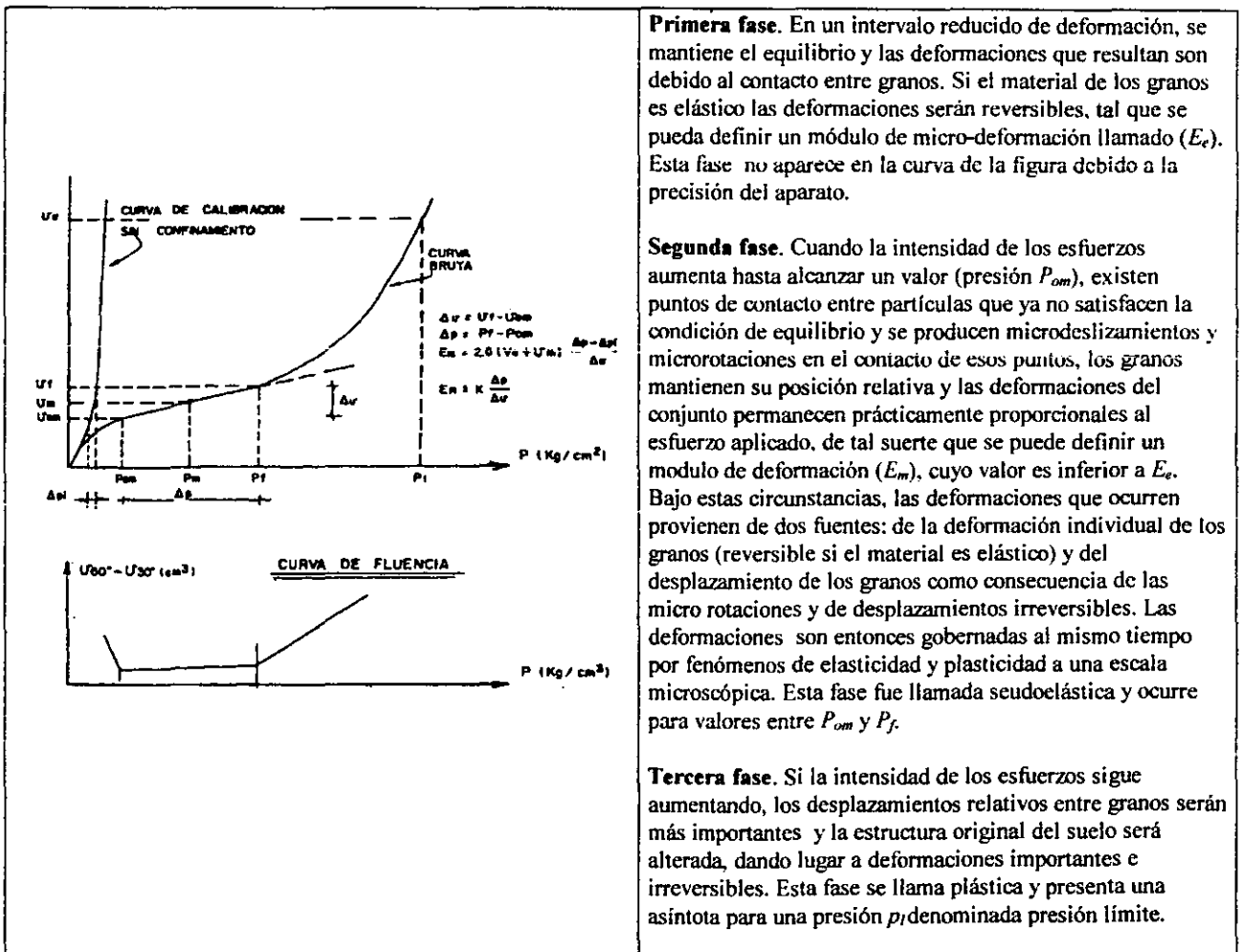


Figura 1.1.27 Resultados de un ensayo con presiometro Menard

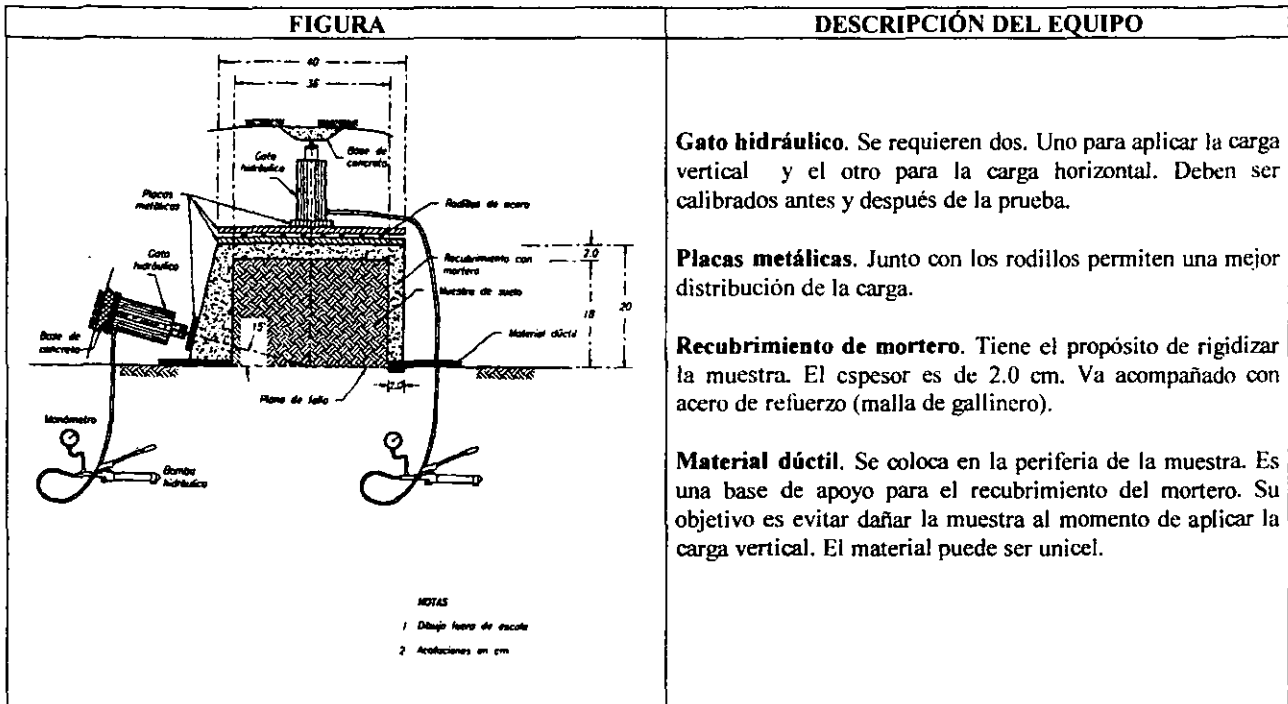


Figura 1.1.28 Equipo que se requiere para realizar una prueba de corte directo

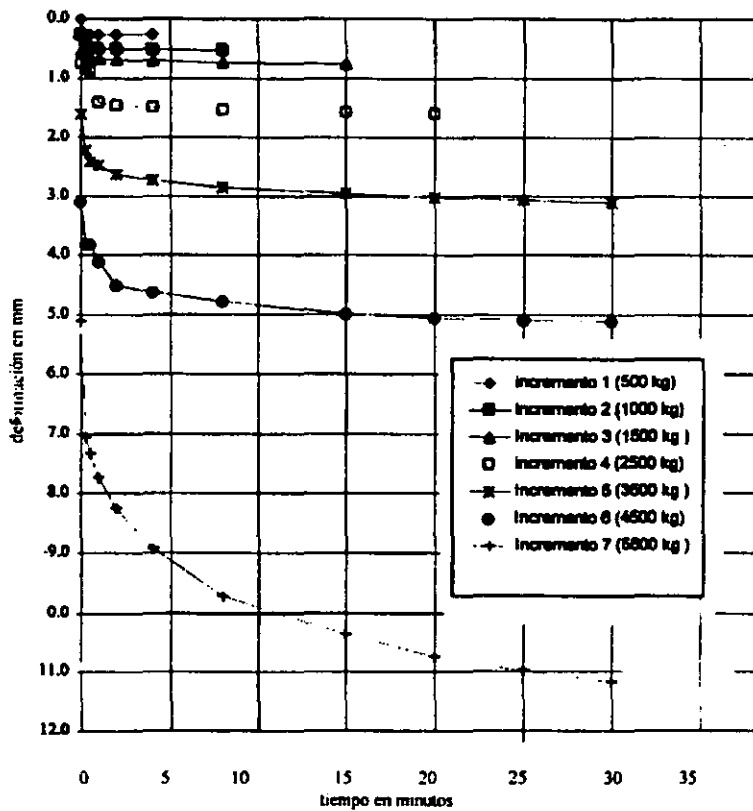


Figura 1.1.29 Gráfica de control de deformación vs tiempo para cada incremento de carga durante la ejecución de una prueba de corte directo

Para la interpretación de la prueba se unen los puntos correspondientes de cada una de las pruebas. El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) corresponde a la pendiente que forma la recta al unir estos puntos. La cohesión ( $c$ ) es el valor de la ordenada al origen. Los resultados finales se presentan en una gráfica como la de la figura 1.1.30.

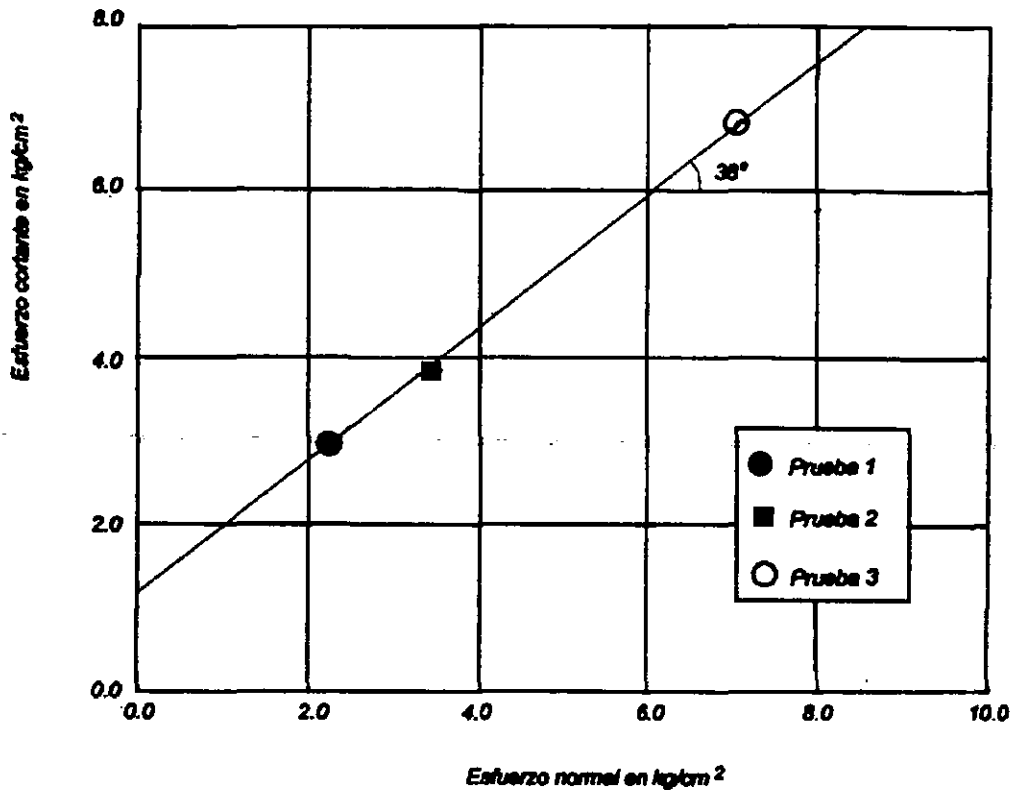


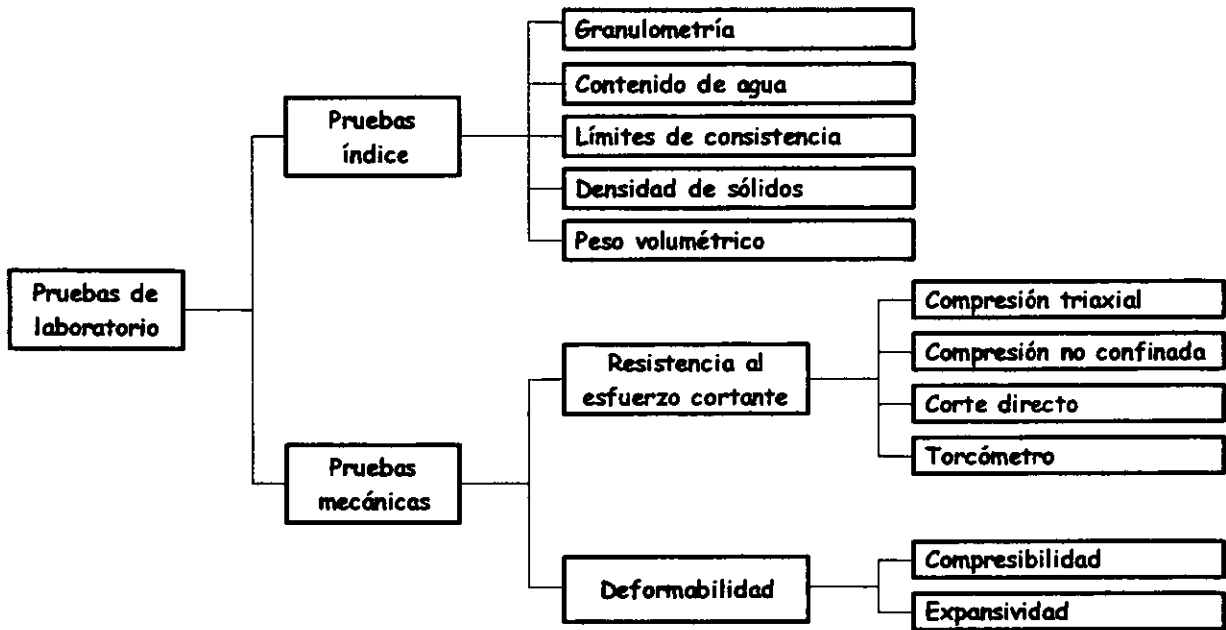
Figura 1.1.30 Gráfica de resultados de una prueba de corte directo

#### 1.1.2.4 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio se realizan con las muestras obtenidas en el muestreo; esto con el propósito de clasificar los suelos encontrados y para obtener sus parámetros de resistencia y de deformabilidad, los cuales sirven para el diseño de las estructuras. Para alcanzar estos objetivos, se realizan las pruebas índice y mecánicas presentadas en la figura 1.1.31. En el subcapítulo 1.2 se describirán estas pruebas y la forma de obtener las propiedades físicas del suelo.

#### 1.1.2.5 Instrumentación de campo

La instrumentación permite confirmar la seguridad del diseño de la estructura y además observar continuamente su comportamiento, antes, durante y después de su construcción. En el capítulo 3 se describirán en forma breve los tipos de instrumentos más comunes, enfocados a la medición de los esfuerzos y deformaciones que se producen en la masa de suelo, provocados por la construcción.



*Figura 1.1.31 Pruebas de laboratorio*

## 1.2 Propiedades físicas de los suelos

En el *subcapítulo 1.1*, correspondiente a la *exploración y muestreo*, se mencionaron diferentes técnicas para la obtención de muestras en diferentes tipos de suelo. Una vez obtenidas estas muestras, se realizan pruebas en el laboratorio, cuyo propósito es obtener las propiedades físicas de los suelos. Dependiendo del problema de mecánica de suelos, para su solución, en la tabla 1.2.1 se presentan las pruebas más adecuadas.

Las propiedades físicas de los suelos nos sirven para el diseño de las estructuras (taludes, elementos de contención y cimentaciones). El diseño de estas estructuras son los problemas que con mayor frecuencia se presentan en la mecánica de suelos.

Al hablar de propiedades físicas se está refiriendo a las propiedades índice y mecánicas de los suelos. En este subcapítulo se describe la forma de su obtención. Antes se da una breve descripción de la formación de los suelos.

**TABLA 1.2.1 PRUEBAS DE LABORATORIO APROPIADAS PARA SOLUCIÓN A LOS PROBLEMAS DE MECÁNICA DE SUELOS**

PROBLEMA DE MECÁNICA DE SUELOS	TIPO DE SUELO	PRUEBAS APROPIADAS
<b>CIMENTACIONES</b> Capacidad de carga	Arcillas y limos  Arenas  Gravas	1) Contenido de agua 2) Límites de consistencia ( <i>líquido, plástico y de contracción</i> ) 3) Peso específico relativo 4) Peso volumétrico 5) Compresión simple 6) Compresión Triaxial 1), 3), 4), 6), 7) Compacidad 8) Granulometría 3), 4), 7), 8)
	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 3), 4), 9) Prueba de consolidación 1), 3), 4), 7) 3), 4), 7)
<b>ELEMENTOS DE RETENCIÓN</b> Empujes de tierra	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 3), 4), 5), 6) 1), 3), 4), 6), 7), 8) 3), 4), 6), 7), 8)
<b>TALUDES</b> Estabilidad de taludes	Arcillas y limos Arenas Limos	1), 2), 3), 4), 5), 6) 1), 3), 4), 6), 7), 8), 3), 4), 7), 8)



### 1.2.1 Formación de los suelos

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido por tres capas: núcleo, manto y la corteza terrestre; ésta última de espesor de 30 a 40 km, del orden de 0.7 % del espesor total de las tres capas. Suprayaciendo a la corteza terrestre, existe una pequeña capa llamada suelo, de la cual trata la mecánica de suelos, que es la rama de la ingeniería que estudia el comportamiento físico, cualitativo y cuantitativo de los suelos por medio de sus propiedades índices y mecánicas.

Los suelos se forman a partir de la alteración que sufre la roca provocado por los diferentes agentes geológicos como el agua, el viento, las glaciaciones y los cambios de temperatura. Los procesos de alteración, o también llamados de intemperismo, pueden ser de dos formas: *a) Desintegración mecánica* ó *b) Descomposición química*; estas alteraciones dan como resultado al suelo, al cual se puede definir, desde el punto de vista de ingeniería, como un material producto de la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas.

La desintegración mecánica produce fragmentos de roca, como grava, arena y limo; mientras la descomposición química produce la formación de suelos arcillosos.

En la tabla 1.2.2 aparece una clasificación de los suelos de acuerdo a su origen geológico, proceso de formación y algunas características físicas. Para fines de ingeniería la clasificación se hace con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que se mencionará más adelante.

### 1.2.2 Propiedades índice

Las propiedades índice se usan para identificar y clasificar los suelos. Los procedimientos de ensaye se aplican indistintamente en muestra alteradas e inalteradas.

#### 1.2.2.1 Relaciones entre pesos y volúmenes

Todos los suelos forman una estructura que depende de la forma, tamaño y distribución de sus partículas minerales; ésta estructura por compacta que sea dejará huecos, los cuales pueden estar parcial o totalmente llenos de agua. De ésta forma podemos decir que en un suelo se pueden distinguir tres fases:

- *La sólida*, formada por las partículas minerales.
- *La líquida*, formada por el agua y
- *La gaseosa*, formada principalmente por el aire.

Para distinguir estas fases se acostumbra idealizar una muestra de suelo en la forma en que se presenta en la figura de la tabla 1.2.3. En dicha tabla, se presentan además las relaciones entre pesos y volúmenes, así como sus procedimientos para su obtención.

TABLA 1.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SEGÚN SU ORIGEN GEOLÓGICO

ORIGEN GEOLÓGICO	PROCESO DE FORMACIÓN	NATURALEZA DE LOS DEPÓSITOS	GRANULOMETRÍA TÍPICA
<b>Residual</b>	Suelo intemperizado en el lugar de la roca con poca o ninguna alteración por transporte.	Casi invariable, con la profundidad llega a ser más compacto y menos intemperizado. Pueden tener capas alternadas duras y blandas o estratificación de la roca madre si la intemperización es incompleta.	El producto de la intemperización completa es arcilla, cuyo tipo depende del proceso de intemperización y de la roca madre, además de la cantidad de partículas de sílice resistente. El suelo en la etapa intermedia refleja la composición de la roca madre.
<b>Aluvial</b>	Materiales transportados y redepositados por la acción del agua.	Generalmente con estratificación pronunciada. Los depósitos de río típicos consisten de material fino de origen reciente sobreyaciendo en un estrato de material grueso de la etapa joven del desarrollo del río.	Rango de arcilla lacustre o marina muy fina a grava muy gruesa, cantos rodados y boleos en abanico aluvial o depósitos de terraza.
<b>Glacial</b>	Materiales transportados y redepositados por hielo glacial o agua de glaciares.	La estratificación varía mucho de acuerdo con el depósito, de morrenas heterogéneas a till finamente estratificado limo (varvado) y arcilla en lagos glaciares.	Till y morrena tienen típicamente granulometría amplia de arcilla a boleos.
<b>Loesico</b>	Suelo transportado por viento sin redepositación subsecuente.	En el loes, la estratificación horizontal no se distingue o no existe excepto si hay horizontes intemperizados. Frecuentemente tienen estructura secundaria de grietas verticales juntas y perforaciones de raíces.	La granulometría es más uniforme en estos suelos. El rango del loes es de limo arcilloso a arena fina limosa. Las arenas de las dunas generalmente tienen limo y arcilla.
<b>Orígenes geológicos secundarios</b>	Materiales transportados por el viento y redepositados.	Materiales arenosos y arena limosa con estratificación cruzada depositados en regiones desérticas, semidesérticas y en litoral.	Son de granulometría muy uniforme y color pardo; tienen en algunos casos, espesores considerables
	Suelos orgánicos formados en el lugar por crecimiento y putrefacción de plantas.	Los depósitos de turba se forman en depresiones correspondientes a zonas de asentamiento o topografía irregular, deltas, antiguos cauces, esteros, planicies de inundación fluvial y bordes de lagos. En ellos no se define estratificación.	La turbas finas son producto de descomposición avanzada de la materia orgánica en presencia de aire. La turba fibrosa ha estado siempre sumergida. Son generalmente de color oscuro.
	Cenizas y pómez depositadas por acción volcánica.	Frecuentemente asociadas con flujos de lava y lodo o quizá mezclados con sedimentos no volcánicos.	Son de tamaño de limo con partículas volcánicas mas grandes. La intemperización y redepositación producen arcilla altamente plástica.
	Materiales precipitados o evaporados de soluciones con alto contenido de sales.	Incluye algunas variedades de precipitados de calcio en aguas marinas o evaporitas formadas en lagos de playa bajo condiciones áridas.	Pueden formar suelos cementados o rocas sedimentarias blandas incluyendo yeso, anhidrita o caliche.

### 1.2.2.2 Plasticidad y granulometría

La plasticidad y la granulometría son propiedades que presentan los suelos finos y gruesos respectivamente, las cuales son aprovechadas para poder clasificarlos.

#### Plasticidad

Es la propiedad que presentan los materiales que son capaces de soportar deformaciones sin rebote elástico. Según Atrever es una propiedad circunstancial y dependiente del contenido de agua que presentan los suelos finos. Se mide por la consistencia, que representa la mayor o menor resistencia que el suelo ofrece para cambiar su forma en función del contenido de agua. Un suelo fino muy seco puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y ese mismo con gran cantidad de agua, puede presentar las propiedades de un semilíquido. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que el material se comporta plásticamente.

TABLA 1 2.3 RELACIONES ENTRE PESOS Y VOLÚMENES

	de	SÍMBOLO	COMO SE OBTIENEN	
<b>Peso</b>	muestra	$W_m$	Pesando la muestra con su humedad natural.	
	sólidos	$W_s$	Pesando la muestra después de secada en el horno.	
	agua	$W_w$	$W_w = W_m - W_s$	
	específico de sólidos	$S_s$	De la prueba de laboratorio (referencia 1.2.2)	
<b>Volúmen</b>	muestra	$V_m$	Se labra y se mide una muestra inalterada	Idealización de una muestra de suelo para obtener las relaciones entre pesos y volúmenes. $\gamma_w$ Peso volumétrico del agua.
	sólidos	$V_s$	$V_s = \frac{W_s}{S_s \times \gamma_w}$	
	agua	$V_w$	$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$	
	vacios	$V_v$	$V_v = V_m - V_s$	

De acuerdo con lo anterior, el suelo puede estar en cualquiera de los estados de consistencia, que se presenta en la figura 1.2.1.

Los estados presentados en la figura 1.2.1 son fases por las que pasa el suelo al irse secando. Los criterios para determinar sus fronteras son los establecidos por Atterberg y los nombró como límites de consistencia. En las referencias 1.2.1 y 1.2.2 se describe la forma de obtener estas fronteras establecidas.

Cuantitativamente, la consistencia de un suelo fino puede expresarse en función de la resistencia a la compresión simple; en la tabla 1.2.4 se indica la relación entre los términos cualitativos que describen la consistencia y los valores cuantitativos de la resistencia a la compresión simple (referencia 1.2.3).

1.2.1 Juárez B y Rico (1992). *Mecánica de suelos. Tomo 1, Fundamentos de Mecánica de suelos*. Ed Limusa, México DF, 3ª edición.

1.2.2 Secretaría de Recursos Hidráulicos (1967). *Mecánica de suelos, Instructivo para ensayos de suelos*, Editado por la dirección de información, México DF.

1.2.3 Peck R, et al (1987). *Ingeniería de cimentaciones*, Ed Limusa, México DF.

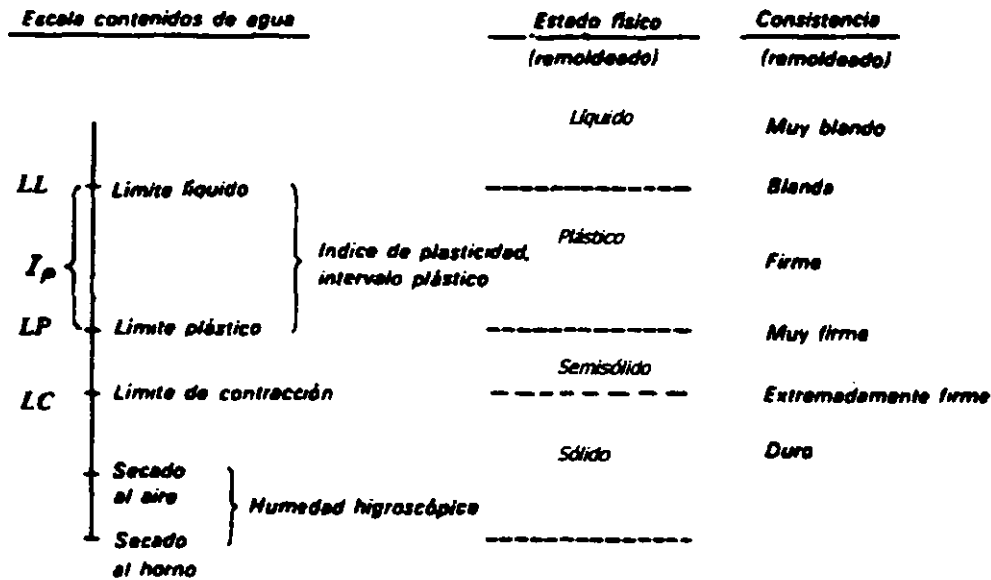


Figura 1.2.1 Escala de contenidos de agua de un suelo, mostrando los límites de Atterberg, el estado físico correspondiente, y la consistencia aproximada del suelo remoldeado

TABLA 1.2.4 EXPRESIONES CUALITATIVAS Y CUANTITATIVAS DE LA CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS

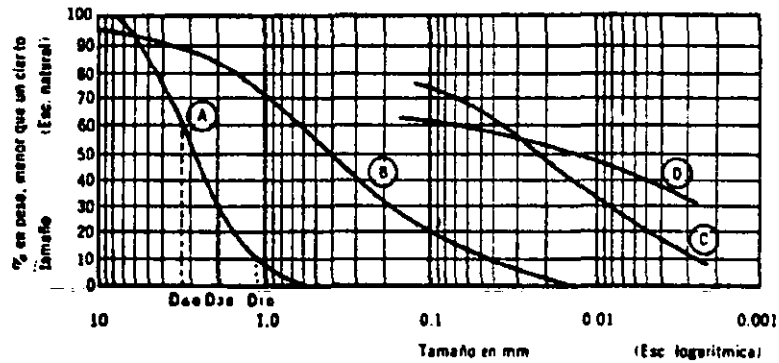
CONSISTENCIA	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE $q_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Muy blanda	El puño puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros	menos de 0.25
Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros	0.50 - 1.00
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero sólo penetra con gran esfuerzo	1.00 - 2.00
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente	2.00 - 4.00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad	> 4.00

Con base en los resultados de los límites de plasticidad y líquido se puede determinar el tipo de suelo, apoyándose con la carta de plasticidad (tabla 1.2.5). Cuando los suelos tienen contenidos de agua cercanas al límite líquido son usualmente más compresibles que los que tienen humedades cercanas al límite plástico.

### Granulometría

Los suelos gruesos pueden identificarse tomando como base el tamaño de las partículas. De acuerdo con esta distribución, puede determinarse la uniformidad o su variación de los tamaños. Se dice que un suelo bien graduado; es decir, que tenga partículas de varios tamaños, tiene mejor comportamiento

mecánico. Para llevar a cabo una clasificación precisa y poder efectuar un estudio de la distribución de los diferentes tamaños de granos es necesario hacer análisis por medio de mallas (referencia 1.2.1 y 1.2.2). El análisis granulométrico del suelo, tienen el propósito de determinar la distribución de tamaños de las partículas que lo constituyen, y el porcentaje de peso total que representa cada porción de un mismo grano. El tamaño se fija por el diámetro. El porcentaje se obtiene relacionando el peso de todo el material menor que cierto diámetro con el peso total de la muestra. La forma más conveniente para representar el análisis granulométrico la proporciona el gráfico semilogarítmico indicado en la figura 1.2.2.



- A. Arena muy uniforme
- B. Suelo bien graduado
- C. Arcilla (Curva obtenida con hidrómetro)
- D. Arcilla (Curva obtenida con hidrómetro)

*Figura 1.2.2 Curvas granulométricas de algunos suelos*

Algunas veces puede ser necesario determinar la granulometría de los suelos finos (menores a 0.074 mm), para este caso se usa el procedimiento denominado del hidrómetro, que consiste en establecer una mezcla homogénea de suelo-agua y que se basa principalmente en la ley de Stokes, que nos dice que la velocidad de sedimentación de las partículas grandes es mayor que las pequeñas (referencia 1.2.4).

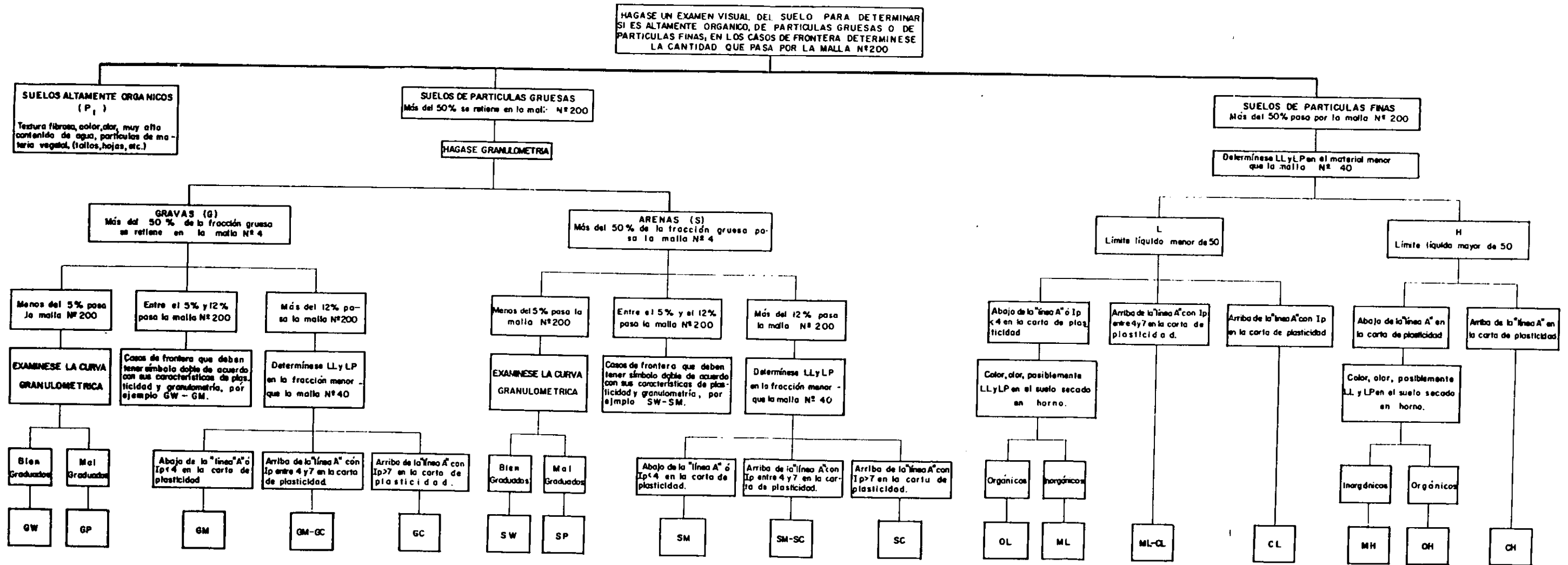
### 1.2.2.3 Clasificación de los suelos

Los términos principales que se usan para describir los suelos a simple vista son: grava, arena, limo y arcilla; sin embargo, la mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener además un porcentaje de material orgánico. A las gravas y las arenas se les llama suelos granulares y a los limos y arcillas se les llama suelos finos; así, un suelo, es grueso si más del 50% (en peso) son gruesos, y por el contrario, son finos si más del 50% son partículas finas.

Con el apoyo de la plasticidad y granulometría mencionadas anteriormente, se puede realizar la clasificación con base a la que establece el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), tabla 1.2.5 propuesta por A Casagrande (referencias 1.2.1 y 1.2.2).

Para la clasificación en campo en los suelos finos se deberá apreciar la plasticidad, humedad, cantidad de partículas gruesas, color, olor y otras descripciones significativas que se presentan en la tabla 1.2.5. En la tabla 1.2.6 se presenta el procedimiento para la identificación, de los suelos; finalmente en la tabla 1.2.7 se presenta un resumen de las propiedades índice de los suelos.

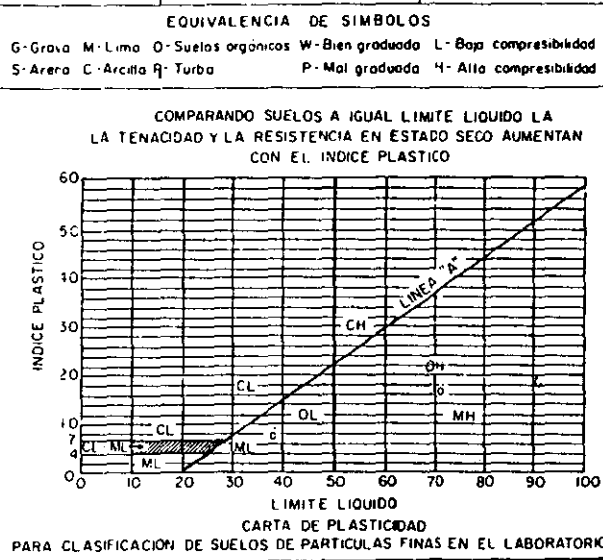
TABLA 1.2.6 PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS



NOTA.- Los tamaños de las mallas son de la U.S. Estándar

TABLA 1.2.5 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)		SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (φ) Más aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenido en la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Dese el nombre típico, indiquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis.  Para los suelos inalterados agréguense información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.  EJEMPLO Arena limosa con grava, como un 20% de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas, alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco, compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial (SM)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ , mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ , entre 1 y 3  No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW  Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o $I_p$ menor que 4  Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con $I_p$ mayor que 7  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ , mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ , entre 1 y 3  No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW  Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o $I_p$ menor que 4  Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con $I_p$ mayor que 7
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos		
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Las partículas de 0.075 mm de diámetro limo N° 200)	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	Dese el nombre típico, indiquense el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis.  Para los suelos inalterados agréguense información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje.  EJEMPLO Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina, numerosos agujeros verticales de raíces, firme y seco en el lugar, loess, (ML)	Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5% GW, GP, SW, SP Mas de 12% GM, GC, SM, SC 5% a 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles
		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos		
		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	ARENAS LIMPAS (Poco o nada de partículas finas) ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas) GRAVAS LIMPAS (Poco o nada de partículas finas) GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento) DILATANCIA (Reacción al agitado) TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)	
		ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos		
		CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres		
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas		



PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo si no se usa la malla simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILATANCIA (Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm<sup>3</sup>, si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Las limas inorgánicas, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, maldése una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia a en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma ligera resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto si pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, maldése un espécimen de aproximadamente 10 cm<sup>3</sup> hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rala a mano sobre una superficie lisa e entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a ralar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo coaltin y arcillas orgánicas que caen abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

(\*) Clasificaciones de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cemento arcillosa.  
(φ) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard

TABLA 1.2.7 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS

GRÁFICA DE RESULTADOS	PROPIEDADES	COMO SE OBTIENEN	APLICACIONES						
			A	B	C	D	E	F	
	Contenido de agua	$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$							
	Peso volumétrico	$\gamma = \frac{W_m}{V_m}$							
	Relación de vacíos	$e = \frac{V_v}{V_s}$							
	Límite líquido (LL)	Directamente de la prueba. (referencia 1.2.2)							
	Límite plástico (LP)	Directamente de la prueba (referencia 1.2.2)							
	Índice plástico	LL-LP							
	Límite de contracción	de Directamente de la prueba. (referencia 1.2.2)							
	Diámetro efectivo	De la curva granulométrica.							
	Coefficiente de uniformidad	de $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$							
	Coefficiente de curvatura	de $C_c = \frac{(D_{60})^2}{D_{10} \times D_{30}}$							
	Fracción de arcilla	De la curva granulométrica (% de fracción de finos menor a 0.002)							

- |   |                      |   |               |
|---|----------------------|---|---------------|
| A | Clasificación        | D | Expansividad  |
| B | Compresibilidad      | E | Contracción   |
| C | Resistencia al corte | F | Permeabilidad |



### 1.2.3 Propiedades mecánicas

Según Terzaghi, referencia 1.2.5, los problemas de la mecánica de suelos pueden dividirse en dos grupos principales:

- Problemas de estabilidad
- Problemas de elasticidad

Los problemas de estabilidad se refieren a la capacidad de carga del suelo para las cimentaciones de las edificaciones, estabilidad de taludes y a los empujes que el suelo ejerce en los elementos de retención. Para resolver estos problemas es necesario conocer los parámetros de resistencia del suelo  $c$  y  $\phi$ , mismos que se conocen con las pruebas triaxiales.

Los problemas de elasticidad consideran la deformación del suelo, que es provocada por las cargas de las edificaciones. Para resolver estos problemas debemos conocer la relación que existe entre el esfuerzo-deformación-tiempo, mismos que se conocen con la prueba de consolidación.

Con base en lo anterior, puede decirse que las propiedades mecánicas de mayor interés para solucionar los problemas de mecánica de suelos son la resistencia, la compresibilidad y las características esfuerzo-deformación del suelo.

#### 1.2.3.1 Pruebas triaxiales

Las pruebas triaxiales permiten determinar la resistencia del suelo a través de los parámetros  $c$  y  $\phi$ . De acuerdo con la ecuación de Coulomb la resistencia de los suelos se representa de la siguiente manera.

$$s = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

donde

$s$	ley de resistencia según Coulomb en $t/m^2$
$c$	cohesión en $t/m^2$
$\sigma_n$	esfuerzo normal en $t/m^2$
$\phi$	ángulo de fricción interna del suelo.

La prueba consiste en aplicar, primeramente, una presión hidrostática de confinamiento a una probeta cilíndrica y posteriormente se aplica una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento. La presión de confinamiento es una presión que representa la condición a la que el suelo está sometido en estado natural.

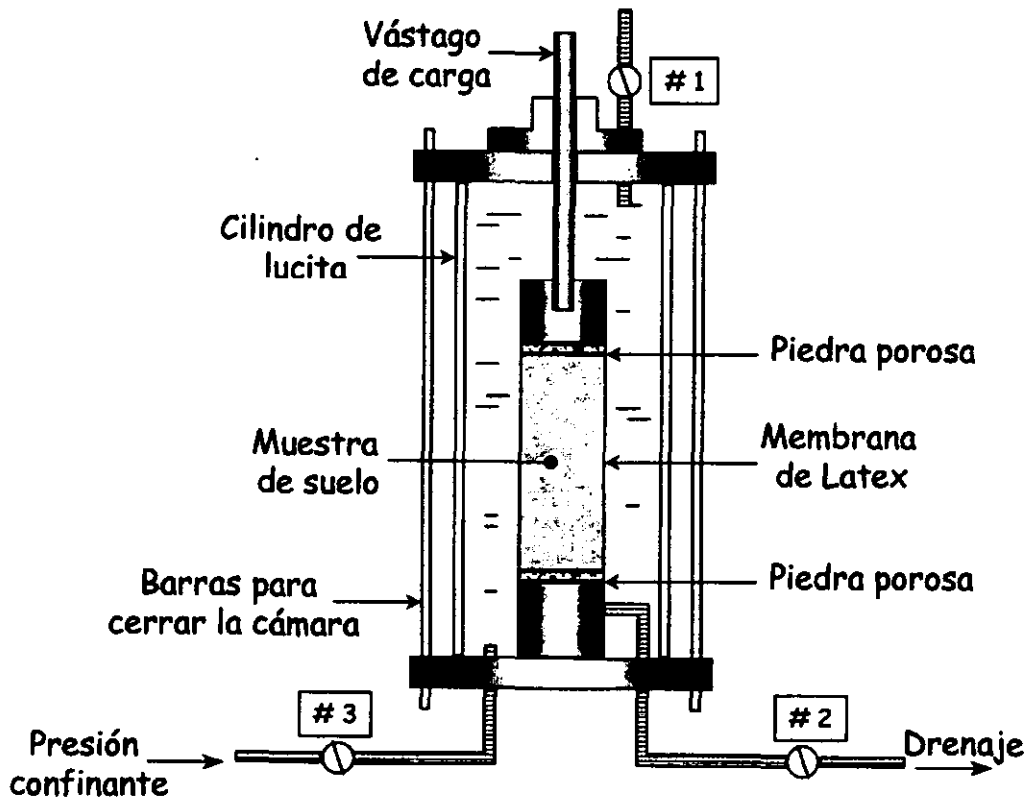
La presión hidrostática produce esfuerzos principales sobre la muestra de suelo; iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. Es usual llamar  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  esfuerzos principales mayor, intermedio y menor respectivamente. La presión axial, siempre es el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ ; los esfuerzos  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son iguales y se le llama presión de confinamiento.

La presión de confinamiento generalmente se mantiene constante, aumentando la presión axial hasta llegar a la falla. Estas pruebas se realizan según el esquema que se muestra en la figura 1.2.3.

Las pruebas triaxiales están constituidas por dos etapas. La primera cuando se aplica el confinamiento ( $\sigma_3$ ), permitiendo o no el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. A esta etapa se le conoce con el nombre de etapa de consolidación. En la segunda etapa, denominada, etapa de carga, la muestra se somete a una carga adicional ( $\sigma_1$ ) aplicada con el vástago.

Existen tres diferentes tipo de prueba, la rápida, la rápida-consolidada y la lenta, mismas que representan las condiciones de esfuerzo en el suelo, a corto, mediano y largo plazo respectivamente; la forma de realizar estas pruebas pueden ser consultadas en las referencias 1.2.1 y 1.2.2.

Los resultados se presentan como se muestra en la figura 1.2.4 en una gráfica esfuerzo- deformación y empleando el círculo de esfuerzos de Mohr, se representan una combinación del esfuerzo normal y cortante que causan la falla.



*Figura 1.2.3 Esquema de la cámara triaxial*

Generalmente se realiza una serie de 3 pruebas para diferentes presiones de confinamiento, 0.67, 1.0 y 1.5 veces el equivalente al esfuerzo vertical inicial, en la que se encontraba la muestra en condiciones naturales. Dependiendo del tipo de suelo los diagramas de Mohr pueden ser los que se presentan en la figura 1.2.5.

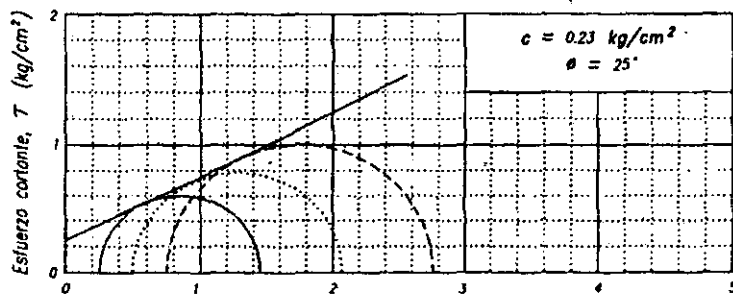
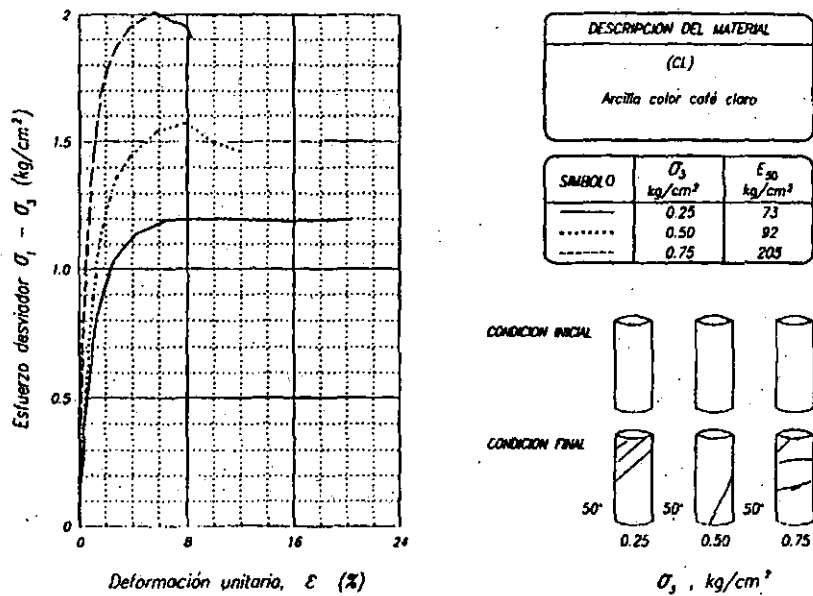


Figura 1.2.4 Gráfica de resultados de las pruebas triaxiales

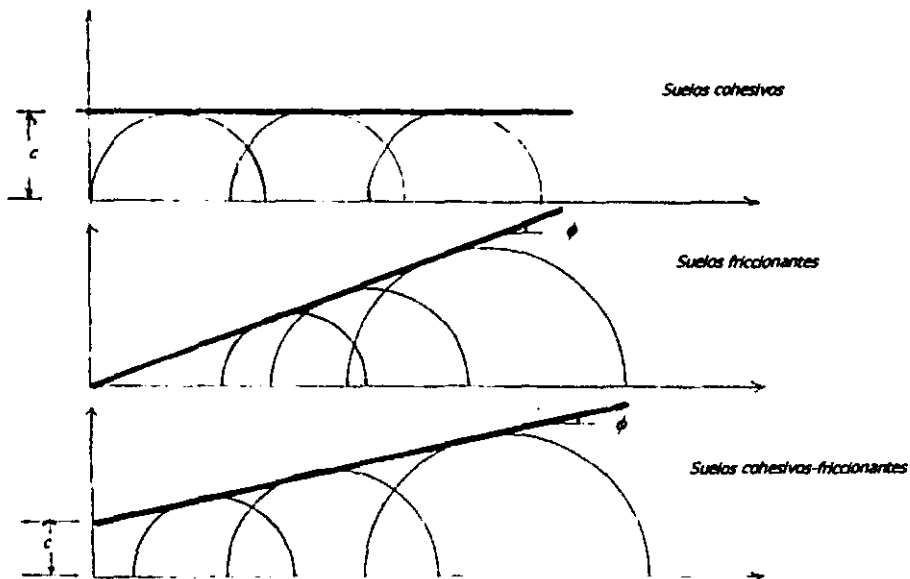


Figura 1.2.5 Diagrama de Mohr para los diferentes tipos de suelos

### 1.2.3.2 Pruebas de consolidación

La prueba de consolidación permite determinar la magnitud y el tiempo en que ocurre el asentamiento; la prueba consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material de suelo que se estudia confinado en un anillo rígido (figura 1.2.6) y siguiendo una serie de incrementos de carga previamente establecidas.

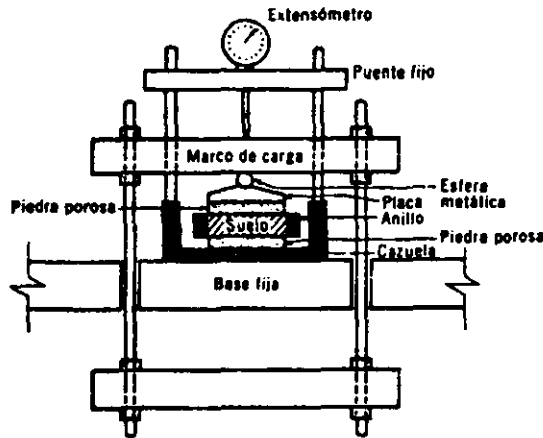


Figura 1.2.6 Detalle del consolidómetro para realizar ensayos de consolidación

En cada incremento de carga se toman las lecturas en el micrómetro para conocer las deformaciones a diferentes tiempos (referencia 1.2.2). Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica como la que se presenta en la figura 1.2.7. Se puede observar en esta figura la obtención del 100 % de consolidación. Para encontrar el 0 % se requiere seguir la siguiente secuencia:

Se escoge un tiempo  $t_1$  que este situado antes del 50 % de consolidación de modo notorio.

Obtégase el punto  $C$ , correspondiente a un punto  $t_1/4$ .

Determinése la diferencia de ordenadas  $a$  de los dos puntos.

El 0% de consolidación se encuentra a una distancia  $a$  arriba del punto  $C$

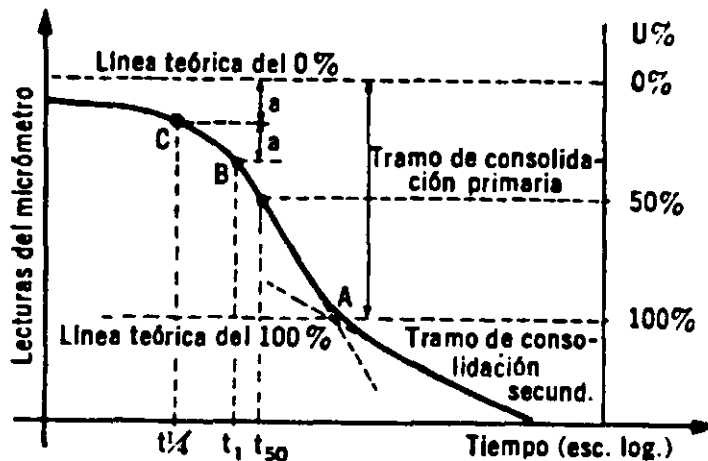
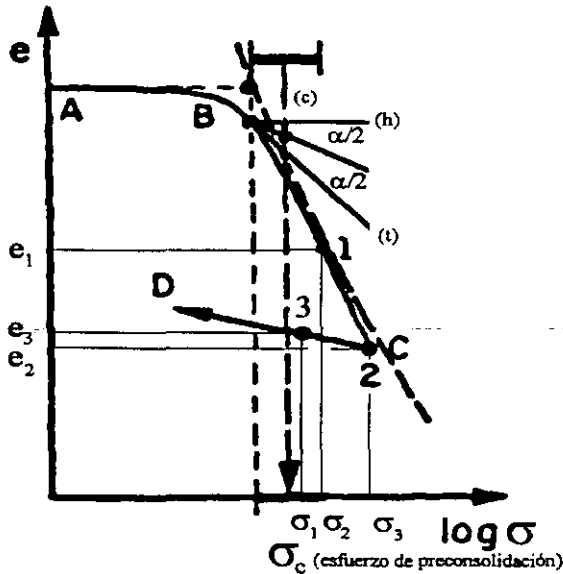


Figura 1.2.7 Forma típica de la gráfica de consolidación

Una vez que el suelo alcanza su mayor deformación, provocada por cada incremento de carga, su relación de vacíos llega a un valor menor que el incremento anterior. Para cada incremento de carga se

tiene un valor de relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre la muestra. Una vez que se cuentan con los datos de toda la prueba se construye la gráfica de compresibilidad como la que se presenta en la figura 1.2.8. En la figura se ilustra el procedimiento gráfico para obtener el esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma_c$ ), valor que representa el mayor esfuerzo que el suelo ha soportado en su historia. En esta gráfica se puede distinguir tres zonas diferentes: AB (tramo de recarga), BC (tramo virgen) y CD (tramo de descarga).



Procedimiento para obtener  $\sigma_c$ , según A Casagrande:

- Se obtiene el punto de máxima curvatura (T).
- Por (T) trázese una horizontal (h) y una tangente (t)
- Determine la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas (h) y (t)
- Prólonguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz.
- El punto de intersección (c), tiene como abscisa al esfuerzo de preconsolidación  $\sigma_c$ .

Figura 1.2.8 Forma típica de la gráfica de compresibilidad

De la prueba de consolidación interesa obtener los siguientes coeficientes, que son los que determinan la magnitud total y el tiempo en que ocurrirá el asentamiento.

Índice de compresión ( $C_c$ ): Pendiente de la gráfica de compresibilidad en el tramo virgen.

$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_1 - \log \sigma_2}$$

Índice de descompresión ( $C_s$ ): Pendiente de la gráfica de compresibilidad en el tramo de descarga.

$$c_s = \frac{e_3 - e_2}{\log \sigma_3 - \log \sigma_2}$$

Coficiente de deformación volumétrica ( $m_v$ ): Este valor se obtiene en el tramo virgen o de descarga, dependiendo si se calculan asentamientos o expansiones:

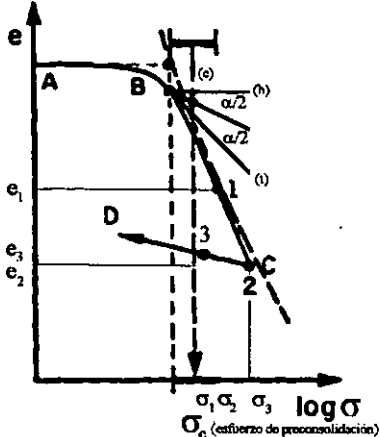
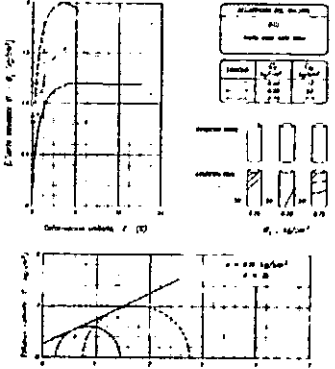
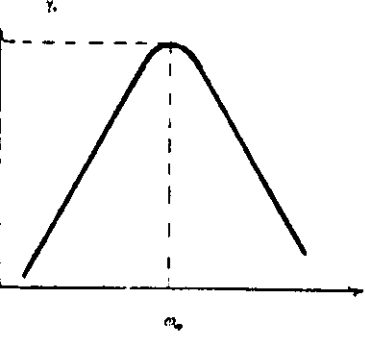
$$m_v = \frac{\Delta_e}{\Delta_p (1 + e_0)}$$

Coficiente de consolidación ( $C_v$ ): Se obtiene de la gráfica de consolidación. En la gráfica se describe la obtención de este coeficiente.

$$c_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$$

La realización de las pruebas triaxiales y de la consolidación se pueden ver con detalle en la referencia 1.2.1 y 1.2.2. Finalmente, en la tabla 2.1.8 se presenta un resumen de las propiedades mecánicas de los suelos.

TABLA 1.2.8 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

	PARÁMETROS	SÍMBOLO	COMO SE OBTIENEN	APLICACIONES
	Coeficiente de compresibilidad	$a_v$	$a_v = \frac{e_2 - e_1}{\sigma_2 - \sigma_1}$	Cálculo de asentamientos totales
	Coeficiente de compresibilidad volumétrica	$m_v$	$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p (1 + e_0)}$	
	Índice de expansión	$c_s$	$c_s = \frac{e_3 - e_2}{\log \sigma_3 - \log \sigma_2}$	
	Coeficiente de compresión secundaria	$c_a$	$c_a = \frac{\Delta H/H}{\Delta \log_{10} t}$	
	Coeficiente de consolidación	$c_v$	$c_v = \frac{0.197H^2}{t_{50}}$	
	Presión de preconsolidación	$\sigma_c$	Estimación a partir de la curva e vs log p	
	Ángulo de fricción	$\phi$	De la envolvente de la curva de Mohr	Análisis de estabilidad de taludes empujes de tierra y capacidad de carga en cimentaciones
	Cohesión	$c$		
	Modulo de elasticidad	$E_s$	De la curva esfuerzo deformación	Cálculo de asentamientos elásticos
	Peso volumétrico seco máximo	$\gamma_s$	De la curva	Control de compactación
	Humedad óptima	$w_{op}$		

## REFERENCIAS

- 1.1.1 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS (1983). *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*, México DF, 1ª edición.
- 1.1.2 Petróleos Mexicanos (1975). *Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones*, Norma 2.214.05, México DF, 1ª edición.
- 1.1.3 Santoyo V , Cuevas A (1990). “*Correlación entre dos sondeos en el centro de la Cd de México*”, Artículo presentado en *XV Reunión nacional de mecánica de suelos*, SMMS, Vol II.
- 1.1.4 García L, Auvinet (1992). “*Uso del presiometro para la caracterización del subsuelo de la zona poniente del Valle de México*” Artículo presentado en el simposio de las *experiencias geotécnicas en la zona poniente del Valle de México*, SMMS, México DF
- 1.1.5 Santoyo E, et al (1989). *El cono en la exploración geotécnica*, TGC Geotecnia, México DF.
- 1.2.1 Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos (SMMS,1990). “*Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México*” Artículo presentado en el simposio *El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. SMMS.
- 1.2.2 Juárez B y Rico (1992). *Mecánica de suelos*. Tomo 1, Fundamentos de Mecánica de suelos. Ed Limusa, México DF, 3ª edición.
- 1.2.3 Secretaría de Recursos Hidráulicos (1967). *Mecánica de suelos, Instructivo para ensayos de suelos*, Editado por la dirección de información, Mexico DF.
- 1.2.4 Peck R, et al (1987). *Ingeniería de cimentaciones*, Ed Limusa, México DF.
- 1.2.5 Bowles J E (1981). *Manual de laboratorio de suelos en la ingeniería civil*, Ed Mc GraHill, México DF.
- 1.2.6 Terzaghi K (1945). *Teoría de los suelos*, Acme Agency Soc. Resp Ltda, Buenos Aires, Argentina.

## 2. PROBLEMAS MÁS COMUNES EN MECÁNICA DE SUELOS

### 2.1 Taludes

Un talud es la inclinación que presenta la superficie del suelo con respecto a la horizontal; se puede tener un talud en forma natural (en laderas) o artificial (construidos para terraplenes y presas, o cortados para excavaciones y canales).

En la figura 2.1.1 se presenta la nomenclatura usual de un talud, que conviene conocerla antes de entrar a los análisis de estabilidad.

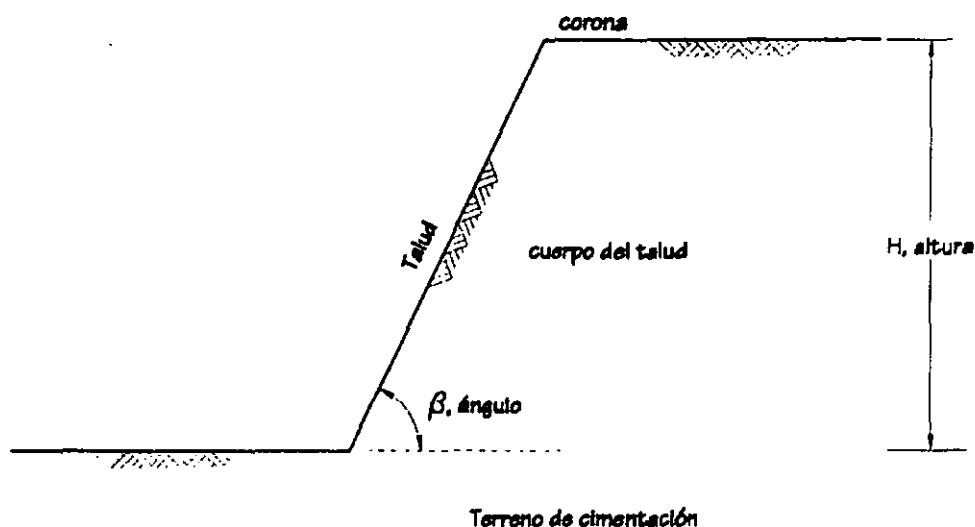


Figura 2.1.1 Nomenclatura de un talud. (referencia 2.1.1)

El diseño se realiza, de tal forma que se garantice su estabilidad; para cumplir este objetivo, se realizan los *análisis por falla y desplazamientos*, considerando los factores de seguridad mínimos permisibles por la reglamentación.

Para el análisis de estabilidad de taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta, la cual se considera de forma circular. La falla puede ser por rotación o por traslación (figura 2.1.2); para realizar este análisis se utiliza el método sueco para los distintos tipos de suelo. El método consiste en suponer la superficie de falla, como ya se mencionó anteriormente, en forma circular, considerando un ancho unitario perpendicular a la hoja de cálculo. El análisis se basa en evaluar las magnitudes de las fuerzas actuantes contra las que resistan y relacionarlas con un factor de seguridad que debe ser mayor o igual a 1.5.



### 2.1.1 *Análisis por falla*

Los métodos de análisis por falla deben tomar en cuenta la altura y ángulo de inclinación del talud, la presencia de grietas y/o sobrecargas en la corona del talud, así como el tipo de suelo donde se tendría la superficie de falla del talud. Es importante mencionar que a veces, a lo largo de la superficie de falla se pueden encontrar diferentes tipos de suelo, así como variaciones de esfuerzos provocados por las variaciones de la presión del agua; en tal caso, para estas dos últimas condiciones, el análisis requiere de más detalle, el cual se logra utilizando el método de dovelas (figura 2.1.3). En la tabla 2.1.1 se presentan los métodos de análisis más utilizados, tomando en cuenta todas las condiciones mencionadas anteriormente.

### 2.1.2 *Análisis por desplazamientos*

La magnitud de los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, se puede determinar con apoyo de métodos numéricos, pero son análisis que requieren mayor cuidado y además quedan fuera del alcance de este trabajo; sin embargo, durante el desarrollo de la obra, se pueden medir con apoyo de inclinómetros o referencias superficiales, que permiten detectar oportunamente el desarrollo de las condiciones de inestabilidad. Las referencias superficiales y los inclinómetros se describirán en el capítulo 3, correspondiente a la *instrumentación*.

### 2.1.3 *Revisión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*

En el proyecto de edificaciones, generalmente se utilizan taludes para estabilizar temporalmente los cortes que se realizan para las excavaciones a cielo abierto. El reglamento de Construcciones (referencia 2.1.2) a través de su artículo 228, establece que el diseño de excavaciones debe cumplir con los estados límite de falla y de servicio.

#### *Estados límite de falla*

Para cumplir con los estados límite de falla se debe buscar que el factor de seguridad siempre sea mayor o igual a 1.5, realizando los análisis por falla; considerando las condiciones de presión del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación del talud y la presencia de grietas en la corona del talud. Todas estas consideraciones se establecen en las Normas Técnicas Complementarias (referencia 2.1.3) en su capítulo 3 para que el talud sea estable y seguro.

#### *Estados límite de servicio*

Los valores de los movimientos, tanto verticales como horizontales, que se midan durante el desarrollo de la excavación deberán ser chequeados diario. Estos movimientos deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos.

- 2.1.2 Departamento del Distrito Federal (1987). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 9.
- 2.1.3 Departamento del Distrito Federal (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 40.

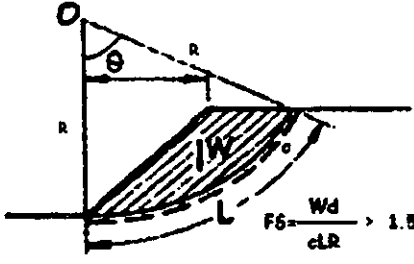
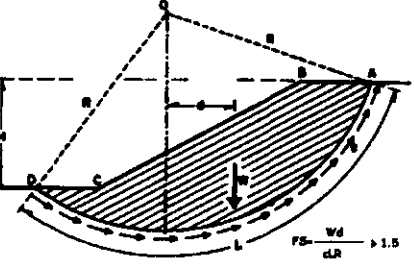
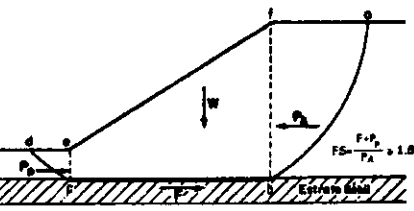
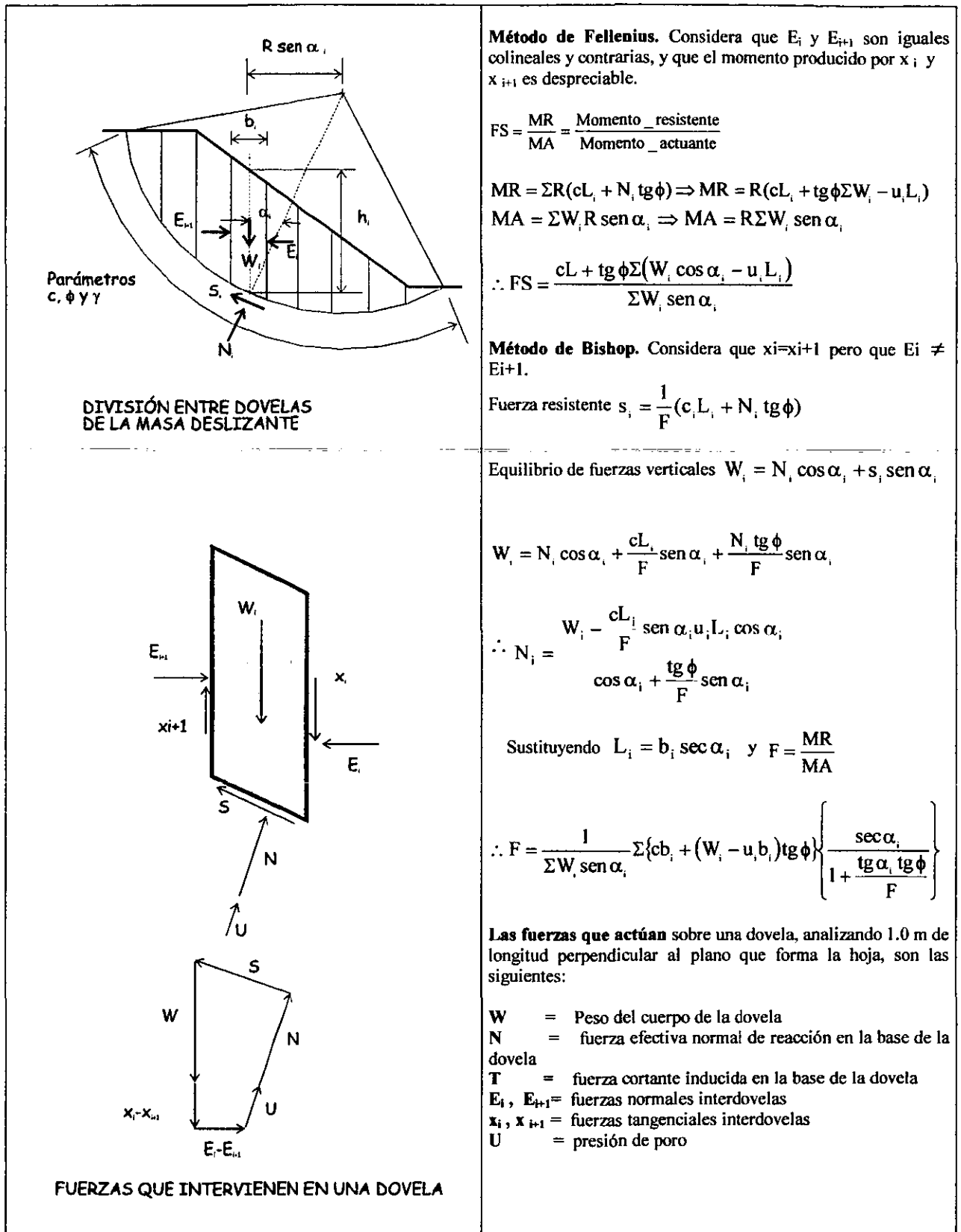
 <p>a) De pie de talud</p>	<p>(W) Peso propio de la masa deslizante del talud; actúa al centro de gravedad del mismo. Se calcula apoyándose con el peso volumétrico del material (<math>\gamma</math>).</p> <p>(L) Longitud del arco de falla. <math>L = (\pi / 180) \theta</math>.</p> <p>(c) Cohesión del suelo. Se obtiene de las pruebas triaxiales.</p> <p>(d) Distancia del centro del círculo a donde se encuentra concentrada W.</p> <p>(FS) Factor de seguridad. Es la relación entre las fuerzas o momentos actuantes y las fuerzas o momentos resistentes.</p>
 <p>b) De base</p> <p><b>FALLA POR ROTACIÓN</b></p>	<p>Es importante mencionar que el centro del círculo corresponde al círculo crítico, que es aquel a lo largo del cual es más probable que se presente la falla, en consecuencia, su factor de seguridad es el más bajo. Para su obtención se seleccionan varios círculos de prueba y el análisis se repite hasta obtener el factor de seguridad mínimo, que es el factor que se requiere para el diseño.</p> <p>De inicio se recomienda utilizar el método de Janbu para localizar el centro del círculo (tabla 2.1.1), para fallas de pie de talud. Para falla de base, Taylor determinó que el centro del círculo crítico es aquel cuyo centro este en la vertical que pase por el centro del talud (b/2).</p> <p>La fuerza, provocada por el sismo, se considera horizontal y aplicada en el centroide de la masa deslizante, con una magnitud igual a su peso (W) multiplicada por el coeficiente sísmico (c). El valor de (c) varía entre 0.16 y 0.40, referencia 2.1.2.</p>
 <p><b>FALLA POR TRASLACIÓN</b></p>	<p>(Pp) Empuje pasivo de Rankine. Se calcula en función del tipo de suelo con las siguientes ecuaciones:</p> <p><u>Para suelos cohesivos</u></p> $P_p = \frac{1}{2} \gamma H_p^2 + 2cH_p$ <p><u>Para suelos cohesivos-friccionantes</u></p> $P_p = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H_p^2 + 2c \sqrt{N_\phi} H_p$ <p>(Pa) Empuje activo de Rankine.</p> <p><u>Para suelos cohesivos</u></p> $P_A = \frac{1}{2} \gamma H_A^2 - 2cH_A$ <p><u>Para suelos cohesivos-friccionantes</u></p> $P_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H_A^2 - \frac{2c}{N_\phi} H_A$ $N_\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$ <p>(F) Fuerza que impide el deslizamiento. Se calcula con la siguiente ecuación:</p> $F = \overline{cb} * \text{cohesión} - \text{del} - \text{estrato} - \text{débil}$

Figura 2.1.2 Tipos de falla y fuerzas que intervienen para el análisis de estabilidad de taludes



*Figura 2.1.3 Método de análisis con apoyo de dovelas*

2.1.4 Lambe W, Whitman R (1976). *Mecánica de suelos*, Ed LIMUSA, México DF.  
 2.1.5 Whitlow R (1994). *Fundamentos de mecánica de suelos*, Ed COMPAÑÍA EDITORIAL CONTINENTAL, México DF

TABLA 2.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

MÉTODO	TIPO DE SUELO			EXPRESIONES QUE SE UTILIZAN	OBSERVACIONES
	COHESIVO	FRICCIONANTE	COHESIVO-FRICCIONANTE		
JANBU	----	----	Recomendable	$FS = \frac{cN_{cf}}{\gamma H}$ $\lambda_{\phi} = \frac{\gamma H}{c} \operatorname{tg} \phi$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analiza sólo fallas por pie de talud.</li> <li>- <math>N_{cf}</math> y <math>\lambda_{\phi}</math> de la figura del ejemplo 2.1.1</li> <li>- Proporciona las coordenadas del círculo crítico, ejemplo 2.1.1</li> <li>- Se puede analizar la sobrecarga y presencia de grietas en la corona del talud ejemplo 2.1.2.</li> </ul>
TAYLOR	Recomendable para las condiciones de las figs 2.1.4 y 2.1.5	----	----	$FS = \frac{c}{N_c \gamma H}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analiza sólo fallas de base.</li> <li>- <math>N_c</math> de fig del ejemplo 2.1.4 para condiciones de la fig 2.1.4</li> <li>- <math>N_c</math> de fig del ejemplo 2.1.5 para condiciones de la fig 2.1.5</li> </ul>
TERZAGHI	-----	Recomendable	-----	$FS = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$	-----
FELLENIOUS	Aceptable	----	Recomendable	$FS = \frac{cL + \operatorname{tg} \phi \sum (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i)}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analiza fallas de base y de pie de talud.</li> <li>- Se utiliza para suelos estratificados y cuando la presión de poro es significativa.</li> <li>- En el capítulo 3 se describe el significado de la presión de poro.</li> <li>- En la figura 2.1.3 se presenta la deducción de la expresión.</li> </ul>
BISHOP	Aceptable	----	Recomendable	$FS = \frac{1}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \left\{ \sum [c \eta + (W_i - u_i b) \operatorname{tg} \phi] \left[ \frac{\operatorname{sen} \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi}{FS}} \right] \right\}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analiza fallas de base y de pie de talud.</li> <li>- Se utiliza para suelos estratificados y cuando la presión de poro es significativa</li> <li>- Es un método por tanteos. Se puede realizar en forma manual, pero la mayoría de las veces se utiliza con apoyo de computadora.</li> <li>- En la fig 2.1.3 se presenta la deducción de la expresión.</li> </ul>

Donde  $c$  cohesión del suelo en  $t/m^2$   
 $\phi$  ángulo de fricción del suelo en grados  
 $N_{cf}$  número de estabilidad; es función de  $\lambda_{\phi}$   
 $\lambda_{\phi}$  parámetro adimensional  
 $\beta$  ángulo del talud en grados

Nota. Los parámetros de resistencia del suelo ( $c$  y  $\phi$ ), requeridos para los análisis, pueden determinarse recurriendo al tipo de prueba triaxial que mejor represente las condiciones de drenaje que prevalezcan en el sitio, durante las diversas etapas de la vida útil del talud.

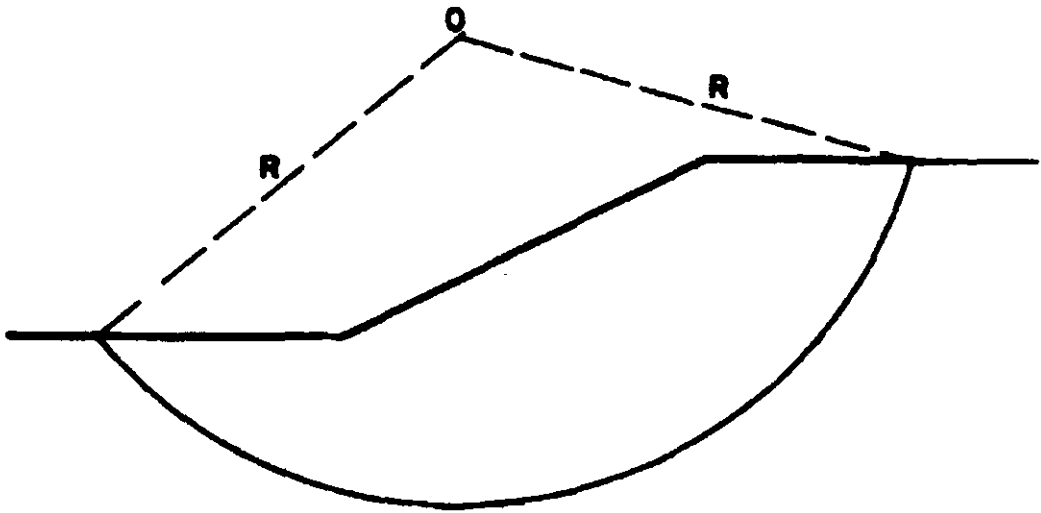


Figura 2.1.4 Círculo de falla en un talud simple y homogéneo en un material cohesivo

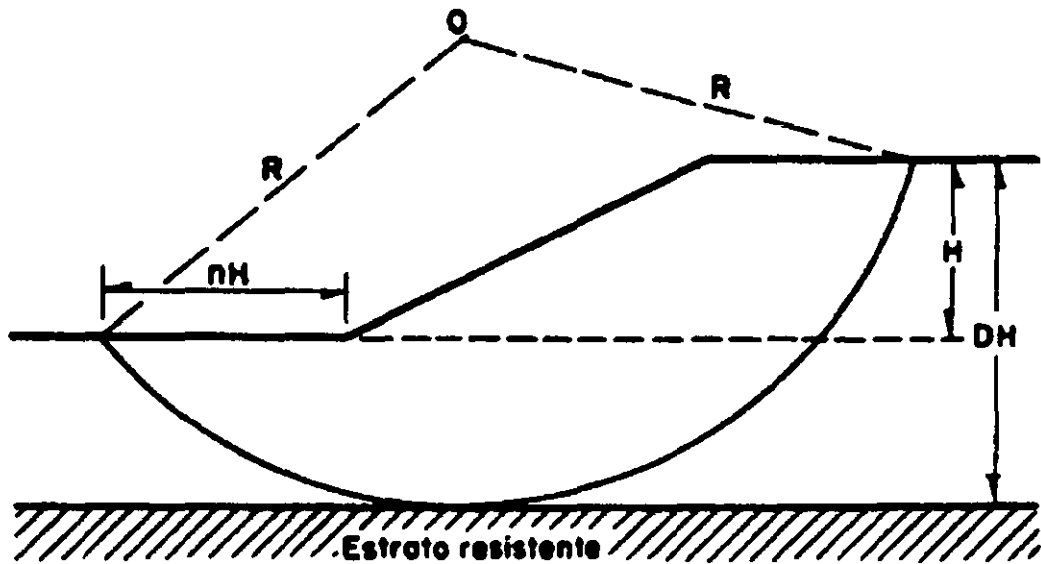


Figura 2.1.5 esquema para definir los conceptos de factor de profundidad ( $D$ ) y factor de alejamiento ( $n$ ) con la presencia de un estrato resistente

#### *2.1.4 Ejemplos de aplicación*

Con el propósito de facilitar el entendimiento de los análisis para el diseño de estabilidad de taludes, se ha considerado una serie de ejemplos; se contemplan los métodos de análisis que se presentan en la tabla 2.1.1.

Es importante mencionar que en mecánica de suelos no existe una solución única a un problema dado. La solución que se presenta en estos ejemplos puede ser una, de varias que pueden existir.

En general, no se detallan los análisis y los cálculos que permitieron llegar a la solución; el énfasis es que con estos ejemplos se tengan las bases suficientes para solucionar problemas de estabilidad de taludes, abarcando las diferentes condiciones que establece el Reglamento de Construcciones.

**CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (TABLA 2.1.1)**

DATOS:



- $c$  1.4 t/m<sup>2</sup>
- $\gamma$  1.93 t/m<sup>3</sup>
- $\phi$  17 °
- $\beta$  30 °
- $H$  8.0 m

EXPRESIONES Y CÁLCULOS:

$$\lambda\phi = \frac{\gamma H}{c} \cdot \tan(\phi) \quad \lambda\phi = 3.372$$

De la gráfica, con el valor de  $\lambda\phi$  y  $\beta$  se obtiene  $N_{cf}$ :

$$N_{cf} \quad 14.4$$

$$FS = \frac{c \cdot N_{cf}}{\gamma H} \quad FS = 1.306$$

Del cálculo se obtiene un factor de seguridad (FS) por debajo del permisible por Reglamento de Construcciones (1.5); para incrementarlo se disminuye la inclinación ( $\beta$ ) o la altura ( $H$ ) del talud, hasta garantizar un  $FS > 1.5$ . Como alternativa de solución se puede utilizar un sistema de estabilización a base de anclas y concreto lanzado (tema III de la ref 2.1.6), o un tablistacado acompañado con puntales, (fig 2.2.B de éste trabajo). Este sistema de estabilización es función del tipo de suelo que tenga el cuerpo del talud.

**CÁLCULO DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DEL CÍRCULO DE FALLA**

DATOS:

$$H = 8 \quad \text{m}$$

De la gráfica, con el valor de  $\lambda\phi$  y  $\beta$  se obtienen los valores de  $X_0$  y  $Y_0$

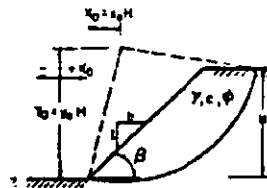
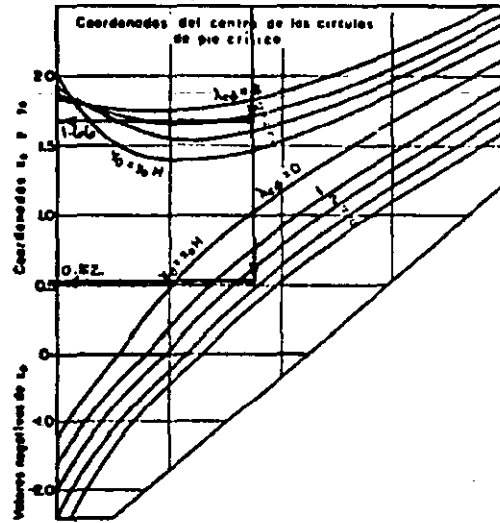
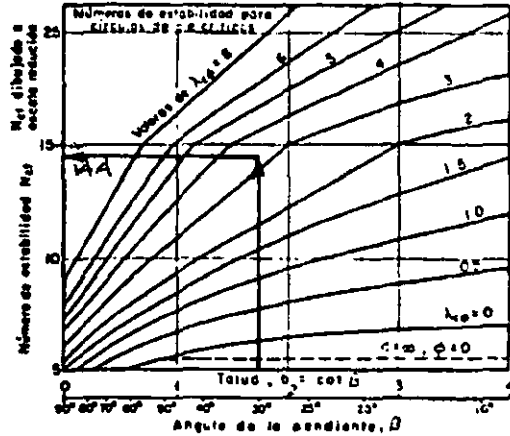
$$x_0 \quad 0.52$$

$$y_0 \quad 1.66$$

EXPRESIONES Y CÁLCULOS

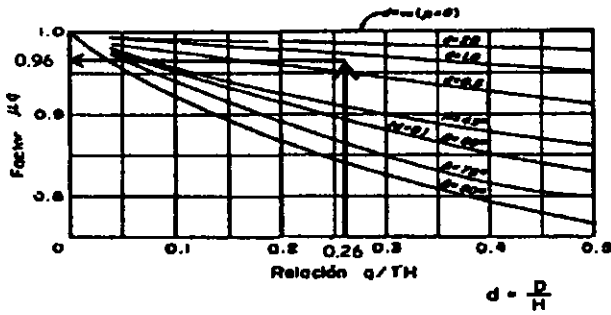
$$X_0 \quad H \cdot x_0 \quad X_0 = 4.16 \quad \text{m}$$

$$Y_0 \quad H \cdot y_0 \quad Y_0 = 13.28 \quad \text{m}$$

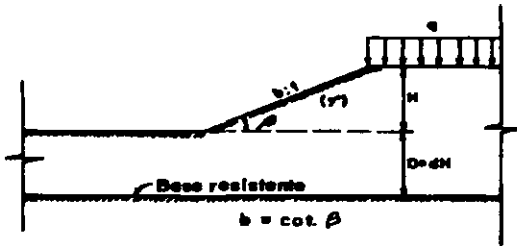


*Ejemplo 2.1.1 Análisis de estabilidad de taludes para suelos cohesivos-friccionantes. (Método de Janbu, referencia 2.1.7)*

2.1.6 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SSMS (1992). *Experiencias geotécnicas en la zona poniente del Valle de México*, México D.F.  
 2.1.7 Tamez E, et al (1987). *Manual de diseño geotécnico*, COVITUR, volumen I, México DF.



Para considerar la sobrecarga en la corona del talud se realiza lo siguiente: El factor de seguridad (FS<sub>q</sub>), que corresponde al cálculo de un talud, con sobrecarga en su corona, se calcula introduciendo la sobrecarga (q) y un factor de reducción (μ<sub>q</sub>) en las expresiones que se presentaron en el ejemplo anterior (2.1.1). La expresión queda de la siguiente manera:



$$FS_q = \frac{Ncf \cdot c}{\gamma H + q} \cdot \mu_q$$

μ<sub>q</sub> se obtiene con las gráficas que se presentan en esta hoja. Ncf se obtiene en función de λcφ y β y con apoyo de las gráficas que se presentan en la figura del ejemplo 2.1.1

**CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE UN TALUD CON SOBRECARGA EN SU CORONA**

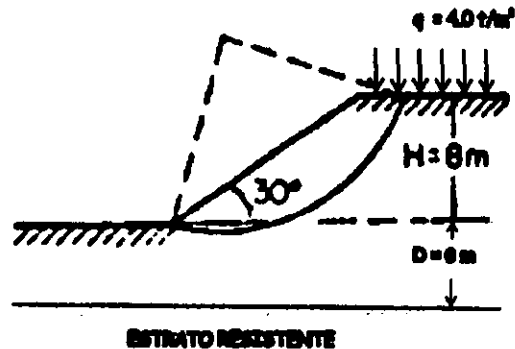
DATOS:

- c 1.4 t/m<sup>2</sup>
- γ 1.93 t/m<sup>3</sup>
- φ 17 °
- β 30 °
- H 8 m
- q 4 t/m<sup>2</sup>
- D 6.0 m

EXPRESIONES:

Relación  $\frac{q}{\gamma H}$  Relación = 0.259

$d = \frac{D}{H}$  d = 0.75



Con los valores de la relación anterior y de d, en la gráfica, se obtiene el valor de μ<sub>q</sub> μ<sub>q</sub> = 0.96

$\lambda c\phi = \frac{(\gamma H + q) \cdot \tan(\phi)}{\mu q \cdot c}$  λcφ = 4.422

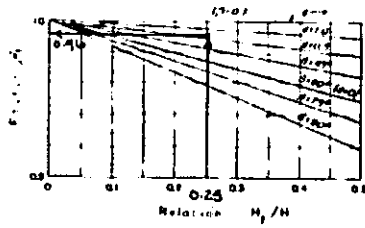
Con el valor de λcφ, en la gráfica del ejemplo 2.1.1, obtengo Ncf Ncf = 17.5

$FS_q = \frac{Ncf \cdot c}{\gamma H + q} \cdot \mu_q$  FS<sub>q</sub> = 1.21

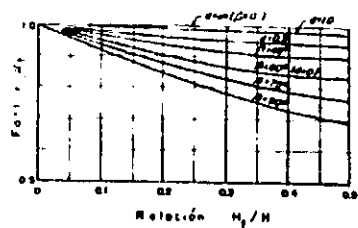
Como el factor de seguridad es menor al permisible, se deberá reducir la inclinación o la altura del talud

*Ejemplo 2.1.2 Análisis de estabilidad de taludes con sobrecarga en la corona del talud. (Método de Janbu, referencia 2.1.7)*

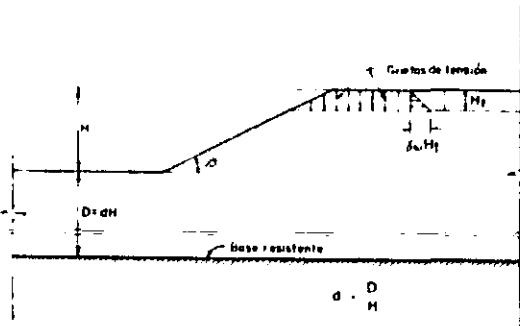




a) Presión hidrostática actuando en las grietas



b) Presión hidrostática nula



Para este caso, el factor de seguridad (FSt) se obtiene afectando a FS o FSq, asociados a un talud simple o con sobrecargas, por un factor de reducción  $\mu_t$ , es de decir:

$$Fst \quad \mu_t \cdot FS \quad \text{ó} \quad FSt \quad \mu_t \cdot FSq$$

**CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE UN TALUD CON GRIETAS DE TENSIÓN EN SU CORONA**

DATOS:

- Ht 2.0 m
- H 8.0
- FS 1.306 para un talud simple (ejemplo 2.1.1)
- FSq 1.21 para un talud con sobrecarga en su corona (ejemplo 2.1.2)
- D 6 m

- Relación  $\frac{Ht}{H}$  Relación = 0.25
- Relación  $\frac{D}{H}$  Relación = 0.75

Con base en estas relaciones y con apoyo de las gráficas, se obtiene el valor  $\mu_t$

$$\mu_t = 0.96$$

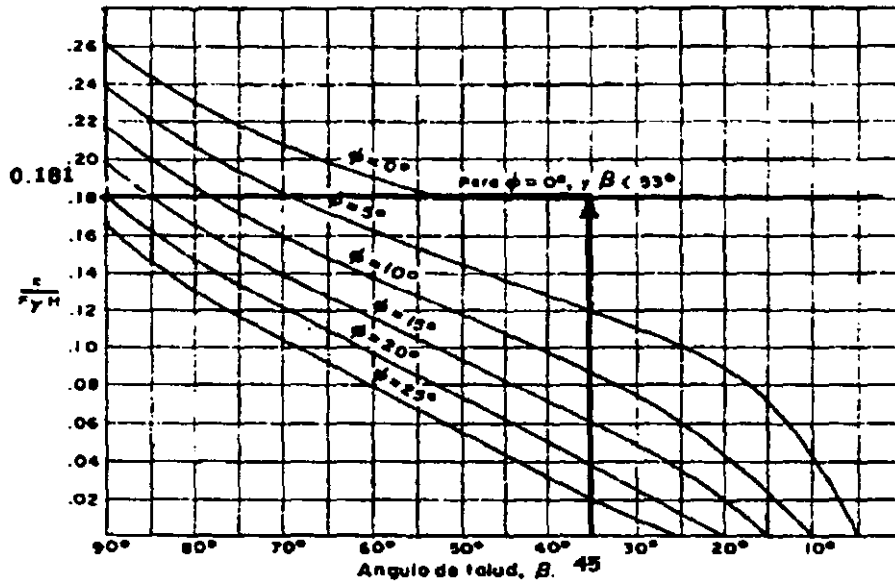
**CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA UN TALUD SIMPLE CON SOBRECARGA**

$$FSt \quad \mu_t \cdot FSq \quad FSt = 1.162$$

**CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE UN TALUD SIMPLE**

$$FSt \quad \mu_t \cdot FS \quad FSt = 1.254$$

*Ejemplo 2.1.3 Análisis de estabilidad de taludes con la presencia de grietas de tensión en la corona del talud. (Método de Janbu, referencia 2.1.7)*



#### CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

DATOS:

$c$  4.0  $t/m^2$

$\phi$  0  $^\circ$

$\gamma$  1.7  $t/m^3$

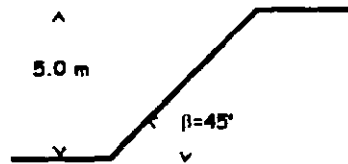
$\beta$  45  $^\circ$

$H$  5.0 m

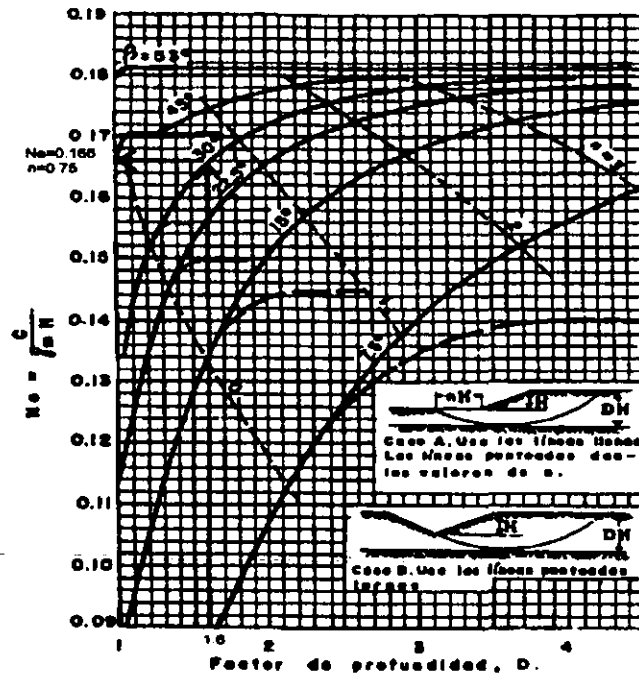
EXPRESIONES:

De la gráfica, con apoyo de  $\beta$  y  $\phi$ , se obtiene  $N_c$  0.181

FS  $\frac{c}{N_c \cdot \gamma \cdot H}$  FS = 2.6



*Ejemplo 2.1.4 Análisis de estabilidad de taludes para suelos cohesivos homogéneos con el terreno de cimentación. (Método de Taylor, referencia 2.1.1)*



CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD:

DATOS:

$$H = 12 \text{ m}$$

$$h = 7.5 \text{ m}$$

$$c = 3.0 \text{ m}$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$\beta = 30^\circ$$

EXPRESIONES

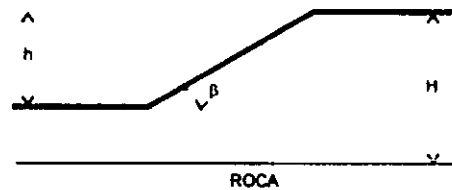
$$D = \frac{H}{h} = 1.6$$

Con el valor de  $D$  y con  $\beta$ , entramos a la gráfica y obtenemos  $N_c$  y  $n$

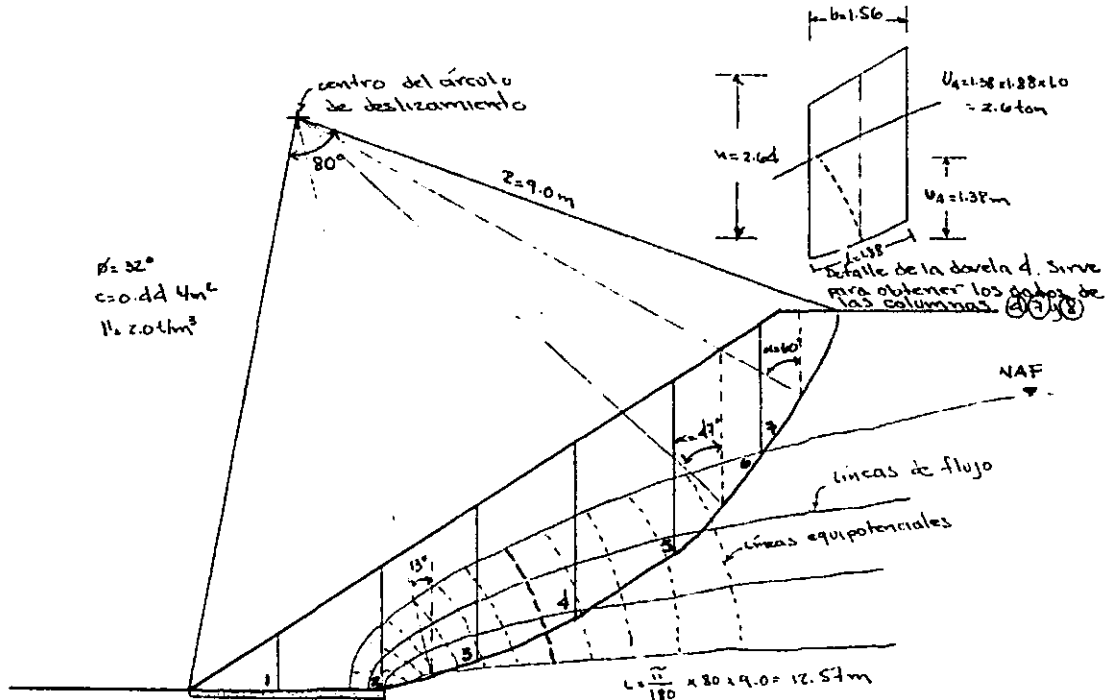
$$N_c = 0.166$$

$$n = 0.75$$

$$FS = \frac{c}{N_c \cdot \gamma \cdot h} = 1.268$$



*Ejemplo 2.1.5 Análisis de estabilidad para taludes para suelos cohesivos, considerando círculos de falla tangentes a un estrato resistente. (Método de Taylor, referencia 2.1.1)*



EXPRESIÓN:

$$FS = \frac{cL + \operatorname{tg} \phi \sum (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i)}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

columna		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
DOVELA No	$\alpha$	$\operatorname{Sen} \alpha$	$\operatorname{Cos} \alpha$	W (ton)	$\operatorname{Sen} \alpha$ W (ton)	$\operatorname{Cos} \alpha$ W (ton)	u (ton/m <sup>2</sup> )	l (m)	U (ton)	N (ton)	
1	-2	-0.03	1.00	1.33	-0.05	1.33	0	0.80	0	1.33	
2	3	0.05	1.00	2.25	0.12	2.25	0.15	1.73	0.26	1.99	
3	13	0.22	0.97	6.98	1.54	6.80	1.03	1.57	1.62	5.18	
4	24	0.41	0.91	8.24	3.35	7.53	1.38	1.88	2.6	4.93	
5	35	0.57	0.82	8.59	4.93	7.04	1.20	1.88	2.26	4.78	
6	47	0.73	0.68	6.55	4.79	4.47	0.56	2.20	1.23	3.24	
7	60	0.87	0.50	3.27	2.83	1.64	0	2.51	0	1.64	
$\Sigma$					17.51	31.06			7.97	23.09	

La columna 1 es dato obtenido de la figura anexa

4 =  $\gamma \times b \times h \times 1.0$ 

5 = 4 x 2

6 = 4 x 3

7 = dato de figura

8 = dato de figura

9 = 7 x 8 x 1.0

10 = 6 - 9

$$FS = \frac{0.44 \times 12.57 + 0.62(31.06 - 7.97)}{17.51} = \frac{19.85}{17.51} = 1.13$$

Ejemplo 2.1.6 Análisis de estabilidad para taludes con el método de dovelas, considerando la presión de poro. (Método de Fellenius, referencia 2.1.4)

EXPRESIÓN:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \left\{ \sum \left[ cb_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi \right] \frac{\operatorname{sec} \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{FS}} \right\}$$

(\*) (\*) (\*\*) (\*\*)

DOVELA No	b <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (ton)	α (°)	u <sub>i</sub> t/m <sup>2</sup>	W <sub>i</sub> sen α (ton)	cb <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> tg φ	Sec α <sub>i</sub>	tg α	u <sub>i</sub> b <sub>i</sub>	Para FS=1.25	Para FS=1.35	Para FS=1.25	Para FS=1.35
1	1.28	1.23	-2	0	-0.05	0.58	0.83	1.0	-0.03	0	1.02	1.01	1.44	1.43
2	1.56	2.25	3	0.15	0.12	0.69	1.41	1.0	0.05	0.23	0.98	0.98	1.91	1.91
3	1.56	6.98	13	1.03	1.54	0.69	4.36	1.03	0.23	1.61	0.92	0.93	2.13	2.15
4	1.56	8.24	24	1.38	3.35	0.69	5.15	1.09	0.45	2.15	0.89	0.90	4.0	4.05
5	1.52	8.59	35	1.20	4.93	0.67	5.37	1.22	0.70	1.82	0.90	0.92	4.41	4.51
6	1.32	6.55	47	0.56	4.79	0.58	4.09	1.47	1.07	0.74	0.96	0.98	4.04	4.13
7	1.24	3.27	60	0	2.83	0.55	2.04	1.15	1.73	0	0.62	0.79	0.70	0.89

Σ= 17.31

18.63 19.07

(\*) valores supuestos

(\*\*) valores calculados

Para FS=1.25

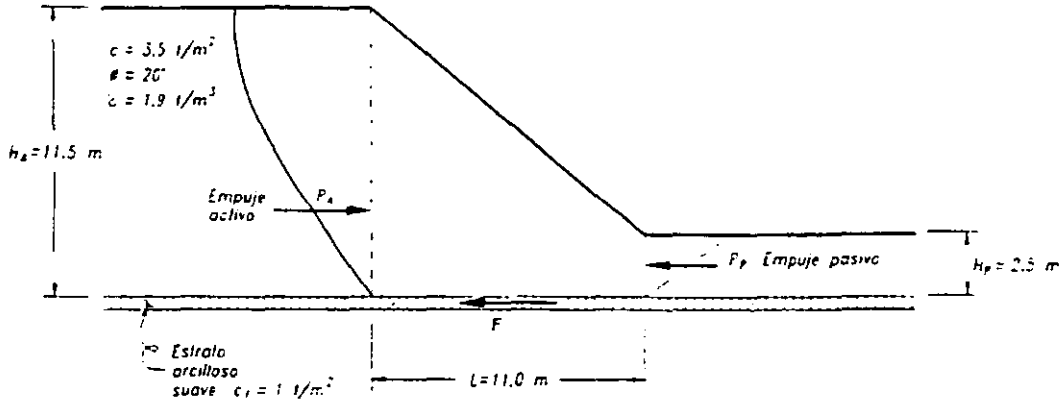
Para FS=1.35

$$FS = \frac{18.63}{17.51} = 1.06$$

$$FS = \frac{19.07}{17.51} = 1.09$$

Notas: El análisis es iterativo. Termina hasta que el factor de seguridad (FS) supuesto sea igual al calculado. Este método es más preciso al considerar la presión de poro.

*Ejemplo 2.1.7 Análisis de estabilidad para taludes estratificados e irregulares. (Método de Bishop, referencia 2.1.4)*



EXPRESIONES:

$$FS = \frac{F + P_P}{P_A}$$

$$P_P = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H_P^2 + 2c \sqrt{N_\phi} H_P$$

$$P_A = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H_A^2 - \frac{2c}{N_\phi} H_A$$

$$N_\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{20}{2} \right) = 2.04$$

$$F + P_P$$

$$F = c_f * L = 1 * 11 = 11 \text{ t/m}$$

$$P_P = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H_P^2 + 2c \sqrt{N_\phi} H_P = \frac{1}{2} * 1.9 * (2.5)^2 + 2 * 3.5 * 2.5 \sqrt{2.04} = 30.9 \text{ t/m}$$

$$P_A = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H_A^2 - \frac{2c}{N_\phi} H_A = \frac{1}{2} * \frac{1.9 * (11.5)^2}{2.04} - 2 * \frac{3.5 * 11.5}{2.04} = 22.1 \text{ t/m}$$

$$FS = \frac{F + P_P}{P_A} = \frac{11 + 30.9}{22.1} = 1.9$$

*Ejemplo 2.1.8 Análisis de estabilidad de taludes considerando una falla por traslación. (referencia 2.1.1)*

## 2.2 Elementos de contención

Los elementos de contención son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo que se encuentra en desnivel; estos elementos pueden sustituir a un talud, dejando espacio que puede ser aprovechable. Existen elementos de contención rígidos (muros de contención) y flexibles (tablaestacas).

### 2.2.1 Elementos rígidos

Los muros de contención son elementos rígidos; su estabilidad se debe principalmente a su peso propio, pueden ser construidos con concreto o con mampostería. Este tipo de estructura se utiliza para formar una pared permanente y soportar un material, que generalmente es un relleno controlado. En la figura 2.2. 1 se encuentran los tipos de muros más comunes; el que más se usa es el de gravedad debido a que el grado de permanencia es elevado.

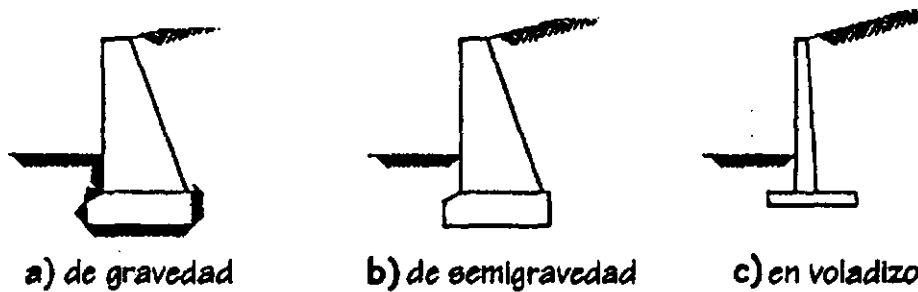


Figura 2.2.1 Tipos de muros de contención.(referencia 2.2.1)

Antes de entrar al diseño es necesario familiarizarse con la nomenclatura de un muro de contención, la cual se presenta en la figura 2.2.2.

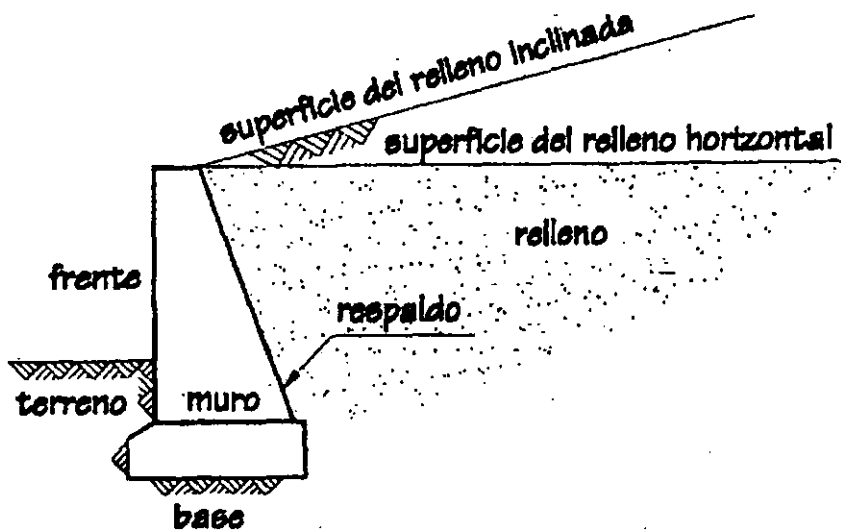
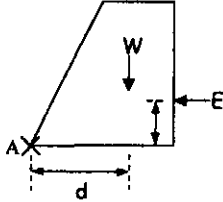
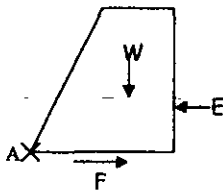
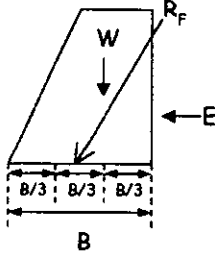
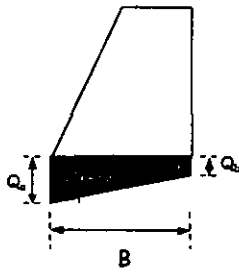


Figura 2.2.2 Nomenclatura de un muro de contención

Los muros deben ser diseñados de tal forma que garantice su estabilidad, lo cual se logra evitando las cuatro posibles fallas que se pudieran presentar (figura 2.2.3). El diseño se apoya con los *análisis por falla*, que considera los cuatro mecanismos de la figura 2.2.3 y *por desplazamientos*.

TIPO DE FALLA	MECANISMO	OBSERVACIONES
FALLA POR VOLTEO	 <p> <math>M_v = EH</math>  <math>M_r = Wd</math>  <math>FS = M_r/M_v</math>            Se recomienda  <math>FS \geq 2</math> </p>	Los momentos se calculan con respecto al punto A.
FALLA POR DESLIZAMIENTO	 <p> <math>FS = F/E</math>            Se recomienda  <math>FS \geq 1.5</math>  <math>F = \mu M</math> </p>	Si el muro descansa sobre un material arcilloso, se retiran 10.0 cm en toda el área de apoyo y se sustituye por un material arenoso compactado. También se pueden utilizar dentellones o dientes de sierra en la base del muro.
FALLA EN EL CUERPO DE LA ESTRUCTURA PROVOCADA POR ESFUERZOS DE TENSIÓN		El concreto y la mampostería no son capaces de soportar tensiones; para evitarlas es necesario que la resultante de todas las fuerzas que actúan por encima de la base (B) pase dentro del tercio medio de la misma.
FALLA DE LA CIMENTACIÓN	 <p> <math>Q_a = \frac{W}{B} + \frac{6We}{B^2}</math>  <math>Q_b = \frac{W}{B} - \frac{6We}{B^2}</math>  <math>e = \frac{B}{2} - x</math> </p>	Se calcula $q_a$ y $\delta$ con los métodos que se presentan más adelante en el subcapítulo 2.3 y se comparan con los valores mínimos permisibles.  $q_a$ debe ser $> Q_a$

Donde:	$d$	distancia del punto A al centro de gravedad del muro.
	$E$	empuje provocado por el suelo.
	$M_v$	momento de volteo con respecto al punto A.
	$M_r$	momento resistente con respecto al punto A.
	$F$	fuerza de fricción entre el muro y el suelo que se opone al deslizamiento.
	$H$	distancia de la base al centroide del empuje E.
	$W$	peso del muro.
	$q_a$	capacidad de carga admisible del suelo.
	$\delta$	asentamiento producido por el peso del muro.
	$R_f$	resultante de las fuerzas actuantes sobre la base (B).
	$e$	excentricidad.

Figura 2.2.3 Tipos de falla que se deben tomar en cuenta para el diseño de un muro de contención



### 2.2.1.1 Análisis por falla

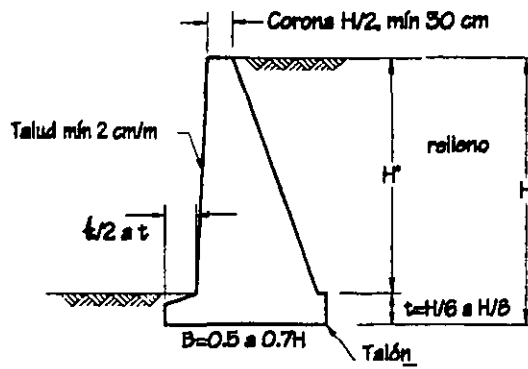
Los análisis se realizan considerando un ancho unitario perpendicular al plano que forma la hoja. En la figura 2.2.4 se presentan las fuerzas actuantes y resistentes que intervienen para este análisis.

<p>subpresiones</p>	<p>(<i>W</i>) .Peso propio del muro; actúa al centro de gravedad del mismo. Se calcula con el peso volumétrico del material que esta hecho el muro.</p>
	<p>(<i>E</i>). Empuje provocado por el relleno contra el respaldo del muro. Se calcula, según la altura, para menores de 6.0 m con el método de Terzaghi y para mayores de 6.0 m con el método de Rankine (tabla 2.2.1).</p>
	<p>(<i>F</i>) Fricción entre la base del muro y el suelo.  <math>F = \mu W</math>  <math>\mu</math> puede ser igual a <math>2/3 \text{ tg } \phi</math></p>
	<p>(<math>\Sigma_v</math>) Diagrama trapezoidal de las presiones actuantes sobre el terreno de cimentación; actúa en el centro de gravedad del diagrama.</p>
	<p>(<i>E'</i>). Empuje provocado por el terreno contra el frente del muro.</p>
	<p>(<i>Subpresiones</i>). Cuando el drenaje del muro no es correcto, puede almacenarse agua en esta zona, provocando una fuerza de emersión.</p>
<p><b>Nota.</b> El muro debe contar con un sistema de drenaje que elimine la acumulación del agua en el respaldo, esto con el propósito de evitar el empuje que ésta pudiera provocar; en ocasiones suele ser mayor que el del suelo.</p>	<p>(<i>Sismo</i>). Para considerar el sismo se aumenta el empuje contra el respaldo en un 10 %.</p>

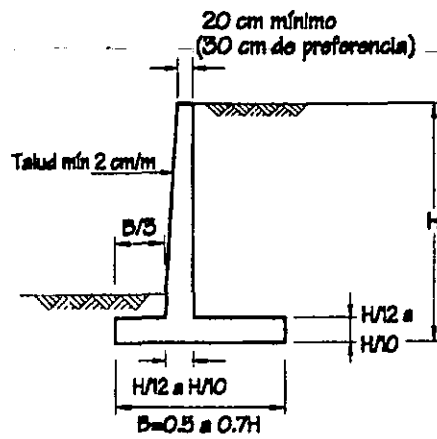
*Figura 2.2.4 Fuerzas que intervienen para el análisis de estabilidad de un muro de contención*

Hay que considerar que las dimensiones de la estructura, para un primer análisis, se proponen; pueden ser tomadas las que se presentan en la figura 2.2.5. Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis hasta que se cumpla con los factores de seguridad mínimos permisibles (Figura 2.2.3).

De las fuerzas actuantes presentadas en la 2.2.4, una de las más importantes es el empuje provocado por el suelo, este se puede determinar con alguno de los métodos, el semiempírico de Terzaghi para muros menores de 6.0 m de altura, y el de la teoría de empuje, usando el método de Rankine, para muros mayores a 6.0 m., presentados en la tabla 2.2.1.



a) Muros de gravedad



b) Muros en voladizo

Figura 2.2.5 Dimensiones propuestas, para un primer análisis, de muros de gravedad y en voladizo ( referencia 2.2.2)

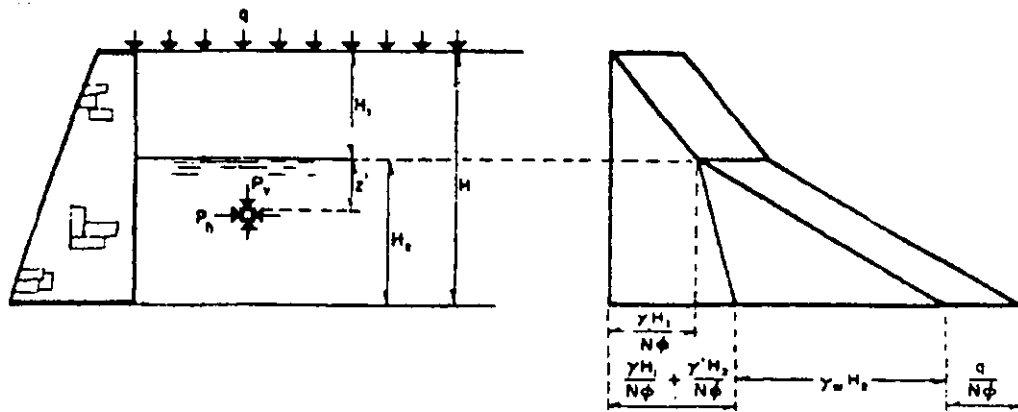


Figura 2.2.6 Presiones activas de un relleno arenoso parcialmente sumergido y sujeto a sobrecarga uniformemente distribuida

TABLA 2.2.1 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL EMPUJE DE TIERRA

MÉTODO	EXPRESIONES PARA E	OBSERVACIONES
SEMIEMPÍRICO DE TERZAGHI	caso (a) $E_H = \frac{1}{2} k_h H^2$ $E_v = \frac{1}{2} k_v H^2$	$k_h$ y $k_v$ se determinan de la figura del ejemplo 2.2.1.
	caso (b) $E_H = \frac{1}{2} k_h H^2$ $E_v = \frac{1}{2} k_v H^2$	$k_h$ y $k_v$ se determinan de la figura del ejemplo 2.2.2 para cada tipo de suelo en función del ángulo $\beta$ y la relación $H_1/H$ .
	caso (c) $E_H = \frac{1}{2} k_h H^2 + cq$	$c$ de la tabla anexa en la figura del ejemplo 2.2.3. $q$ es la sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del muro.
	caso (d) $E_H = \frac{1}{2} k_h H^2 + cq'$	$c$ de la tabla anexa en la figura del ejemplo 2.2.3. $q'$ es una carga puntual en la superficie del muro.
RANKINE	<b>SUELOS COHESIVOS</b> Empuje activo ( $E_A$ ) $E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$ Empuje pasivo ( $E_p$ ) $E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$ <b>SUELOS FRICCIONANTES</b> Empuje activo ( $E_A$ ) $E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2$ Empuje pasivo ( $E_p$ ) $E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi$ <b>COHESIVOS-FRICCIONANTES</b> Empuje activo ( $E_A$ ) $E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H$ Empuje pasivo ( $E_p$ ) $E_A = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 + 2c\sqrt{N_\phi} H$	En muros de retención el empuje activo es el más desfavorable para la estabilidad del muro.  El empuje pasivo se considera cuando existe material en el frente del muro. Este empuje favorece a la estabilidad del muro.  $N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$  Para un muro con sobrecarga en la superficie y con el material parcialmente sumergido ver figura 2.2.6.

El método de Terzaghi propone los siguientes cuatro casos, que son los más frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a las condiciones geométricas del relleno y de carga:

a) Superficie del relleno es horizontal, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.

- b) La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- c) La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- d) La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Independientemente del método que se utilice hay que tener extremadas precauciones con el agua que se pueda acumular en el respaldo del muro. Es necesario que se cuente con un sistema de drenaje para filtrar el agua y contrarrestar el empuje que produce esta. En la figura 2.2.7 se presentan algunos sistemas de drenaje.

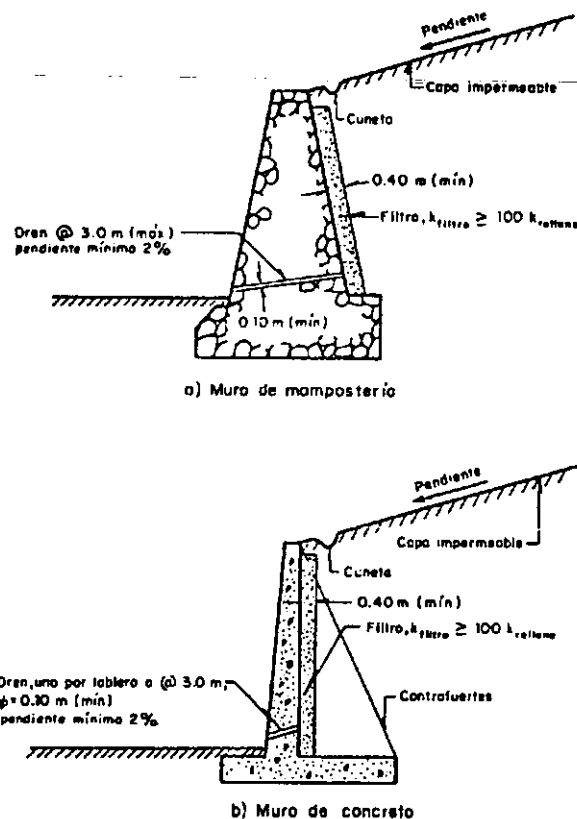


Figura 2.2.7 Sistemas de drenaje en muros de contención.(referencia 2.2.3)

### 2.2.1.2 Análisis por desplazamientos

La magnitud de los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, se puede determinar con apoyo de métodos numéricos, pero son análisis que requieren mayor detalle y además quedan fuera del alcance de este trabajo; sin embargo, durante el desarrollo de la obra, se pueden medir con apoyo de inclinómetros o referencias superficiales, que permiten detectar oportunamente el desarrollo de las condiciones de inestabilidad. Las referencias superficiales y los inclinómetros se describirán en el capítulo 3, correspondiente a la *instrumentación*.

## 2.2.2 Elementos Flexibles

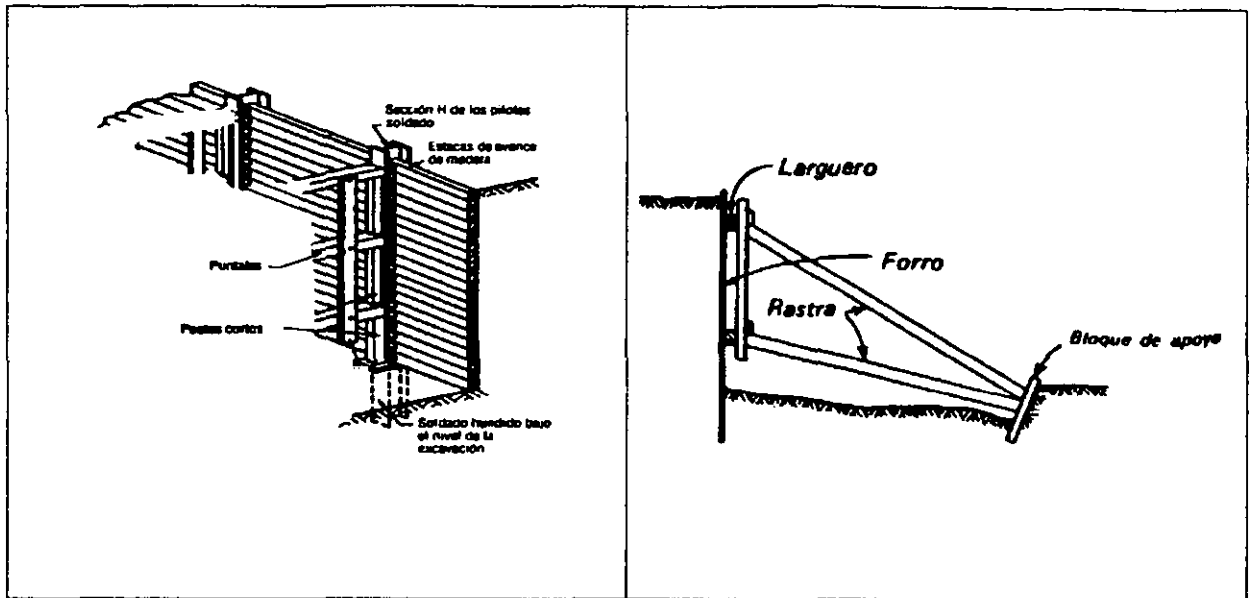
Antes de la construcción de las edificaciones, se requiere primero de la realización de su cimentación. Para esto se elaboran excavaciones a cielo abierto, superficiales (menores de 6.0 m de profundidad) o profundas (mayores a 6.0 m de profundidad), según sean las necesidades del proyecto, las paredes de estas excavaciones requieren de estabilización temporalmente en lo que se construye la cimentación. Esta estabilización se puede llevar a cabo de dos maneras; una con taludes si se tiene el espacio suficiente o con un ademe en caso de que se requieran paredes verticales. Los ademes son estructuras flexibles debido a que su rigidez a la flexión es nula; en este trabajo nos enfocaremos a las tablestacas. Según Terzaghi (referencia 2.2.3) una tablestaca es un elemento que se hinca hasta por debajo del fondo de la excavación. El material con el que se construye puede ser madera, acero o concreto.

Las tablestacas generalmente van acompañadas de anclas o puntales, que son elementos que le ayudan a su estabilidad, además del empotramiento que se le da hincándolos por debajo del nivel máximo de excavación. En la figura 2.2.8 se encuentran las tablestacas más comunes. En este trabajo sólo nos enfocaremos a las tablestacas apuntaladas. Para su diseño se deben realizar los análisis por falla y por desplazamientos, buscando que se cumpla con los factores de seguridad mínimos permisibles que garanticen su estabilidad durante el periodo que se requiera.

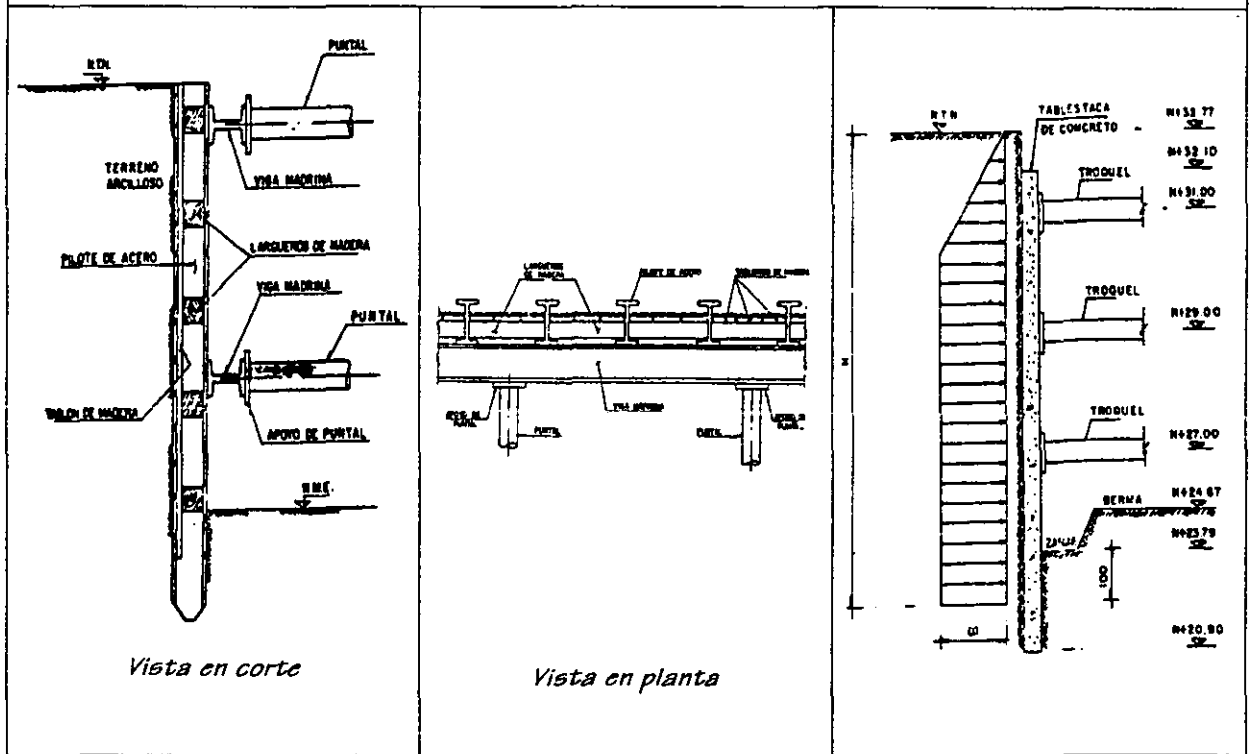
### 2.2.2.1 Análisis por falla

Para estos análisis hay que tener en cuenta el mecanismo de falla de una tablestaca (figura 2.2.9). Este mecanismo es un deslizamiento general que incluye al elemento o conjunto de elementos de soporte. Para el análisis se considera un ancho unitario perpendicular al plano que forma la hoja; se supone como si el elemento estuviera en voladizo. En la figura 2.2.11 se presentan las presiones que intervienen para el diseño de una tablestaca que se encuentra apuntalada, apoyada en arena o apoyada en arcilla.

Cabe destacar que el agua juega un papel importante para la estabilización de la excavación, por lo que se recomienda abatirla con un sistema de bombeo (figura 2.2.10). Existen mecanismos adicionales que se deben tomar en cuenta para la estabilización de las paredes de la excavación. Estos mecanismos se presentan en la figura 2.2.12.



*Para excavaciones superficiales*



*Para excavaciones profundas*

*Figura 2.2.8 Tablestacas más usadas para estabilizar temporalmente las paredes verticales de una excavación a cielo abierto*

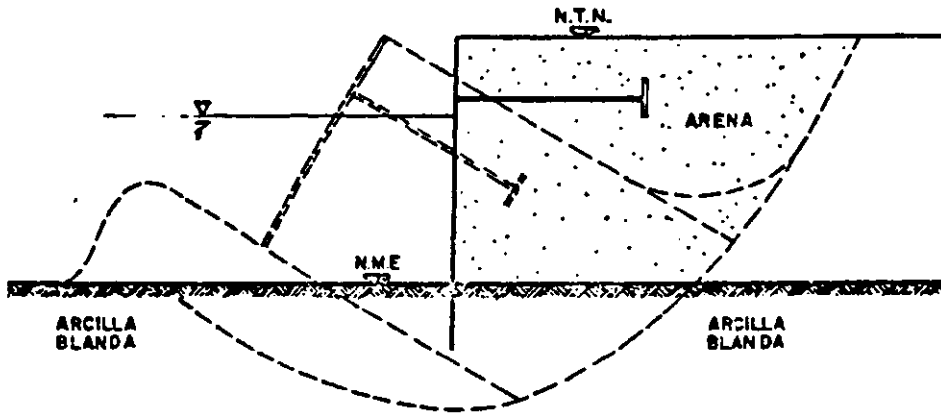


Figura 2.2.9 Tipo de falla que se debe tomar en cuenta para el diseño de una tablestaca

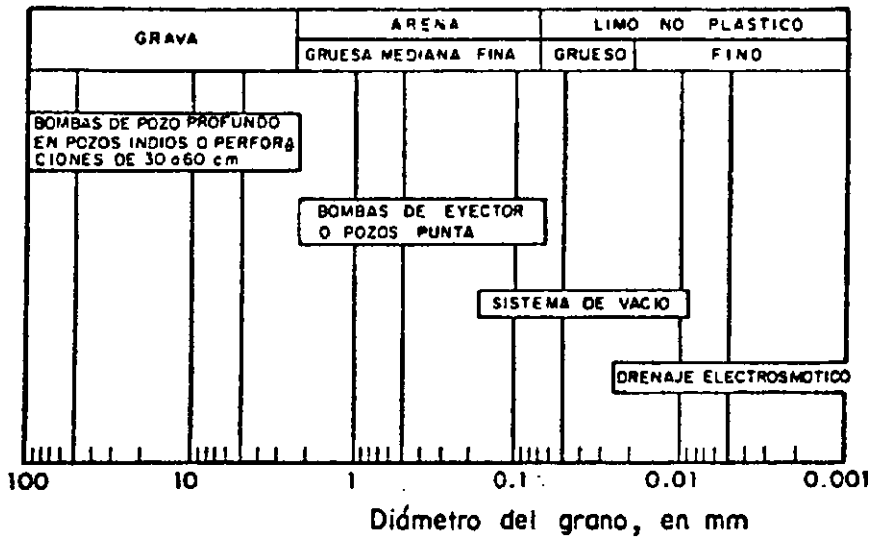
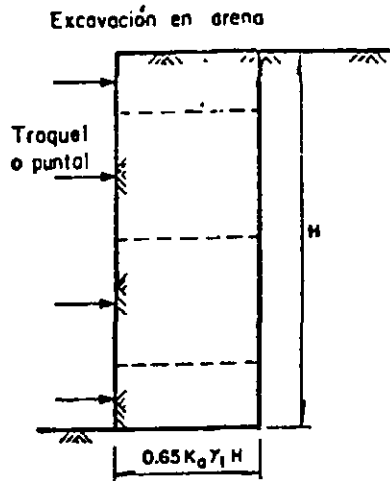


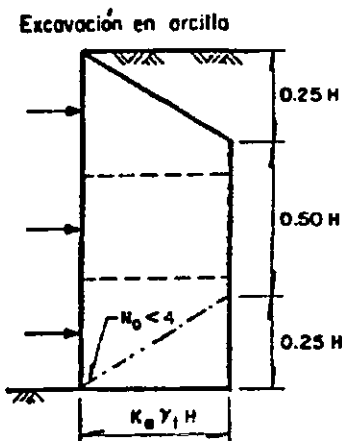
Figura 2.2.10 Sistemas de bombeo para el abatimiento del nivel de aguas freáticas (NAF)



$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$\phi$  ángulo de fricción interna

$$K_a = 1 - \frac{1.6c}{\gamma_t H}$$

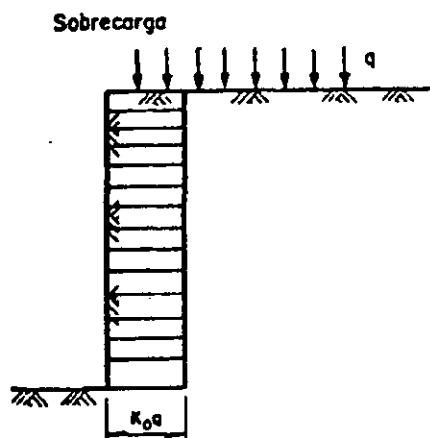


$c$  resistencia no drenada

$\gamma_t$  peso volumétrico húmedo

$N_0 = \gamma_t H / c$

Si  $N_0 < 4$ ,  $K_a = 0.2$  a  $0.4$  (los valores menores se emplearán sólo cuando el movimiento de los muros se mantenga en un mínimo y el período de construcción sea corto)



$K_0$  coeficiente de reposo, calculado como  $1 - \sin \phi$ .

Se supone que la sobrecarga es de extensión infinita. Si este no fuera el caso, empléense las fórmulas de la fig I.5

Figura 2.2.11 Presiones que intervienen para el análisis por falla de una tablestaca apuntalada



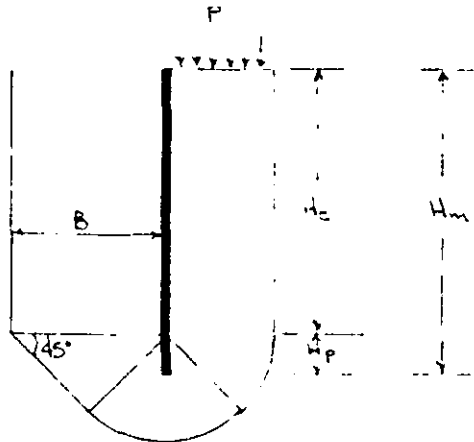
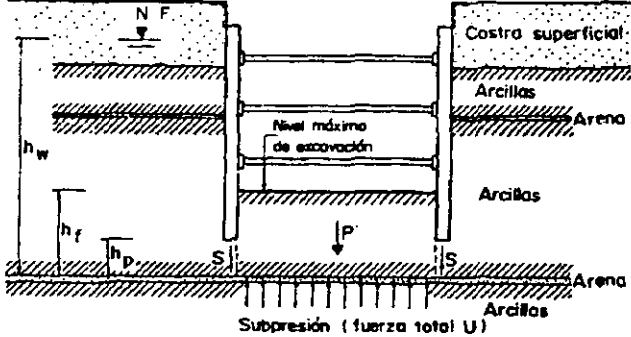
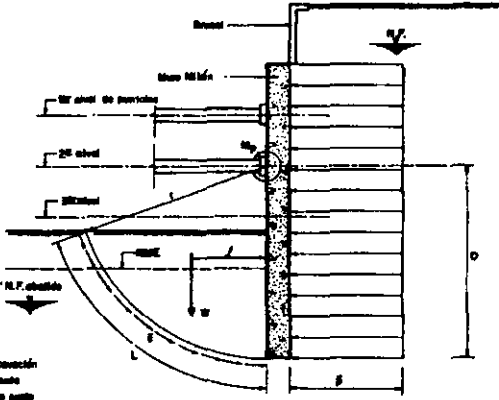
 $FS = \frac{c(N_c + 2H_m/L)}{\gamma H_m + P}$ <p><b>FALLA DE FONDO POR FALTA DE CAPACIDAD DE CARGA</b></p>	$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)$ <p>c valor medio de la resistencia al corte no drenada del suelo hasta una profundidad de <math>H_m+B</math>.</p> <p><math>N_c</math> factor de estabilidad.</p> <p><math>H_m</math> profundidad de desplante de la tablestaca.</p> <p><math>H_p</math> longitud de la pata de la tablestaca.</p> <p>B ancho de la excavación.</p> <p>L longitud del tramo a excavar.</p> <p><math>\gamma H_m</math> presión total inicial al nivel máximo de excavación.</p> <p>P valor de las presiones de sobrecarga en la superficie.</p>
 $FS = \frac{P+S}{U}$ $FS = \frac{\gamma h_r BL + 2c(Bh_r + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL}$ <p><b>FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN</b></p>	<p>P peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo.</p> <p>S resistencia del suelo en las caras verticales del prisma de fondo.</p> <p>U fuerza total de subpresión en la base del prisma de fondo.</p> <p><math>h_r</math> distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.</p> <p><math>h_p</math> distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena.</p> <p><math>\gamma_w</math> peso volumétrico del agua <math>\approx 1.0 \text{ t/m}^3</math></p> <p><math>h_w</math> altura piezométrica en el estrato de arena.</p>
 $FS = \frac{cLR + W1 + M_p}{\frac{D^2}{p/2}}$ <p><b>FALLA POR EMPOTRAMIENTO DE LA TABLESTACA</b></p>	<p>c resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla.</p> <p>L longitud de la superficie de falla.</p> <p>r radio de la superficie de falla.</p> <p>W peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.</p> <p>I Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente.</p> <p><math>M_p</math> momento flexionante resistente de la tablestaca, obtenido del diseño estructural preliminar.</p> <p>p presión promedio sobre el muro.</p> <p>D longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro.</p>

Figura 2.2.12 Mecanismos adicionales que se consideran para el análisis de estabilidad de tablestacas apuntaladas

### 2.2.2.2 Análisis por desplazamientos

La magnitud de los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, se puede determinar con apoyo de métodos numéricos, pero son análisis que requieren mayor detalle y además quedan fuera del alcance de este trabajo; sin embargo, durante el desarrollo de la obra, se pueden medir con apoyo de inclinómetros o referencias superficiales, que permiten detectar oportunamente el desarrollo de las condiciones de inestabilidad. Las referencias superficiales y los inclinómetros se describirán en el capítulo 3, correspondiente a la *instrumentación*.

### 2.2.2.3 Revisión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

#### **Muros de contención**

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal a través de las Normas Técnicas Complementarias aplica sus reglas a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su propio peso, así como a los muros de concreto reforzado.

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 son: el peso propio del muro, el empuje provocado por el suelo, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

#### *Estados límite de falla*

Los muros de contención deberán siempre contar con un sistema de drenaje adecuado. Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga o deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción I del artículo 188 del Reglamento, en la revisión del muro a volteo, los momentos actuantes serán afectados por un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y la estabilidad general, los momentos o fuerzas actuantes se afectaran de un factor de 1.4 y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción II del artículo 188 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos actuantes serán afectados por 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 de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas actuantes se afectaran de un factor de carga de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para la revisión de la capacidad de carga de los suelos de apoyo se recurrirá a los procedimientos que se especificaran más adelante en el subcapítulo de cimentaciones.

Para los muros de contención de menos de 6.0 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener 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 efectos que se indican a continuación.

#### Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo (método de Rankine) solamente cuando haya la posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base.

#### Tipos 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.

#### Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación 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 la compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

#### Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1.0 m por debajo de la superficie del terreno enfrente del muro y bajo la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que actúa sobre el 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 que se indican para cimentaciones superficiales (subcapítulo 2.3 de este trabajo).

#### *Estados límite servicio*

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros. Para el cálculo del asentamiento se recurrirá a los métodos para cimentaciones superficiales, que se mencionaran más adelante en el subcapítulo 2.3.

#### **Tablestacas**

#### *Estados límite de falla*

En caso de usarse para soportar las paredes de excavación, elementos flexibles como tablestacas o muros colados en el lugar se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o los elementos que estos 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.

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 en 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 la sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, el equipo de construcción, a las estructuras adyacentes o a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de construcción, afectadas por un factor de carga de 1.1.

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.

### *Estados límite de servicio*

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de la excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes, así como a los servicios públicos.

#### *2.2.4 Ejemplos de aplicación*

Con el propósito de facilitar el entendimiento de los análisis para el diseño de elementos de retención, se ha considerado una serie de ejemplos.

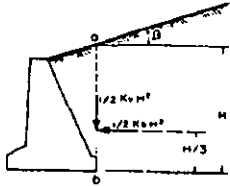
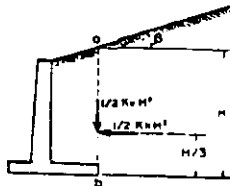
En elementos de retención, la mecánica de suelos interviene en dos operaciones: 1) cálculo de empuje ejercido del suelo sobre el elemento, y 2) Cálculo de capacidad de carga admisible del suelo donde se apoya el mismo.

Se presentan ejemplos donde se calcula el empuje (E), utilizando los criterios de Terzaghi, tanto para muro como tablestacas.

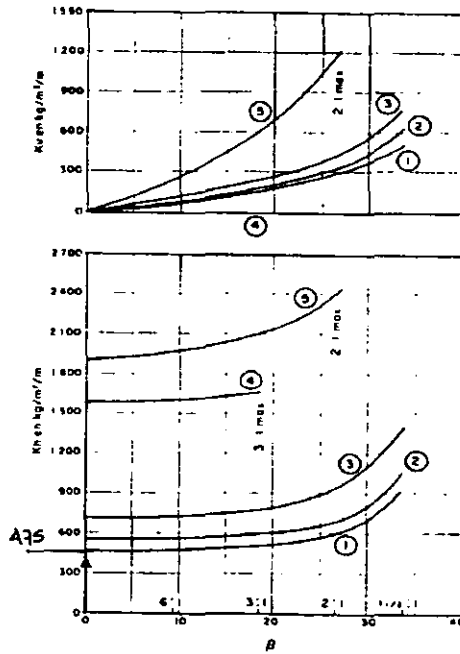
Hay que recalcar la importancia de evitar los empujes provocados por el agua, colocando un sistema de drenaje, para los muros de retención y un sistema de bombeo para las tablestacas.

Inicialmente se presentan ejemplos para determinar el empuje (E), posteriormente se presentan algunos diseños de muros de retención y tablestacas.

En general, no se detallan los análisis y los cálculos que permitieron llegar a la solución; el énfasis es que con este trabajo se tengan las bases para solucionar problemas de elementos de retención.



Los números en las curvas indican el tipo de material.  
 Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 20 m.

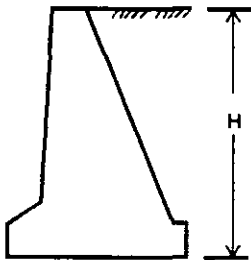


DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL AL QUE SE REFIEREN LAS GRÁFICAS EN FUNCIÓN DEL NÚMERO.

1. Suelo granular grueso sin finos.
2. Suelos granular grueso, con finos limosos.
3. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
4. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos

**CÁLCULO DEL EMPUJE DEL SUELO**

DATOS:



$\gamma = 1.8 \quad t/m^3$   
 $H = 3.0 \quad m$   
 $\beta = 0 \quad \circ$   
 (SP) arena mal graduada con poca grava.

EXPRESIÓN Y CÁLCULOS:

Con apoyo de la gráfica anexa obtenemos los valores de kh y kv, en función de beta y el tipo de relleno, que de acuerdo a su descripción, se trata de un relleno tipo 1.

$kh = 475 \quad kg/m^2/m$

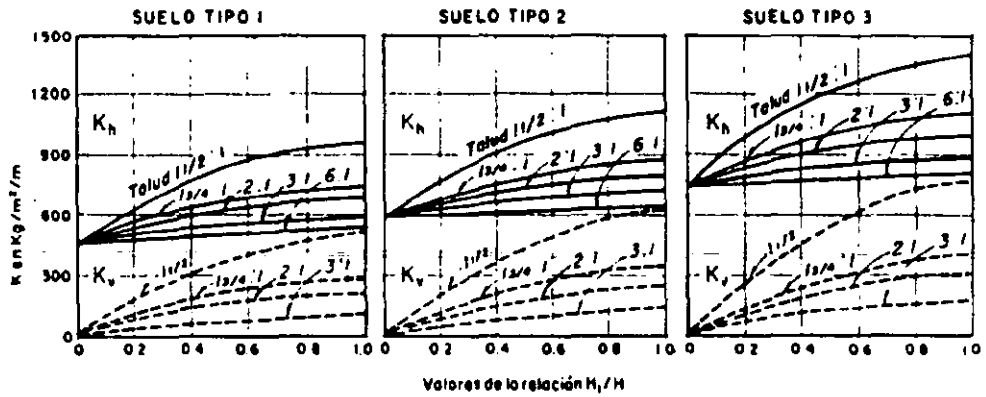
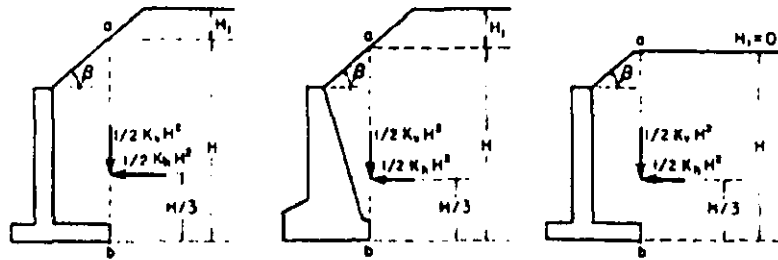
$kv = 0 \quad kg/m^2/m$

En función de los parámetros kh y kv se obtiene el empuje (Eh y Ev) horizontal y vertical respectivamente, con la siguiente expresión

$Eh = \frac{1}{2} \cdot kh \cdot H^2 \quad (\text{De la tabla 2.2.1}) \quad Eh = 2.138 \cdot 10^3 \quad kg/m$

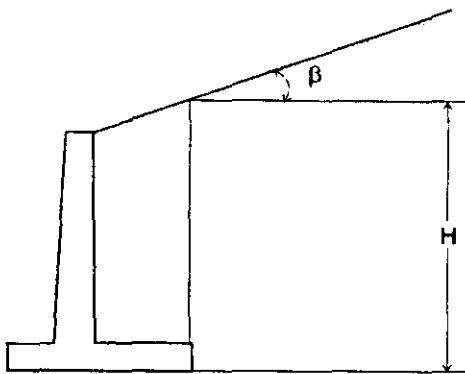
$Ev = \frac{1}{2} \cdot kv \cdot H^2 \quad (\text{De la tabla 2.2.1}) \quad Ev = 0 \quad kg/m$

*Ejemplo 2.2.1 Cálculo del empuje del suelo sobre un muro de retención. Caso a del método de Terzaghi.*



CÁLCULO DEL EMPUJE DEL SUELO

DATOS



$\gamma$  1.8 t/m<sup>3</sup>  
 H 5.0 m  
 $\beta$  18 °

(SM) Arena limosa

EXPRESIÓN Y CÁLCULOS

De la gráfica anexa, considerando un relleno tipo 2 y  $\beta=18^\circ$ , obtenemos los siguientes valores de  $k_h$  y  $k_v$

$k_h = 600 \text{ kg/m}^2/\text{m}$

$k_v = 180 \text{ kg/m}^2/\text{m}$

$E_h = \frac{1}{2} \cdot k_h \cdot H^2 \qquad E_h = 7.5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}$

$E_v = \frac{1}{2} \cdot k_v \cdot H^2 \qquad E_v = 2.25 \cdot 10^3 \text{ kg/m}$

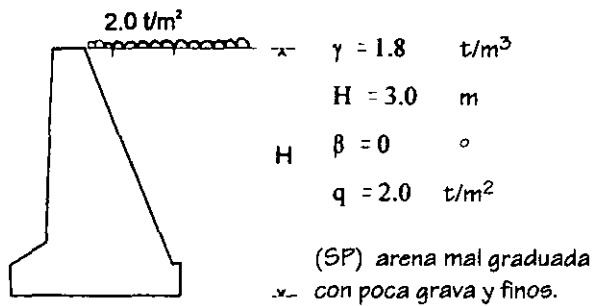
*Ejemplo 2.2.2 Cálculo del empuje del suelo sobre un muro de retención. Caso b del método de Terzaghi.*

TABLA ANEXA PARA EL ANÁLISIS DEL CASO *c* DE TERZAGH

TIPO DE RELLENO	VALOR DE <i>c</i>
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

## CÁLCULO DEL EMPUJE DEL SUELO

DATOS:



## EXPRESIÓN Y CÁLCULOS:

Este ejemplo es similar al que se presentó en el ejemplo 2.1.1. Debido a la sobrecarga, el empuje deberá incrementarse en  $P$ :

De la tabla anexa se obtiene  $c = 0.27$  para un relleno tipo 1

$$P = c \cdot q \quad P = 0.54 \text{ ton}$$

El empuje total será ( $E_{ht}$ )

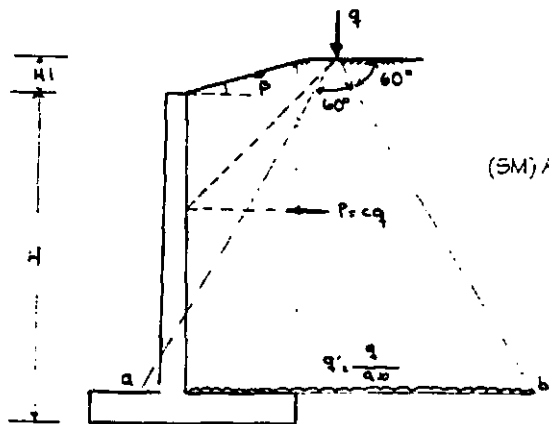
$$E_h = 2.138 \text{ ton} \quad (\text{valor que se obtuvo en el ejemplo 2.1.1})$$

$$E_{ht} = E_h + P \quad E_{ht} = 2.678 \text{ ton}$$

*Ejemplo 2.2.3 Cálculo del empuje del suelo sobre un muro de retención. Caso *c* del método de Terzaghi.*

**CÁLCULO DEL EMPUJE DEL SUELO**

DATOS:



- $\gamma$  18  $\text{t/m}^3$
- H 5.0 m
- H1 0.57 m
- $\beta$  18
- q 4000 kg
- air 5.8 m

**EXPRESION Y CALCULOS**

relación =  $\frac{H1}{H}$  relación = 0.114

De la grafica anexa, considerando  $\beta$ , relación, tipo de suelo (2), tenemos lo siguiente:

$k_v = 50$   $\text{kg/m}^2/\text{m}$

$k_h = 650$   $\text{kg/m}^2/\text{m}$

$E_r = \frac{1}{2} \cdot k_h \cdot H^2$   $E_r = 8.125 \cdot 10^3$   $\text{kg/m}$

$E_v = \frac{1}{2} \cdot k_v \cdot H^2$   $E_v = 625$   $\text{kg/m}$

considerando la carga puntual, tenemos lo siguiente:

$c = 11.3$  (obtenido de la tabla de ejemplo 2.2.3)

$F = c \cdot q$   $F = 1.2 \cdot 10^3$   $\text{kg/m}$

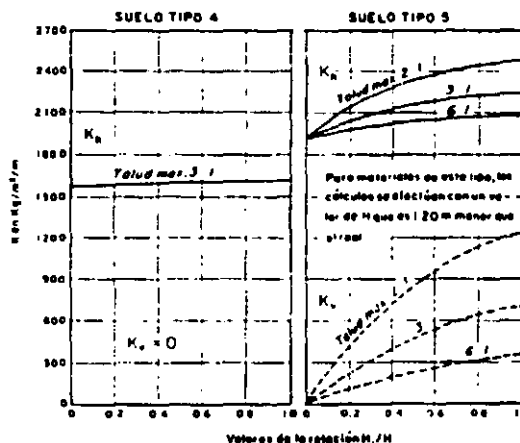
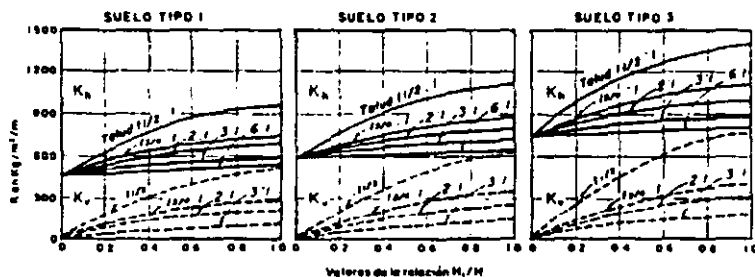
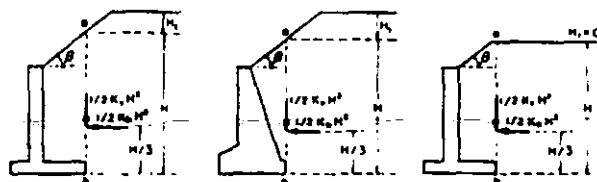
Los empujes totales quedan de la siguiente forma:

$E_{rt} = E_r + F$   $E_{rt} = 9.325 \cdot 10^3$   $\text{kg/m}$

Proyectando la carga vertical a nivel de base, tenemos la siguiente carga Q

$Q = \frac{q}{air}$   $Q = 689.655$   $\text{kg/m}$

$E_{vt} = E_v + Q$   $E_{vt} = 1.315 \cdot 10^3$   $\text{kg/m}$

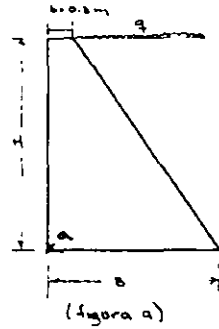


*Ejemplo 2.2.4 Cálculo del empuje del suelo sobre un muro de retención. Caso d del método de Terzaghi.*



## DATOS

$\gamma_r = 1.95$	t/m <sup>3</sup>	(peso volumétrico del relleno)
$\phi = 30$	°	
$q = 2.0$	t/m <sup>2</sup>	(sobrecarga)
$\mu = 0.5$		(coeficiente de fricción)
$\gamma_m = 2.4$	t/m <sup>3</sup>	(peso volumétrico del material del muro)
$H = 4.5$	m	
$q_a = 20.0$	t/m <sup>2</sup>	(capacidad de carga última del suelo de apoyo del muro)
$B = 3.15$	m	(Base del muro)



## 1. CÁLCULO DE LAS FUERZAS ACTUANTES (SEGÚN FIGURA 2.2.4)

## 1.1. Peso del muro, W

analizando un ancho unitario tenemos lo siguiente

$$v = 7.763 \text{ m}^3 \quad (\text{volumen del muro})$$

$$W = \gamma_m \cdot v \quad W = 18.631 \text{ ton}$$

$$d = 1.06 \text{ m} \quad (\text{Distancia del punto donde actúa el peso del muro, contada a partir del punto a en el sentido horizontal})$$

Es importante mencionar que en el respaldo del muro existe una fuerza provocada por el peso del relleno, el cual vale  $W_r$ . Esta fuerza ayuda a la estabilidad del muro (Ver figura a)

$$v_r = 6.413 \text{ m}^3$$

$$W_r = v_r \cdot \gamma_r \quad W_r = 12.505 \text{ ton}$$

$$d_1 = 2.20 \text{ m} \quad (\text{Distancia del punto donde actúa el peso del relleno en el respaldo del muro, contada a partir del punto a en el sentido horizontal}).$$

## 1.2. Empuje (E) provocado por el relleno y por la sobrecarga, utilizando el método de Rankine.

$$N\phi = 3.85$$

$$E = \frac{1}{2 \cdot N\phi} \cdot \gamma_r \cdot H^2 + \frac{q \cdot H}{N\phi} \quad E = 7.466 \text{ ton}$$

$$y = 1.74 \text{ m} \quad (\text{Distancia donde actúa el empuje del suelo, contada a partir del punto a en el sentido vertical})$$

## 1.3. Fuerza de fricción entre la base del muro y el suelo (F)

$$F = \mu \cdot W \quad F = 9.316 \text{ ton}$$

## 2. ANÁLISIS POR FALLA, CONSIDERANDO LOS MECANISMOS DE LA FIGURA 2.2.2

## 2.1. Falla por volteo,

$$M_v = E \cdot y \quad M_v = 12.991 \text{ ton/m}$$

$$M_r = W \cdot d \quad M_r = 19.749 \text{ ton/m}$$

$$FS = \frac{M_r}{M_v} \quad FS = 1.52 \quad (\text{valor inferior al mínimo permisible (2.0)})$$

*Ejemplo 2.2.5. Diseño geotécnico de un muro de retención de gravedad. (Continúa....)*

2.2. Falla por deslizamiento

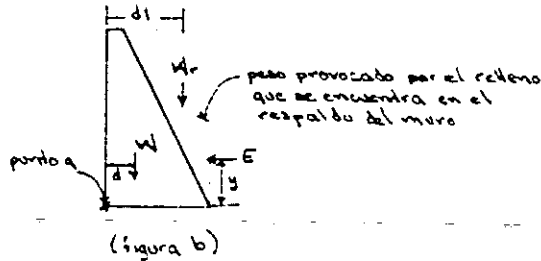
$$FS = \frac{F}{E}$$

FS = 1.248 (valor inferior al mínimo permisible (1.5))

Nota importante:

Debido a que los factores de seguridad, por volteo y por deslizamiento, son inferiores a los mínimos permisibles, conviene aumentar su base (B) del muro; aunque, si se considera el peso provocado por el relleno que se encuentra en el respaldo del muro, los factores de seguridad aumentan a 3.64 y 2.92 respectivamente.

2.3. Cálculo de la resultante de las fuerzas y su posición



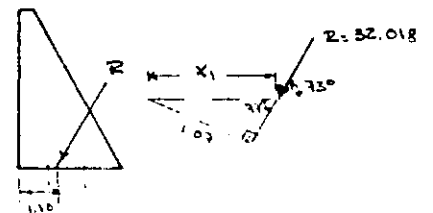
2.3.1 Localización del punto para las fuerzas verticales. De la figura b, tenemos lo siguiente

fuerzas verticales en ton	distancia con respecto al punto a en m.	momentos con respecto al punto a en ton-m
W = 18.631	d = 1.06	W · d = 19.749
Wr = 12.505	dl = 2.2	Wr · dl = 27.512
Fv = W - Wr		
Fv = 31.137 ton		
		Wt = W · d + Wr · dl
		Wt = 47.261 ton/m
x = $\frac{Wt}{Fv}$	x = 1.518 m	

2.3.2 Localización del punto para las fuerzas horizontales

y = 1.74  
 fb = 7.46

$$R = \sqrt{(Fv)^2 + fb^2} \quad R = 32.018$$



2.3.3 Localización de la fuerza resultante

$$\alpha = \frac{(F)}{fb} \quad \alpha = 1.249$$

sen 77° =  $\frac{1.07}{x_1}$   
 $x_1 = \frac{1.07}{\text{sen } 77} = 1.10m$   
 $\frac{B}{3} = 1.05 \therefore$  no existen tensiones.

Suma de momentos con respecto al punto A. Momentos positivos en el sentido de las maecillas del reloj

$$z = \frac{Fv \cdot x - E \cdot y}{R} \quad z = 1.07 \text{ m}$$

Ejemplo 2.2.5 Diseño geotécnico de un muro de retención de gravedad. (Continúa....)

## 2.4. Cálculo de los esfuerzos transmitidos sobre la base del muro

excentricidad (e)

$$e = \frac{B}{2} - x$$

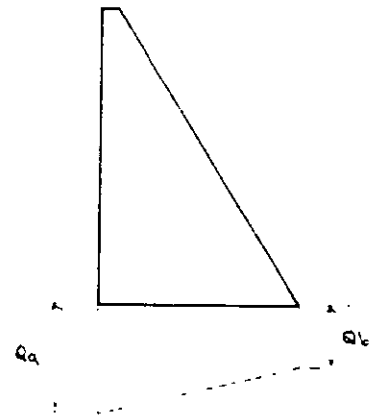
$$e = 0.057 \text{ m}$$

$$Q_a = \frac{F_v}{B} + \frac{6 \cdot F_v \cdot e}{B^2}$$

$$Q_a = 10.96 \text{ t/m}^2$$

$$Q_b = \frac{F_v}{B} - \frac{6 \cdot F_v \cdot e}{B^2}$$

$$Q_b = 8.809 \text{ t/m}^2$$



$Q_a < Q_b$  Por lo tanto las dimensiones que se presentaron en la figura a pasan. En caso de que los factores de seguridad fueran menores a los permisibles por la Reglamentación, se aumentan las dimensiones del muro hasta que se obtengan los factores de seguridad que garanticen su estabilidad.

*Ejemplo 2.2.5 Diseño geotécnico de un muro de retención de gravedad.(.... Continuación)*

## 2.3 Cimentaciones

La cimentación es parte de una edificación que tiene como propósito transmitir el peso de la misma al suelo. De acuerdo con la figura 2.3.1, esto se puede lograr mediante *cimentaciones superficiales* o *cimentaciones profundas*, dependiendo de la resistencia y compresibilidad que presenta el suelo y de la magnitud de carga que transmita la estructura (figura 2.3.2).

El diseño de una cimentación se realiza por *capacidad de carga* y por *asentamientos*; dos requisitos básicos que se deben cumplir para garantizar un buen funcionamiento de la edificación.

### 2.3.1 Cimentaciones superficiales

Son las cimentaciones localizadas a una profundidad menor o igual que el ancho del área cargada. Este tipo de cimentación esta constituida por zapatas, aisladas o corridas, losas de cimentación y cajones (figura 2.3.1a).

#### 2.3.1.1 Análisis por capacidad de carga

La capacidad de carga es el esfuerzo máximo que puede transmitir una cimentación al suelo, sin que éste falle. Este análisis depende de los parámetros  $c$  y  $\phi$  del suelo de apoyo (cohesión y ángulo de fricción interna respectivamente), y de la geometría de la cimentación. Se determina aplicando alguno de los métodos presentados en la tabla 2.3.1.

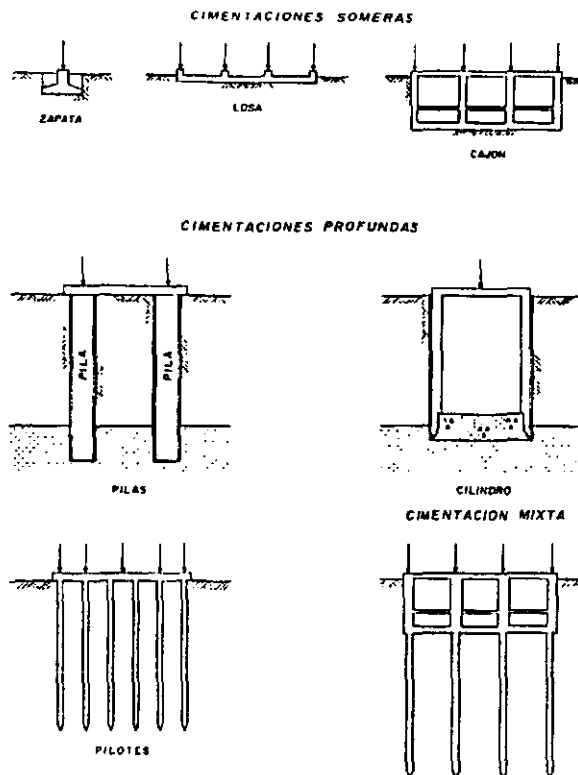


Figura 2.3.1 Tipos de cimentación más usuales

TIPO DE CIMENTACION			PROFUNDAS		SOMERAS		
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	GRANDE	PILOTES PILAS	CAJONES	LOSAS	ZAPATAS	
		MEDIA					
		PEQUEÑA					
RESISTENCIA			MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
COMPRESIBILIDAD			MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA
SUELO							

Figura 2.3.2 Selección del tipo de cimentación  
(Según E Tamez, referencia 2.3.1)

### 2.3.1.2 Análisis por asentamientos

Se entiende por asentamiento al hundimiento de una edificación provocado por la compresión y deformación del suelo debajo de la misma.

El asentamiento que se produce puede ser a corto o largo plazo. A corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente al aplicar la carga; el asentamiento a largo plazo es debido a la consolidación del suelo, donde se distinguen dos componentes: la consolidación primaria y la consolidación secundaria, éste asentamiento dura mucho tiempo, en ocasiones varios años. Para su análisis se requiere de las propiedades mecánicas de los estratos que se encuentran debajo del apoyo de la cimentación, hasta una profundidad del orden de 2 veces el ancho de la cimentación, que es hasta donde los esfuerzos verticales son prácticamente nulos. La distribución de los esfuerzos verticales a diferentes profundidades y en diferentes puntos se determina aplicando las soluciones de la tabla 2.3.4 En el anexo A se presenta un programa de computadora que permite el cálculo de los esfuerzos verticales y de los asentamientos.

Para el cálculo de asentamientos se pueden utilizar los métodos aproximados que se presentan en la tabla 2.3.5, una vez determinados se deberán comparar con los permisibles por el Reglamento (tabla 2.3.13).

Es importante destacar que para definir el tipo de cimentación, los análisis de capacidad de carga se realizan primeramente para zapatas. Una vez determinado el ancho (B) y el largo (L) de la zapata, deberá compararse su área con el área total en planta cubierta por la estructura, siguiendo el criterio de la tabla 2.3.9; cuando esta relación exceda del 50%, deberá verificarse la conveniencia de utilizar losa superficial o un cajón de cimentación.

**TABLA 2.3.1 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN LOS SUELOS, UTILIZANDO CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

MÉTODO	TIPO DE SUELO			EXPRESIONES PARA $q_a$ en $t/m^2$	OBSERVACIONES
	COHESIVO	FRICCIONANTE	COHESIVO-FRICCIONANTE		
<b>A) RESISTENCIA AL CORTE (VESIC)</b>	Aceptable	Recomendable	Recomendable	<p><i>para zapatas</i></p> $q_a = \frac{q_u}{FS} + P_o$ $q_u = a_c c N_c + a_q \sigma_d (N_q - 1) + \frac{1}{2} a_\gamma \gamma B N_\gamma$	$a_c, a_q, a_\gamma$ de la tabla 2.3.2. $N_c, N_q, N_\gamma$ de la fig 2.3.3.
<b>B) RESISTENCIA AL CORTE (SKEMPTON)</b>	Recomendable	---	---	<p><i>para losa y cajón de cimentación</i></p> $q_a = \frac{c N_c}{FS} \quad N_c = 514 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$ <p>para <math>\frac{D_f}{B} \leq 2</math> y <math>\frac{B}{L} \leq 1</math>            en caso de que no se cumplan se consideran 2 y 1 respectivamente.</p>	$N_c$ de la fig 2.3.4 para suelos puramente cohesivos
<b>C) PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)</b>	---	Recomendable	---	$q_a$ se determina en función del ancho ( $B$ ) de la zapata y el número ( $N$ ) de golpes de la prueba de penetración estándar (fig 2.3.5)	Corresponde a un asentamiento de 2.5 cm

Donde

$q_a$	capacidad de carga admisible en $t/m^2$
$c$	parámetro de la cohesión en $t/m^2$
$\sigma_d$	esfuerzos efectivos al nivel de desplante en $t/m^2$
$\gamma$	peso volumétrico del suelo bajo el nivel freático en $t/m^3$
$B, L$	ancho y largo del cimiento en m
$N_c, N_q, N_\gamma$	factores de capacidad de carga propuestos por Vesic
$a_c, a_q, a_\gamma$	factores de forma
$P_o$	esfuerzos totales al nivel de desplante en $t/m^2$

Nota: En caso de utilizar un cajón de solución de cimentación, se deberá comparar la presión total transmitida en forma permanente por la estructura ( $w$ ), con el esfuerzo total inicial del suelo al nivel del desplante ( $P_o$ ) para determinar las condiciones de trabajo. (ver tabla 2.3.3)

TABLA 2.3.2 FACTORES DE FORMA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA (referencia 2.3.2)

FORMA DE LA BASE	$a_c$	$a_q$	$a_\gamma$
RECTANGULAR	$1 + (B/L)(N_c/N_q)$	$1 + (B/L) \text{tg} \phi$	$1 - 0.4(B/L)$
CUADRADA	$1 + (N_c/N_q)$	$1 + \text{tg} \phi$	0.6

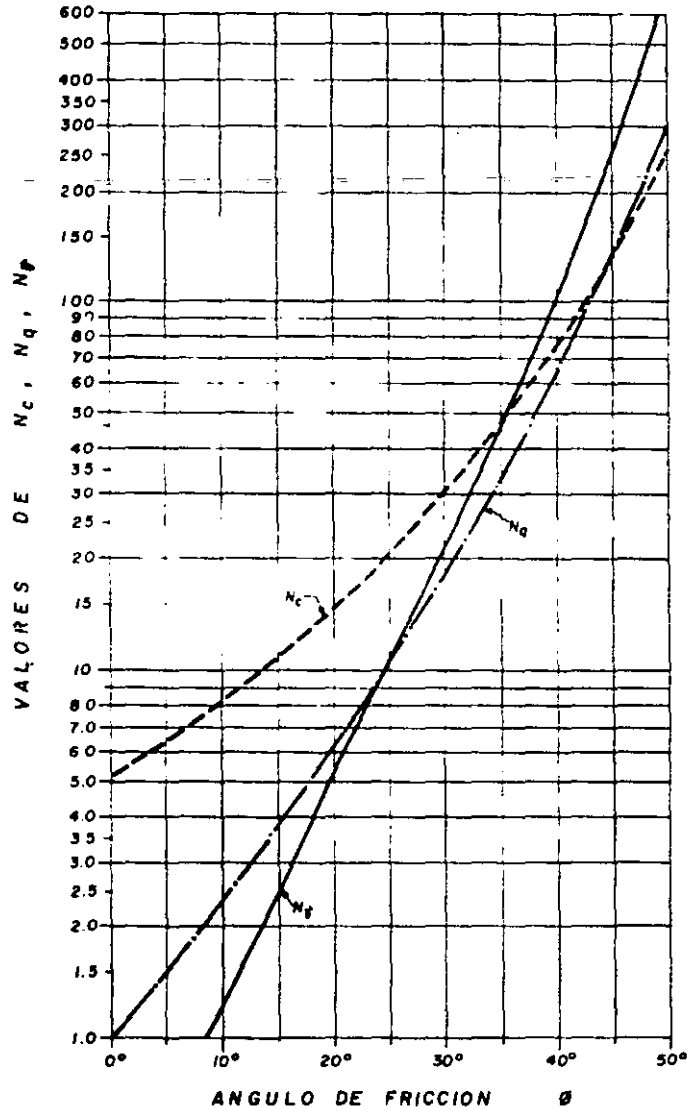


Figura 2.3.3 Factores de capacidad de carga para suelos cohesivos-friccionantes (Según Vesic, referencia 2.3.2)

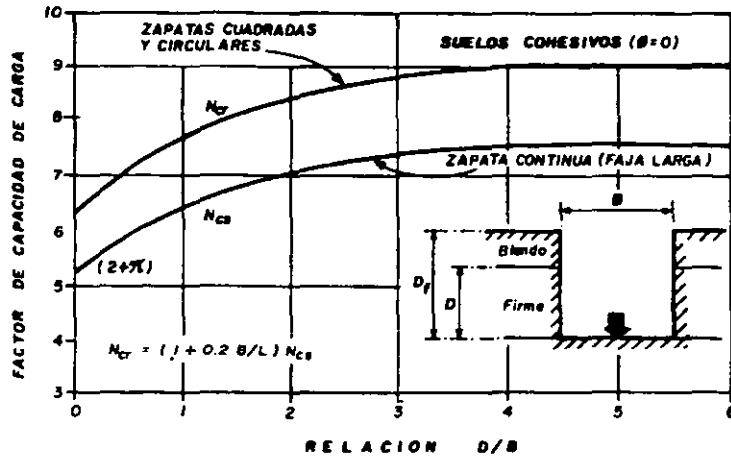


Figura 2.3.4 Factor de capacidad de carga  $N_c$  para suelos cohesivos. (Según Skempton, referencia 2.3.3)

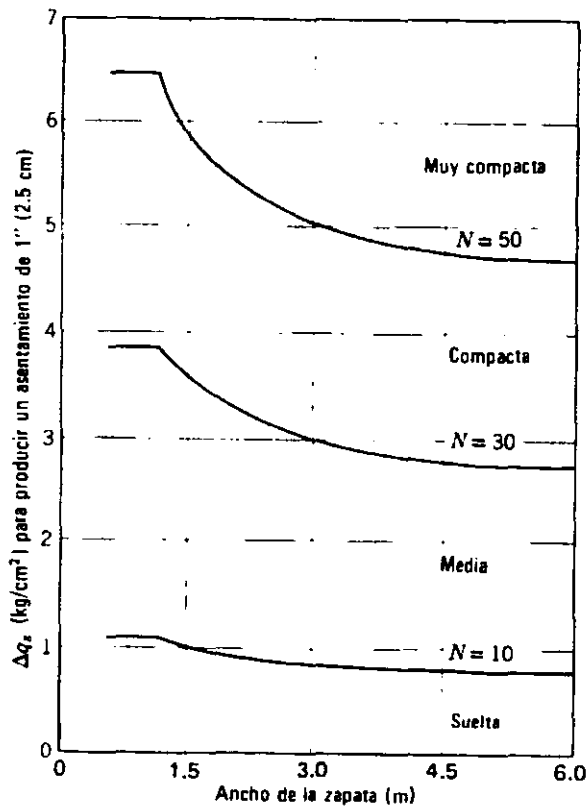


Figura 2.3.5 Capacidad de carga admisible de zapatas apoyadas en arena, determinada a partir de la prueba de penetración estándar. (referencia 2.3.4)

2.3.3 Comisión Federal de Electricidad, (1981), *Manual de diseño de obras civiles*. Geotecnia B.2.4, cimentaciones en suelos.  
 2.3.4 Terzaghi K, Peck R B. *La mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. ed el Atenco, Barcelona España.



TABLA 2.3.3 CONDICIONES DE TRABAJO DE UN CAJÓN DE CIMENTACIÓN

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN	COMPARACIÓN w y $\rho_o$
parcialmente compensada	$w > \rho_o$
compensada	$w = \rho_o$
sobre compensada	$w < \rho_o$

$$w = \frac{W_E}{A} \quad , \quad \rho_o = \gamma D_f$$

Donde	$W$	esfuerzo transmitido por la estructura en $t/m^2$
	$P_o$	esfuerzo total inicial del suelo a la profundidad del desplante en $t/m^2$
	$W_E$	carga permanente de la estructura en ton
	$A$	área de la cimentación en $m^2$
	$\gamma$	peso volumétrico del suelo en $t/m^3$
	$D_f$	profundidad de desplante

TABLA 2.3.4 SOLUCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES SEGÚN EL TIPO DE SUELO

SUELO	CARACTERISTICAS	SOLUCION
Costra superficial	Altamente interestratificada (deformación horizontal nula)	Westergaard o Fröhlich $\chi = 2$
Arcillas	Suelo estratificado con rigidez creciente con la profundidad	Boussinesq o Fröhlich $\chi = 3$
Arenas	Rigidez altamente creciente con la profundidad	Fröhlich con $\chi$ entre 3

**TABLA 2.3.5 MÉTODOS APROXIMADOS PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

TIPO DE ASENTAMIENTO	MÉTODO	EXPRESIONES PARA $\delta$ en cm	OBSERVACIONES
A CORTO PLAZO	Penetración estándar	$\delta = c_w c_d \frac{3q_a}{N} \left( \frac{2B}{B+1} \right)$	Valores de $c_w$ y $c_d$ en la tabla 2.3.6
	Prueba de placa	$\delta = q_a B \frac{1-\nu^2}{E} l_w$	$l_w$ en la tabla 2.3.7
	Estreimbrenner	$\delta = \frac{q_a B}{E} (1-\nu^2) F_1 + (1-\nu-\nu^2) F_2$	$F_1$ y $F_2$ factores de influencia (fig 2.3.6). Asentamiento para cuando se tienen varios estratos con características elásticas diferentes. Asentamiento para una esquina de un área rectangular cargada.
A LARGO PLAZO	Experimental (Consolidación primaria)	a) $\delta = m_v \Delta \sigma H$ b) $\delta = H \frac{c_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0}$	a) y b) expresiones aplicables en suelos normalmente consolidados b) aplicable en suelos preconsolidados
	Experimental (Consolidación secundaria)	$\delta = \frac{c_a}{1+e_0} H \log_{10} \frac{t_p}{t_s}$	$c_a$ pendiente de la curva de consolidación. $t_s$ y $t_p$ se obtienen de la curva de consolidación.

Donde

$\delta$	asentamiento en cm	$\Delta \sigma$	incremento de esfuerzo efectivo en $\text{kg/cm}^2$
$c_w$ y $c_d$	coeficiente de penetración estándar	$c_c$	índice de compresión
$c$	coeficiente de compresión	$c_a$	índice de compresión secundaria
$\sigma_0$	esfuerzo efectivo inicial en $\text{kg/cm}^2$	$t_s$	tiempo de consolidación secundaria
$H$	espesor del estrato compresible en cm	$t_p$	tiempo de consolidación primaria
$q_a$	capacidad de carga en $\text{t/m}^2$	$E$	modulo de elasticidad del suelo en $\text{t/m}^2$
$\nu$	relación de Poisson del suelo	$B$	ancho del cimiento en m

TABLA 2.3.6 COEFICIENTES DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (referencia 2.3.5)

Profundidad del nivel freático (m)	$C_w$	Relación $D_f/S$	$C_d$
2	1.0	0	1.0
0	2.0	1	0.75

$D_f$  profundidad de desplante

TABLA 2.3.7 FACTOR DE INFLUENCIA PARA ZAPATAS DE DIFERENTES FORMAS Y RIGIDECES ( $I_w$ )

Forma	Flexible			Rígida
	Centro	Esquina	Promedio	Promedio
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.30	1.20
5	2.10	1.05	1.83	1.70
10	2.54	1.27	2.25	2.10
100	4.01	2.00	3.69	3.40

\* En el caso general, para zapatas flexibles de dimensiones  $L \times B$  se tendrá  $I_w = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[ \frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[ \frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right] \right\}$  para la esquina de la zapata y el doble para el centro. Para zapatas rígidas,  $I_w$  se reducirá en un 7%.

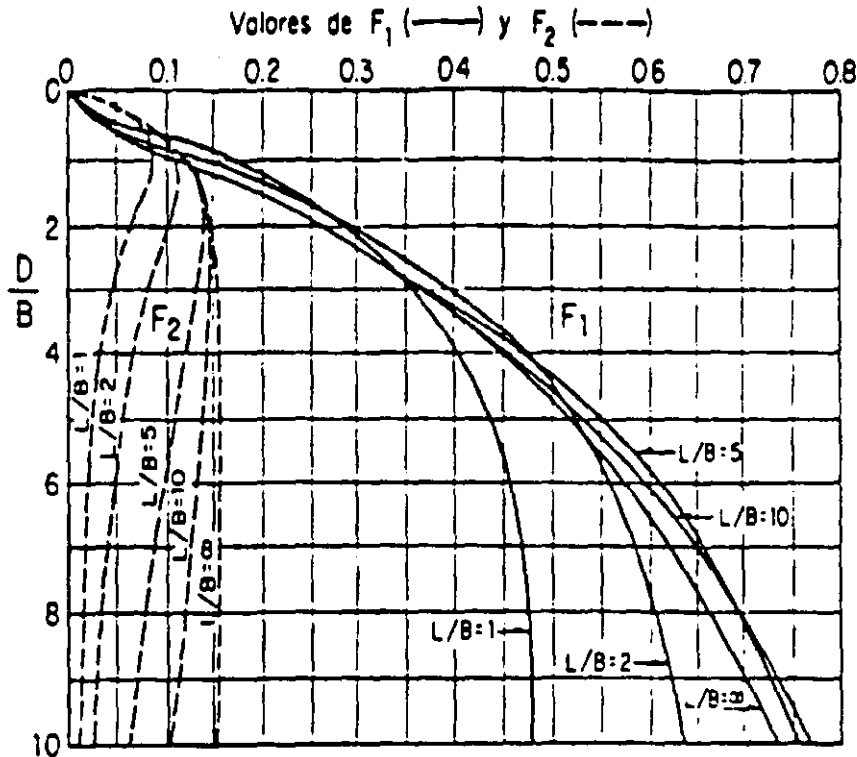


Figura 2.3.6 Factores de influencia de Streinbrenner

### 2.3.2 Cimentaciones profundas

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría una cimentación superficial, es demasiado débil y compresible para garantizar la seguridad de la edificación, es recomendable transmitir las cargas a un material más adecuado mediante una cimentación profunda a base de pilas o pilotes. Las pilas son elementos de más de 50 cm de diámetro, colados en una perforación previa. Los pilotes son de menor diámetro y en función de como transmiten la carga al suelo pueden ser de fricción o de punta.

#### 2.3.2.1 Análisis por capacidad de carga

Dependiendo del mecanismo de transferencia de carga del elemento al suelo, la capacidad de carga se puede determinar con los métodos que se muestran en la tabla 2.3.8.

#### 2.3.2.2 Análisis por asentamientos

El tipo de asentamiento que se presenta es a largo plazo, se determina con los métodos presentados en la tabla 2.3.11.

La distribución de esfuerzos para este tipo de cimentaciones se hace considerando los criterios simplificados presentados en las figuras 2.3.10 y 2.3.11, para pilotes de punta y de fricción respectivamente.

TABLA 2.3.8 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN LOS SUELOS, UTILIZANDO CIMENTACIONES PROFUNDAS

CONDICIÓN DE TRABAJO	MÉTODO	TIPO DE SUELO		EXPRESIONES PARA $q_a$ EN $t/m^2$	OBSERVACIONES
		COHESIVO	FRICCIONANTE		
PILOTES DE PUNTA O PILAS	PENETRACIÓN ESTÁNDAR	---	Recomendable	$q_a = \frac{1}{4} (40NA_p + 0.2NA_s)$	-Se aprovechan los resultados del SPT. -Se usa para pilotes de punta y pilas
	TEORÍA DE PLASTICIDAD	---	Recomendable	$Q_p = q_p A_p + f_s A_s$ $q_p = \sigma N_q$ $f_s = k_s p_s \operatorname{tg} \delta$	- $N_q$ de la fig 2.3.7 - $k_s$ y $\delta$ de la tabla 2.3.10 - $Q_p$ representa la capacidad de carga última
	---	---	Recomendable	$q_a = \frac{Q_{pu}}{F_{sb}} + \frac{Q_{fu}}{F_{sf}}$ $Q_{pu} = q_{cp} A_p$ $Q_{fu} = 0.3p \int \sigma_o dz$	- para pila o pilotes de punta apoyados en un depósito homogéneo
PILOTES DE FRICCIÓN	---	Recomendable	---	$q_a = fplFR$	--

Donde

$N$  Número de golpes en el SPT promedio a la profundidad de la punta del pilote. No golpes / 30 cm (ver subcapítulo 2.1)  
 $A_p$  área de la sección transversal de la punta del pilote en  $m^2$   
 $N$  número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote, No de golpes / 30 cm  
 $A_s$  área de la superficie lateral del fuste del pilote en  $m^2$   
 $\sigma_o$  esfuerzo efectivo inicial en  $t/m^2$   
 $q_{cp}$  resistencia de punta del cono eléctrico.  
 $P_s$  presión por sobrecarga efectiva promedio a lo largo de la superficie lateral en  $t/m^2$   
 $f$  fricción media en el fuste  
 $p$  perímetro del fuste en m  
 $l$  longitud efectiva del pilote en m  
 $FR$  factor de resistencia igual a la unidad  
 $SPT$  Sondeo de Penetración Estándar.

$\sigma_o dz$  área del diagrama de esfuerzos verticales iniciales en la longitud del pilote ( fig 2.3.8)  
 $Q_{pu}$  capacidad de carga última por punta  
 $Q_{fu}$  fricción en el fuste del pilote  
 $F_{sb}$   $F_{sf}$  factores de seguridad respecto a la capacidad de carga en la base y por fricción. 3.0 y 1.5 respectivamente.

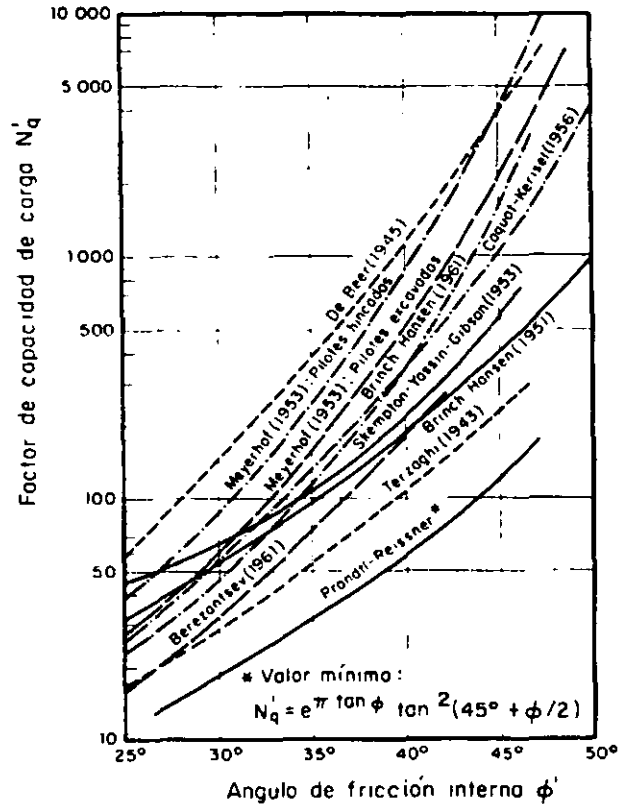


Figura 2.3.7 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares. (referencia 2.3.6)

TABLA 2.3.9 GEOMETRÍA DE CIMENTACIONES DE ACUERDO A EL ÁREA NECESARIA DE ZAPATAS

$A_p/A_c$ <sup>(*)</sup>	SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN
Menos del 30 %	Zapatas aisladas
Entre 30 y 50 %	Zapatas corridas en una o dos direcciones
Más de 50 %	Losa superficial o cajón de cimentación

<sup>(\*)</sup> Relación entre áreas de zapatas y área cubierta por la estructura.

TABLA 2.3.10 VALORES DE LOS COEFICIENTES  $k_s$  Y  $\delta$  PARA PILOTES HINCADOS (referencia 2.3.6)

MATERIAL DEL PILOTE	$k_s$		$\delta$
	ARENA SUELTA	ARENA DENSA	
Concreto	1.0	2.0	$3/4\phi$
Acero	0.5	1.0	$20^\circ$

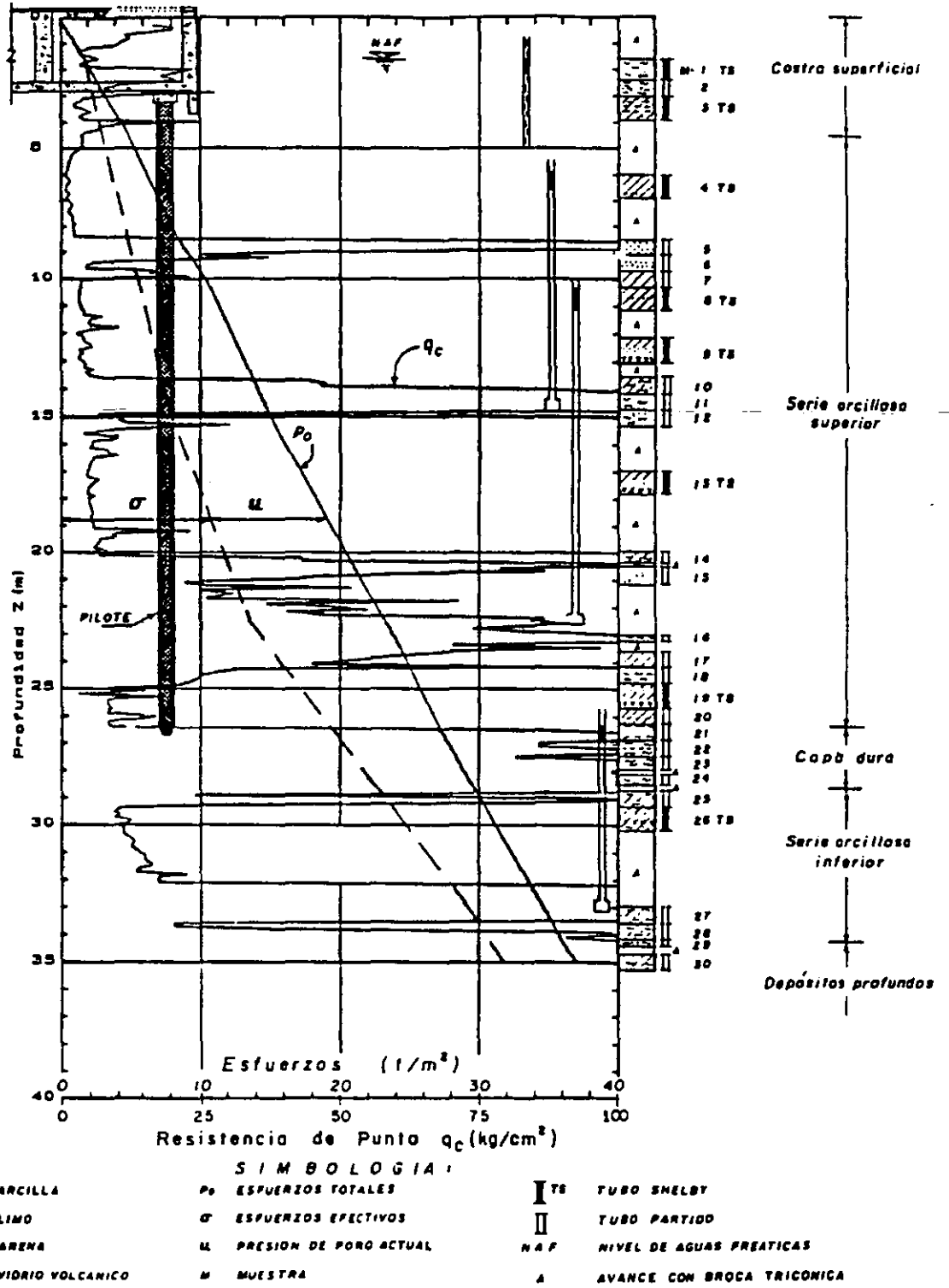


Figura 2.3.8 Información básica para el diseño

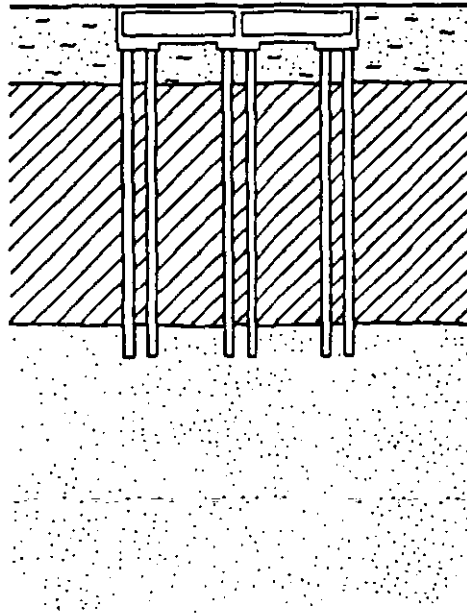
TABLA 2.3.11 MÉTODOS APROXIMADOS PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

MECANISMO DE TRANSFERENCIA	MÉTODO	EXPRESIONES PARA $\delta$ en cm	OBSERVACIONES
PILOTES DE PUNTA	-	$\delta = \delta_c + \delta_s$ $\delta_c = \frac{QD_c}{A_p E}$ $\delta_s = \frac{(3-4\nu)(1+\nu) \sigma}{2\pi E_p d}$	-el asentamiento se analiza por grupo de pilotes. -para una cimentación apoyada sobre un depósito homogéneo (fig 2.3.9a). -E <sub>p</sub> se puede evaluar mediante pruebas de carga estática, realizada con el cono eléctrico, ref 2.3.7.
	Experimental (consolidación)	$\delta = m_v \Delta\sigma H$	Para una cimentación apoyada sobre un depósito interstratificado (fig 2.3.9b). $\Delta\sigma$ se obtiene con el criterio simplificado presentado en la figura 2.3.10 ..
	Penetración estándar (SPT)	$\delta = \frac{92p\sqrt{B}}{N}$	El asentamiento se analiza por grupo de pilotes.
PILOTES DE FRICCIÓN	Experimental (consolidación)	$\delta = m_v \Delta\sigma H$	$\Delta\sigma$ se obtiene con el criterio simplificado de Terzaghi, presentado en la figura 2.3.11

- P* presión neta transmitida por la cimentación en kg/cm<sup>2</sup>.  
*B* ancho del grupo de pilotes en m.  
*N* número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración.  
*c<sub>c</sub>* índice de compresibilidad.  
*D<sub>p</sub>* incremento de presión efectiva en kg/cm<sup>2</sup>.  
*e<sub>0</sub>* relación de vacíos inicial.  
*H* espesor del estrato compresible medio a partir del tercio inferior de los pilotes en cm  
*m<sub>v</sub>* módulo de deformación obtenido del ensayo o de correlaciones en el caso del con eléctrico  
 $\Delta\sigma$  incremento de esfuerzo medio en el estrato de análisis en kg/cm<sup>2</sup>.  
*Q* carga media de trabajo en ton.  
*A<sub>p</sub>* área del pilote en m<sup>2</sup>.  
*E* Módulo de rigidez del pilote en t/m<sup>2</sup>.  
*D<sub>f</sub>* Longitud efectiva del pilote en m.  
*ν* relación de Poisson.  
*E<sub>s</sub>* módulo de rigidez representativo de los suelos de apoyo de los pilotes en kg/cm<sup>2</sup>  
*d* diámetro del pilote en cm.  
*B* ancho del grupo de pilotes en m.  
*P* presión neta transmitida por la cimentación en kg/cm<sup>2</sup>.  
*N* número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración.



a) Cimentación apoyada en un depósito homogéneo



b) Cimentación apoyada en un depósito interstratificado

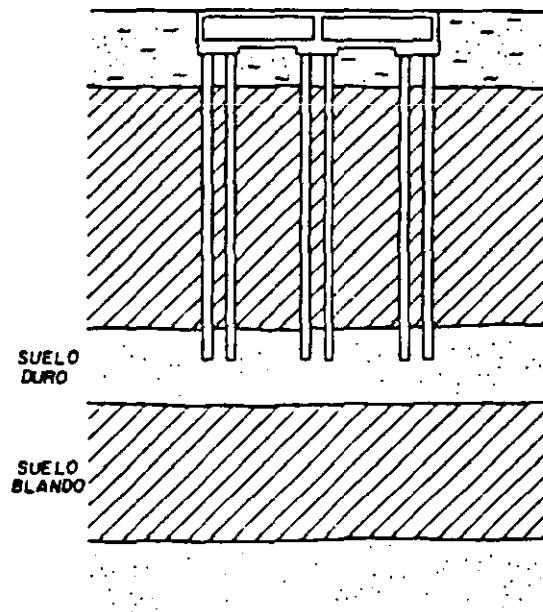


Figura 2.3.9 Cimentaciones profundas con pilas o pilotes de punta

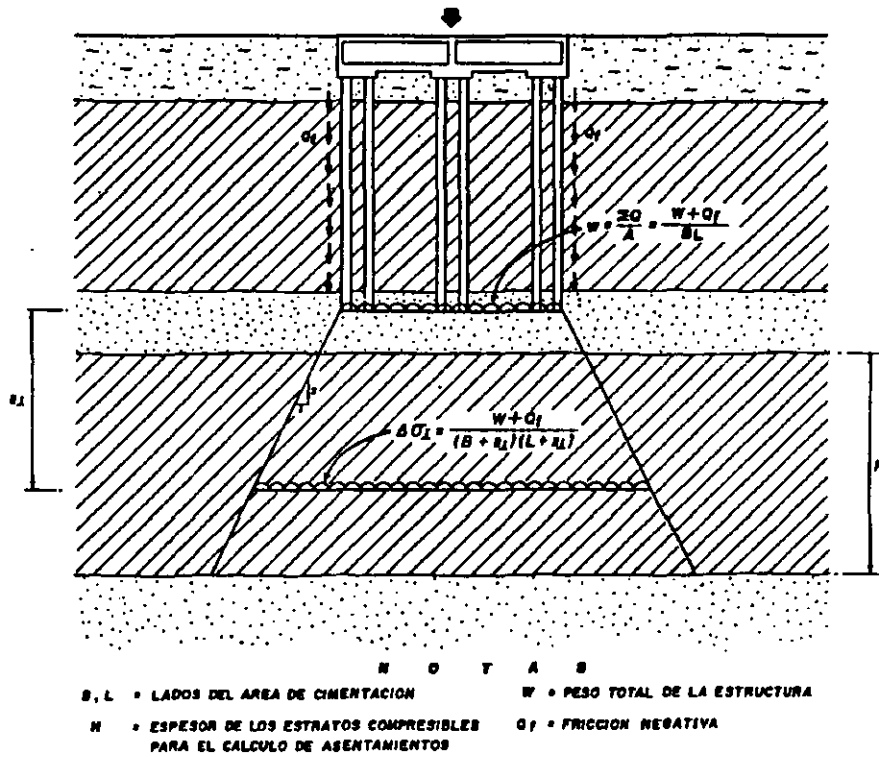


Figura 2.3.10 Criterio simplificado para el cálculo de distribución de esfuerzos en una cimentación apoyada en pilas o pilotes de punta

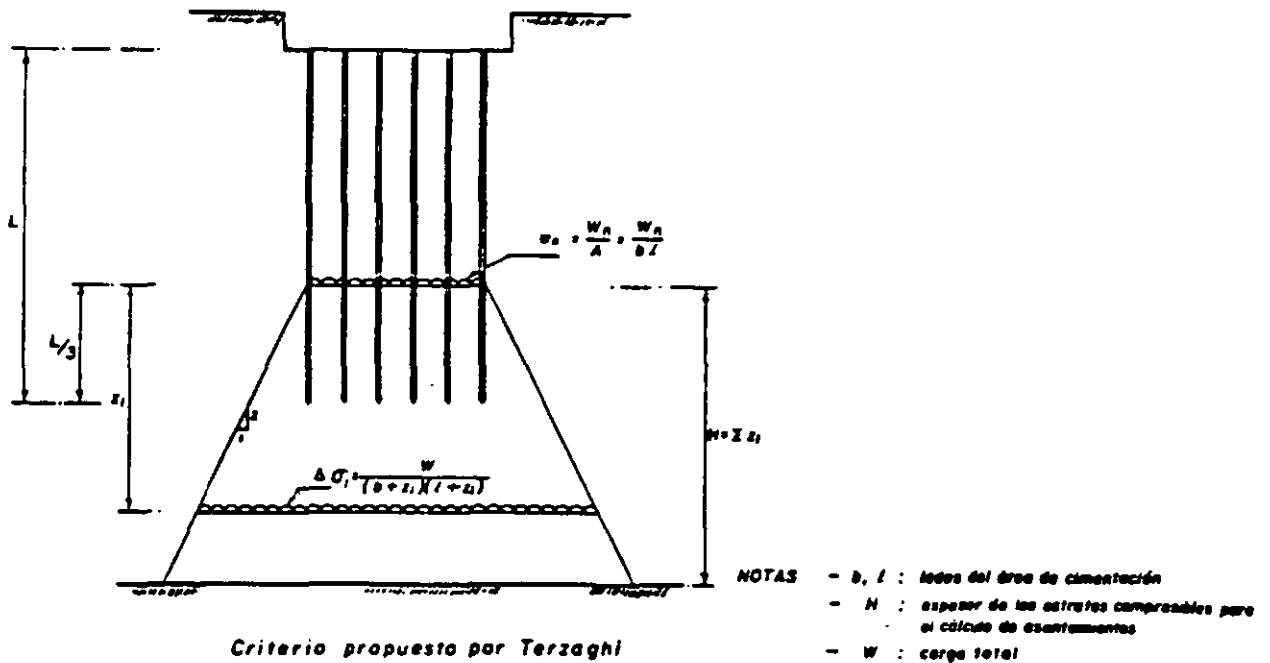


Figura 2.3.11 Criterio simplificado para el cálculo de distribución de esfuerzos en una cimentación apoyada en pilotes de fricción

### 2.3.3 Revisión conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Al inicio de este capítulo se mencionó que el diseño de una cimentación se realiza por *capacidad de carga y por asentamientos*. El reglamento de Construcciones lo nombra como los *estados límite de falla y estados límite de servicio*, respectivamente. A estos últimos nos referiremos para realizar la revisión del diseño.

La revisión de una cimentación ante los *estados límite de falla* consistirá, de acuerdo con los artículos, 193, 223, y 224 del Reglamento de Construcciones, en comparar para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto la *capacidad de carga* última de la cimentación con la acciones de diseño, afectando la capacidad de carga de la cimentación por factor de resistencia y las acciones de diseño por sus respectivos factores de carga.

La revisión ante *estados límite de servicio* se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 2.3.13.

#### *Acciones de diseño*

De acuerdo con el artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación: Acciones permanentes más acciones variables (artículo 186) 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. Para la revisión de estado límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

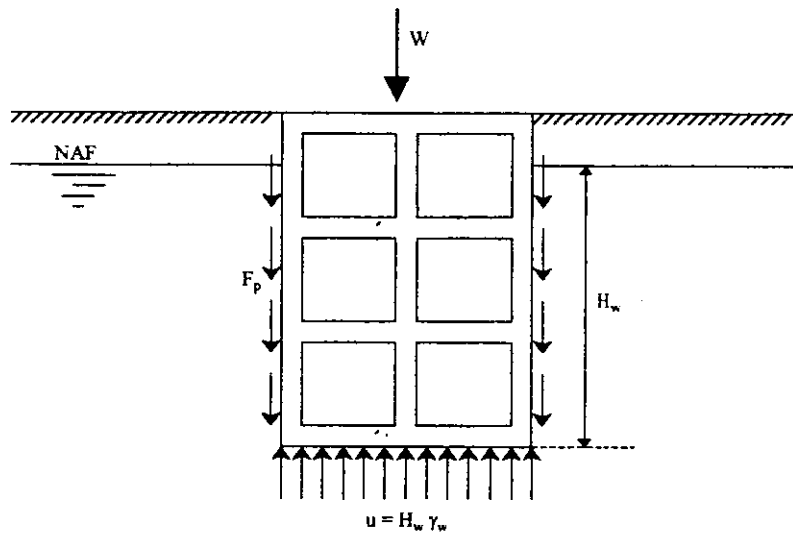
Para una cimentación con cajón compensado hay que considerar la flotación, la cual se presenta cuando el nivel freático se encuentra por encima de la profundidad del cajón (figura 2.3.12)

Segundo tipo de combinación: Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados y deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Según estos dos tipos de combinaciones existen acciones estáticas (verticales) y sísmicas (horizontales).

Las acciones, hasta el nivel de cimentación, generalmente las proporciona el estructurista atendiendo los tipos de combinaciones que más represente las condiciones de trabajo de la edificación. La revisión del diseño se realiza tanto para las condiciones estáticas como para las condiciones sísmicas.

Para el diseño por sismo, la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se debe considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: La carga estática combinada con el sismo con un 100 % de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30 % en la más favorable (figura 2.3.13).



$W$  = Peso de la estructura  
 $F_p$  = Fricción en las paredes del cajón  
 $u$  = Subpresión en el fondo del cajón  
 $H_w$  = Altura del agua  
 $NAF$  = Nivel de aguas freáticas

Figura 2.3.12 Mecanismo de flotación

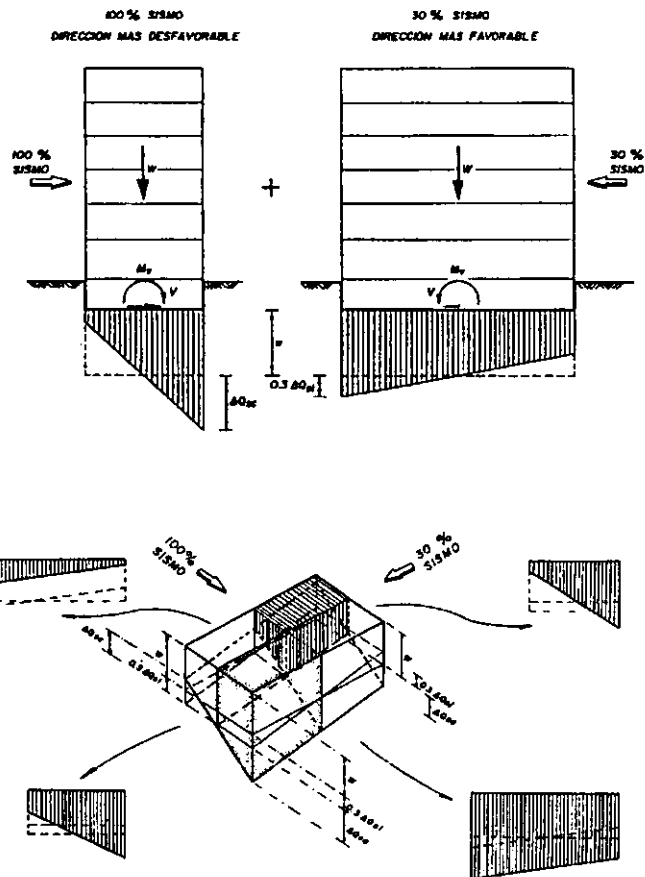


Figura 2.3.13 Solicitaciones en condición sísmica

Entre las acciones debidas al sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace a la cimentación del edificio.

En el caso de cimentaciones profundas se incluirá entre las acciones la fricción negativa (figura 2.3.14) que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por la consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada - no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base (figura 2.3.15) de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a la excentricidad provocada por las cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación (figura 2.3.16); así como el provocado por las cargas horizontales.

#### *Factores de carga y de resistencia*

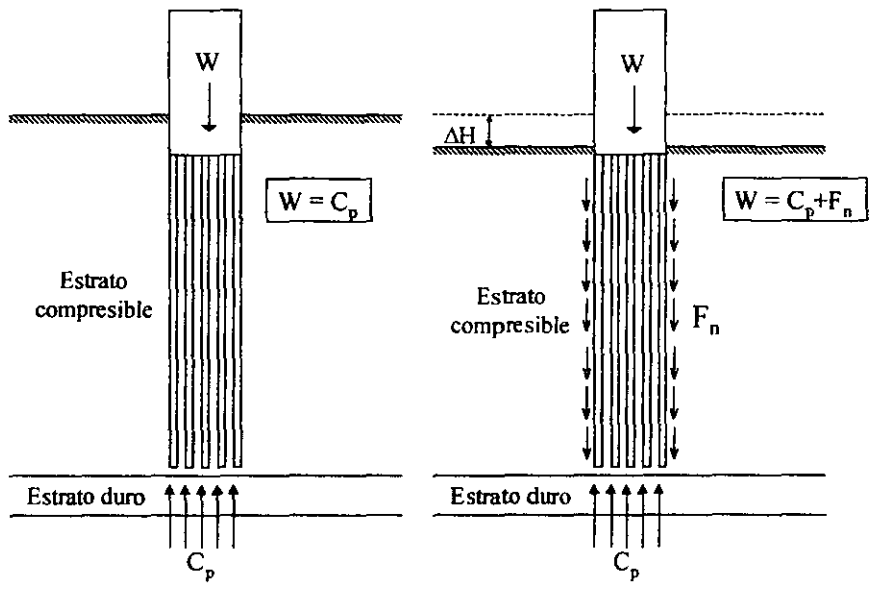
Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194 del Reglamento de Construcciones.

Para los estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas deslizantes bajo acción sísmica. Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán las siguientes para todos los estados límite de falla:

1. **0.35** para la capacidad de carga, ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5.0 m de profundidad y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
2. **(0.7 (1-s/5))** , en que  $s$  es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total actúan sobre un pilote, Para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.
3. **0.7** para los otros casos

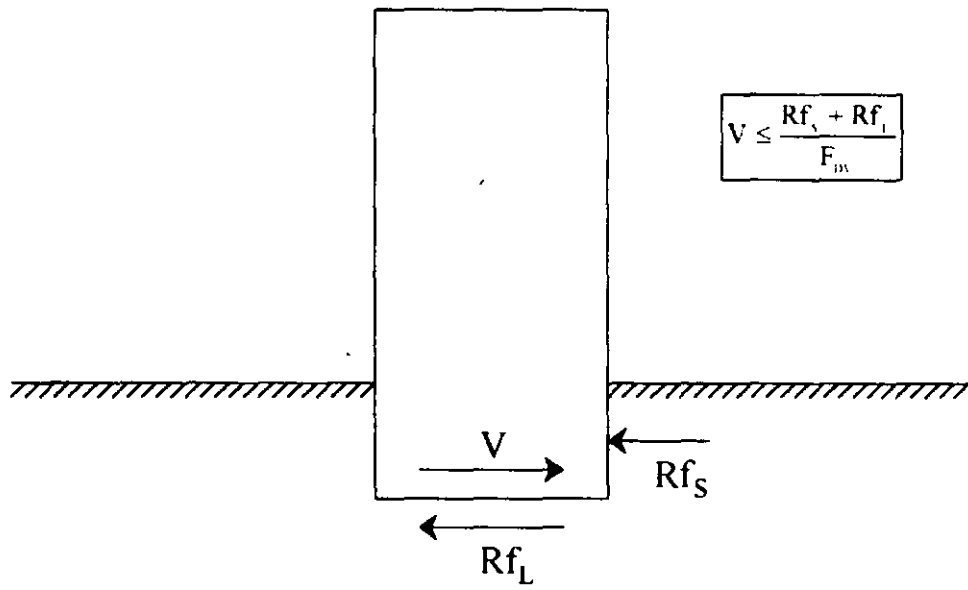
Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga última de las cimentaciones.

En la tabla 2.3.12 se presentan las ecuaciones que se utilizan para verificar la seguridad de las cimentaciones.



$W$  = Peso de la estructura  
 $C_p$  = Capacidad por punta de los pilotes  
 $F_n$  = Fricción negativa  
 $\Delta H$  = Hundimiento regional

*Figura 2.3.14 Fricción negativa*



$V$  = Fuerza cortante sísmica  
 $Rf_l$  = Fricción en el área de contacto de la losa de fondo  
 $Rf_s$  = Reacción en los muros del cajón

*Figura 2.3.15 Cortante en base*

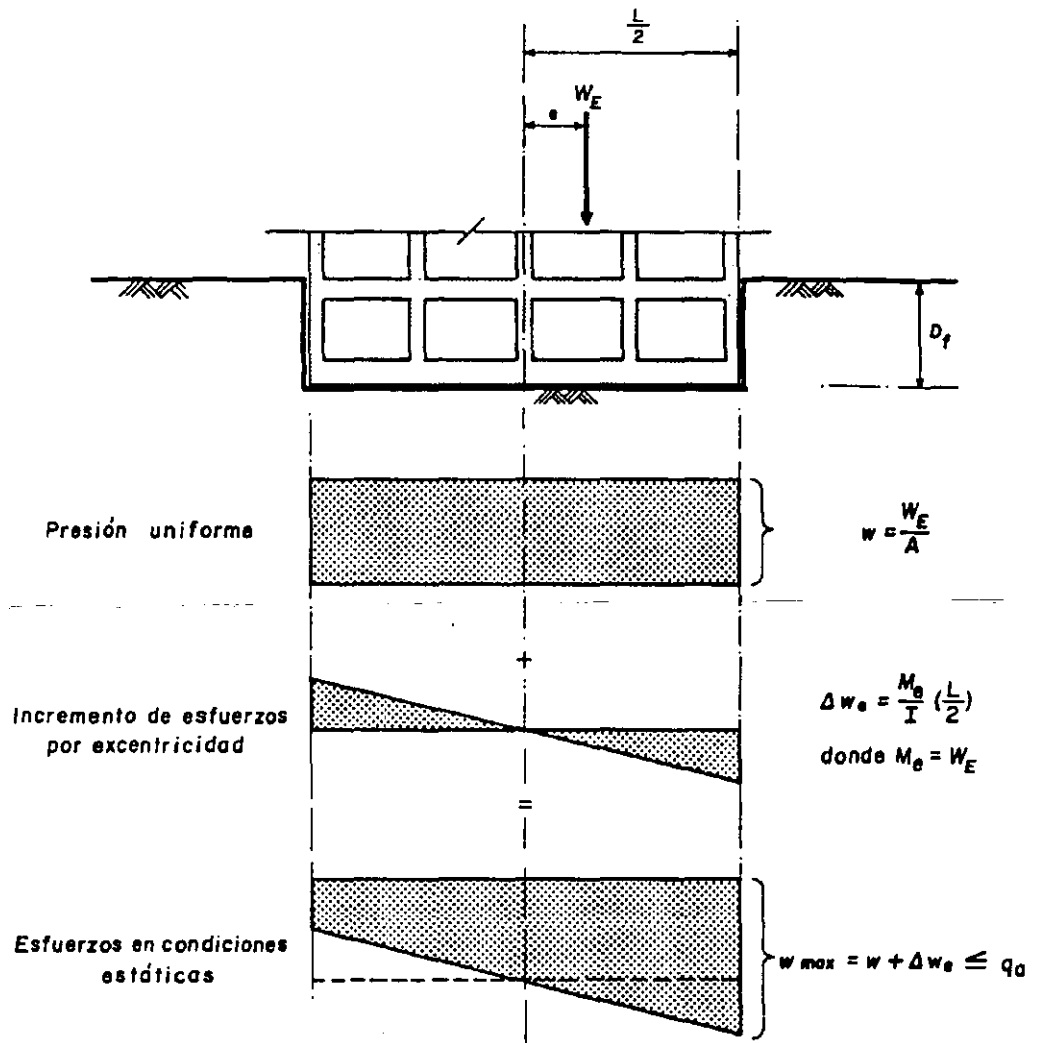


Figura 2.3.16 Efecto de la excentricidad

TABLA 2.3.12 ECUACIONES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA VERIFICAR LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES ANTE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA.

TIPO DE CIMENTACIÓN	DESIGUALDAD QUE SE DEBE CUMPLIR	OBSERVACIONES
<b>Zapatas y losas</b>	<p><i>Condiciones estáticas</i>  <math>\sum QFc / A \leq Pv + \sum R</math>      FC=1.4</p> <p><i>Condiciones sísmicas</i>  <math> \Delta q_i - q_e  \leq 0.2\Delta q_i</math></p> <p><math>e = \frac{Mv}{\sum Q}</math>      <math>b_R = 2 - 2e</math></p>	<p><math>\sum QFc</math> suma de las acciones consideradas, afectada por un factor de carga Fc.  Pv presión vertical total actuante a la profundidad de desplante.  <math>\sum R</math> capacidad de carga de la zapata afectada por un factor Fr=0.35.</p> <p>Para la revisión en condiciones sísmicas se verifica la desigualdad, considerando únicamente las zapatas que se encuentran en el área reducida de la cimentación (ver figura 2.3.17), la cual se calcula de acuerdo a la excentricidad (e) provocada por el sismo.</p>
<b>Cajón compensado</b>	<p><i>Condiciones estáticas</i>  <math>\sum QFc / A \leq Pv + \sum R</math></p> <p><math>\frac{w}{(Df - hw)\gamma w} \geq 1.2</math> (*)</p> <p><i>Condiciones sísmicas</i>  <math>\sum QFc / A_R \leq Pv + quFR \left( 1 - \frac{0.195k\gamma b}{Sud} - \frac{FC}{FR} \right)</math>  FC=1.1  FR=0.6</p>	<p><math>\sum R</math> capacidad de carga del suelo afectada por un factor de resistencia Fr=0.7.</p> <p>Para la revisión en condiciones sísmicas se verifica la desigualdad, considerando el área reducida de la cimentación (ver figura 2.3.17), la cual se calcula de acuerdo a la excentricidad (e) provocada por el sismo.</p> <p>Se deberá realizar la revisión también contra la flotación de la estructura (ver figura 2.3.12).</p>
<b>Pilotes de fricción</b>	<p><i>Condiciones estáticas</i>  <math>\sum QFc / A \leq R</math>      Fc = 1.1</p> <p><i>Condiciones sísmicas</i>  <math>e = \frac{Mv}{W}</math>      <math>b_R = B - 2e</math></p> <p><math>F_R = 0.7 \left( 1 - \frac{s}{2} \right)</math>      <math>s = \frac{Qs}{Qe + Qs}</math></p>	<p><math>\sum R</math> suma de las resistencias individuales de los pilotes afectados por un factor de resistencia F<sub>R</sub></p> <p>Para la revisión en condiciones sísmicas se verifica la desigualdad, considerando el área reducida de la cimentación (ver figura 2.3.17), la cual se calcula de acuerdo a la excentricidad (e) provocada por el sismo y el número reducido de los pilotes correspondientes</p>
<b>Pilotes de punta</b>	<p><i>Condiciones estáticas</i>  <math>\sum QFc \leq \sum R</math>      FC=1.1  <math>\sum R = \sum (Qp + Qf)</math></p> <p><i>Condiciones sísmicas</i>  <math>e = \frac{Mv}{W}</math>      <math>b_R = B - 2e</math>  <math>L_R = L - 2e</math></p>	<p>Qp capacidad de carga por punta.  Qf capacidad de carga por fricción.</p> <p>Para la revisión en condiciones sísmicas se verifica la desigualdad, considerando únicamente los pilotes o pilas que se encuentran en el área reducida de la cimentación (ver figura 2.3.17) resultante de disminuir las longitudes (b<sub>R</sub> y L<sub>R</sub>) en la dirección larga y corta respectivamente.</p>



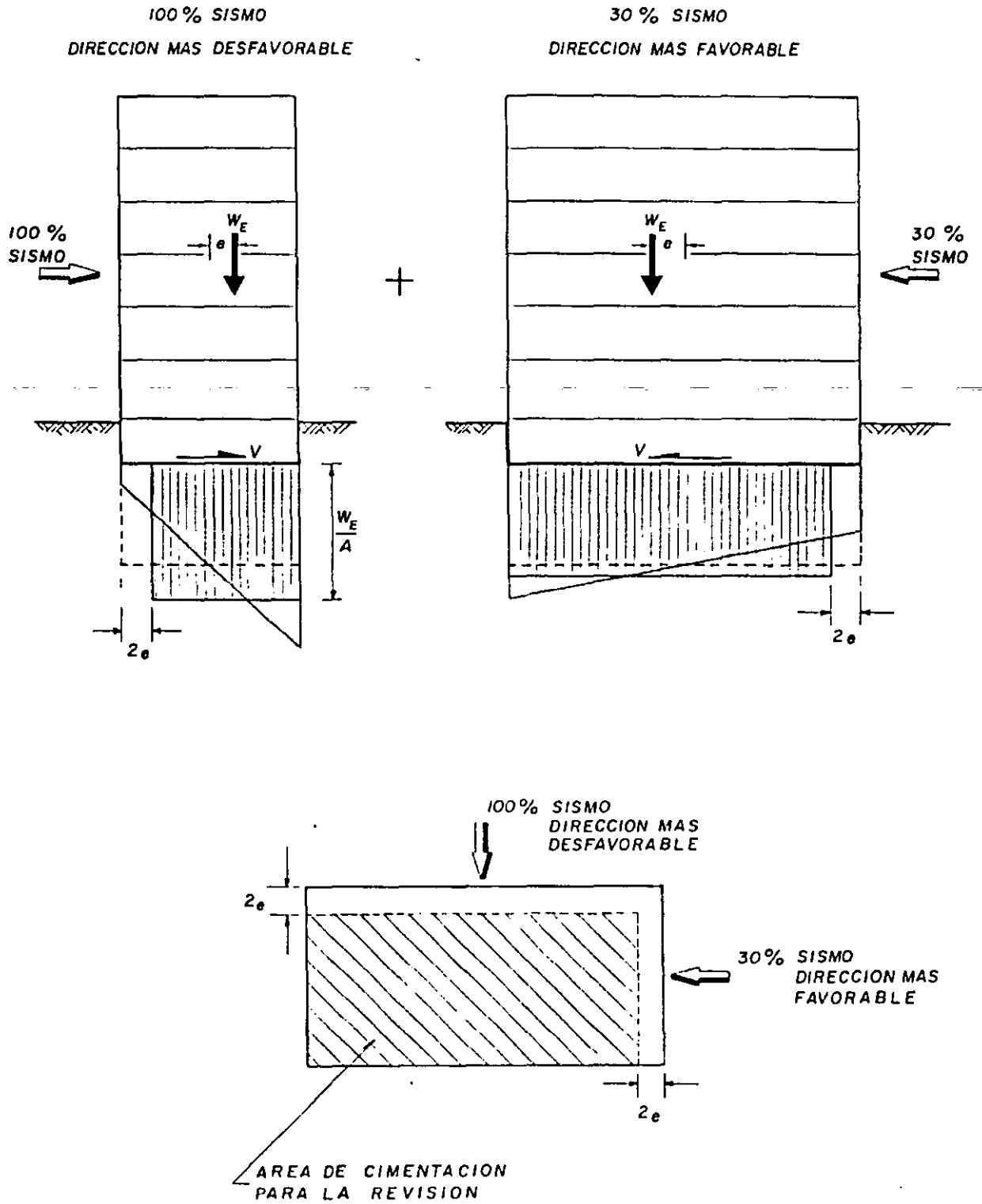


Figura 2.3.17 Condiciones para la revisión según el Reglamento de Construcciones

**TABLA 2.3.13 LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS POR LA CIMENTACIÓN**

a) *Movimientos verticales (hundimiento o emersión)*

Concepto		Límite
Valor medio en el predio	Asentamiento	Construcciones aisladas 30 cm**
		Construcciones colindantes 15 cm
	Emersión	30 cm**
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana

b) *Inclinación media*

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	$h =$ altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial 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
Arcoes móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tubería de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

\* 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 224 del Reglamento.

\*\* 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.

### 2.3.4 Ejemplos de aplicación

Con el propósito de facilitar el entendimiento del diseño geotécnico de cimentaciones, se ha considerado una serie de ejemplos.

Se contemplan los métodos de análisis de capacidad de carga que presentaron en la tabla 2.3.1 y 2.3.8, para cimentaciones superficiales y profundas respectivamente. Para el análisis por

asentamientos, se contemplan los métodos presentados en las tablas 2.3.5 y 2.3.11 para cimentaciones superficiales y profundas respectivamente.

Los ejemplos que se presentan son casos prácticos, son diseños de cimentaciones de edificios que ya están construidos.

En general, no se detallan los análisis y los cálculos que permitieron llegar a la solución; el énfasis es que con este trabajo se tengan las bases suficientes para solucionar problemas sobre el cálculo de cimentaciones para los edificios.

Se presentan ejemplos de tal forma de abarcar los diferentes tipos de cimentaciones, tanto superficiales (cajón, losa, zapata), como profundas (pilotes de fricción, pilotes de punta, pilas).

Para los ejemplos se estableció la siguiente secuencia:

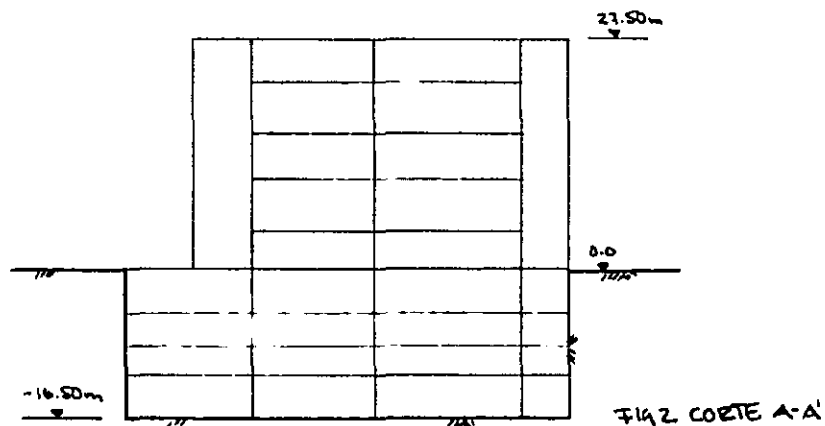
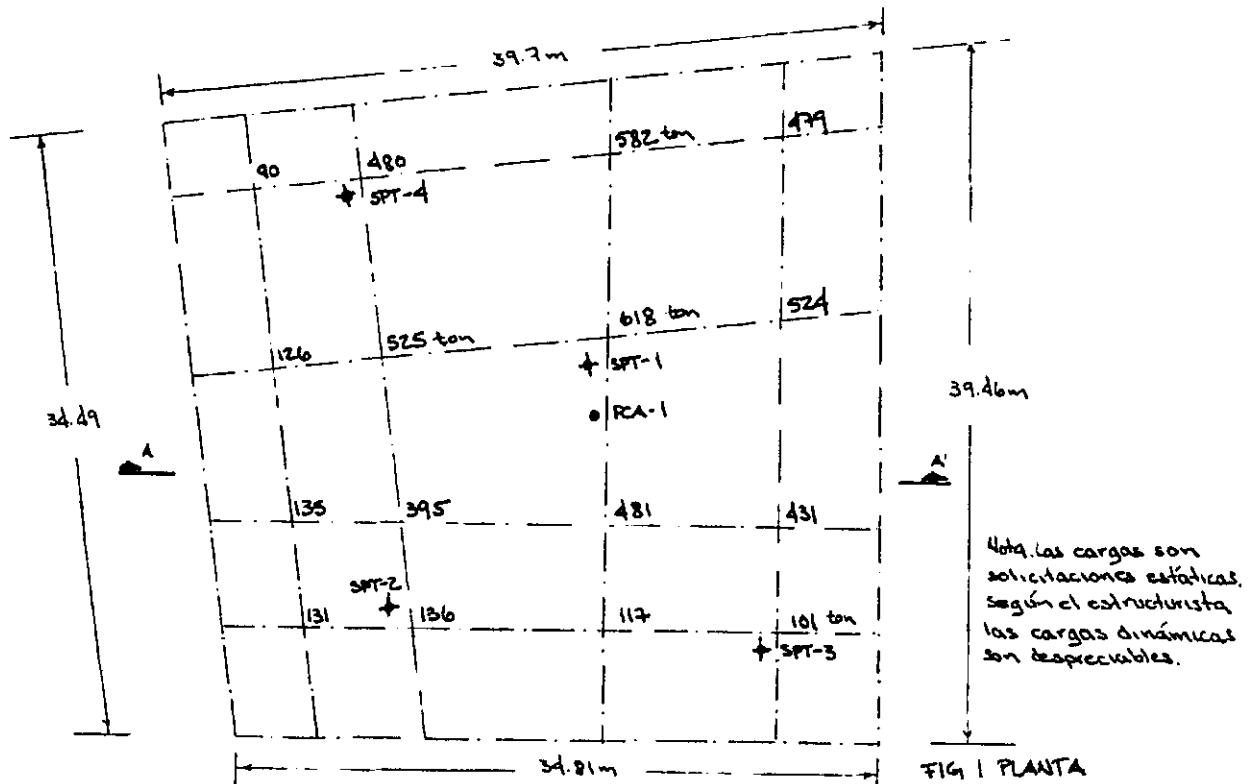
- 1) Definir las características de los edificios.
- 2) Definir en una figura, en corte y en planta, el número de niveles, las cargas que transmite el edificio al suelo. Estas últimas generalmente las proporciona el ingeniero estructurista, atendiendo los requisitos de los artículos 186, 187 y 188 del Reglamento de Construcciones.
- 3) Mencionar los trabajos de exploración y en una tabla las propiedades índice y mecánicas del suelo.
- 4) Análisis de cimentación
  - 4.1. Capacidad de carga del suelo.
  - 4.2. Análisis de asentamientos.
  - 4.3. Capacidad de carga ante la sollicitación sísmica.
  - 4.4. Revisión según el Reglamento de Construcciones.
    - 4.4.1 Condiciones estáticas.
    - 4.4.2 Condiciones sísmicas.

## ZAPATAS AISLADAS.

### 1. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.

Se trata de un edificio que tendrá 4 niveles de sótanos y 4 niveles de superestructura. Su estructuración será mediante marcos metálicos. Es importante destacar que debido a la construcción de los sótanos, se deberá diseñar la excavación; sin embargo, el objetivo que aquí se persigue es el diseño de la cimentación, por tal motivo sólo nos enfocaremos a ésta última.

### 2. SOLICITACIONES DE DISEÑO A NIVEL DE CIMENTACIÓN.



Ejemplo 2.3.1 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Zapatas aisladas. (Continúa...)

### 3. INVESTIGACIÓN DEL SUELO.

La exploración consistió en la realización de un pozo a cielo abierto (PCA) llevado a 20.50 m de profundidad y 1.5 m de diámetro, complementado con 4 sondeos de penetración estándar (SPT-1 a 4), localizados como se muestra en la figura 1. La profundidad de los sondeos se llevo hasta 26.3, 24.8, 25.0 y 27.3 m respectivamente.

El PCA se realizó en forma manual con apoyo de pico y pala. Durante la excavación se fueron realizando pruebas de placa, para obtener los parámetros de deformabilidad del suelo, y recuperando muestras cúbicas en cada estrato diferente. Con el propósito de obtener las propiedades físicas del suelo, a la muestras se les realizaron las siguientes pruebas:

Pruebas índice	Clasificación del suelo. Contenido de humedad. Porcentaje de finos. Granulometría en suelos gruesos.
Pruebas mecánicas	Pruebas triaxiales.

A continuación se resume la estratigrafía y las propiedades que se obtuvieron de los materiales encontrados

Muestra	Prof. (m)	W (%)	%F	w <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	SUCS	c (kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)	γ (t/m <sup>3</sup> )	Descripción del material
1-C	2.9	23.5	52	46	15	ML	0.4	29	1.47	Limo café claro con arena fina cuarzoza; material en grumos duros consistente y quebradizo
2-C	3.0	24.2				SM	q <sub>u</sub> /2 = 20.3		1.57	Arena muy fina cuarzoza y andesítica limosa café claro, en grumos, quebradiza
3-C	3.1	24.5	41	55	16	MH	2.0	55	1.68	Limo plástico café claro con arena fina cuarzoza y andesítica, en grumos, quebradiza
4-C	3.35	17.5	40	49	14	ML	0.4	30	1.38	Limo café claro con arena fina cuarzoza; material en grumos duros consistente y quebradizo
5-C	3.85	21.7	62	56	18	MH	1.3	54	1.59	Limo plástico café claro con arena fina cuarzoza y andesítica, en grumos, quebradiza
6-C	3	22.3	44	45	13	ML	0.3	30	1.46	Limo café claro con arena fina cuarzoza; material en grumos duros consistente y quebradizo
7-C	6.2	28.1	61	44	16	ML	9.4	15	1.73	Limo café rojizo claro muy consistente con arena fina cuarzoza
8-C	8.7	20.4	41	41	10	ML	0.2	32	1.65	Limo café claro con arena fina cuarzoza; material en grumos duros consistente y quebradizo
10-C	10.3	9.9	11			SP-SM	0.3	36	1.68	Arena mal graduada poco limosa gris con gravas angulosas andesíticas hasta de 1 1/2"
11-C	12.3	21.8	31	40	8	ML	0.4	26	1.30	Limo café claro con arena fina cuarzoza; material en grumos duros consistente y quebradizo
MR-2	13.7	36.2	8			SW	1.1	31	1.10	Arena graduada pumítica blanca
12-C	14.9	19.6	46	48	14	ML				Limo con arena fina cuarzoza, café oscuro
13-C	16.2	22.6	39	46	13	ML	0.35	33	1.45	Limo con arena fina cuarzoza, café oscuro
MR-3	16.6	19.8	51	48	13	ML	q <sub>u</sub> /2 = 3.4		1.48	Limo con arena fina cuarzoza, café oscuro
14-C	18.0	18.4	66	47	24	CL	q <sub>u</sub> /2 = 15.6		1.61	Arcilla con arena fina cuarzoza, café, en grumos duros, quebradiza
15-C	20.4	18.6	73	41	13	ML	0.2	33	1.53	Limo con arena fina cuarzoza, café amarillento, con grumos duros de arcilla café oscuro

*Ejemplo 2.3.1 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Zapatas aisladas. (Continúa...)*

#### 4. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

##### 4.1 Solución de la cimentación

Debido a la dureza de los materiales del sitio y a que el edificio tendrá poca altura, por lo que las solicitaciones estáticas y sísmicas serán de poca magnitud, la estructura se cimentará mediante zapatas aisladas desplantadas a la profundidad de 18.0 m, 1.5 m abajo del último nivel de sótanos.

##### 4.2 Análisis de capacidad de carga y asentamientos.

Capacidad de carga en condiciones estáticas.

De la tabla 2.3.1, utilizamos el método de Vesic para determinar la capacidad de carga ( $q_u$ ).

$$q_u = a_c \sigma N_c + a_q \sigma_d (N_q - 1) + \frac{1}{2} a_\gamma \gamma B N_\gamma$$

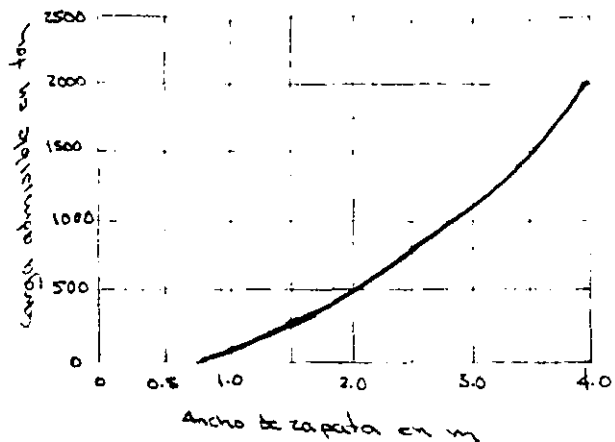
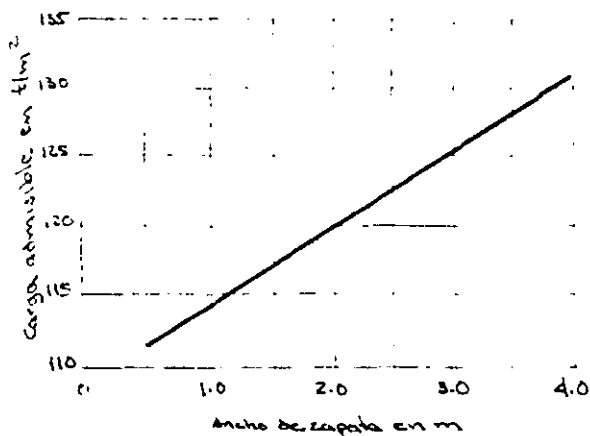
$$q_a = \frac{q_u}{FS} + P_o$$

donde

$c$	cohesión del suelo bajo el nivel de desplante. 3.5 t/m <sup>2</sup>
$\sigma_d$	esfuerzos efectivos al nivel de desplante, 2.3 t/m <sup>2</sup>
$N_c, N_q, N_\gamma$	factores de capacidad de carga (figura 2.3.3); para $f=33^\circ$ , $N_c=39$ , $N_q=26$ , $N_\gamma=26$ .
$a_c, a_q, a_\gamma$	factores de forma (tabla 2.3.2), $a_c=1.7$ , $a_q=1.6$ , $a_\gamma=0.6$
$P_o$	esfuerzo total a nivel de desplante, $P_o=\gamma D_f=1.5 \cdot 1.5=2.3$ t/m <sup>2</sup>

Sustituyendo valores, se obtiene la capacidad de carga del orden de 120 t/m<sup>2</sup> para anchos de zapata (B) entre 1.5 y 3.0 m. En la siguiente gráfica se presenta la capacidad de carga admisible en ton para zapatas cuadradas, calculada con la siguiente expresión:

$$Q_a = q_a \cdot B^2$$



**Ejemplo 2.3.1 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Zapatas aisladas. (Continúa...)**

### Asentamientos.

De la tabla 2.3.5, aprovechando los resultados de las pruebas de placa, calculamos los asentamientos con la siguiente expresión:

$$\delta = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_w$$

donde

q	presión de contacto, 128 t/m <sup>2</sup>
B	ancho del cimiento, 2.2 m.
ν	relación de Poisson, 0.25.
I <sub>w</sub>	factor de influencia, 1.0 (de la tabla 2.3.7).
E	módulo de Young, 475 kg/cm <sup>2</sup>

Sustituyendo valores resultan asentamientos del orden de 6.0 cm.

### Capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Es importante recalcar que de acuerdo a las solicitaciones proporcionadas por el estructurista las solicitaciones sísmicas son de poca magnitud; sin embargo, para el fin que se persigue mencionaremos las ecuaciones que se utilizan para el análisis de la cimentación en condiciones sísmicas.

#### Esfuerzos inducidos por el sismo (Δq<sub>s</sub>)

$$\Delta q_s = Mv \left( \frac{x}{I_y} + 0.3 \frac{y}{I_x} \right)$$

donde

Mv	momento de volteo
I <sub>x</sub> , I <sub>y</sub>	momentos de inercia del conjunto de zapatas en las direcciones larga y corta respectivamente.

$$I_x = \sum (A z_i y^2 + i x)$$

$$I_y = \sum (A z_i x^2 + i y)$$

x, y	distancia al centro de la zapata de la revisión, medida respecto al centroide de el área de cimentación, en las direcciones larga y corta respectivamente.
Az <sub>i</sub>	área de cada zapata del conjunto
i <sub>x</sub> , i <sub>y</sub>	momento de inercia centroidal de cada una de las zapatas individuales.

Se revisa que el factor de seguridad en sismo (FS<sub>s</sub>) en las zapatas cercanas en la esquina, presente un valor mínimo de 2, apoyándose en la siguiente ecuación:

$$FS_s = \frac{q_u}{q_e + \Delta q_s}$$

donde

q <sub>u</sub>	capacidad de carga última de la zapata.
q <sub>e</sub>	esfuerzo estático medio en la zapata.
Δq <sub>s</sub>	incremento de esfuerzo por sismo en la zapata.

Si debido a los esfuerzos provocados por el sismo se obtienen tensiones, se acepta que estos sean menores que el 20 % del incremento sísmico.

$$\Delta q_s - q_e \leq 0.2 \Delta q_s$$

En caso de que esto no se cumpla será necesario aumentar la geometría del conjunto de zapatas para aumentar los momentos de inercia.

### *Ejemplo 2.3.1 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio. Zapatas aisladas. (Continúa...).*

Cortante inducido por el sismo (V).

La fuerza cortante producida por el sismo deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de las zapatas ( $Rf_z$ ) y en las paredes del cajón del sótano ( $Rf_c$ ) en su caso, según la siguiente ecuación.

$$V \leq \frac{Rf_z + Rf_c}{FS_v}$$

Aplicando un factor de seguridad  $FS_v$ , mínimo de 1.5.

**5. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.**5.1 Revisión en condiciones estáticas.

La revisión se efectúa comprobando la siguiente desigualdad.

$$\Sigma QF_c / A \leq P_v + \Sigma R$$

donde

- $\Sigma QF_c$  suma de las acciones consideradas, afectada por un factor de carga  $F_c=1.4$ .
- $P_v$  presión vertical total actuante a la profundidad de desplante.
- $\Sigma R$  capacidad de carga de la zapata afectada por un factor  $F_r=0.35$ .

$$\left( \frac{618}{3 \times 3} \right) 1.4 \leq (1.5 \times 1.5) + (360 \times 0.35)$$

$$96.13 \leq 128.25$$

5.2 Revisión en condiciones sísmicas.

Se verifica que se cumpla la siguiente desigualdad

$$|\Delta q_s - q_c| \leq 0.2 \Delta q_s$$

Considerando únicamente las zapatas que se encuentran en el área reducida de la cimentación, calculada de acuerdo a la excentricidad provocada por el sismo, aplicando las siguientes expresiones:

excentricidad

$$e = \frac{M_v}{\Sigma Q}$$

ancho o largo reducido en la dirección en que actúa el sismo

$$b_r = 2 - 2e$$

con  $FC=1.1$  como factor de carga.

**Ejemplo 2.3.1 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Zapatas aisladas. (Continuación...).**



## CAJÓN PARCIALMENTE COMPENSADO.

### 1. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.

El edificio tendrá un sótano desplantado a 3.30 m de profundidad y estará constituido por planta baja y cuatro niveles (figura 2). La estructura se resolverá mediante marcos de concreto.

### 2. SOLICITACIONES DE DISEÑO A NIVEL DE CIMENTACIÓN.

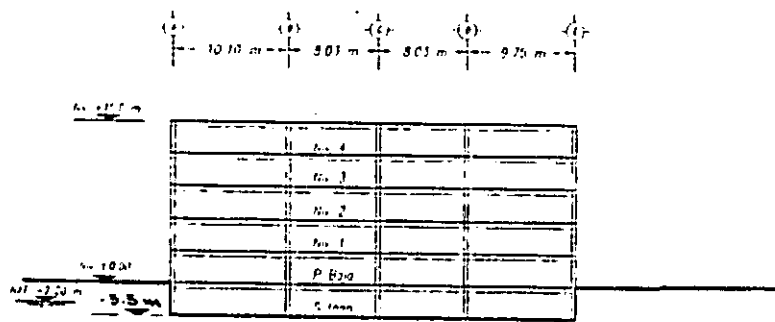
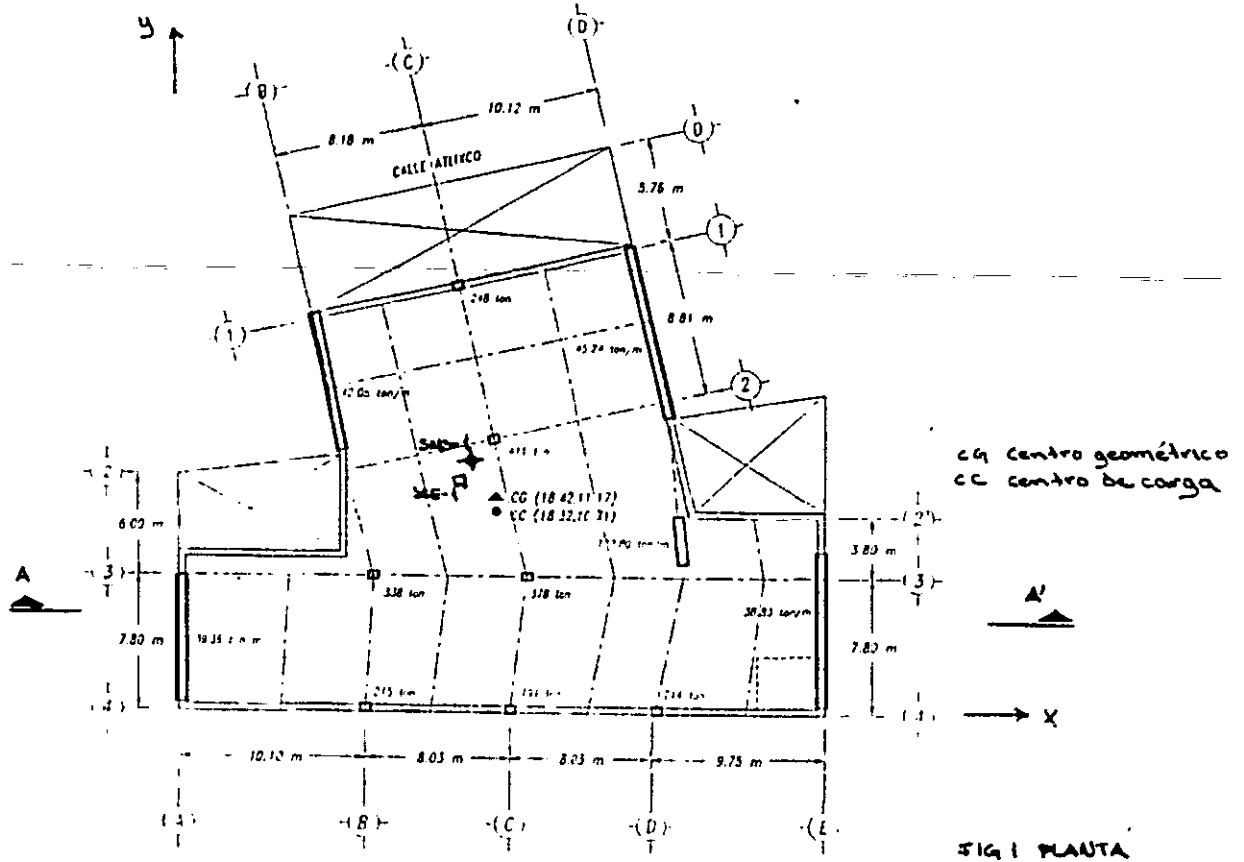


FIG 2 CORTE A-A'

Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)

### 3. INVESTIGACIÓN DEL SUELO.

Se realizó un sondeo de cono eléctrico (SCE-1) llevado a 24.4 m de profundidad, complementado con un sondeo de muestreo selectivo (SMS).

A las muestras obtenidas del sondeo de muestreo selectivo se les determinaron las propiedades índice y mecánicas, teniendo los siguientes resultados:

MUESTRA No	PROF m	PROPIEDADES ÍNDICE				PROPIEDADES MECÁNICAS			
		$\omega$ (%)	$\omega_L$ (%)	$\omega_P$ (%)	SUCS	$\gamma$ Kg/m <sup>3</sup>	$c_{uu}$ Kg/m <sup>2</sup>	$E_{50}$ Kg/m <sup>2</sup>	$\sigma_c$ Kg/m <sup>2</sup>
1-2	2.0	-	-	-	-	1523	0.38(*)	180	-
1-4	5.0	154	151	54	CH	1395	0.22	17	1.25
2-3	8.5	279	285	84	CH	1139	0.60	55	1.80
3-2	10.3	209	264	80	CH	-	-	-	-
3-3	10.5	110	127	39	CH	1392	0.44	33	1.90
4-4	13.3	76	177	54	CH	1223	0.50	82	2.05

(\*) con un ángulo de fricción de 28 grados

$\omega$  contenido de agua

$\omega_L$  límite líquido

$\omega_P$  límite plástico

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

$\gamma$  peso volumétrico del suelo

$c_{uu}$  resistencia al corte en prueba triaxial

$E_{50}$  modulo de elasticidad al 50 % de la falla

$\sigma_c$  esfuerzo de preconsolidación

### 4. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

#### 4.1. Solución de la cimentación

De acuerdo con el nivel moderado de cargas, la geometría, y el área que ocupará la estructura, así como la compresibilidad y espesores de los suelos blandos, la cimentación más conveniente es a base de un cajón parcialmente compensado desplantado a 3.3 m de profundidad, medidos respecto al nivel del terreno de cimentación.

Condición de trabajo del cajón de acuerdo a la tabla 2.3.3.

$$w = \frac{W_i}{A} = \frac{3867 \text{ ton}}{645 \text{ m}^2} = 6.0 \text{ t/m}^2$$

$$p = \gamma D_i = 1.523 \times 3.3 = 5.03 \text{ t/m}^2$$

De acuerdo a la tabla 2.3.3, la condición del cajón es parcialmente compensado.

*Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)*

#### 4.2 Análisis de capacidad de carga y asentamientos.

##### Capacidad de carga en condiciones estáticas.

De la tabla 2.3.1, utilizamos el método de Skempton para determinar la capacidad de carga admisible del suelo ( $q_a$ ).

$$q_a = cN_c$$

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

donde

c	cohesión del suelo bajo el nivel de desplante. 3.8 t/m <sup>2</sup>
D <sub>f</sub>	profundidad de desplante, 3.3 m
B	ancho del cajón de cimentación, 25.0 m
L	largo del cajón de cimentación, 35.0 m

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3.3}{25.0} = 0.13$$

$$\frac{B}{L} = \frac{25}{35} = 0.75$$

Sustituyendo valores tenemos lo siguiente:

$$N_c = 5.14(1 + 0.003 + 0.19) = 6.13$$

$$q_a = 3.8 \times 6.13 = 23.30 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_a}{3} = \frac{23.3}{3} = 7.77 \text{ t/m}^2$$

De acuerdo con la figura 1, existe una excentricidad de cargas, la cual provoca un incremento de esfuerzos ( $\Delta W_e$ ) en las orillas que deben ser consideradas para el diseño.

$$\Delta W_e = \frac{M_e}{I_x} y$$

$$M = W_e e$$

donde

M <sub>e</sub>	momento estático
I <sub>x</sub>	momento de inercia en la dirección donde existe la excentricidad de cargas.
Y	distancia del centroide de el área de cimentación a la orilla más desfavorable.
W <sub>E</sub>	resultante de cargas permanentes de la estructura
e	excentricidad de la resultante W <sub>E</sub> respecto al centroide de el área de cimentación.

Presión neta (W<sub>n</sub>)

$$W_n = W + \Delta W_e + pd = 6.0 + 1.57 - 5.03 = 2.54 \text{ t/m}^2$$

$$W_n = 2.54 \text{ t/m}^2 \quad \text{valor que esta por debajo de la capacidad admisible (q<sub>a</sub>)}$$

*Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio. Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)*

### Capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Esfuerzos inducidos por el sismo ( $\Delta q_s$ )

$$\Delta q_s = Mv \left( 0.3 \frac{x}{I_x} + \frac{y}{I_y} \right)$$

donde

- $I_x, I_y$  momentos de inercia centroidales del cajón de cimentación, en las direcciones larga y corta 17,272 y 69,615 m<sup>4</sup>, respectivamente.  
 $x, y$  distancias del centroide a la orilla más alejada de la cimentación en las direcciones larga y corta respectivamente.

El momento de volteo a nivel de cimentación, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$M_t = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_t \right) \left( W_t \frac{c}{Q_s} \right)$$

donde

- $H_t$  altura total medida desde el desplante de la estructura, 18.0 m.  
 $W_t$  peso total de la estructura, 3867 ton.  
 $C_s$  coeficiente de diseño sísmico, 0.32  
 $Q_s$  factor de comportamiento sísmico, 3.

$$M_t = 0.8 \left( \frac{2}{3} 18 \right) \left( 3867 \frac{0.32}{3} \right)$$

$$M_t = 3960t - m$$

Sustituyendo valores para el cálculo de los incrementos de esfuerzo. Tenemos un incremento por el efecto sísmico de 3.55 t/m<sup>2</sup>.

Es importante mencionar que debido a la excentricidad existe un incremento de esfuerzo, aparte el provocado por el sismo. En la figura 3 se presenta un diagrama de esfuerzos donde se resumen las condiciones estáticas y de sismo.

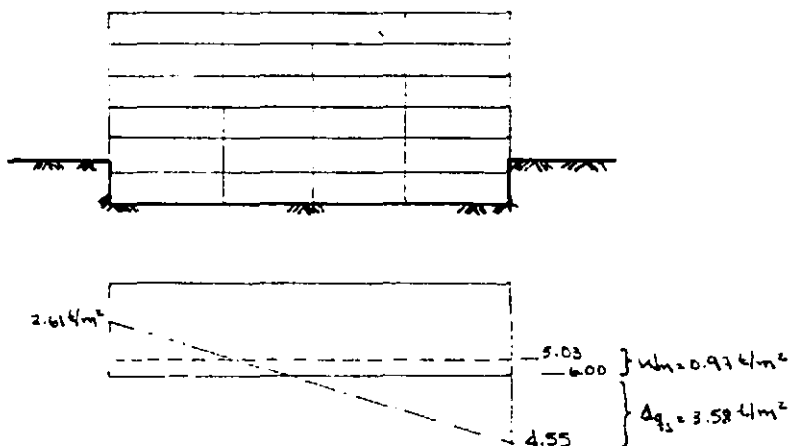


FIG 3

*Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
 Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)*

Esfuerzo límite en la orilla.

Es necesario calcular el esfuerzo permisible que evite la generación en el suelo de flujo visco-plástico por concentraciones de carga en las orillas de la cimentación; este esfuerzo se determina con la siguiente expresión:

$$q_l = 2c_u \sqrt{N_u} + k_u N_u \sigma_u$$

$$C = \frac{3}{4} c_u \quad N_u = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_d}{2} \right)$$

donde

- $c_u, \phi_d$  parámetros de resistencia en ensayos triaxiales, 3.8 t/m<sup>2</sup> y 28° respectivamente.
- $k_u$  coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6
- $\sigma_u$  esfuerzo efectivo a nivel de desplante, 4.0 t/m<sup>2</sup>.

Sustituyendo valores se obtiene un  $q_l = 15.5$  t/m<sup>2</sup>.

La estabilidad se revisa con la siguiente expresión:

$$W_u + \Delta_u < q_l$$

$$0.97 + 3.58 < 15.5$$

$$4.55 < 15.5$$

Debe buscarse que en la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones (figura 3), en caso de que se presenten deberá optarse por una cimentación profunda con pilotes.

Cortante inducido por el sismo (V).

El valor (V) lo proporciona el estructurista. Deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de la losa de fondezapatillas (Rf<sub>l</sub>) y en las paredes del cajón (Rf<sub>w</sub>), según la siguiente ecuación.

$$V \leq \frac{Rf_l + Rf_w}{FS_v}$$

Aplicando un factor de seguridad FS<sub>v</sub> mínimo de 1.5.

Asentamientos.

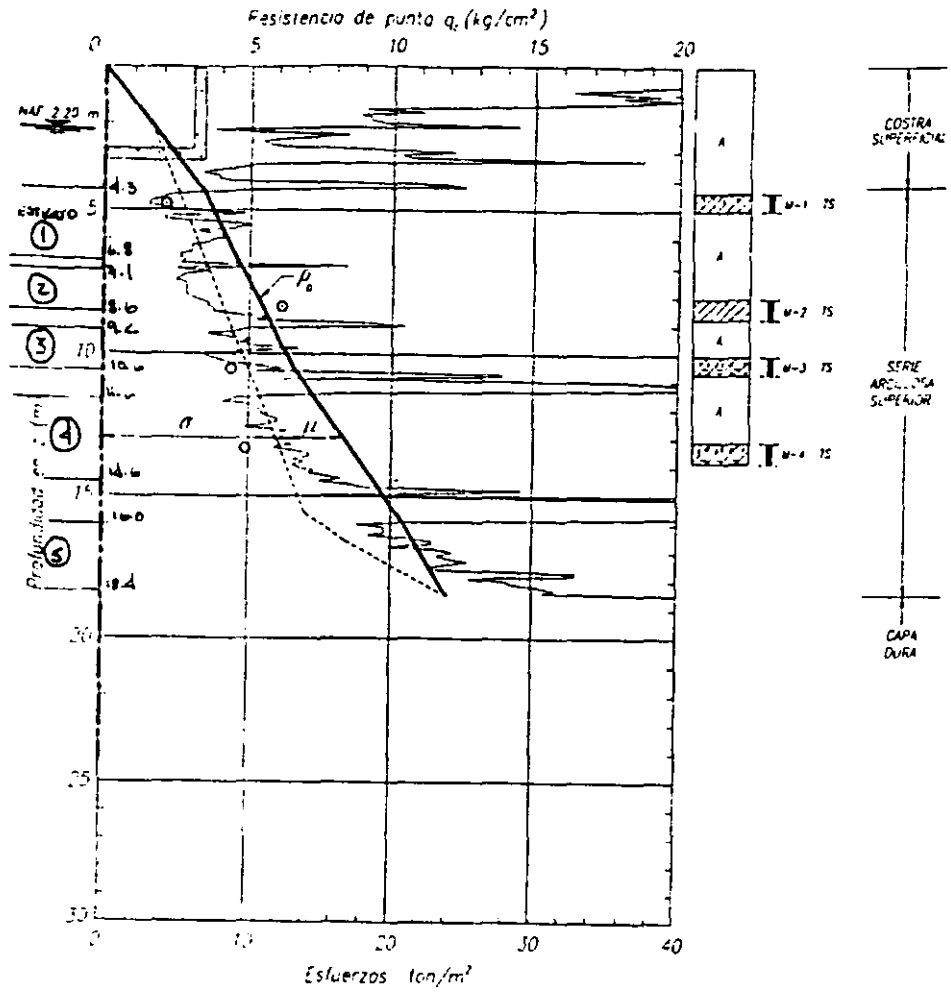
De acuerdo con la tabla 2.3.5, calculamos los asentamientos provocados por la consolidación del suelo, según la siguiente expresión:

$$\delta = m_v \Delta \sigma H$$

- donde  $\delta$  asentamiento en cm
- $m_v$  módulo de compresibilidad volumétrica del estrato, en cm<sup>2</sup>/kg
- $\Delta \sigma$  incremento de esfuerzo en el estrato, en kg/cm<sup>2</sup>
- $H$  espesor del estrato, en cm

Con apoyo de la figura 4 se elaboró la tabla 1, donde se resumen los resultados de los análisis de los asentamientos.

*Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)*



**SIMBOLOGIA**

- Arcilla
- Limite
- Arena
- Vidrio vítreo
- $\sigma_{cw}$
- $\rho_0$  Esfuerzos totales
- Esfuerzos efectivos
- $u$  Presión de poro actual
- M Muestra
- TS Tubo Shelby
- NAF Nivel de aguas freáticas
- A Avance

FIGURA 4

ESTRATO	ESPESOR, H (cm)	PROF PROM (cm)	$m_v$ ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )	$\Delta\sigma$ (*) ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	$\delta$ (cm)
1	250	5.6	0.059	0.075	1.1
2	150	7.9	0.018	0.055	0.15
3	140	9.9	0.018	0.045	0.11
4	300	13.1	0.012	0.035	0.13
5	240	17.2	0.012	0.018	0.05

Asentamiento total  $\delta = 1.55 \text{ cm}$

(\*) El incremento de esfuerzo se determinó con apoyo del programa de computadora, cuyo listado aparece en el anexo A de este trabajo. Se analizó el punto más crítico, el cual se presenta en el centro geométrico de la edificación.

*Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Cajón parcialmente compensado. (Continúa...)*

## 5. REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES.

### 5.1 Revisión en condiciones estáticas.

La revisión se efectúa comprobando la siguiente desigualdad.

$$\Sigma QFc / A \leq Pv + \Sigma R$$

donde

$\Sigma QFc$	suma de las acciones consideradas, afectada por un factor de carga $Fc=1.4$ .
$A$	área de la cimentación
$Pv$	presión vertical total actuante a la profundidad de desplante.
$\Sigma R$	capacidad de carga de la zapata afectada por un factor $Fr=0.35$ .

$$\left( \frac{3867}{645} \right) 1.4 \leq 5.03 + (3.8 \times 6.13 \times 0.7)$$

$$8.4 \leq 21.4$$

### 5.2 Revisión en condiciones sísmicas.

Se considera el área reducida ( $A_R$ ), calculada de acuerdo a la excentricidad provocada por sismo; la resistencia del suelo se afecta por un factor de reducción debido a las fuerzas de inercia en la masa de suelo, según el mecanismo de Rosenblueth (referencia 1)

$$\Sigma QFc / A_R \leq Pv + quFR \left( 1 - \frac{0.195k\gamma b}{Sud} - \frac{FC}{FR} \right)$$

donde

$A_R$	área reducida de la cimentación, 541 m <sup>2</sup>
$K$	aceleración igual a ¼ del coeficiente sísmico, 0.1
$\gamma$	peso volumétrico del suelo, 1.5 t/m <sup>3</sup>
$S_{ud}$	resistencia no drenada dinámica (1.2 a 1.4 de la resistencia estática).
$F_c, F_R$	factores de carga y resistencia, 1.1 y 0.6 respectivamente.
$b_r = B - 2e$	ancho y largo reducido.
$e = \frac{Mv}{W}$	excentricidad.

Sustituyendo valores tenemos lo siguiente:

$$7.9 \leq 14.6$$

### Ejemplo 2.3.2 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio. Cajón parcialmente compensado. (Continuación...).

1 Aviles, et al , (1991). Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos en condiciones sísmicas, UNAM, tesis de maestría.

## LOSA DE CIMENTACIÓN.

### 1. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.

Se trata de una casa habitación de 2 niveles. El primer nivel se encuentra a 2.58 m de altura con respecto al nivel de banqueta y el segundo a 5.68 m. La estructuración será a base de muros de carga.

### 2. SOLICITACIONES DE DISEÑO A NIVEL DE CIMENTACIÓN.

La presión estática, según datos proporcionados por el estructurista, es de 2.5 t/m<sup>2</sup>.

### 3. INVESTIGACIÓN DEL SUELO.

Se realizó un sondeo de penetración estándar (SPT-1), llevado hasta 15.0 m de profundidad, complementado con un pozo a cielo abierto (PCA-1), llevado a la profundidad de 1.8 m.

El PCA se realizó con pico y pala. Se obtuvieron muestras cúbicas representativas, las cuales se les realizaron pruebas de laboratorio, teniendo los siguientes resultados. De un estudio carcano a la zona se obtuvieron los módulos de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ) para el cálculo de asentamientos.

PROF (m)	$\omega$ (%)	$\omega_L$ (%)	$\omega_P$ (%)	SUCS	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$c_{uu}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kg
0.0-2.0	45	53	23	MH	1.4	2.8	0.01
2.0-5.0	42	43	75	CH	1.2	-	0.18
5.0-15.0	40	20	53	MH	1.3	-	0.02

$\omega$  contenido de agua

$\omega_L$  límite líquido

$\omega_P$  límite plástico

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

$\gamma$  peso volumétrico del suelo

$c_{uu}$  resistencia al corte en prueba triaxial

$m_v$  modulo de compresibilidad volumétrica

### 4. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

#### 4.1. Solución de la cimentación

Debido a que el nivel de cargas y el momento de volteo son bajos, la solución más conveniente es base de una losa rígida con trabes invertidas para evitar asentamientos diferenciales

#### 4.2. Análisis de capacidad de carga y asentamientos.

Capacidad de carga en condiciones estáticas.

De la tabla 2.3.1, utilizamos el método de Skempton para determinar la capacidad de carga admisible del suelo ( $q_a$ ).

$$q_a = cN_c$$

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

*Ejemplo 2.3.3 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Losa de cimentación. (Continúa...)*



donde

- c      cohesión del suelo bajo el nivel de desplante. 3.8 t/m<sup>2</sup>  
 D<sub>f</sub>    profundidad de desplante, 0 m  
 B      ancho del cajón de cimentación, 6.6 m  
 L      largo del cajón de cimentación, 9.6 m

$$\frac{D_f}{B} = 0$$

$$\frac{B}{L} = \frac{6.6}{9.6} = 0.69$$

Sustituyendo valores tenemos lo siguiente:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 + 0.69) = 6.03$$

$$q_u = 2.8 \times 6.0 = 16.9 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = \frac{q_u}{3} = \frac{16.9}{3} = 5.61 \text{ t/m}^2$$

En condiciones sísmicas esta estructura no presenta condiciones de relevancia.

**Asentamientos.**

De acuerdo con la tabla 2.3.5, calculamos los asentamientos provocados por la consolidación del suelo, según la siguiente expresión:

$$\delta = m_v \Delta \sigma H$$

- donde  $\delta$       asentamiento en cm  
 $m_v$       módulo de compresibilidad volumétrica del estrato, en cm<sup>2</sup>/kg  
 $\Delta \sigma$       incremento de esfuerzo en el estrato, en kg/cm<sup>2</sup>  
 H      espesor del estrato, en cm

ESTRATO	ESPESOR, H (cm)	PROF PROM (cm)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$\Delta \sigma$ (*) (kg/m <sup>2</sup> )	$\delta$ (cm)
1	400	1.5	0.01	0.24	0.96
2	500	7.5	0.08	0.13	5.85
3	400	12.5	0.08	0.04	1.28

Asentamiento total  $\delta = 8.09$  cm

(\*) El incremento de esfuerzo se determinó con apoyo del programa de computadora, cuyo listado aparece en el anexo A de este trabajo. Se analizó el punto más crítico, el cual se presenta en el centro geométrico de la edificación.

*Ejemplo 2.3.3 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
 Losa de cimentación. (Continúa...)*

## 5. REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN.

### 5.1 Revisión en condiciones estáticas.

La revisión se efectúa comprobando la siguiente desigualdad.

$$\Sigma QF_c / A \leq P_v + \Sigma R$$

donde

- $\Sigma QF_c$  suma de las acciones consideradas, afectada por un factor de carga  $F_c=1.4$ .  
 A área de la cimentación  
 $P_v$  presión vertical total actuante a la profundidad de desplante.  
 $\Sigma R$  capacidad de carga de la zapata afectada por un factor  $F_r=0.35$ .

$$(2.5) 1.4 \leq 16.9 \times 0.35$$

$$3.5 \leq 5.9$$

*Ejemplo 2.3.3 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Losa de cimentación. (Continuación...)*

## PILOTES DE FRICCIÓN.

### 1. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.

El edificio estará constituido por una zona de cuatro niveles y otra de cinco y un medio sótano (figura 1); estructurado mediante marcos de concreto. El nivel de piso terminado en el sótano será a 1.5 m de profundidad.

### 2. SOLICITACIONES DE DISEÑO A NIVEL DE CIMENTACIÓN.

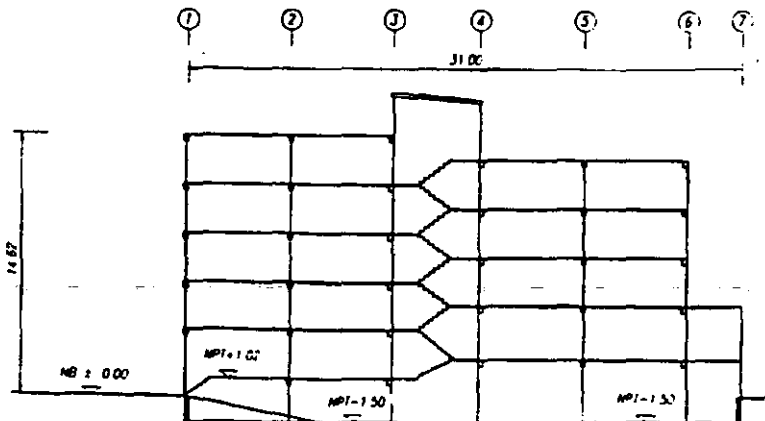
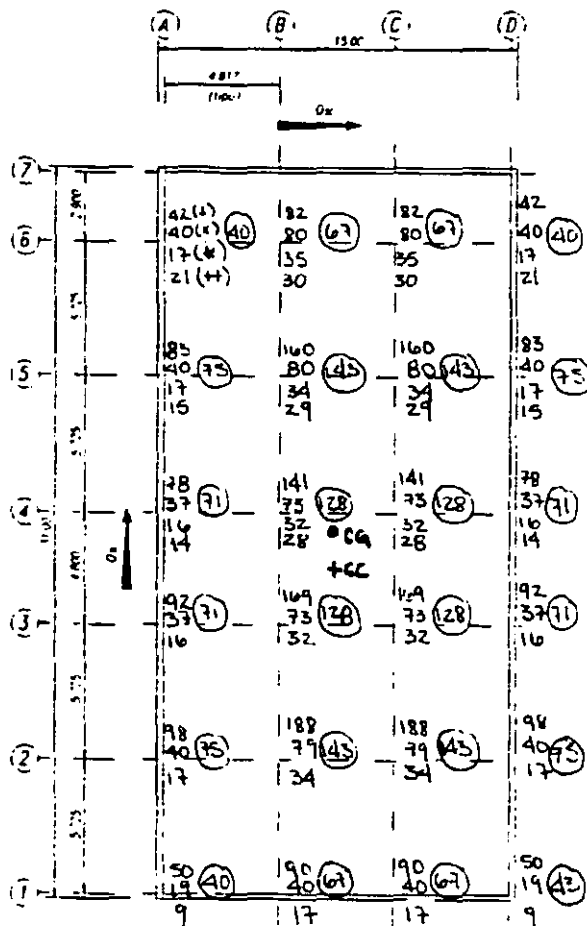


Fig 1 Corte longitudinal del edificio



CG (7.226, 15.3) centro gravedad  
 CC (7.226, 14.1) centro cargas

Simbología

- (+) carga del edificio en ton
- (x) carga de cimentación
- (\*) carga de compensación
- (++) Lastre para corregir excentricidad
- (43) Carga neta para diseño

Fig 2 Solicitaciones en ton

Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
 Pilotes de fricción. (Continúa...)

### 3. INVESTIGACIÓN DEL SUELO.

Se realizó un sondeo de cono eléctrico (SCE-1) llevado a 30.0 m de profundidad. Se aprovecharon las propiedades del suelo de estudios realizados anteriormente. Se resumen a continuación de las propiedades.

PROF (m)	SUCS	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$c_{uu}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kg
0.0-4.5	MH	1.5	4.0(*)	-
4.5-8.7	CH	1.14	2.5	0.09
8.7-21.2	CH	1.15	3.2	0.06
21.2-30.0	CH	1.17	7.1	0.02

(\*) con un ángulo de fricción interna de 25 °

$\omega$	contenido de agua	$\gamma$	peso volumétrico del suelo
$\omega_L$	límite líquido	$c_{uu}$	resistencia al corte en prueba triaxial
$\omega_P$	límite plástico	$m_v$	modulo de compresibilidad volumétrica
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		

### 4. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

#### 4.1 Solución de la cimentación

Debido a la magnitud de las solicitaciones de transmitirá el edificio y a la alta compresibilidad de las arcillas se requiere una cimentación mixta, compuesta por un cajón parcialmente compensado rígido de concreto, complementado con pilotes de fricción.

#### 4.2 Análisis de capacidad de carga y asentamientos.

Capacidad de carga en condiciones estáticas.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción se evalúa con la siguiente expresión:

$$Q_f = cpl$$

donde

$Q_f$	capacidad de carga del pilote individual en ton
$c$	cohesión media en condición no drenada del suelo alrededor del fuste del pilote, 2.9 t/m <sup>2</sup>
$l$	longitud efectiva del pilote, 20.0 m.
$p$	perímetro del pilote, 1.4 m

Considerando pilotes de sección cuadrada de 35.0 cm de lado tenemos una  $Q_f=81.2$  ton por pilote.

Cálculo del número de pilotes (N)

$$N = FS_e \frac{W - W_c}{Q_f}$$

donde

$FS_e$	factor de seguridad de los pilotes en condición estática, 1.8
$W$	carga total del edificio, 2370 ton.
$W_c$	carga compensada total considerando el cajón a 1.8 m de profundidad, 1255 ton.
$Q_f$	capacidad de carga del pilote individual, 81.2 ton

*Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Pilotes de fricción. (Continúa...)*

$$N = 1.8 \frac{2096 - 1255}{81.2} = 18.64$$

N=19 pilotes

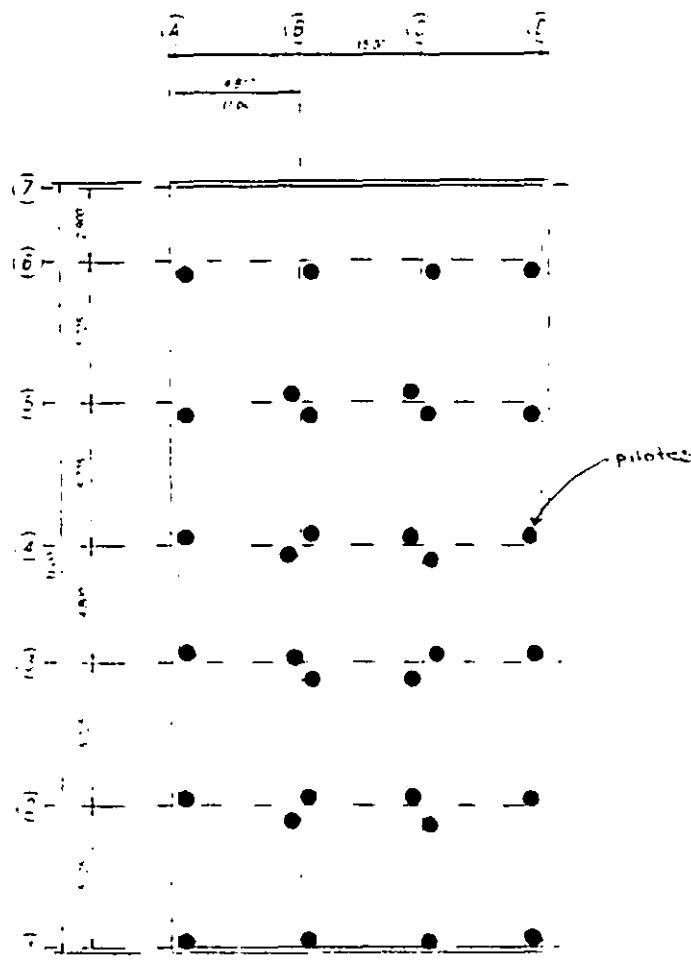
Por las 2 zonas del edificio con número de niveles diferente, existe una excentricidad de 1.76 m, lo que provoca un momento de volteo estático de 3689 t-m. Para evitar este momento de volteo se debe corregir la excentricidad. La corrección puede ser colocando un lastre de 274 ton distribuido en el sentido opuesto donde se presenta la excentricidad respecto al CG, (figura 2)

En la misma figura se presentan las cargas de compensación. Considerando estas cargas tenemos el siguiente número de pilotes

$$N = 1.8 \frac{2370 - 1255}{81.2} = 25$$

N=25 pilotes

Para que la distribución sea pareja se consideran 26. La distribución final queda de la siguiente manera:



*Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Pilotes de fricción.(Continúa...)*

### Capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Para las condiciones sísmicas el incremento de esfuerzo se determina considerando la carga estática combinada con el sismo actuando con 100 % de intensidad en la dirección más desfavorable y en un 30 % en la más favorable, mediante la siguiente expresión:

$$Q_s = Mv \left( \frac{x}{I_x} + 0.3 \frac{y}{I_y} \right)$$

donde

$I_x, I_y$  momentos de inercia del conjunto de pilotes, en las direcciones larga y corta 3714 y 1500 m<sup>4</sup>, respectivamente.

$$I_x = \sum ny^2 \qquad I_y = \sum nx^2$$

$$I_x = 2463 \text{ m}^4 \qquad I_y = 743 \text{ m}^4$$

$x_i, y_i$  distancias del eje  $i$  de los pilotes en revisión en las direcciones larga y corta respectivamente.

El momento de volteo a nivel de cimentación, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$M_v = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_t \right) \left( W_t \frac{c}{Q_s} \right)$$

donde

$H_t$  altura total medida desde el desplante de la estructura, 14.62 m.  
 $W_t$  peso total de la estructura, 2370 ton.  
 $C_s$  coeficiente de diseño sísmico, 0.4  
 $Q_s$  factor de comportamiento sísmico, 3.

$$M_v = 2464 \text{ ton}$$

$$\Delta\sigma_{s_i} = \left( M_v \frac{x}{I_x} \right) + \left( 0.3 \frac{y}{I_y} \right)$$

cargas de compresión inducidas por sismo.

Se revisa la cuarta parte más reforzada de la cimentación, con la siguiente expresión de cálculo:

$$FS_s = \frac{nQ_t}{nQ_t + \sum n_i \Delta\sigma_{s_i} - W_{ct}} \geq 1.5$$

donde

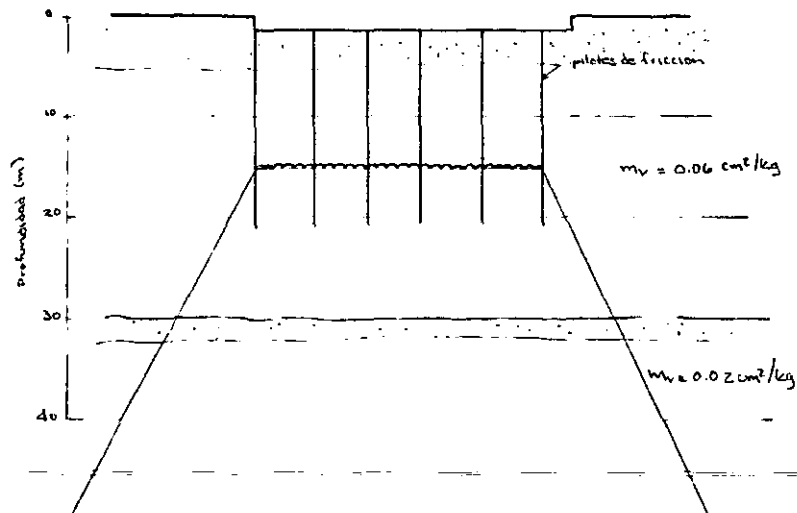
$FS_s$  factor de seguridad en condiciones sísmicas.  
 $Q_t$  capacidad de carga última de los pilotes individuales, 81.2 ton  
 $Q_s$  carga estática media por el pilotes sin efecto de compensación, 874 ton  
 $\Delta\sigma_{s_i}$  incremento de carga por sismo en los pilotes del eje  $i$ , 126.3 ton  
 $W_{ct}, n$  carga compensada tributaria y número de pilotes en la cuarta parte de cimentación que se analice. 350 y 14 respectivamente.

Sustituyendo valores tenemos  $FS_s = 1.6$

### Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio. Pilotes de fricción (Continúa...)

## Asentamientos.

Usando el criterio de Terzaghi para el cálculo de la distribución de esfuerzos (figura 2.3.11).



Cálculo del incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma_i$

Para la profundidad  $z_i = 18.2, 26$  y  $36$  m

$$W = 2096 \quad \text{ton}$$

$$b = 15 \quad \text{m}$$

$$l = 31 \quad \text{m}$$

Para  $z_i = 18.2$  m

$$\Delta\sigma = \frac{W}{(b + z_i) \cdot (l + z_i)} \quad \Delta\sigma = 1.283 \quad \text{t/m}^2$$

Para  $z_i = 26$  m

$$\Delta\sigma = \frac{W}{(b + z_i) \cdot (l + z_i)} \quad \Delta\sigma = 0.897 \quad \text{t/m}^2$$

Para  $z_i = 36$  m

$$\Delta\sigma = \frac{W}{(b + z_i) \cdot (l + z_i)} \quad \Delta\sigma = 0.613 \quad \text{t/m}^2$$

Cálculo de asentamientos  $\delta = m_v \times H \times \Delta\sigma$

$$(0.06) \cdot (0.1283) \cdot (667) = 5.135 \text{ cm}$$

$$(0.02) \cdot (0.0897) \cdot (850) = 1.525 \text{ cm}$$

$$(0.02) \cdot (0.0613) \cdot (800) = 0.981 \text{ cm}$$

Asentamiento total  $\delta = 7.641$  cm

*Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Pilotes de fricción (Continúa...)*

## 5. REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES.

### 5.1 Revisión en condiciones estáticas.

La revisión se efectúa comprobando la siguiente desigualdad.

$$\Sigma QF_c \leq \Sigma R$$

donde

$\Sigma QF_c$  suma de las acciones consideradas, afectada por un factor de carga  $F_c=1.4$ . se incluirá el efecto de fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste afectada por un factor  $FC=1.1$

$\Sigma R$  Suma de resistencias individuales de los pilotes afectadas por un factor  $Fr=0.7$ .

$$(1115)1.4 \leq 5.03 + 81.2 \times 32 \times 0.7$$

$$1561 \leq 1819$$

### 5.2 Revisión en condiciones sísmicas.

Se verifica que se cumpla la desigualdad anterior, considerando el área reducida provocada por la excentricidad.

$b_r = B - 2e$  ancho y largo reducido.

$e = \frac{M_v}{W}$  excentricidad.  $e = 2.13$  m

Sustituyendo valores tenemos lo siguiente:

$$7.9 \leq 14.6$$

*Ejemplo 2.3.4 Diseño geotécnico de la cimentación de un edificio.  
Pilotes de fricción (Continuación).*



## REFERENCIAS

- 2.1.1 Juárez B y Rico (1991). Mecánica de suelos. Tomo 11, *Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. Ed Limusa, México DF.
- 2.1.2 Departamento del Distrito Federal (1987). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 9.
- 2.1.3 Departamento del Distrito Federal (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 40.
- 2.1.4 Lambe W, Whitman R (1976). *Mecánica de suelos*, Ed Limusa, México DF.
- 2.1.5 Whitlow R (1994). *Fundamentos de mecánica de suelos*, Ed compañía editorial continental, México D.F.
- 2.1.6 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SSMS (1992). *Experiencias geotécnicas en la zona poniente del Valle de México*, México D.F.
- 2.1.7 Tamez E, et al (1987). *Manual de diseño geotécnico*, COVITUR, volumen 1, México DF.
- 2.2.1 Peck B. Ralph et al (1987). *Ingeniería de Cimentaciones*. México DF, ed Limusa.
- 2.2.2 Comisión Federal de Electricidad (1983). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Geotecnia B.2.3. Estructuras de Tierra.
- 2.2.3 Terzaghi K y Peck R (1969). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Barcelona España.ed El Ateneo.
- 2.3.1 Holguin E, et al (1992). *Diseño geotécnico de cimentaciones*, TGC geotecnia SA, México DF.
- 2.3.2 Vesic A S (1973). *Análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales*. UNAM, Instituto de Ingeniería, publicación 308.
- 2.3.3 Comisión Federal de Electricidad, (1981). *Manual de diseño de obras civiles*. Geotecnia B.2.4, cimentaciones en suelos.
- 2.3.4 Peck R B. *La mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. ed el Ateneo, Barcelona España.
- 2.3.5 Cesar L, Enrique S, (1980). *Manual de estudios y proyectos para desarrollos industriales, (Estudios geotécnicos)*. Elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. México DF.
- 2.3.6 Sociedad Mexicana de Suelos, SMMS (1983). *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*, México DF.

### 3. INSTRUMENTACIÓN

#### 3.1 Generalidades

En el capítulo 2 se describieron los problemas más comunes que se presentan en la mecánica de suelos. Se dan las herramientas, sin entrar a detalle de los conceptos teóricos, para realizar un diseño y dar solución a esos problemas, atendiendo los requerimientos que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En este capítulo se presenta la instrumentación, la cual permite confirmar la seguridad de ese diseño y además observar el comportamiento de la estructura, antes, durante y después de su construcción, y en caso de ser necesario, disponer las correcciones pertinentes.

Existen variables que se pueden medir con la instrumentación (referencia 3.1.1), la mayoría queda encasillada a la medición de los esfuerzos y deformaciones, y son a las que nos referiremos en este trabajo.

Se puede decir entonces que la instrumentación tiene el objetivo de observar el comportamiento de la masa de suelo en la que se construye alguna estructura, a través de la determinación de: a) la variación con el tiempo de los esfuerzos de la masa de suelo, conforme el progreso de la construcción, y b) La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos representativos de esa masa de suelo.

Con la instrumentación en el suelo nos servirá para: a) verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada, así como para advertir el desarrollo de las condiciones de inestabilidad, y b) obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del diseño, detectar errores y fundamentar las modificaciones en los análisis y en la construcción.

Respecto al periodo de mediciones, las Normas Técnicas Complementarias (referencia 3.1.2), establece que durante la construcción, se realizaran todas las requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daño a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario mayor de  $5.0 \text{ t/m}^2$  o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Reglamento, será obligatorio realizar mediciones 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 estructuras y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 232 del Reglamento de Construcciones (referencia 3.1.3), por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la estructura, en particular a raíz de un sismo.

3.1.1 Comisión Federal de Electricidad (1983). *Manual de diseño de obras civiles*, Geotecnia, B.2.5 Instrumentación en suelos.

3.1.2 Departamento del Distrito Federal (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 40.

3.1.3 Departamento del Distrito Federal (1987). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 9.

## 3.2 Tipos de instrumentos

Antes de construir cualquier edificación, el suelo se encuentra con un estado de esfuerzos en equilibrio, los cuales son alterados al construir cualquier estructura, generándose un nuevo estado de esfuerzos y como consecuencia deformaciones. Este cambio puede ser medido con diferentes instrumentos; en este trabajo sólo se limitaran a los que se presentan en la figura 3.2.1. En este subcapítulo se describen las características de los instrumentos y la forma de instalarlos; en el subcapítulo 3.3 se describe la forma de medir y la interpretación de los resultados.

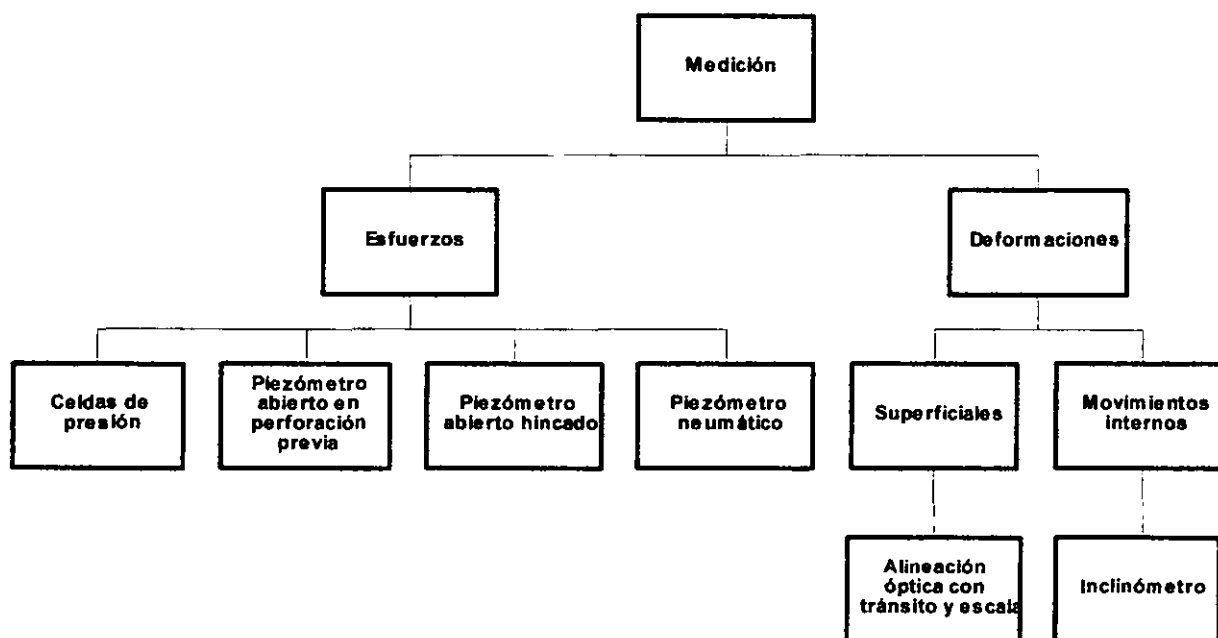


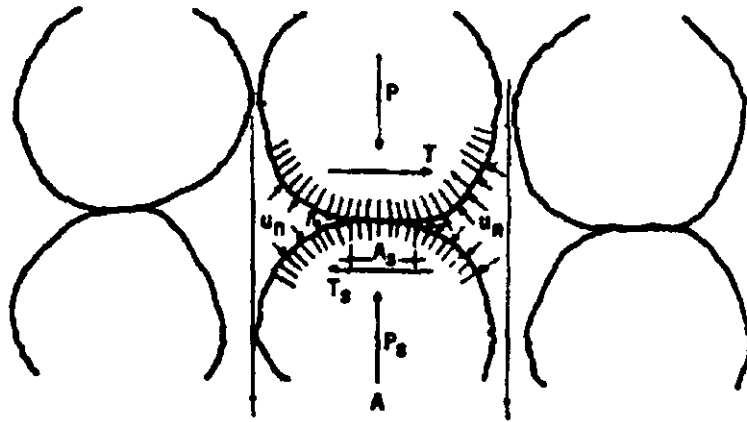
Figura 3.2.1 Instrumentos de medición

### 3.2.1 Instrumentos para medir esfuerzos

Los esfuerzos que inicialmente se encuentran en el suelo son los provocados por el peso propio, en la mecánica de suelos se les conoce con el nombre de esfuerzos totales. Con el propósito de ilustrar estos esfuerzos, en la figura 3.2.2 se presentan dos partículas sólidas de suelo en contacto sobre una superficie plana  $A_s$ , que representa las áreas de contacto en toda la masa de suelo. A esas dos partículas corresponde un área tributaria media  $A$ , también representativa de la situación de las partículas en toda la masa. Con base en esta figura los esfuerzos totales ( $\sigma$ ) pueden dividirse en dos partes: 1) presión intersticial, presión de poro o esfuerzo neutro ( $u_w$ ); actuando en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones y 2) esfuerzos efectivos ( $\sigma'$ ); actuando sólo en los puntos de contacto de los componentes de los sólidos.

En particular, el conocimiento de los esfuerzos efectivos es de suma importancia debido a que controla ciertos aspectos del suelo, principalmente su deformabilidad y su resistencia.

La medición de los esfuerzos totales se realiza con las celdas de presión. Con los piezómetros se determina la presión de poro y los esfuerzos efectivos, como se muestra en la figura 3.2.5.



*Figura 3.2.2 Esfuerzos que actúan en la masa de suelo (referencia 3.2.1)*

### 3.2.1.1 Celdas de presión

Las celdas de presión permiten medir el esfuerzo total; generalmente se utilizan para medir los esfuerzos en las estructuras que se encuentran en contacto con el suelo, tal es el caso del relleno que se coloca en el respaldo en un muro de retención.

Las celdas de presión se clasifican de acuerdo al sistema que se utiliza para la medición del esfuerzo, operando, en todos los casos bajo el principio de la deflexión de un diafragma al estar sometido a la presión transmitida por el suelo a la estructura.

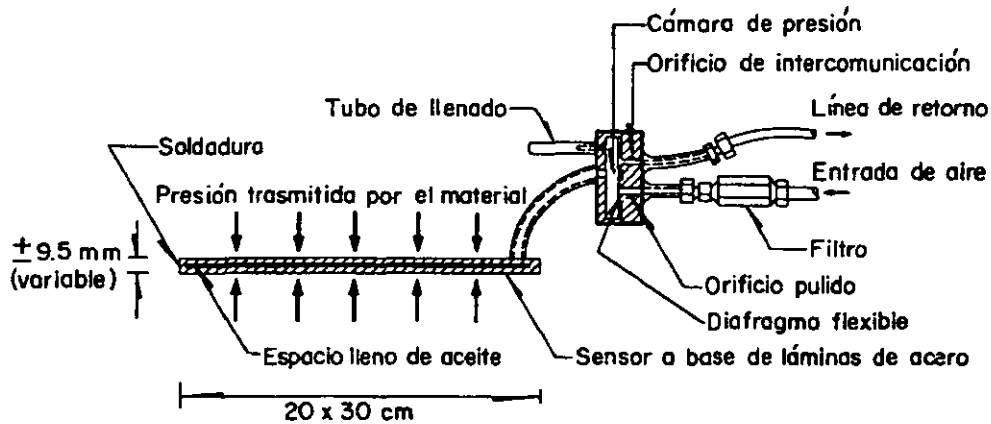
De acuerdo al manual de obras civiles, referencia 3.2.2, existen las que se enlistan a continuación:

- Neumático
- Hidráulico (aceite)
- Eléctrico a base de cuerda vibrante
- Eléctrico a base de strain gages adheridos
- Eléctrico a base de strain gages no cementados

El que más se utiliza es el neumático y es al que nos referiremos en este trabajo. Esta celda está basada en los trabajos desarrollados por Glotzl, el cual desarrolló una celda hidráulica muy delgada a base de un sistema cerrado (figura 3.2.3) que consta esencialmente en dos láminas de acero con sus extremos unidos entre sí en forma flexible (gato plano) llenado de aceite el espacio interior. El aceite se conecta a un transductor de presión a través de un tramo corto de tubo.

3.2.1 Juárez Badillo - Rico Rodríguez (1992). *Fundamentos de la mecánica de suelos, tomo 1.*, ed Limusa, México DF

3.2.2 Comisión Federal de Electricidad (1983). *Manual de diseño de Obras Civiles*, Geotecnia, B.2.5 Instrumentación en suelos



*Figura 3.2.3 Principio de medición de la celda hidráulica tipo Glotzl.*

El transductor contiene un diafragma de plástico que se opera a través de dos mangueras llevadas hasta una caseta de control.

En la figura 3.2.4 se muestra la celda de presión de sección circular de uso más frecuente desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad; se basa en el principio de la celda tipo Glotzl, descrita anteriormente, agregándole un anillo de rigidez al rededor del gato plano y cuyo elemento sensor es un transductor neumático con un diafragma de lámina de acero inoxidable recocido. Las líneas de inyección y salida del aire son tubos de nylon protegidos por tubería de acero telescópica.

### **Instalación**

Se recomienda colocar varias celdas y tomar el promedio de resultados como representativo del esfuerzo en el punto de interés. Sería ideal poder colocar la celda sobre la superficie de un relleno y dejar que la siguiente capa se compactara sobre ella con el procedimiento constructivo normal; sin embargo, esto resulta impráctico, debido a que se dañan tanto celdas como mangueras de conexión con el paso de la maquinaria. El relleno se va compactando en capas delgadas sobre las celdas, primero a mano, luego con equipo muy ligero y por último con equipo más pesado hasta alcanzar un espesor del orden de dos diámetros de la celda sobre la instalación, donde ya puede entrar equipo normal de compactación sobre toda la capa. Al terminar la instalación se deberá verificar las lecturas de las celdas.

Se recomienda colocar celdas en grupos, dispuestas de tal modo que puedan medir presiones actuando en distintas direcciones, para que los resultados se puedan usar en el cálculo de magnitud y dirección de los esfuerzos principales.

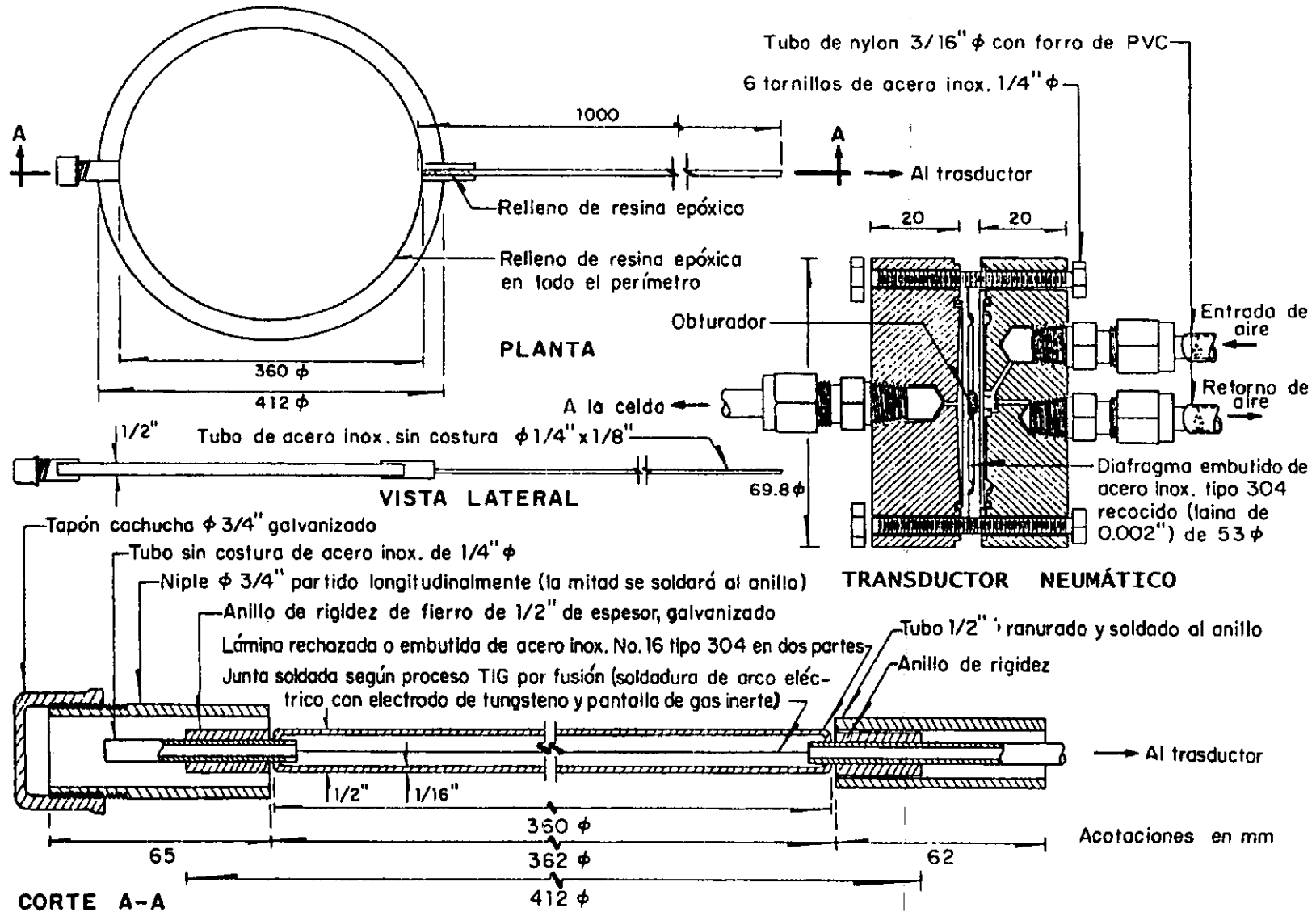


Figura 3.2.4 Celda de presión total desarrollada por la Comisión Federal de Electricidad.

### 3.2.1.2 Piezómetros

Este dispositivo permite determinar la presión de poro a una cierta profundidad. El principio básico de operación de todos los piezómetros de uso común estriba en la colocación de un elemento poroso dentro del suelo, en forma tal que se genere un flujo de agua continuo a través de los huecos del elemento y esta agua se acumule en una cavidad. Se puede medir el nivel de agua en la cavidad o registrar la presión hidrostática dentro de la misma y de ahí determinar la presión de poro en el suelo.

Esta información es necesaria para determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio donde se construirá la edificación y para conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Para asegurar buenos resultados, los elementos porosos se deberán colocar en estratos permeables, los cuales se pueden detectar con los resultados de exploración, con la técnica del cono eléctrico (ver figura 3.2.5 y consultar subcapítulo 1.1). Los piezómetros de mayor uso son los siguientes:

- Piezómetro abierto en perforación previa
- Piezómetro abierto hincado
- Piezómetro neumático

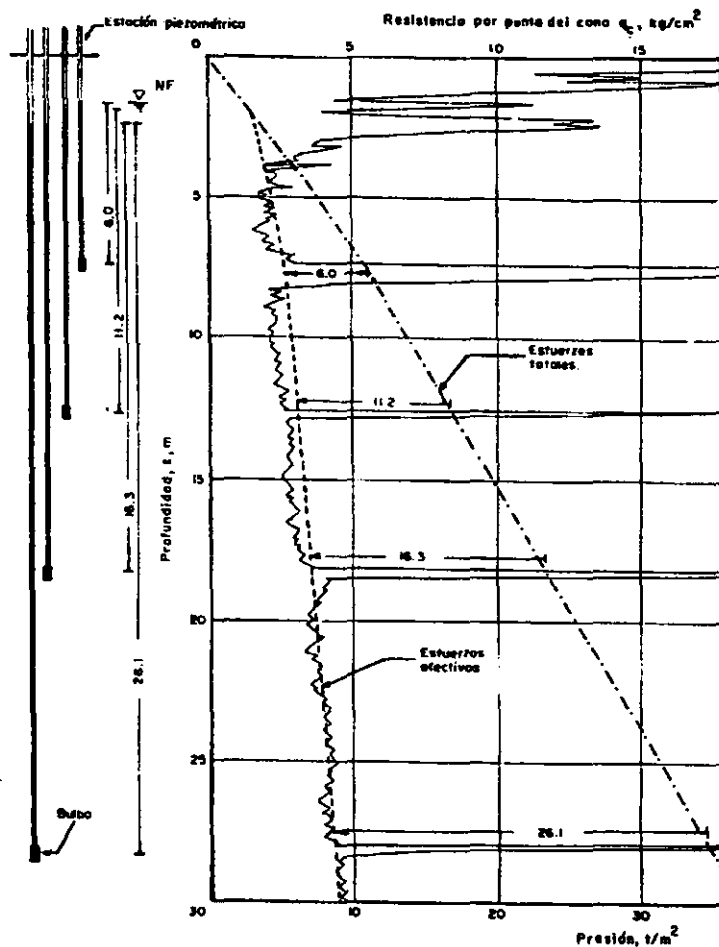


Figura 3.2.5 Criterio de instalación de piezómetros y variación de los esfuerzos efectivos

### 3.2.1.2.1 Piezómetro abierto en perforación previa

El instrumento se muestra en la figura 3.2.6; consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulgadas de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable (elemento poroso) en su parte inferior.

Esta celda es también un tubo de PVC de 1.5 pulgadas de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 1mm, que permiten el paso del agua; se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2 mm de diámetro; usualmente se coloca un filtro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

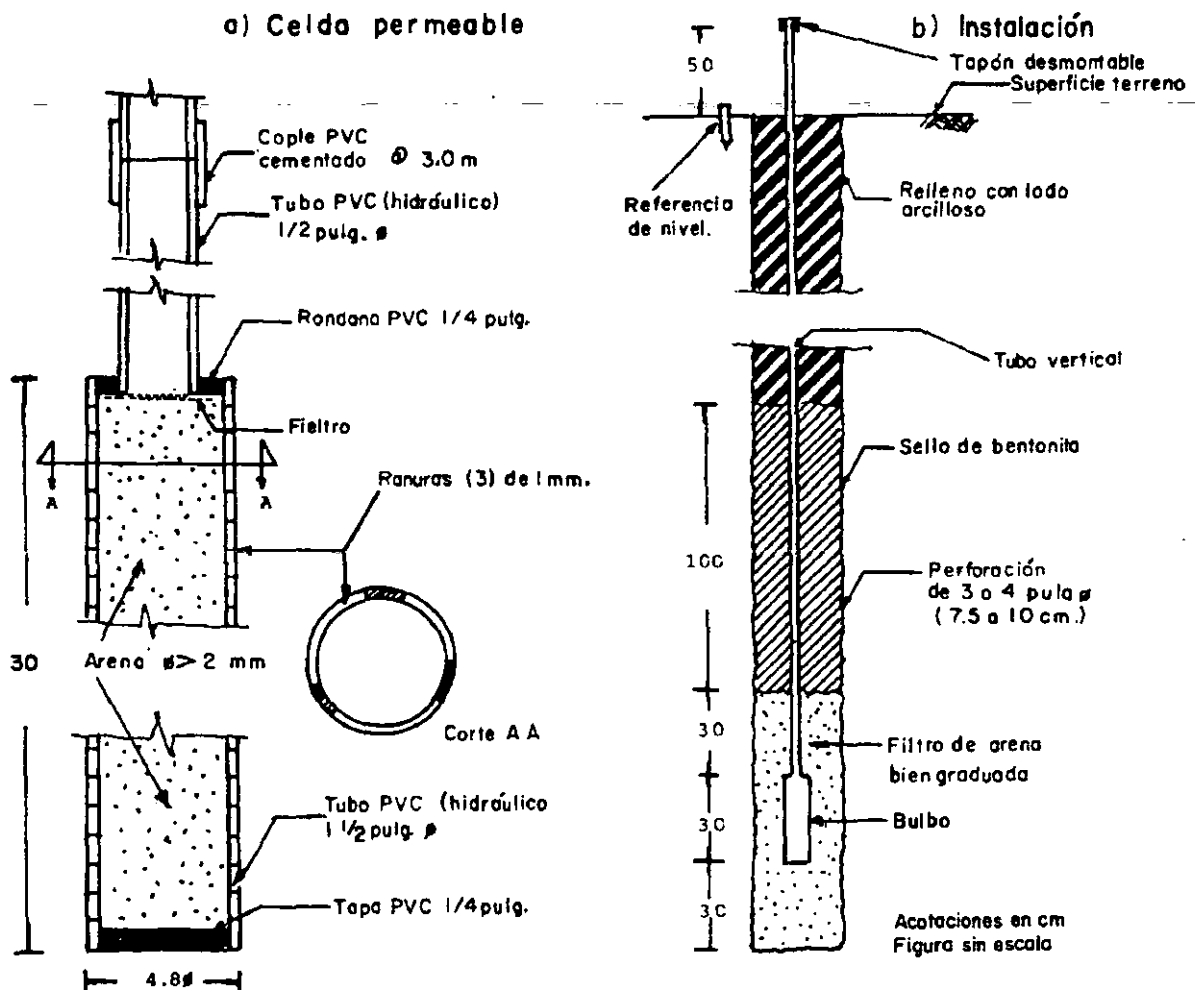


Figura 3.2.6 Piezómetro abierto

#### Instalación

De acuerdo con la figura 3.2.7 estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales previamente realizadas, cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia; su procedimiento constructivo consiste esencialmente en las siguientes etapas:



1. Se perfora el suelo con un diámetro de 3.0 pulgadas hasta una profundidad de 60 cm por debajo de la profundidad de la instalación del piezómetro; el fluido de perforación debe ser agua.
2. Se instala ademe metálico de diámetro N y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.
3. Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical.
4. Se extrae el ademe 30 cm y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando su volumen.
5. Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena. Esta maniobra se hace aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC.
6. Se extrae el ademe en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo.
7. Se agregan bolas de bentonita para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.

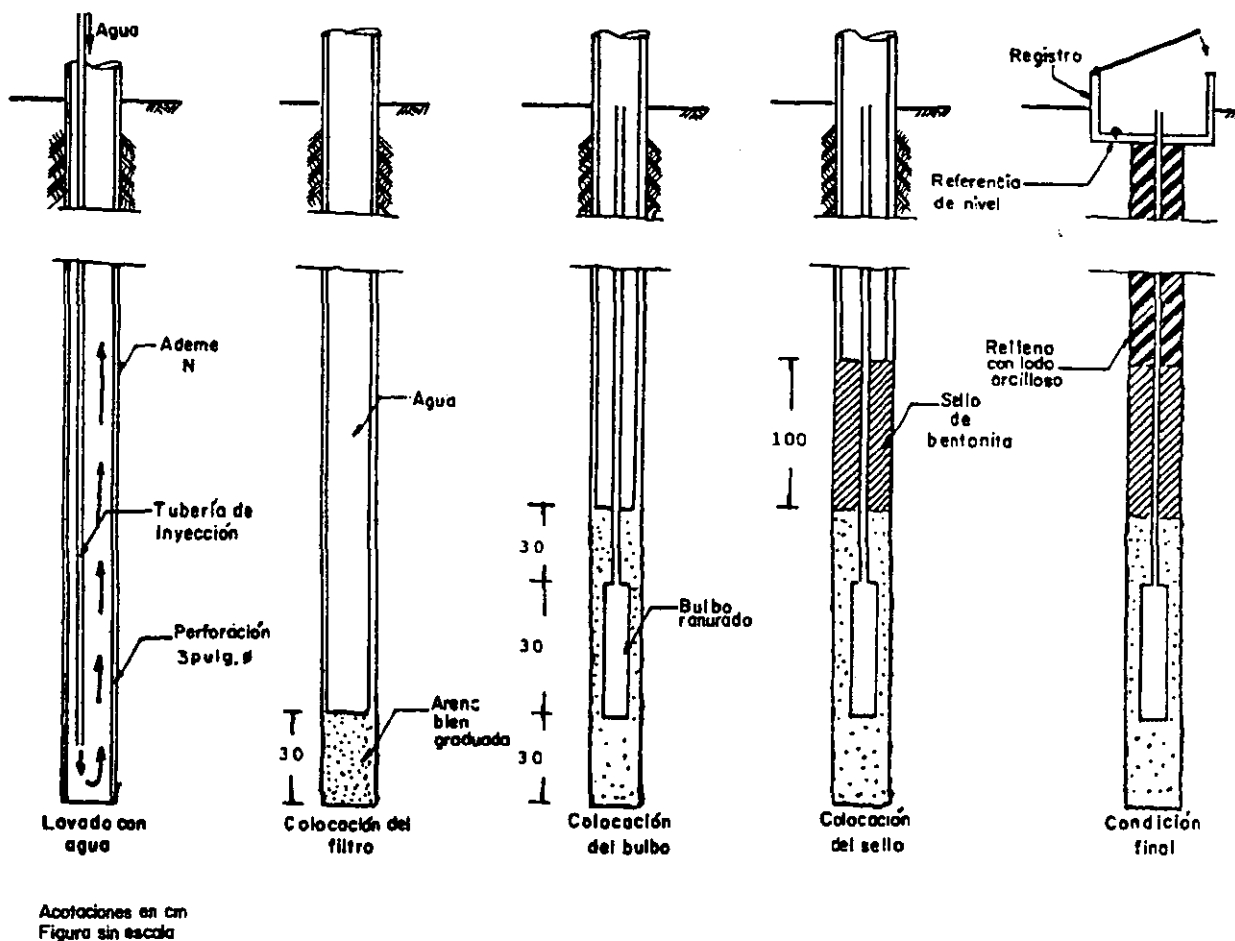


Figura 3.2.7 Instalación de piezómetros abiertos

### 3.2.1.2.2 Piezómetro abierto hincado

En la figura 3.2.8 se muestra este tipo de aparato; el elemento poroso consiste en un tubo de 5/8 pulgadas de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5 mm de diámetro a cada 3 cm de longitud forrado con filtro permeable, a este elemento se le une un tubo de fierro galvanizado de 3/4

pulgadas de diámetro en tramos de 1.0 m con coples, finalmente se tiene una punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

### Instalación

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico (figura 2.1.5). En suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero. El procedimiento de instalación manual o con ayuda de una máquina se presenta en la figura 3.2.7; consiste esencialmente en:

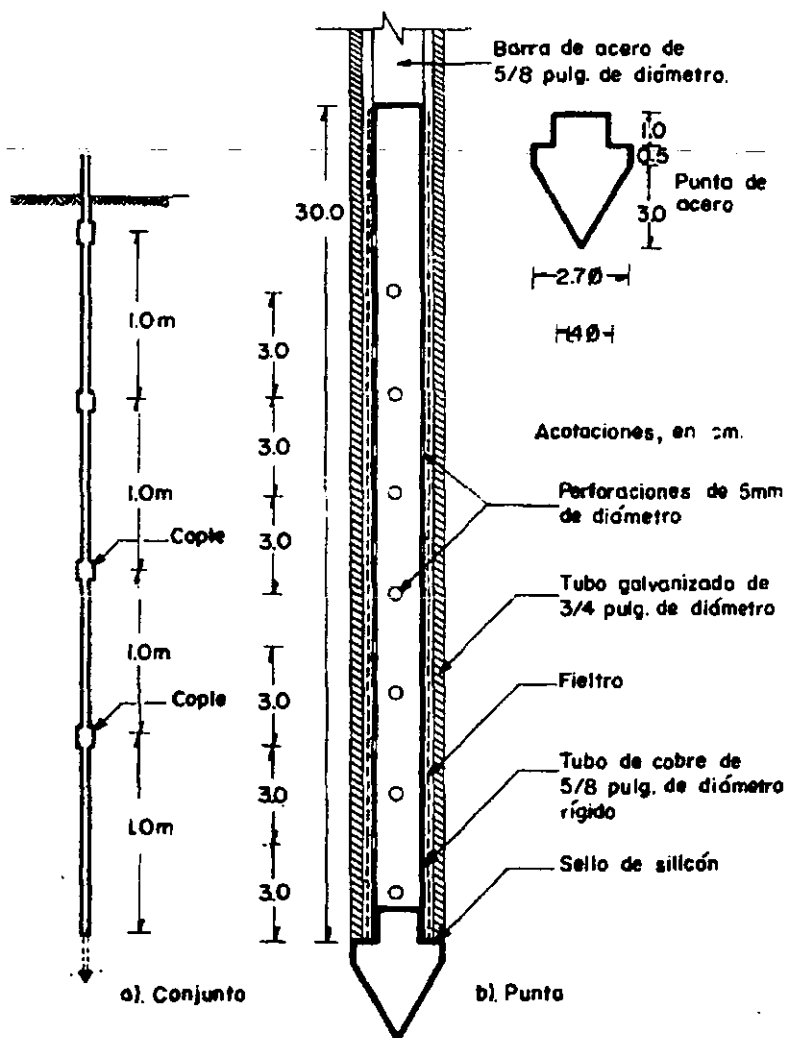
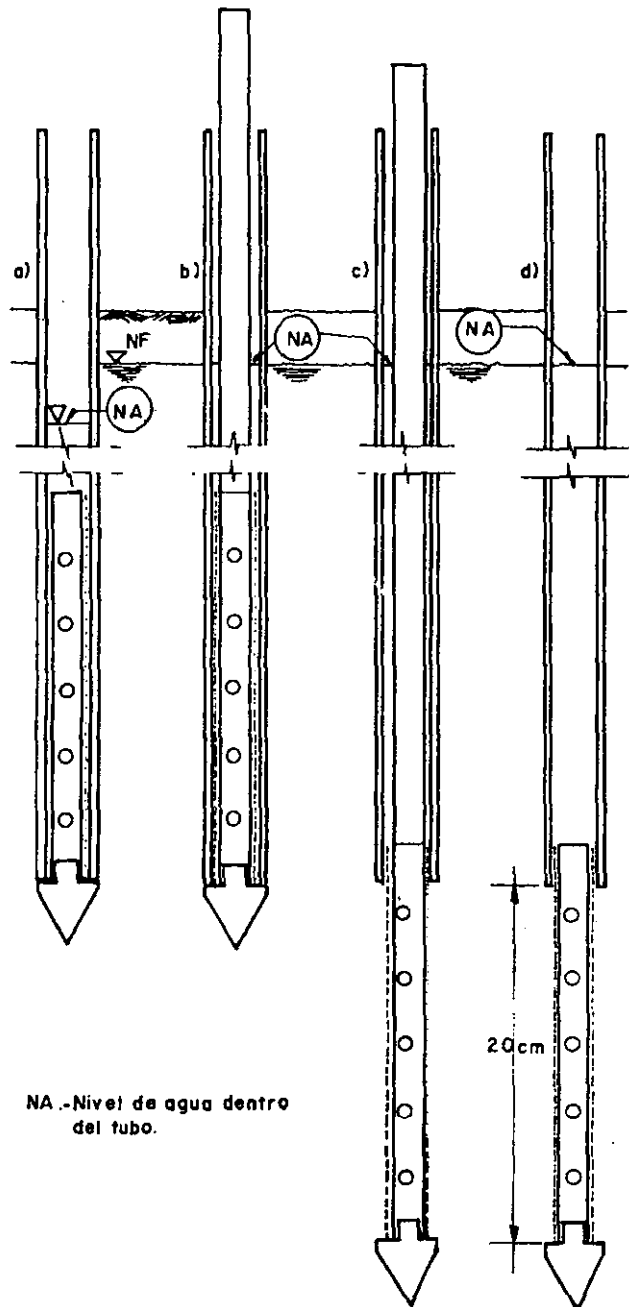


Figura 3.2.8 Punta piezométrica

1. Perforar manualmente con una barrena helicoidal (figura 2.1.15) o con una perforadora mecánica, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.
2. Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto; en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al interior del tubo.

3. Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 pulgadas de diámetro, en tramos de 1.5 m, con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NF). En seguida, con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable.
4. Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel del agua (NA) no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NF); a continuación, este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.



*Figura 3.2.9 Instalación de punta piezométrica*

El nivel del agua dentro del tubo se determina de la misma forma que en el piezómetro descrito en el inciso anterior. El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días porque debe acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

### 3.2.1.2.3 *Piezómetro neumático*

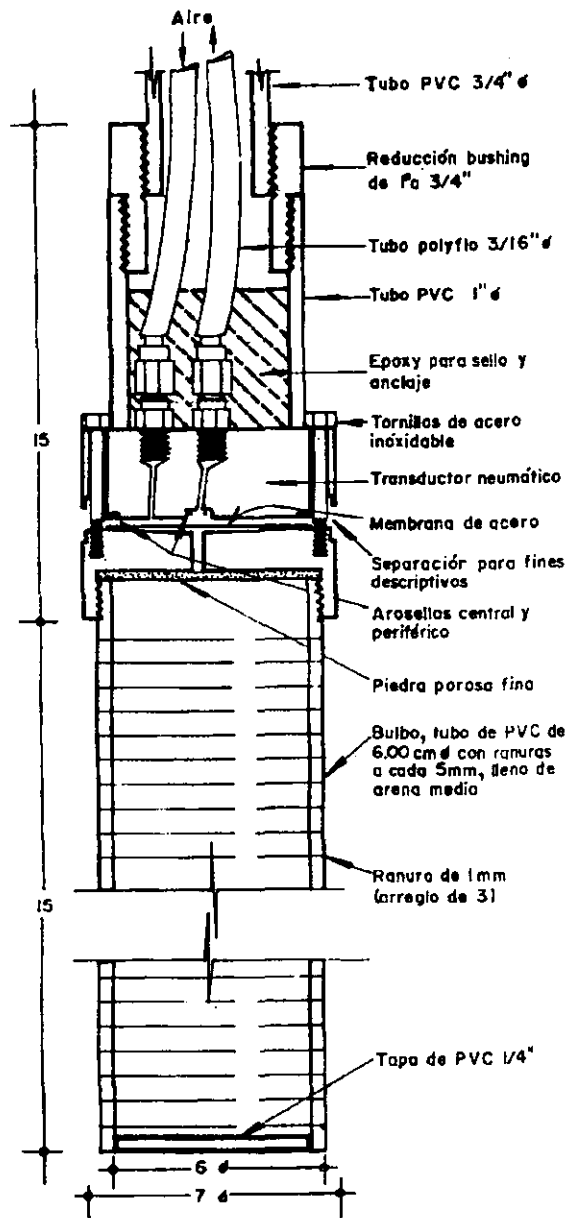
En la figura 3.2.10 se muestra un piezómetro neumático, en el que su sensor esta formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas con 6 tornillos de  $\frac{1}{4}$  pulgadas de diámetro; ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulgadas de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina; por arriba están los dos aro-sellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior, más pequeño, que sirve para controlar la operación del aire a presión.

Complementan este aparato las dos líneas de tubo flexible poliflo una para introducir el aire a presión y la otra salida; finalmente, un tramo de tubería de PVC de  $\frac{3}{4}$  pulgadas de diámetro en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático.

En este piezómetro se trata de medir la presión (P) que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma. Se aplica una cierta presión de aire por el tubo de entrada y cuando excede el valor de (P) el diafragma se flexiona, dejando que aire pase hacia el tubo de retorno, este flujo de aire se puede registrar con el equipo de medición. Se equilibran las presiones, la (P) y la ejercida por el aire, en forma tal a que el diafragma regrese a su posición original, cuando esto se logre la presión del aire se registra y esta es la que interesa conocer.

### ***Instalación***

Se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y quede confinado con un filtro de arena limpia; las etapas de procedimiento de instalación son similares a los descritos para los piezómetros abiertos, con el cuidado adicional de proteger con tapones los tubos de polyflo, de entrada y salida del aire, deben también identificarse el extremo superior de cada línea. Es necesario tener en cuenta que un solo grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirá el funcionamiento del piezómetro.



Dibujo sin escala  
 Acotaciones en centímetros

*Figura 3.2.10 Piezómetro neumático*

### 3.2.2 Instrumentos para medir deformaciones

La medición de movimientos del terreno está dirigida a conocer con precisión los asentamientos y desplazamientos laterales provocados por las excavaciones para la construcción de las cimentaciones. Estos movimientos se pueden medir en la superficie del terreno o en el interior de la masa de suelo con apoyo de referencias superficiales y con inclinómetros respectivamente.

### 3.2.2.1 Referencias superficiales

Proporcionan información sobre la dirección y velocidad del movimiento de la superficie del terreno, tanto en la zona de proyecto como en las construcciones vecinas.

Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de las condiciones de inestabilidad, así como las deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales consisten en testigos superficiales y testigos en muros.

#### 3.2.2.1.1 Testigos superficiales.

Son referencias (figura 3.2.11) que se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a la excavación, que se observan con un tránsito detectando los desplazamientos horizontales con regla metálica (figura 3.2.12) y con el nivel óptico; con estadal se miden los desplazamientos verticales.

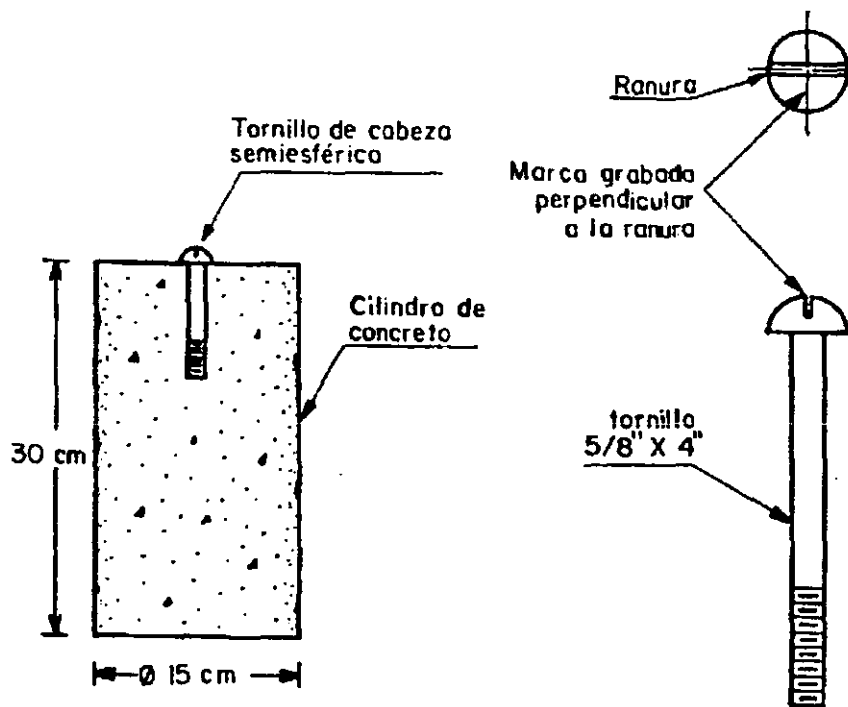


Figura 3.2.11 Testigo superficial

#### 3.2.2.1.2 Testigos en muros.

Es una referencia de nivel horizontal (figura 3.2.13) formado por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas al talud.

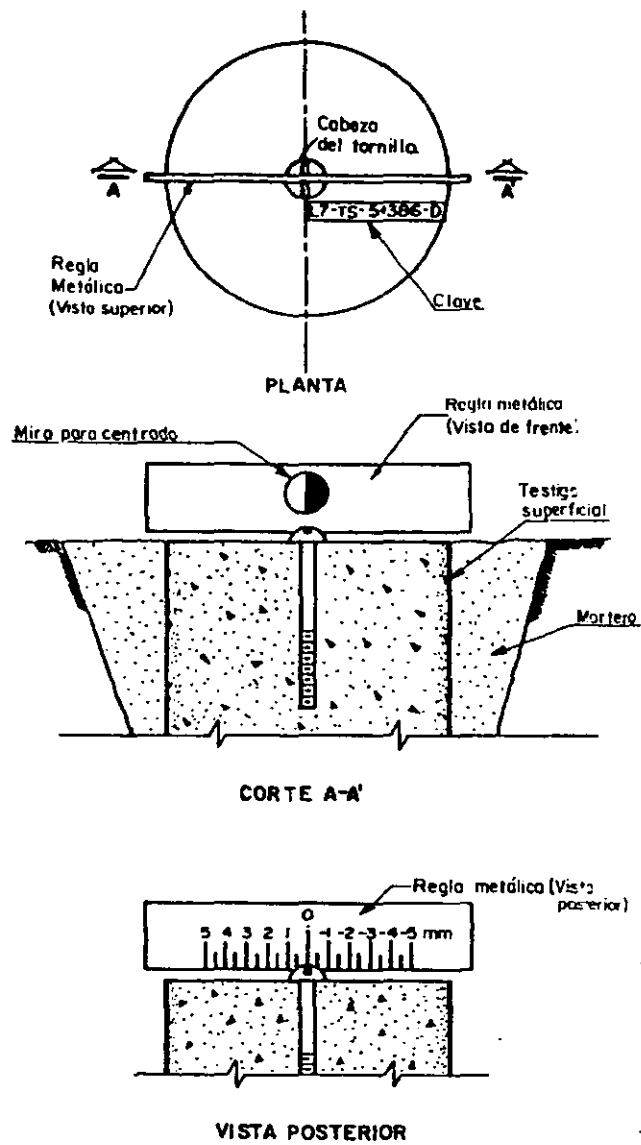


Figura 3.2.12 Medición de desplazamientos horizontales del testigo superficial

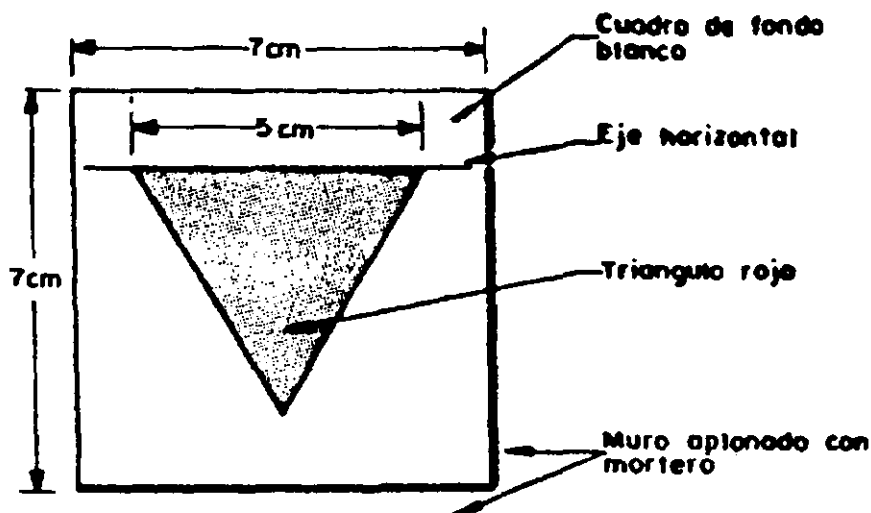


Figura 3.2.13 Testigos en muros de estructuras

### 3.2.2.2 Inclinómetros

El inclinómetro permite conocer la distribución, con la profundidad, de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo cercana a las estructuras.

De acuerdo con la figura 3.2.14 el inclinómetro esta constituido por los siguientes elementos:

**Ademe.** Es una tubería de aluminio, disponible en tramos de 1.5 y 3.0 m de longitud, que se une mediante coples para alcanzar la profundidad requerida; esta tubería tiene ranuras longitudinales perpendiculares entre sí, que sirven de guía a la sonda durante las mediciones. El ademe se instala en un perforación vertical, empotrando su extremo inferior en el fondo de ésta, fuera de la profundidad de influencia de la excavación.

**Sonda.** Es la unidad de medición portátil, que aloja el sensor de inclinación; este último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación.

**Cable eléctrico graduado.** Transmite las señales de la sonda hacia la unidad de registro y lectura; además, sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición.

**Unidad de control y lectura.** Su función es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.



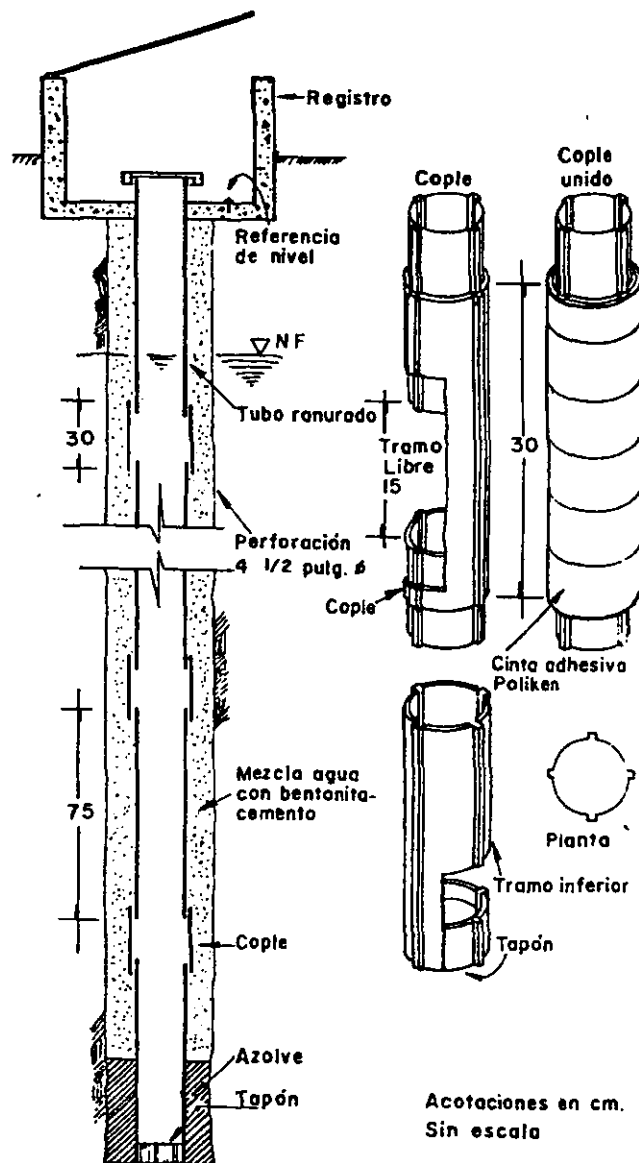


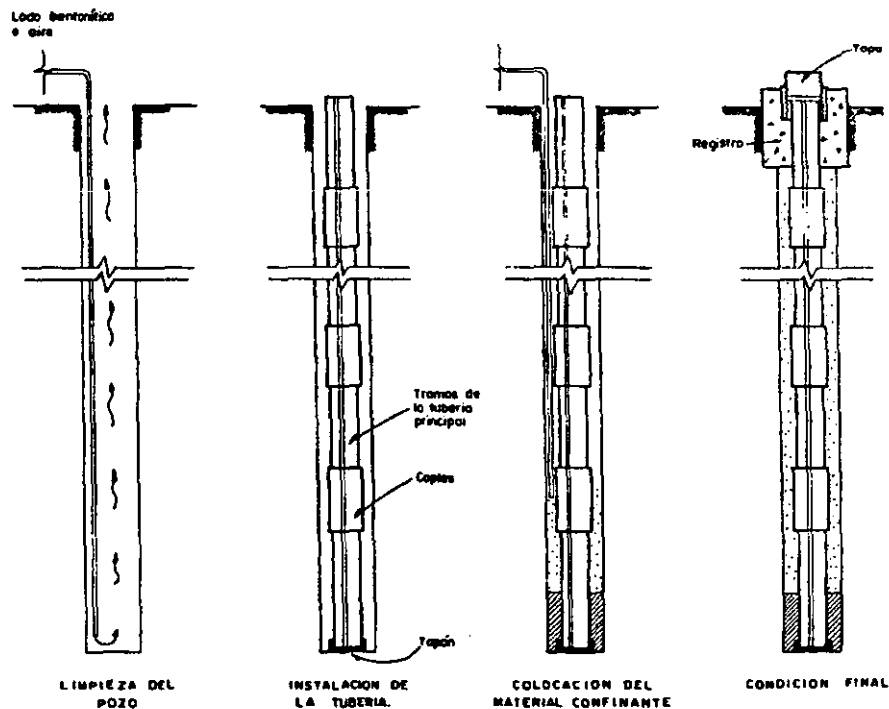
Figura 3.2.14 Inclinómetro

### Instalación

En la instalación de los inclinómetros se seguirá los pasos que se describen a continuación (figura 3.2.15).

- a) Se perfora el barreno de 4 ½ pulgadas de diámetro en suelos blandos, el pozo se estabilizará utilizando lodo bentonítico; por su parte en suelos duros, se perfora en seco para evitar la alteración de sus propiedades mecánicas.

- b) Simultáneamente a la actividad anterior, es conveniente ensamblar los tramos de tubería para iniciar su instalación tan pronto se termine la perforación. En el extremo inferior de la tubería se colocará un tapón que evite la entrada de suelo a su interior.
- c) Una vez que se ha alcanzado la profundidad requerida, se limpia la perforación haciendo circular fluido hasta que retorne con un mínimo de partículas sólidas.
- d) Se baja la tubería dentro de la perforación; durante esta etapa, se preparará una mezcla de bentónita-cemento-agua, que sirve de material confinante.
- e) En suelos blandos, la mezcla de bentonita-cemento-agua se inyecta a baja presión desde el fondo del barreno; en suelos compactos perforados en seco, se hace circular aire desde el fondo con una manguera al tiempo que se vierte la arena desde la superficie, haciéndola pasar a través de una malla para lograr su colocación en estado suelto.
- f) Se fija el extremo superior de la tubería con un soporte y se construye el muerto de concreto que servirá como registro de protección del inclinómetro; a continuación, se marca con una clave de identificación.
- g) Se toma la primera serie de lecturas del inclinómetro, que será la referencia para conocer la evolución de los desplazamientos horizontales durante la construcción.



*Figura 3.2.15 Instalación del inclinómetro*

### ***3.3 Medición e interpretación de los resultados***

Este subcapítulo tiene como propósito describir, en forma breve, la forma de medir y la interpretación de los resultados obtenidos con los instrumentos mencionados en el subcapítulo 3.2. Se presentan dos casos prácticos en donde se utilizó este tipo de instrumentos.

Para la medición de los esfuerzos se presentan los instrumentos que se utilizaron en el apoyo de un puente vehicular, cuya solución de cimentación fue mixta (cajón y pilotes de fricción); su propósito en este caso fue revisar los enfoques de diseño de cimentaciones mixtas, ya que en los sismos de 1985 fueron las que presentaron mayores problemas.

Para medir las deformaciones se presenta un caso en donde se utilizaron referencias superficiales y un inclinómetro, que fue la instrumentación que se utilizó en una excavación de 22 m de profundidad en el poniente de la Ciudad de México. La excavación se realizó en corte vertical y como sistema de estabilización se utilizó un muro milán con anclas. El propósito de la instrumentación fue observar las condiciones de estabilidad de los cortes durante la construcción.

#### ***3.3.1 Medición e interpretación de resultados de los esfuerzos***

##### ***3.3.1.1 Celdas de presión***

Se instalaron con el fin de conocer la presión de contacto en la interfase de la losa del cajón-suelo. Se colocaron 8 celdas de presión, distribuidas en el área de contacto (22 x 15 aproximadamente). Para el propósito que se persigue en este trabajo, nos enfocaremos solo a una celda, la que se colocó en el centro del área.

##### ***Medición***

El aceite dentro de la celda se precarga ligeramente para mantener el diafragma en posición centrada, lo cual ocurre al sellarse los extremos de los tubos de conexión llenos también de aceite (figura 3.2.3). Para tomar las lecturas se aumenta la presión del aceite inyectando un volumen pequeño y constante en uno de los tubos hasta que sea suficiente para empujar el diafragma y permitir que el aceite regrese por el otro tubo. Cuando esto sucede se suspende el bombeo y el aceite se regresa hasta que el diafragma obtura el tubo de retorno; la presión del aceite en el tubo de entrada, medida en la caseta de control, deberá ser entonces la misma que la del aceite de la celda actuando en el lado opuesto del diafragma de plástico. Se midió en un periodo de 10 meses; la primera medición se realizó después de terminar la excavación donde se alojó el cajón; la última se realizó al inicio del paso vehicular. En la figura 3.3.1 se observan los resultados obtenidos en la medición.

##### ***Interpretación de resultados***

En los resultados, figura 3.3.1, se puede observar una considerable variación en las presiones de contacto. Esto se debe a las etapas de colado del cajón de cimentación y posteriormente a la construcción de la superestructura. Una vez terminadas estas etapas la presión tiende a estabilizarse con un valor de  $3.0 \text{ t/m}^2$ . Es importante mencionar que a la profundidad de desplante, el esfuerzo total antes de la construcción del cajón, era de  $3.0 \text{ t/m}^2$ . Esto demuestra que el trabajo del cajón es totalmente compensado.

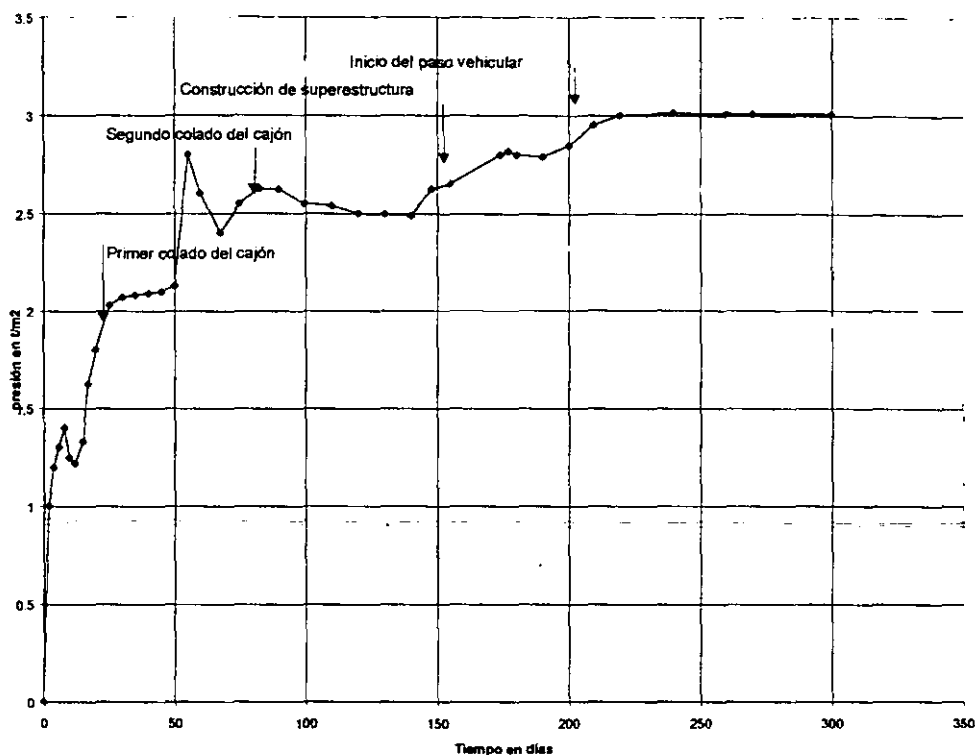


Figura 3.3.1 Resultados de presiones medidas con celdas de presión

### 3.3.1.2 Piezómetros

Se instalaron 6 a diferentes profundidades con el propósito de determinar la presión del agua en las diferentes etapas de la construcción de la cimentación y de la superestructura. Dos piezómetros son de tipo neumático y cuatro son abiertos colocados en perforación previa. En la figura 3.3.2 se observa la profundidad donde se instalaron.

#### 3.3.1.2.1 Piezómetro abierto en perforación previa

##### **Medición**

La celda permeable en este tipo de piezómetro permite que se defina una altura piezométrica hasta alcanzar el equilibrio el agua, que en ocasiones tarda varios días. El punto más bajo de esta altura se encuentra en el estrato en donde interesa conocer los esfuerzos. El nivel del agua se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencias (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo del piezómetro, tienen también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran el circuito, y el óhmetro lo registra. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia, el cual se coloca junto al piezómetro.

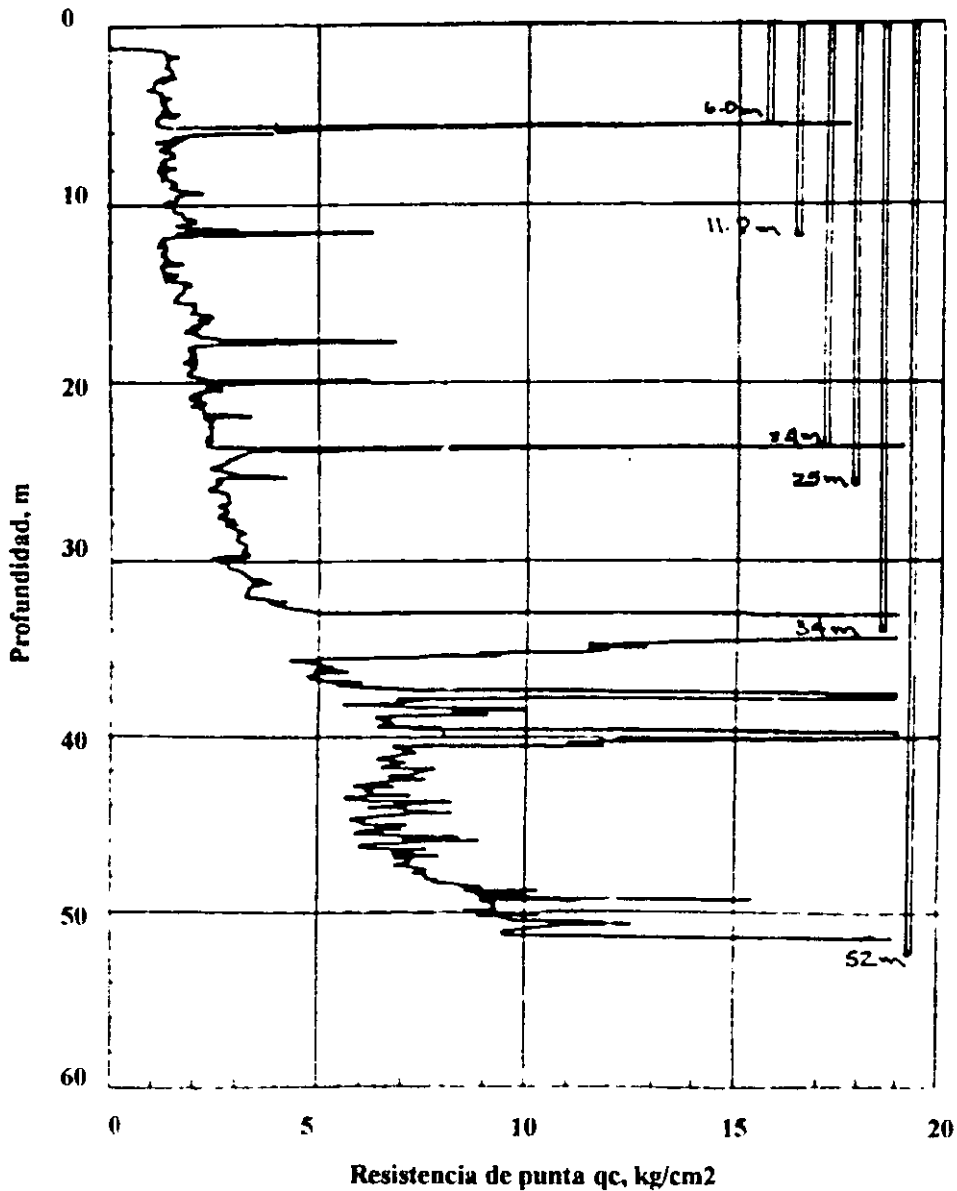


Figura 3.3.2 Ubicación de la profundidad de los piezómetros

### 3.3.1.2.2 Piezómetro neumático

#### Medición

La presión que ejerce la acumulación del agua sobre la membrana se determina equilibrándola con aire, apoyándose de un sistema de aire de presión controlada, identificado como consola de medición. En la figura 3.3.3 se presenta una consola para presión de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$ , así como el arreglo para la medición, la cual se realiza en las siguientes etapas:

- Se conectan los tubos de entrada y salida del piezómetro a la consola de medición.

- Se cierra el regulador de presión y la válvula de purga, y se abren las válvulas de paso y del tanque.
- Se abre gradualmente el regulador, observando la presión en el manómetro de 4.0 kg/cm<sup>2</sup> que registra una presión de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, posteriormente se abre la válvula del manómetro de mercurio y se mide con una precisión de 1 mm.
- La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia superficial instalado junto al piezómetro.

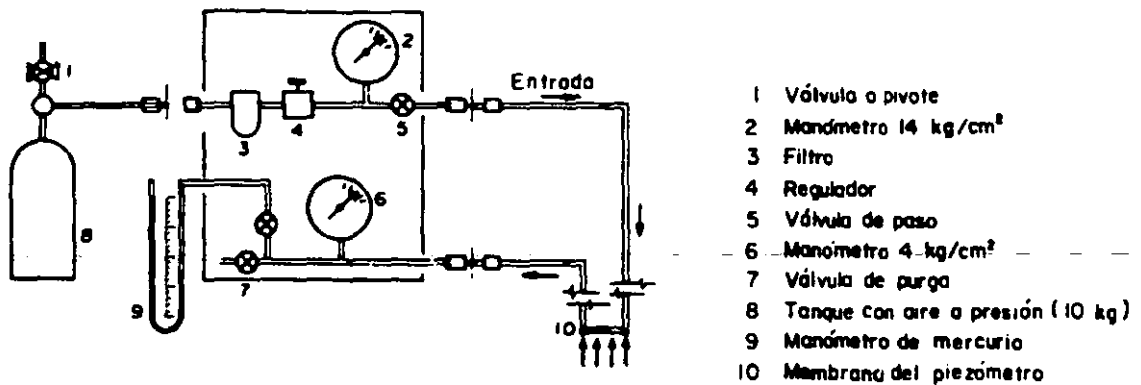


Figura 3.3.3 Equipo de medición para un piezómetro neumático

### Interpretación de resultados

Una vez estabilizados los niveles de agua, se determina la variación de los esfuerzos totales y la correspondiente de los esfuerzos efectivos. En la figura 3.2.5 se puede observar que restando de los esfuerzos totales la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición, estos puntos se unen linealmente, considerando que en los estratos arcillosos intermedios la presión de poro varía linealmente.

Los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de la aplicación de las sobrecargas superficiales. Por tal motivo, se requiere determinar la evolución de los piezómetros con el tiempo, realizando observaciones frecuentes.

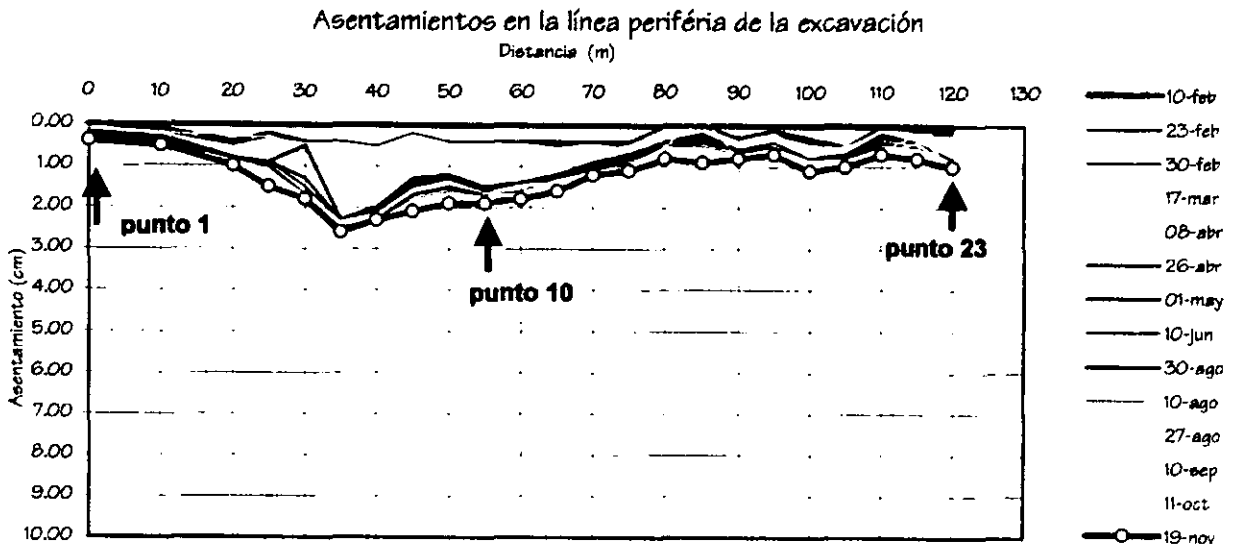
### 3.3.2 Medición e interpretación de los resultados de las deformaciones

#### 3.3.2.1 Referencias superficiales

En una longitud 180 m, se instalaron 23 referencias superficiales, cada una a 5 m de distancia. Su objetivo fue medir los movimientos verticales durante una excavación de 22 m de profundidad, cuyos cortes en el terreno fueron verticales, el sistema de estabilización fué a base de un muro milán soportado con anclas.

## Medición

Se realizó con aparatos topográficos de precisión y estatal de código de barras. Las lecturas fueron referidas a un banco de cota de 100.00. Se midieron los desplazamientos verticales con nivelaciones diferenciales medidas en cada referencia (figura 3.2.11) en un periodo de 12 meses. En la figura 3.3.6 se presentan los resultados de las mediciones.



*Figura 3.3.4 Resultados de los desplazamientos verticales registrados con las referencias superficiales durante la excavación de 22 m de profundidad.*

### Interpretación de resultados

Entre el punto 3 y el 15 se registró el mayor desplazamiento. Esto se atribuye a la diferencia de compacidades que se encontró en los materiales del suelo entre una y otra zona de la excavación. De acuerdo con los resultados que se obtuvieron en los trabajos de exploración en la zona más blanda se tiene un relleno heterogéneo redepositado. En la zona más dura se detectó una arena azul de compacidad muy dura.

#### 3.3.2.2 Inclínómetros

Para conocer los desplazamientos horizontales durante la excavación de 22 m de profundidad, se colocó 1 inclinómetro en la zona más crítica, la cual se encontraba en la zona de los rellenos. El inclinómetro se instaló a 30 m de profundidad, quedando empotrado dentro de las arenas azules 7.0 m.

### ***Medición***

Consiste en bajar la sonda a través del ademe para tomar la lecturas de inclinación a distintas profundidades. Para minimizar los errores se recomienda considerar los siguientes aspectos:

- Calibrar el equipo de medición antes y después de la medición de la lectura. Esto con el fin de detectar cualquier anomalía que pudiera afectar en la interpretación de los resultados.
- Antes de iniciar las mediciones se recomienda verificar que el equipo se encuentre en buenas condiciones y que el cero del instrumento permanezca invariable.
- Cada serie de lecturas deberá repetirse girando la sonda  $180^{\circ}$ , ya que en la mayoría de las sondas, la suma o resta de estas lecturas es una constante que puede verificarse fácilmente en el campo; en caso de obtenerse un valor distinto al constante (+ - 5 unidades), deberán repetirse las lecturas correspondientes.
- Durante la toma de lecturas debe contarse con los registros de las mediciones anteriores, para detectar diferencias significativas originadas por desplazamientos o errores de medición; así podrán verificarse oportunamente las lecturas que presentan la mayor desviación.
- Todo el equipo utilizado en las mediciones de inclinaciones es delicado y debe dársele mantenimiento cada vez que se utiliza; como mínimo, deberá limpiarse y engrasarse para evitar la corrosión en cualquiera de sus partes.

### ***Interpretación de resultados***

La excavación duró un periodo de tiempo de 10 meses. En este periodo la excavación se enfrentó a diferentes condiciones; surgieron 4 sismos y 4 fuertes tormentas. Las primeras tormentas se presentaron del 4 al 23 de mayo y el temblor de mayor magnitud de presentó el 11 de agosto.

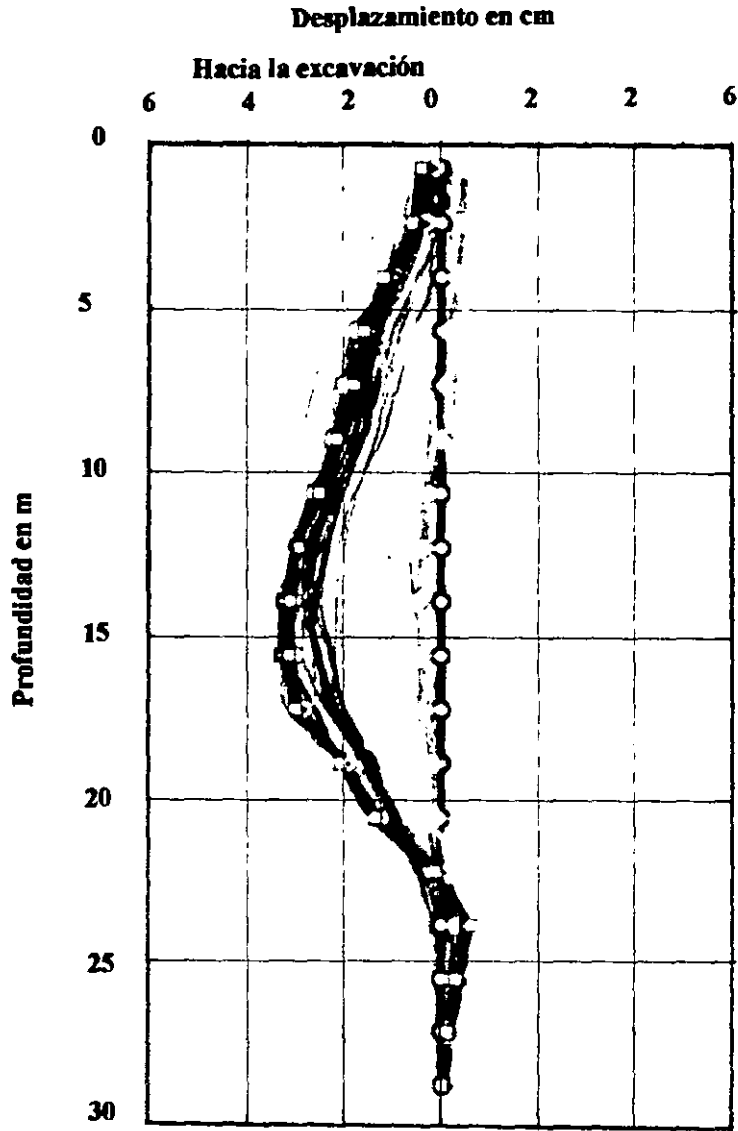
El procedimiento de excavación, una vez concluida la construcción del muro milán, fue la siguiente:

1. Excavación a 3.0 m de profundidad en franjas horizontales, hasta el primer nivel de anclaje.
2. Tensar anclas, correspondiente al primer nivel, a 50 % de su capacidad de diseño.
3. Excavar 3.0 m más, hasta el siguiente nivel de anclaje.
4. Tensar ancla a 50 %. Posteriormente regresar al nivel anterior y tensar al 100%.
5. Se continúa el ciclo, desde el punto 1 al 4, hasta llegar al nivel máximo de excavación (22 m de profundidad).

El primer desplazamiento se registró el 18 de mayo, después de la primer gran tormenta. Este desplazamiento fue a consecuencia del reblandecimiento de los materiales provocado por el agua de lluvia y al empuje hidrostático de la misma. Se observó el trabajo inmediato de los drenes, los cuales se colocaron en los lentes arenosos registrados durante la excavación.

Ante un sismo, el de mayor magnitud, no se registró algún desplazamiento considerable. Esto se debe a que el conjunto excavación-sistema de estabilización se movió como un cuerpo rígido. En la figura 3.3.6 se presentan los resultados registrados durante la excavación.





—○— 28-Feb	01-Mar	03-Mar	06-Mar	10-Mar	17-Mar	22-Mar	27-Mar	31-Mar
06-Abr	19-Abr	21-Abr	—○— 04-May	11-May	18-May	23-May	25-May	29-May
06-Jun	08-Jun	13-Jun	15-Jun	19-Jun	22-Jun	28-Jun	29-Jun	04-Jul
08-Jul	10-Jul	13-Jul	17-Jul	20-Jul	24-Jul	28-Jul	—○— 31-Jul	03-Ago
14-Ago	17-Ago	21-Ago	23-Ago	28-Ago	31-Ago	04-Sep	07-Sep	11-Sep
14-Sep	19-Sep	21-Sep	—○— 28-Sep	—○— 3-Oct	09-Oct	17-Oct	—○— 24-Oct	30-Oct
16-Nov	—○— 20-Nov	24-Nov	27-Nov	30-Nov	04-Dic	—○— 15-Dic	—○— 25-Dic	

*Figura 3.3.5 Resultados de los desplazamientos horizontales registrados con el inclinómetro.*

## REFERENCIAS

- 3.1.1 Comisión Federal de Electricidad (1983). *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Geotecnia B.2.5. Instrumentación en suelos.
- 3.1.2 Departamento del Distrito Federal (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 40.
- 3.1.3 Departamento del Distrito Federal (1987). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta oficial del DDF, Quinta época No 9.
- 3.2.1 Juárez Badillo- Rico Rodríguez (1992). *Fundamentos de Mecánica de Suelos, tomo I*, ed Limusa, México D.F.
- 3.2.2 Comisión Federal de Electricidad (1983). *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Geotecnia B.2.5. Instrumentación en suelos.

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En términos generales, las edificaciones se construyen para satisfacer necesidades específicas en la sociedad. En ocasiones, éstas pueden ser de beneficio social o en atención a intereses particulares. Inicialmente se realiza un estudio de factibilidad del proyecto con los impactos correspondientes, y con la búsqueda del lugar físico y recursos financieros para su construcción. Una vez que se cuenta con estos requisitos, se da inicio a los trabajos con apoyo de diversos especialistas para comenzar a dar forma al proyecto. Dentro de estos trabajos, se encuentran los estudios de mecánica de suelos, estudios que son realizados por un especialista, con aptitudes teóricas y prácticas; sin embargo, se encuentran involucrados diferentes profesionales, Arquitectos e Ingenieros civiles, que cuentan con especialidades diferentes y tal vez, con poca experiencia en mecánica de suelos. Estos profesionales requieren en ocasiones del conocimiento o la revisión de estos estudios, los cuales van dirigidos al *diseño y a dar recomendaciones para el procedimiento constructivo de lo que se diseña*.

Este trabajo, que lleva por título (*CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE MECÁNICA DE SUELOS APLICADOS AL PROYECTO DE EDIFICACIONES*), pretende ser una base útil de consulta para los profesionales que carecen de experiencia en mecánica de suelos; enfocándolo al *diseño* de estructuras, tales como: a) *taludes*, b) *elementos de contención* y c) *cimentaciones*, que son los problemas que con mayor frecuencia se presentan en los estudios de mecánica de suelos.

Según Karl Terzaghi (referencia 4.1), al que se le considera el padre de la mecánica de suelos, los problemas de mecánica de suelos pueden dividirse en dos grupos:

- Problemas de estabilidad
- Problemas de elasticidad

Los problemas de estabilidad son los referidos al empuje de tierras en *elementos de retención*, *estabilidad de taludes* y capacidad de carga del suelo en *cimentaciones*. Para resolver estos problemas, mediante un diseño, es necesario conocer los parámetros de resistencia del suelo  $c$  y  $\phi$  (cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente). Estos parámetros se conocen con la realización de pruebas triaxiales.

Los problemas de elasticidad, consideran la deformación del suelo debida a las fuerzas exteriores, como puede ser el peso provocado por los edificios. Para resolver estos problemas se debe conocer la relación que existe entre el esfuerzo-deformación-tiempo que existe en el suelo, estos se determinan con la realización de las pruebas de consolidación.

Para poder realizar estas pruebas, triaxiales y de consolidación, se tiene que desarrollar primeramente una serie de etapas, empezando por la exploración del suelo en el lugar donde se pretende la construcción de la edificación.

La exploración da inicio con una investigación preliminar, cuyo propósito es recopilar información disponible cercana al sitio donde se construirá la estructura; posteriormente se deberá realizar un investigación de detalle, con métodos de exploración directos, semidirectos o indirectos. En caso de que se realice una exploración con sondeos de penetración estándar o sondeos de cono eléctrico (métodos indirectos), se deberá considerar la posibilidad de aprovechar las correlaciones que se tienen, y que sirven de apoyo, para realizar un análisis preliminar; esto se recomienda por que el proceso para realizar las pruebas de laboratorio son tardadas, en ocasiones de varios días.

Para dar solución a los problemas de estabilidad y elasticidad, se requiere revisar el diseño y que ***este dentro de los estados límite de falla y servicio***, establecidos por el Reglamento de construcciones.

Para el diseño de *taludes*, los ***análisis por falla*** deben tomar en cuenta altura, ángulo de inclinación del talud, la presencia de grietas y/o sobrecargas en la corona del talud, así como el tipo de suelo que lo constituye y sobre el que se apoye el talud y las condiciones de presión de poro de los suelos.

En *muros de retención*, se debe evitar las fallas por volteo, deslizamiento, cuidar que la resultante de las fuerzas quede dentro el tercio medio de la base del muro. Además el muro debe contar con un sistema de drenaje que elimine la acumulación del agua del respaldo.

En *cimentaciones*, dependiendo de la capacidad de carga del suelo y la magnitud de cargas, la cimentación puede ser superficial o profunda.

En cimentaciones superficiales, la solución puede ser a base de zapatas aisladas o corridas, los análisis se deben realizar primeramente para zapatas, después de determinar el ancho (B) y el largo (L) de la zapata, deberá compararse el área de ésta con el área total en planta cubierta por la estructura. Cuando esta relación exceda el 50 %, deberá verificarse la conveniencia, para el diseño final, de utilizar losa superficial o un cajón de cimentación.

En caso de utilizar un cajón como solución de cimentación, se deberá comparar la presión total transmitida por la estructura, con el esfuerzo inicial del desplante para determinar las condiciones reales de trabajo. En ocasiones, cuando los asentamientos son excesivos, se recomienda la posible solución a base de una cimentación mixta (cajón y pilotes de fricción).

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando el suelo en que se desplantaría una cimentación superficial, es demasiado débil y compresible para garantizar la seguridad de la estructura, el análisis por falla se realiza dependiendo del mecanismo de falla de transferencia de la carga al suelo, el cual puede ser por pilotes de fricción o de punta o pilas.

En los ***análisis de límite de servicio***, en *taludes*, se miden con apoyo de la instrumentación ó se pueden calcular con elementos finitos. En *muros de contención y cimentaciones* se analizan con la expresión para determinar asentamientos, expresiones que se utilizan para las cimentaciones superficiales.

La colocación de *instrumentación* se justifica cuando se tienen edificaciones con peso unitario mayor de  $5.0 \text{ t/m}^2$  o que se requerirán excavaciones de más de 2.5 m de profundidad y en las que especifique el Departamento.

Cabe aclarar que el factor de seguridad a que se hace referencia en este trabajo, al analizar la estabilidad de las estructuras del capítulo 2, tiene el significado tradicional que se le da en la mecánica de suelos (relación entre fuerzas o momentos resistentes entre las fuerzas o momentos actuantes). Si se usan los conceptos de factores de carga y de resistencia, expuestos en el RCDF, se recomienda que el factor de seguridad sea equivalente a la indicada en términos de factor de seguridad.

Para el diseño se recomienda iniciar con el conocimiento previo de la estratigrafía y propiedades físicas de los suelos del sitio donde se pretende la construcción. En el *capítulo 1*, correspondiente a la *información que se requiere para el diseño*, se presenta la forma de obtener tal conocimiento. Ese capítulo se divide en dos partes, la primera; *exploración y muestreo*, contempla las diferentes etapas que se deben seguir para la exploración y con esto conocer la estratigrafía del sitio. Se presentan correlaciones empíricas que se tienen con los penetrómetros (penetración estándar y cono eléctrico); correlaciones que sirven de ayuda para obtener algunas propiedades físicas de los suelos y realizar un diseño de carácter preliminar. En la segunda parte de este capítulo, correspondiente a las *propiedades físicas de los suelos*, se describen las propiedades que se necesitan de los suelos para el diseño de las estructuras.

En el *capítulo 3* se presenta la *instrumentación*. El capítulo se divide en tres partes; en la primera se describen las *generalidades*, la importancia que tiene la instrumentación para confirmar la seguridad del diseño, las variables que se miden y la periodicidad de las mediciones, en la segunda parte se describen los *tipos de instrumentos* que con mayor frecuencia se utilizan, enfocándose a la medición de los esfuerzos y deformaciones, en la tercera parte, con apoyo de casos prácticos, se presenta la *medición e interpretación de los resultados* obtenidos con los tipos de instrumentos que se describen.

Finalmente, como comentario adicional se menciona lo siguiente:

Es triste saber que actualmente a los estudios de mecánica de suelos no se le dé la importancia que se le debe dar. Existen varios especialistas que han desviado sus intereses y descuidado totalmente la calidad de estos trabajos. Existen algunos que diseñan con exploración del sitio limitada que queda fuera de lo que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Olvidando que de la calidad de un estudio de mecánica de suelos depende de la calidad que se tenga de los trabajos de exploración.

Para evitar consecuencias, en tiempo y en costo, es recomendable evitar dejar fuera su honestidad, su integridad, dignidad y dedicación, y tener además presente que deberá servir primordialmente a la sociedad mexicana a la que pertenece, dándole la mayor importancia a la seguridad, salud, bienestar público, protección del medio ambiente y al mejor uso de los recursos disponibles.

*ANEXO A. LISTADO DE PROGRAMA DE COMPUTADORA, EN LENGUAJE BASIC,  
PARA EL CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES.*

```

1000 CLS
1010 PI=3.14159265#
1020 DIM XR(25),YR(25),SIT(25),PR(25,30),RE(25,30),ZR(40),ESF(25,30),HL(30)
1030 DIM XL(30),YL(30),ALFA(30),A(30),B(30),PS(40),DH(30),TUESF(40)
1040 DIM AFS(25,30),AA(25,30),GA(30),CE(30),CARGA(30)
1050 DIM HEFC(30,30),NA(35),XB(50),YB(50),XV(30,30),YV(30,30)
1060 DIM NV(20),P2(40)
1070 PRINT "          *****PROGRAMA ASPOGRA*****"
1080 PRINT
1085 PRINT "          ACTUALIZADO EN DICIEMBRE DE 1994."
1090 PRINT
1095 PRINT"ESTE PROGRAMA CALCULA LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION EN VARIOS"
1100 PRINT" PUNTOS DE INTERES POR CARGAS REPARTIDAS EN AREAS POLIGONALES."
1110 PRINT" EL SUBSUELO ESTA CONSTITUIDO POR VARIOS ESTRATOS CON CURVAS"
1120 PRINT" ODOMETRICAS DISTINTAS."
1130 PRINT
1140 PRINT" LOS DATOS ESTRATIGRAFICOS SE OBTIENEN DE UN ARCHIVO FORMADO POR"
1150 PRINT" EL PROGRAMA <ESTRAT.BAS>, Y LOS DATOS GEOMETRICOS Y DE CARGAS"
1160 PRINT" POR EL ARCHIVO FORMADO POR EL PROGRAMA <GEOCAR.BAS>"
1170 PRINT
1180 PRINT" ESTE PROGRAMA TAMBIEN CALCULA LOS ESFUERZOS USANDO UNA DE LAS"
1190 PRINT" SIGUIENTES ECUACIONES:"
1200 PRINT" BOUSSINESQ (1), WESTERGAARD CON NU=0.35 (2),"
1210 PRINT" FROHLICH CON KA=2 (3) O FROHLICH CON KA=4 (4) "
1220 PRINT
1230 REM * . . . . .
1240 REM
1250 REM          *****VARIABLES USADAS*****
1260 REM
1270 REM NP : NUMERO DE PUNTOS DE INTERES.
1280 REM XR,YR : COORDENADAS DEL PUNTO DE INTERES I.
1290 REM NC : NUMERO DE ESTRATOS.
1300 REM HL : FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO J.
1310 REM GA : PESO VOLUMETRICO EFECTIVO J.
1320 REM CE : COEFICIENTE DE DESCARGA EN CURVA ODOMETRICA J.
1330 REM NA : NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ODOMETRICA J.
1340 REM PR,RE : PRESION Y RELACION DE VACIOS EN CURVA ODOMETRICA J.
1350 REM DH : ESPESOR DEL ESTRATO J.
1360 REM NR : NUMERO DE AREAS DE LA POLIGONAL.
1370 REM CARGA : CARGA UNITARIA DEL AREA K.
1380 REM NV : NUMERO DE VERTICES DEL AREA K.
1390 REM XV,YV : COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA K.
1400 REM
1410 REM * . . . . .
1420 REM
1500 INPUT"DIGITE LA OPCION <1, 2, 3 O 4>";OPCI
1505 PRINT
1510 INPUT"NUMERO DE PUNTOS DE INTERES " ;NP
1515 PRINT
1520 PRINT"COORDENADAS X,Y PARA CADA PUNTO DE INTERES "
1530 FOR I=1 TO NP
1540 INPUT XR(I),YR(I)
1550 NEXT I
1555 PRINT
1560 INPUT"NOMBRE DEL SONDEO";NS
1570 OPEN "I",#1,NS
1580 INPUT #1,NC
1590 FOR I= 1 TO NC
1600 INPUT #1,HL(I)
1610 INPUT #1,GA(I)
1620 INPUT #1,CE(I)
1630 INPUT #1,NA(I)
1640 FOR K=1 TO NA(I)
1650 INPUT #1,PR(I,K),RE(I,K)
1670 NEXT K
1680 NEXT I
1690 INPUT #1,HL(NC +1)
1700 CLOSE #1
1710 FOR J=1 TO NC
1720 I=3*J-2:DH=HL(J+1)-HL(J)
1730 ZR(I)=HL(J)-DH/6
1740 ZR(I+1)=HL(J)+DH/2

```

```

1750 ZR(I+2)=HL(J,-3*DH/6
1760 NEXT J
1770 NF=3*NC
1775 PRINT
1780 INPUT"NOMBRE DEL ARCHIVO GEOMETRICO Y DE CARGAS":MS
1790 OPEN ":",#2,MS
1800 INPUT #2,NR
1810 FOR I=1 TO NR
1820 INPUT #2,CARGA(I)
1830 INPUT #2,NV(I)
1840 FOR J=1 TO NV(I)
1850 INPUT #2,XV(J,I)
1860 INPUT #2,YV(J,I)
1870 NEXT J
1880 XV(NV(I)-1,I)=XV(1,I):YV(NV(I)+1,I)=YV(1,I)
1890 NEXT I
1900 CLOSE #2
1910 CLS
1940 PRINT"UN MOMENTO QUE ESTOY CALCULANDO"
1950 FOR II=1 TO NR
1960 QU=CARGA (II)
1970 FOR JJ=1 TO NV(II) +1
1980 XL(JJ)=XV(JJ,II):YL(JJ)=YV(JJ,II)
1990 NEXT JJ
2000 PRINT : PRINT "VOY EN EL AREA NUMERO"; II
2010 FOR I=1 TO NP
2020 PRINT " PUNTO "; I
2030 XP=XR(I)
2040 YP=YR(I)
2050 FOR JJ=1 TO NV (II)+1
2060 XB(JJ)=XL (JJ)-XP
2070 YB(JJ)=YL (JJ)-YP
2080 NEXT JJ
2090 FOR JJ=1 TO NV (II)
2100 FF=XB (JJ) * YB (JJ+1)-XB(JJ+1)*YB(JJ)
2110 CC=XB (JJ) * XB (JJ+1)+YB(JJ) * YB (JJ+1)
2120 IF FF>0 THEN 2150
2130 SS=+1
2140 GOTO 2160
2150 SS=-1
2160 IF CC<<0 THEN 2190
2170 AF=PI/2
2180 GOTO 2220
2190 AF=ATN(ABS (FF)/CC)
2200 IF AF>0 THEN 2220
2210 AF= AF+PI
2220 R1=SQR(XB(JJ)^2+YB(JJ)^2)
2230 R2=SQR(XB(JJ+1)^2+YB(JJ+1)^2)
2240 L=SQR((XB(JJ+1)-XB(JJ))^2+(YB(JJ+1)-YB(JJ))^2)
2250 H=R1*R2*SIN(AF)/L
2260 IF H=0 THEN 2780
2270 IF R1<R2 THEN 2310
2280 RAX=R1
2290 RIN=R2
2300 GOTO 2330
2310 RAX=R2
2320 RIN=R1
2330 D=RIN-RAX*COS(AF)
2340 IF D>0 THEN 2370
2350 SP=-1
2360 GOTO 2380
2370 SP=1
2380 FOR J=1 TO NF
2390 ZP=ZR (J)
2400 AA=ZP/H
2410 T1=RIN/ZP
2420 T2=RAX/ZP
2430 Q1=RIN/H+.000001
2440 Q2=RAX/H-.000001
2450 IF OPC2>1 THEN 2520
2460 REM BOUSSINESQ
2470 B1=SQR((Q1^2-1)/(T1^2+1))

```



```

2480 B2=SQR((Q2^2-1)/(T2^2-1))
2490 FAS=SS*QU/(2*PI)*(AF-SP*ATN(B1)-ATN(B2)+(SP*B1-B2)/(AA^2-1))
2500 ESF(I,J)=ESF(I,J)+FAS
2510 GOTO 2770
2520 IF OPC1>2 THEN 2620
2530 REM WESTERGAARD CON NU=C.35
2540 Q1=RIN/H +.000001
2550 NU=.35
2560 KK=SQR((1-2*NU)/(2-2*NU))
2570 W1=KK*SQR((Q1^2-1)/(KK^2+T1^2))
2580 W2=KK*SQR((Q2^2-1)/(KK^2+T2^2))
2590 FAS=SS*QU/(2*PI)*(AF-SP*ATN(W1)-ATN(W2))
2600 ESF(I,J)=ESF(I,J)+FAS
2610 GOTO 2770
2620 IF OPC1>3 THEN 2700
2630 REM FROHLICH CON KA=2
2640 Q1=RIN/H +.000001
2650 E1=SQR(Q1^2-1)
2660 E2=SQR(Q2^2-1)
2670 FAS=SS*QU/(2*PI)*(1/SQR(AA^2+1))*(SP*ATN(E1/SQR(AA^2+1))+ATN(E2/SQR(AA^2+1)))
2680 ESF(I,J)=ESF(I,J)+FAS
2690 GOTO 2770
2700 REM FROHLICH CON KA=4
2710 Q1=RIN/H -.000001
2720 G1=(3*AA^2-2)/SQR(AA^2+1)*ATN(SQR(Q1^2-1)/SQR(AA^2+1))+SQR(Q1^2-1)/(T1^2-1)
2730 Q1=RIN/H +.000001
2740 G2=(3*AA^2-2)/SQR(AA^2+1)*ATN(SQR(Q2^2-1)/SQR(AA^2+1))-SQR(Q2^2-1)/(T2^2-1)
2750 FAS=SS*QU/(4*PI)*(1/(AA^2+1))*(SP*G1+G2)
2760 ESF(I,J)=ESF(I,J)+FAS
2770 NEXT J
2780 NEXT JJ
2790 NEXT I
2800 NEXT II
2840 PRINT
3000 REM SUBROUTINA MIASEN
3010 FOR I=1 TO NP
3020 LL=NC
3030 FOR J=1 TO NF
3040 P=C
3050 ZP=ZR(J)
3060 FOR K=1 TO LL
3070 KK=K-1
3080 P=P-GA(K)*(HL(KK)-HL(K))
3090 IF (ZP<HL(KK)) THEN 3110
3095 NEXT K
3100 GOTO 3360
3110 P=P-GA(K)*(HL(KK)-ZP)
3120 TUESF=ESF(I,J)+P
3130 MN=NA(K)
3140 FOR L=1 TO MN
3150 IF (P<PR(K,L)) THEN 3190
3160 NEXT L
3161 PRINT
3165 PRINT "PRESION MAYOR A LAS DEFINIDAS EN CURVA ODOMETRICA";J
3166 PRINT "PUNTO NUMERO ";I; " COORDENADAS ";
3167 PRINT USING"###.## ###.##";XR(I),YR(I);
3168 PRINT " PRESION =";
3169 PRINT USING"###.###";P
3170 P=PR(K,MN)
3180 GOTO 3220
3190 IF L>1 THEN 3220
3194 PRINT
3195 PRINT "PRESION MENOR A LAS DEFINIDAS EN CURVA ODOMETRICA";J
3196 PRINT "PUNTO NUMERO ";I; " COORDENADAS ";
3197 PRINT USING"###.## ###.##";XR(I),YR(I);
3198 PRINT " PRESION =";
3199 PRINT USING"###.###";P
3200 P=PR(K,1)
3210 L=2
3220 LU=L-1
3230 VA=RE(K,LU)+((RE(K,L)-RE(K,LU))*(P-PR(K,LU)))/(PR(K,L)-PR(K,LU))
3240 FOR L=1 TO MN

```

```

3250 IF (TUESF < PR(K,L)) THEN 3280
3255 NEXT L
3256 PRINT
3257 PRINT "PRESION MAYOR A LAS DEFINIDAS EN CURVA ODOMETRICA";
3258 PRINT "PUNTO NUMERO ";I; " COORDENADAS ";
3259 PRINT USING"***.## ***.##";XR(I),YR(I);
3260 PRINT " PRESION =";
3261 PRINT USING"****.##";P
3265 TUESF=PR(K,MN)
3270 GOTO 3320
3280 IF(L>1)THEN 3320
3284 PRINT
3285 PRINT "PRESION MENOR A LAS DEFINIDAS EN CURVA ODOMETRICA";
3286 PRINT "PUNTO NUMERO ";I; " COORDENADAS ";
3287 PRINT USING"***.## ***.##";XR(I),YR(I);
3288 PRINT " PRESION =";
3289 PRINT USING"****.##";P
3290 TUESF=PR(K,1)
3300 L=2
3310 IF(P>TUESF) THEN 3350
3320 LU=L-1
3330 VO=RE(K,LU)-(RE(K,L)-RE(K,LU))*(TUESF-PR(K,LU))/(PR(K,L)-PR(K,LU))
3340 GOTO 3360
3350 VO=VA+CE(K)*.43429*LOG(P/(TUESF+.001))
3360 DH(J)=(VA-VO)/(1-VA)
3365 NEXT J
3370 IK=1
3380 FOR J= 1 TO NF
3390 ZP=ZR(J)+SIT(I)
3400 IF(ZP<HL(LL-1)) THEN 3440
3410 LU=LL+1
3420 HEFC(I,J)=HL(LU)
3430 GOTO 3550
3440 IF(HL(IK)<ZP) THEN 3480
3450 JU=J-1
3460 HEFC(I,J)=(ZR(J)-ZR(JU))/2+SIT(I)
3470 GOTO 3550
3480 IF(HL(IK)>SIT(I)) THEN 3530
3490 IK=IK+1
3500 IF(HL(IK)<ZP) THEN 3480
3510 HEFC(I,J)=SIT(I)
3520 GOTO 3550
3530 HEFC(I,J)= HL(IK)
3540 IK=IK+1
3550 NEXT J
3560 LU=NF+1
3570 LV=LL-1
3580 HEFC(I,LU)=HL(LV)
3590 FOR J=1 TO NF
3600 JU=J+1
3610 A=S(I,J)=(HEFC(I,JU)-HEFC(I,J))*DH(J)
3615 NEXT J
3620 LV=NF+1
3630 AA(I,LV)=0
3640 FOR J=1 TO NF
3650 JU=NF+1-J
3660 LU=JU+1
3670 AA(I,JJ)=AA(I,LU)+A=S(I,JJ)
3680 NEXT J
3690 REM. FIN DE MIASEN
3700 NEXT I
3710 PRINT
3720 INPUT "DESEA VER LOS DATOS EN PANTALLA (S/N) ";RS
3730 IF LEFTS (RS,1)="N" OR LEFTS (RS,1)="R" THEN 6970
4680 CLS
4690 PRINT
4700 PRINT " ***** RESULTADOS *****"
4800 FOR I=1 TO NP
4810 PRINT " PUNTO NUMERO ";I; "- COORDENADAS ";
4815 PRINT USING" ***.## ***.##";XR(I),YR(I)
4820 NI=NF-1
4835 PRINT " PRESION INICIAL = " USING"****.##";P

```

```

4837 PRINT "                                PROFUNDIDAD          ESFUERZO"
4840 PRINT STRINGS(70," _")
4850 MAX = ESF(I,1)
4860 MIN = ESF(I,1)
4870 FOR J=1 TO NF
4880 P2(J)=SIT(I)+ ZR(J)
4890 PRINT USING"                                ***.**          ***.**";P2(J),ESF(I,J)
4900 IF ESF(I,J)>MAX THEN MAX=ESF(I,J) ELSE IF ESF(I,J)<MIN THEN MIN=ESF(I,J)
4920 NEXT J
4925 INPUT "                                TECLEE <ENTER> PARA VER LA GRAFICA DE ESFUERZOS",PS
4926 CLS
4927 SCREEN 9
4928 WINDOW (-20,-20)-(620,320)
4930 RA = MAX - MIN
4940 SC = 65/RA
4941 PRINT
4942 PRINT
4980 PRINT "                                ESFUERZO EN PUNTO NUMERO ";I: " - COORDENADAS ";
4991 PRINT USING"***.** ***.**";XR(I),YR(I)
4993 PRINT
5010 VA = MIN
5015 PRINT TAB(6);
5016 ESCY=240/(HL(NC+1)-HL(1))
5017 ESCX=520/RA-
5018 XD=565:XI=45
5050 FOR J = 1 TO 10
5060 PRINT USING" ***.**";VA;
5070 VA = VA + RA/9
5080 NEXT J
5081 VERE= HL(1)
5082 PROFE= HL(NC+1)-HL(1)
5084 REM PRINT USING"***.**";VERE
5085 FOR J = 1 TO 18
5090 PRINT USING"***.**";VERE
5095 VERE = VERE - PROFE/17
5099 NEXT J
5158 FOR J = 1 TO NF-1
5171 LINE (XD,(250-(HL(J)-HL(1))*ESCY)) - (XI,(250-(HL(J)-HL(1))*ESCY)),4
5173 LINE (XD,(250-(HL(NC+1)-HL(1))*ESCY)) - (XD,250),2
5174 LINE (XI,(250-(HL(NC+1)-HL(1))*ESCY)) - (XI,250),2
5175 ESD=ESF(I,J)-MIN
5176 ESI=ESF(I,J-1)-MIN
5177 PED=250-P2(J)*ESCY
5178 PEI=250-P2(J+1)*ESCY
5179 LINE (XI+ESD*ESCX,PED) - (XI+ESI*ESCX,PEI),3
5180 NEXT J
5183 PRINT
5190 INPUT "                                TECLEE <ENTER> PARA VER RESULTADOS DE ASENTAMIENTOS",PS
5191 CLS
5193 PRINT
5202 PRINT "                                PUNTO NUMERO ";I: "- COORDENADAS ";
5203 PRINT USING" ***.** ***.**";XR(I),YR(I)
5205 PRINT
5210 PRINT "                                PROFUNDIDAD          ASENTAMIENTO"
5220 PRINT STRINGS(70," _")
5225 MAA = AA(I,1)
5226 MIA = AA(I,1)
5230 FOR J=1 TO NI
5240 PRINT USING"                                ***.**          ***.**";HEFC(I,J),AA(I,J)
5245 IF AA(I,J)>MAA THEN MAA=AA(I,J) ELSE IF AA(I,J)<MIA THEN MIA=AA(I,J)
5250 NEXT J
5260 INPUT "                                TECLEE <ENTER> PARA VER LA GRAFICA DE ASENTAMIENTOS",PS
5261 CLS
5265 RAA = MAA - MIA
5270 SCA = 65/RAA
5272 PRINT
5273 PRINT
5274 PRINT "                                ASENTAMIENTO EN PUNTO NUMERO ";I: " - COORDENADAS ";
5275 PRINT USING" ***.** ***.**";XR(I),YR(I)
5280 PRINT
5285 VAA = MIA
5289 PRINT TAB(5);

```

```

5290 ESY=240/(HL(NC-1)-HL(1))
5291 ESX=520/RAA
5292 XD=560:XI=40
5293 FOR J = 1 TO 10
5294 PRINT USING" ***.##";VAA;
5300 VAA = VAA + RAA/9
5302 NEXT J
5303 VER = HL(1)
5304 PROF= HL(NC-1)-HL(1)
5306 FOR J= 1 TO 18
5307 PRINT USING" ***.##";VER
5308 VER = VER - PROF/17
5309 NEXT J
5310 FOR J = 1 TO NF
5324 LINE (XI,(250-(HL(J)-HL(1))*ESY)) - (XI,(250-(HL(J)-HL(1))*ESY),4
5325 LINE (XD,(250-(HL(NC-1)-HL(1))*ESY)) - (XD,250),2
5327 LINE (XI,(250-(HL(NC+1)-HL(1))*ESY)) - (XI,250),2
5328 ESD=AA(I,J)-MIA
5329 ESI=AA(I,J+1)-MIA
5330 PED=250-HEFC(I,J)*ESY
5331 PEI=250-HEFC(I,J+1)*ESY
5332 LINE (XI-ESD*ESX,PED) - (XI+ESI*ESX,PEI),3
5336 NEXT J
5350 PRINT
5360 INPUT "          TECLEE <ENTER> PARA CONTINUAR",PS
5361 CLS
5370 PRINT
5380 NEXT I
5390 PRINT
6970 INPUT "          DESEA CREAR UN ARCHIVO DE RESULTADOS (S/N) ";RS
6980 IF LEFTS (RS,1)="N" OR LEFTS (RS,1)="n" THEN 7870
6990 PRINT
7000 INPUT"          NOMBRE DEL ARCHIVO DE RESULTADOS";NS
7010 PRINT
7020 OPEN "C",#3,NS
7030 FOR I=1 TO NF
7035 PRINT #3,
7040 PRINT #3,"          PUNTO NUMERO ";I;"- COORDENADAS";
7041 PRINT #3,USING" ***.## ***.##";XR(I),YR(I)
7045 PRINT #3,
7046 PRINT #3,"          PRESION INICIAL = " USING"****.##";P
7050 NI=NF+1
7055 PRINT #3,
7060 PRINT #3,"          PROFUNDIDAD          ESFUERZO"
7065 PRINT #3,
7070 REM PRINT #3, STRINGS(35,"_")
7080 MAX = ESF(I,1)
7090 MIN = ESF(I,1)
7100 FOR J=1 TO NF
7110 P2(J)=SIT(I)+ ZR(J)
7120 PRINT #3,USING"          ***.##          ***.##";P2(J),ESF(I,J)
7130 IF ESF(I,J)>MAX THEN MAX=ESF(I,J) ELSE IF ESF(I,J)<MIN THEN MIN=ESF(I,J)
7140 NEXT J
7350 PRINT #3,"
7355 PRINT #3,"          PUNTO NUMERO ";I
7360 PRINT #3,
7380 PRINT #3,"          PROFUNDIDAD          ASENTAMIENTO"
7390 PRINT #3,
7400 REM PRINT #3, STRINGS(35,"_")
7410 MAA = AA(I,1)
7420 MIA = AA(I,1)
7430 FOR J=1 TO NI
7440 PRINT #3,USING"          ***.##          ***.##";HEFC(I,J),AA(I,J)
7450 IF AA(I,J)>MAA THEN MAA=AA(I,J) ELSE IF AA(I,J)<MIA THEN MIA=AA(I,J)
7460 NEXT J
7470 NEXT I
7800 CLS
7810 PRINT
7820 PRINT "          FUE CREADO EL ARCHIVO "; " < ";NS;" > "
7880 PRINT
7890 PRINT "          -TECLEE <ENTER> PARA SALIR! "
7900 END

```