

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Selección del tipo de cimentación para  
estructuras en sectores con suelos  
de baja capacidad soporte en Guatemala

José Pablo Labbé Melville

Guatemala  
2006



Selección del tipo de cimentación para  
estructuras en sectores con suelos  
de baja capacidad soporte en Guatemala

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Selección del tipo de cimentación para  
estructuras en sectores con suelos  
de baja capacidad soporte en Guatemala

Trabajo de investigación presentado  
por José Pablo Labbé Melville  
para optar al grado académico de  
Ingeniero Civil

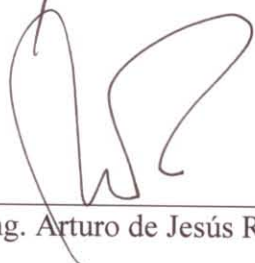
Guatemala  
2006

Vo. Bo. :

(f)   
Ing. Eric Guillermo Avilés Calderón

Tribunal:

(f)   
Ing. Carlos Alejandro Maldonado Lutomirsky

(f)   
Ing. Arturo de Jesús Rudeke Batres

(f)   
Ing. Eric Guillermo Avilés Calderón

## PREFACIO

Este trabajo de graduación ha sido realizado con el fin de brindar a los ingenieros civiles una guía para tener una idea de qué tipo de cimentación se puede seleccionar en ciertos sectores de la República de Guatemala que tienen suelos de bajo valor soporte. Durante el proceso de elaboración del trabajo se visitó el Instituto Geográfico Nacional (IGN), en donde cuentan con una base de datos y mapas de La República de Guatemala, bastante amplia. Aquí se obtuvo información Geológica, mediante mapas digitales elaborados por el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentos (MAGA), lo cual facilitó el proceso de regionalización de los sectores con suelos pobres en valor soporte, del país. Al mismo tiempo se recopiló información, mediante reuniones con el asesor de este trabajo, el Ingeniero Eric Guillermo Avilés Calderón, quien compartió su experiencia laboral, y criterio profesional, en este campo de las cimentaciones en suelos de esta naturaleza.

Desde el momento que se quiere sectorizar Guatemala, por medio de un mapa Geológico, se puede detectar la ausencia de información específica dentro de los 108,889 Km<sup>2</sup> que comprende el área territorial de todo el país. Por tal razón es importante dejar claro que las recomendaciones, que se hacen dentro de este trabajo, son solamente un primer acercamiento a lo que el ingeniero se puede enfrentar en un sitio específico. Por la misma deficiencia de información geotécnica que tiene el país, la postura del autor es sumamente conservadora. De igual forma se comprende la razón de este déficit de información geotécnica, ya que para generar un mapa geotécnico minucioso se necesitaría hacer un estudio de suelos exhaustivo alrededor de toda la República, lo cual aparentemente no ha sido económicamente viable para ninguna institución del país.

Expreso mi testimonio de gratitud a mi Asesor, futuro colega y amigo de toda la vida, el Ingeniero Eric Guillermo Avilés Calderón, quien me extendió la mano para poder realizar este trabajo de Selección del Tipo de Cimentación para Estructuras en Sectores con Suelos de Baja Capacidad Soporte en Guatemala. De igual forma agradezco a todos los ingenieros que intervinieron y colaboraron en la realización de este trabajo.

## ÍNDICE

LISTA DE CUADROS.....	vi
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	vii
RESUMEN.....	viii
<b>Capítulos</b>	
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. DEFINICIÓN DE SUELOS CON BAJA CAPACIDAD SOPORTE.....	3
III. DEFINICIÓN GEOGRÁFICA DE REGIONES DE GUATEMALA CON SUELOS DE BAJA CAPACIDAD SOPORTE.....	4
IV. MEDIOS PARA DETERMINAR SUELOS CON BAJA CAPACIDAD SOPORTE.....	7
V. ANÁLISIS DE SUELOS (CAPACIDAD SOPORTE).....	24
VI. TIPOS DE CIMENTACIÓN.....	32
VII. SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN POR REGIÓN.....	39
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	43
IX. BIBLIOGRAFÍA.....	45

## LISTA DE CUADROS

<b>Cuadro</b>	<b>Página</b>
1. Compacidad de un suelo granular.....	12
2. Límites de Atterberg.....	13
3. Clasificación de materiales para subrasantes de carreteras.....	16
4. Sistema unificado de clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos.....	18
5. Sistema unificado de clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.....	19
6. Sistema unificado de clasificación; símbolos de grupo para suelos tipo grava.....	20
7. Diagrama de flujo para nombres de los grupos de suelos tipo grava y arenosos (según ASTM, 1998).....	21
8. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).....	22
9. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos orgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).....	23
10. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	25
11. Factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de Meyerhof.....	31

## LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración	Página
1. Diagrama de 3 fases de un suelo saturado con volumen de sólidos igual a 1.....	8
2. (a) copa de Casagrande; (b) herramienta de corte estándar.....	13
3. Carta de plasticidad.....	20
4. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida, rígida y rugosa.....	24
5. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas.....	27
6. Tipos de zapatas para columnas.....	33
7. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.....	36
8. Tipos de pilas.....	38

## RESUMEN

La guía que se presenta a continuación tiene como fin brindar apoyo a los ingenieros civiles para la selección del tipo de cimentación apropiada en sectores con suelos de baja capacidad soporte en la República de Guatemala. Como primer paso se define qué es un suelo de baja capacidad soporte. Luego se presenta el mapa Geológico de la República de Guatemala obtenido en el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentos (MAGA), basado en la cartografía del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Como siguiente paso se regionaliza la República de Guatemala así: Costa sur, Costa noreste e Izabal, regiones lacustres, región de Las Verapaces y el resto de la República. Para decidir si un suelo es de baja capacidad o no, se deben conocer los tamaños de estructuras que se pueden construir. Es por esta razón que se clasifican las estructuras como pequeñas, medianas o grandes.

Basado en esto se entra en detalle con temas específicos de los tipos de datos que se requieren para poder definir las capacidades de los suelos, comenzado con la exploración del subsuelo: Recolección de información preliminar, reconocimiento e investigación del sitio.

Una vez conocidas las características del suelo y las posibles estructuras a construir, se definen los tipos de cimentación con los cuales un ingeniero puede contar, y cuáles son los casos en los que se utilizan, generalmente. De esta forma se procede a recomendar el tipo de cimentación que cumple con los requisitos presentados anteriormente, según las regiones delimitadas.

La idea del proyecto es recomendar el tipo cimentación que cumpla con los requerimientos de las estructuras y del tipo de suelo en la cual se planea construir, con el fin de guiar al constructor a la decisión correcta, esto no implica aprender a diseñar los tipos de cimentaciones recomendadas. El criterio que se utilizó para la selección de las cimentaciones se basa, en gran parte, en la trayectoria y experiencia del ingeniero asesor del proyecto, quien ha destacado en este campo. De igual forma, teniendo información geotécnica tan limitada, la postura que se toma dentro del contexto es sumamente conservadora y se concluye en algunos casos que es preferible hacer estudios de suelos *in situ* antes de recomendar una cimentación específica.

## I. INTRODUCCIÓN

El proyecto tiene como fin brindar una guía de ayuda a los constructores para la selección del tipo de cimentación apropiada en sectores con suelos de baja capacidad soporte en la República de Guatemala. Desde el punto de vista geotécnico, la idea es seleccionar el tipo de cimiento adecuado, que cumpla con todos los requerimientos obtenidos en las distintas pruebas y muestreos, según la capacidad de carga y el posible asentamiento del suelo propuesto, tomando en cuenta el conocimiento del asesor y su experiencia en este campo.

Para delimitar el tema, se comienza definiendo los suelos de bajo valor soporte y bajo qué condiciones son de este tipo. Luego se regionaliza la República de Guatemala en cinco zonas: Costa sur, Costa noreste e Izabal, regiones lacustres, región de Las Verapaces y el resto de la República. Las condiciones mediante las cuales se decide si un suelo es de baja capacidad o no, están ligadas a los tamaños de estructuras que se pueden construir. En este caso se definen las estructuras como pequeñas, medianas o grandes, abarcando en el contexto desde estructuras tipo casa hasta mega estructuras tipo presas, puentes y silos. Con base a estos datos se adentra el estudio a los temas específicos de los tipos de datos que se requieren para poder definir las capacidades de los suelos, teniendo como origen la exploración del subsuelo y sus tres pasos: Recolección de información preliminar, reconocimiento e investigación del sitio. El fin del proyecto es recomendar el tipo cimentación que cumpla con los requerimientos de la estructura y del tipo de suelo, con el fin de guiar al constructor a la decisión correcta, lo cual no implica aprender a diseñar los tipos de cimentaciones recomendadas.

En Guatemala se tienen múltiples tipos de suelos con los cuales los ingenieros civiles se enfrentan a grandes retos para poder llevar a cabo edificaciones de todo tipo. Estos terrenos presentan altos niveles de dificultad para seleccionar la base fundamental de la estructura, y más aún, que la estructura sea, ante todo, segura y duradera.

Con este proyecto, el ingeniero civil podrá escoger o acercarse a la cimentación adecuada, teniendo el previo conocimiento de las características del suelo con baja capacidad soporte, las cuales se pueden conocer mediante mapas geotécnicos de la República de Guatemala o por estudios de suelos formales que conllevan distintos tipos de ensayos y muestreos que se mencionarán en la metodología.

Intentar seleccionar cimentaciones sin conocer a la perfección un suelo puede ser peligroso. El mapa geológico de la República de Guatemala que se presenta dentro de este trabajo es la herramienta elemental para poder conocer los suelos del país. Una de las limitaciones del uso

de este mapa proveído por el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentos (MAGA), basado en la cartografía del Instituto Geográfico Nacional (IGN), es la falta de información sobre los valores soporte de los suelos del país, al igual que otra información de utilidad para poder definir los tipos de cimentación necesarios en las distintas regiones. Por ausencia de esta información, se tomó un criterio basado en la trayectoria y experiencia del ingeniero asesor del proyecto, quien ha destacado en este campo.

Es necesario realizar este proyecto ya que Guatemala cuenta con suelos de bajo valor soporte, los cuales se pueden asentar y colapsar, causando desastres fatales. Estos desastres se pueden prever con estructuras que cumplan con los factores de seguridad requeridos por las normas y buenas prácticas de ingeniería.

## II. DEFINICIÓN DE SUELOS CON BAJA CAPACIDAD SOPORTE

### A. Definición de suelos con baja capacidad soporte

Un suelo con baja capacidad soporte es aquel que al ser sometido a esfuerzos, generados por una estructura o superestructura formal<sup>1</sup>, falla por corte general o experimenta asentamientos o desplazamientos excesivos.

Esto implica que para definir un suelo de baja capacidad soporte, primero debemos conocer el tipo de edificación que se construirá en el sitio, la propuesta de material a usar y cual será su uso final. Por ejemplo, un suelo puede tener la suficiente capacidad para soportar una bodega de acero para almacenamiento, pero no forzosamente un silo, de concreto reforzado que genera cargas dinámicas las 24 horas del día. Es aquí, entonces, donde se debe comprender la complejidad que requiere definir un suelo con baja capacidad soporte y bajo qué características se considera como tal.

Para fines de este trabajo se tomarán en cuenta tres tipos de estructuras formales:

**1. Estructuras pequeñas.** Estructuras como casas, comerciales, talleres y edificaciones de 1 nivel, las cuales no tengan fines de almacenamiento masivo tipo bodega o fábricas con maquinaria y equipo pesado.

**2. Estructuras medianas.** Estructuras, edificios o casas de 2 a 3 niveles, bodegas de almacenamiento, centros educativos y de salud, pequeños centros comerciales, etc.

**3. Estructuras grandes o superestructuras.** Incluye estructuras de cuatro o más niveles tipo hoteles, edificios, centros comerciales grandes, fábricas, ingenios, etc. Se deben incluir aquí las estructuras que generan grandes cargas estáticas y dinámicas como los silos, puentes, puentes, presas, estadios, etc.

Se debe tomar en cuenta que los materiales de los cuales está constituido el suelo son de suma importancia en este análisis, ya que una grava se comporta de una forma distinta a una arcilla o a un terreno con material orgánico. Se entrará, con mayor detalle, a este tema en los siguientes capítulos.

---

<sup>1</sup> Entiéndase por estructura formal, aquella la cual fue diseñada y construida por uno o varios colegiados, basándose en códigos de diseño y criterio profesional.

### III. DEFINICIÓN GEOGRÁFICA DE REGIONES DE GUATEMALA CON SUELOS DE BAJA CAPACIDAD SOPORTE

#### A. Mapas

Se utilizará, para establecer la geología del terreno, el mapa geológico de la República de Guatemala del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA), basado en la cartografía del Instituto Geográfico Nacional (IGN). Por motivos de la escala el mapa se presenta en versión digital, ver disco adjunto, archivo: **Mapa geológico de la República de Guatemala**. (MAGA, 2001)

#### B. Subdivisión por regiones

Como se puede ver en el mapa geológico anterior, Guatemala cuenta con una gran gama de clases de estratos rocosos y suelos. Dentro de esta geología podemos encontrar suelos con distintas características, lo cual dificulta la regionalización o sectorización del país de una forma uniforme para los fines de este estudio. Para partir con el análisis de los suelos con bajo valor soporte, se subdividirá la República de Guatemala en cinco sectores distintos:

**1. Costa sur.** Abarca la zona costera de Jutiapa, Santa Rosa, Escuintla, Suchitepéquez, Retalhuleu y una pequeña parte de San Marcos. En su mayoría, los suelos son arenosos, arenalimosos y arena arcillosa, en algunos casos con contenido orgánico; tomando en cuenta niveles freáticos altos y alta posibilidad de licuefacción a la hora de un sismo. Generalizando esta región como suelos colapsables. (Braja M. Das, 2006 y MAGA, 2001)

**2. Costa noroeste e Izabal.** En esta zona, dentro del departamento de Izabal, se cuenta con terrenos arenosos, formaciones de caliza y conglomerados, en Puerto Barrios, Puerto de Santo Tomás de Castilla, Livingston, Punta Manabique, etc. Y zonas altamente pantanosas con residuos orgánicos de manglares en toda la ribera del Río Dulce y a orillas del Lago de Izabal. Este caso también cuenta con niveles freáticos altos y riesgo a la licuefacción por sismo. Esta región cuenta con suelos colapsables y expansivos. (Braja M. Das, 2006 y MAGA, 2001)

**3. Regiones lacustres.** Son áreas que se encuentran cerca de grandes masas de agua (entre 20 y 50 metros de distancia de la orilla) y que no clasifican dentro de ninguna de las subdivisiones anteriores. Estos casos son las orillas de los Lagos de Atitlán, Amatitlán, Petén Itzá y algunas Lagunas. Los niveles freáticos son altos por la cercanía a los cuerpos de agua. La

posibilidad de licuefacción es alta, ya que se tienen casos con arena de río y piedra, rocas volcánicas, y en ocasiones arcillas, material orgánico y hasta sedimentos marinos, obteniéndose resultados de suelos colapsables, generalmente. En las áreas, no tan cercanas, algunas veces se cuenta con la presencia de coladas de lava y edificios volcánicos, mejorando las condiciones del subsuelo. (Braja M. Das, 2006 y MAGA, 2001)

**4. Región de las Verapaces.** Región conformada por los departamentos de Alta Verapaz y Baja Verapaz en la zona central de la República de Guatemala, y se puede incluir la zona sur del Petén. Esta zona contiene suelos calcáreos cársticos<sup>2</sup> en múltiples sectores, que son afectados de sobremanera por el intemperismo. Este material permite la formación de cuevas o cavernas en el subsuelo al paso del agua subterránea y contacto con el ozono, generando condiciones indeseadas al ingeniero que construya sobre estos suelos. (Braja M. Das, 2006 y MAGA, 2001)

**5. Resto de la República.** Dentro de esta subdivisión clasifica el resto de la República que no contiene ninguna de las características mencionadas dentro de las cuatro subdivisiones anteriores. Debido a la irregularidad de la geología guatemalteca, es extremadamente complicado sectorizar, los suelos de baja capacidad soporte de todo el país mediante un mapa geológico. En estos casos se requerirá obligatoriamente de alguna opción alterna para conocer las propiedades de los suelos. Las opciones son: hacer estudio de suelos en las áreas inexploradas o recopilar información textual, experimental y visual de las vecindades. Estas opciones alternas se tratarán en el siguiente segmento. (Braja M. Das, 2006 y MAGA, 2001)

## C. Áreas exploradas

A pesar de tener regionalizada la República de Guatemala y contar con información de los sitios, mediante mapas o datos, no siempre es suficiente para concluir sensatamente sobre los suelos que se quieran explotar.

Las áreas exploradas, en este caso, se toman como los sectores o sitios donde ya existen obras civiles. Entiéndase por obra civil cualquier edificación formal hecha anteriormente, sin importar la magnitud o tipo de construcción. La ventaja, de las áreas exploradas, es que se pueden seguir varios pasos para evaluar los tipos de suelos en el entorno deseado. La siguiente lista puede ayudar al constructor a obtener información preliminar, mediante una visita física al sitio, sin necesidad de hacer un estudio de suelos formal:

---

<sup>2</sup> Son suelos, con formación marina, en base a depósitos de rocas calizas. Este material es afectado por el intemperismo físico y químico, razón por la cual se forman cavernas subterráneas.

- Observar las edificaciones cercanas para tener una idea de lo que se ha hecho anteriormente en el sitio y sus cercanías.
- Visitar y consultar con las vecindades, y si fuese posible las edificaciones, para analizar posibles problemas que contengan las construcciones y sus suelos. Por ejemplo, si en una casa se pudiera ver que existen grietas diagonales en los muros, se puede asegurar que hay problemas de asentamiento del suelo y que la cimentación fue mal diseñada para tal caso.
- Obtener información técnica de las construcciones cercanas, como planos de cimentaciones o estudios de suelos, ya sea con los vecinos o con los ingenieros diseñadores o ingenieros constructores.

No siempre es posible obtener la información mencionada anteriormente, pero la visita al sitio es obligatoria para tener una idea básica del terreno. La inspección del sitio puede dar una buena idea del sector en el que se planea hacer la futura construcción. De igual forma, si esta información se pudiera conseguir, es necesario contar con criterio y experiencia para poder tomar la decisión de si es necesario un estudio de suelos o no. Si la información obtenida no es del todo formal, se preferirá hacer un estudio de suelos antes de arriesgar una vida.

#### **D. Áreas no exploradas**

Ciertas regiones de Guatemala son vírgenes, en el sentido de la construcción, por lo cual se le considera un área inexplorada o no explorada, dentro de este contexto. De dichos sectores no se cuenta con mayor información de interés para el constructor mas que los mapas geológicos, y de suelos, con los que cuentan ciertas entidades guatemaltecas. Se recomienda realizar visitas al sitio con especialistas de suelos y es obligatorio realizar un estudio de suelos formal, de lo contrario se considera peligroso el hecho de construir cualquier tipo de edificación. No importa el tipo de obra civil que se vaya a realizar, pequeña, mediana o grande, se debe de realizar un estudio profundo del terreno, de sus tipos de suelos, niveles freáticos y sus capacidades de soporte, como mínimo.

#### IV. MEDIOS PARA DETERMINAR SUELOS CON BAJA CAPACIDAD SOPORTE

Para identificar los estratos de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas, es necesario realizar una exploración del subsuelo. El propósito de esta exploración tiene como fin obtener información que ayude al ingeniero en las siguientes tareas:

- Tener el conocimiento del subsuelo para poder seleccionar el tipo y la profundidad de la cimentación adecuada para una estructura (pequeña, mediana o grande).
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- Estimar los posibles niveles de asentamiento que pueda tener la estructura.
- Determinar problemas potenciales de la cimentación como suelos expansivos, suelos colapsables, rellenos sanitarios, etc.
- Determinar el nivel freático del subsuelo.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo es comprendida por varios pasos:

- **Recolección de información preliminar:** Se debe obtener información relativa al tipo de estructura por construirse y acerca de su uso general. Para la construcción de edificios, se deben conocer las cargas aproximadas que se transmitirán al suelo y sus espaciamientos.
- **Reconocimiento:** Como se mencionó con anterioridad, siempre se debe de efectuar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de características topográficas, estratificación del suelo, tipo de vegetación en el sitio, marcas altas de agua en edificios, niveles de agua freática en pozos cercanos, tipos de construcción cercana y existencia de grietas en muros.
- **Investigación del sitio:** Esta fase consiste en planear, hacer barrenos de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio, las cuales se entrara en detalle en los siguientes capítulos y sub capítulos. Las perforaciones exploratorias se pueden realizar mediante varios métodos, como la perforación por lavado, con barreno, por sondeo rotatorio o por percusión; la selección del tipo de perforación deberá ser determinada por el ingeniero geotécnico que realice el estudio de suelos formal.

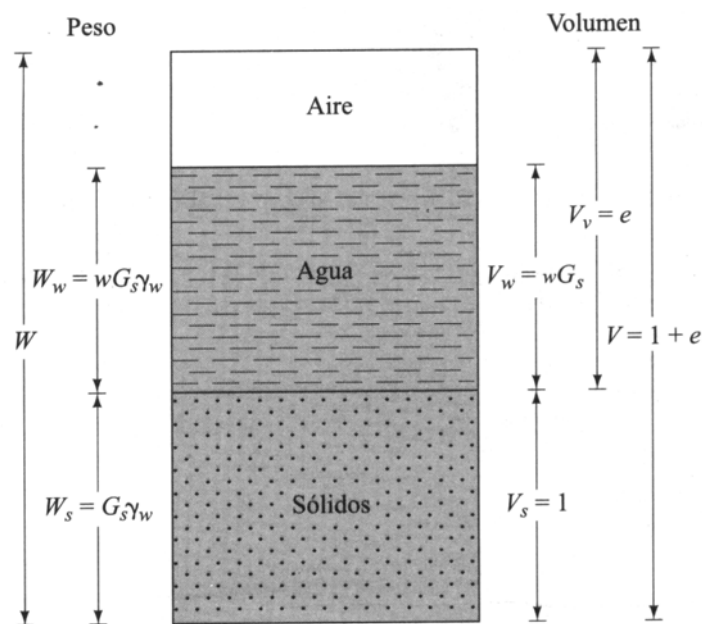
Una vez se tengan las muestras necesarias del terreno, se debe proceder a obtener las siguientes propiedades del suelo (siguientes sub capítulos y capítulo V), con el fin de seleccionar, con base a éstos, el tipo de cimentación necesaria. (Braja M. Das, 2003 y Luis Gonzalez Vallejo, 2002)

## A. Relaciones volumétricas y gravimétricas

Las relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos suelen interpretarse mediante los diagramas de tres fases (aire, agua y sólidos), como el que se muestra a continuación:

Ilustración No. 1

Diagrama de 3 fases de un suelo saturado con volumen de sólidos igual a 1.



Las relaciones volumétricas más comunes en estas tres fases se pueden establecer como:

**1. Relación de vacíos (e).** Es la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos, y puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

**2. Porosidad (n).** Se define mediante la razón del volumen de vacíos al volumen total, y se puede expresar de la siguiente manera:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

**3. Grado de saturación (S).** Se puede definir como la razón del volumen de agua al volumen de vacíos y por lo general se escribe como porcentaje, tal y como se expresa a continuación:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

En cuanto a las relaciones gravimétricas más comunes se pueden expresar las siguientes:

**4. Contenido de humedad ( $\omega$ ).** Se le conoce también como el contenido de agua. Se puede definir como la relación de peso de agua al peso de sólidos en un volumen dado.

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

**5. Peso específico ( $\gamma$ ).** Es la relación del peso de un suelo a un volumen unitario:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

A veces suele obtenerse el peso específico seco, eliminando el agua, dependiendo del tipo de análisis aplicado:

$$\gamma = \frac{W_s}{V}$$

**6. Densidad ( $\rho$ ).** Es conveniente trabajar con densidades y no forzosamente con pesos específicos. La densidad se define como la relación de la masa total de la muestra del suelo al volumen unitario:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

(Braja M. Das, 2003)

## B. Distribución granulométrica

Dentro de los distintos tipos de suelo que se pueden obtener, los tamaños de los granos pueden variar de forma considerable. Existen dos tipos de granos a los cuales se les dará interés: granos gruesos y granos finos. Las formas apropiadas para conocer su distribución granulométrica son los siguientes, respectivamente:

**1. Análisis granulométrico por mallas.** Generalmente este tipo de análisis se utiliza para conocer la distribución granulométrica de los suelos de grano grueso. Este análisis por mallas se efectúa tomando una cantidad conocida de suelo seco pulverizado. Se pasa a través de una columna de mallas o tamices de aberturas cada vez más pequeñas hasta llegar a la parte mas baja en donde se tiene una charola o plato sin aberturas. Se mide la cantidad de la cantidad de suelo retenido en cada tamiz y se calcula el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada una de estas mallas. Esta cifra se designa como el porcentaje de partículas menores al tamaño asociado al tamiz.

Este porcentaje que pasa por cada tamiz se grafica sobre papel semi logarítmico. El diámetro del grano  $D$  se grafica sobre la escala logarítmica y el porcentaje de suelo que pasa cada tamiz se grafica sobre la escala aritmética.

Mediante este proceso se pueden obtener dos parámetros, los cuales se usan en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos:

El coeficiente de uniformidad  $C_u$ .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

donde  $D_{60}$  y  $D_{10}$  son los diámetros correspondientes a los tamices por los que pasan el 60 y 10% de las partículas.

El coeficiente de graduación o de curvatura  $C_c$ .

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

donde  $D_{60}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{10}$  son los diámetros correspondientes a los tamices por los que pasan el 60, 30 y 10% de las partículas.

**2. Análisis granulométrico con el hidrómetro.** Este análisis se utiliza, por lo general, para los suelos con granos finos, y se basa en el principio de sedimentación de partículas en agua. Para realizar esta prueba se usan 50 gramos de suelo pulverizado seco. Esta muestra se mezcla con un agente defloculante. Esta muestra se deja por lo menos 16 horas en el defloculante. Luego de esta etapa de saturación del suelo, se agrega agua destilada y la mezcla suelo-floculante se debe agitar. Esta muestra se transfiere a una probeta de 1000 ml y se le agrega agua destilada hasta la marca de los 1000 ml. Se debe mezclar vigorosamente, inmediatamente después se introduce un hidrómetro para medir, en general durante 24 horas, la densidad de sólidos de la suspensión suelo-agua en la vecindad de su bulbo. El hidrómetro debe estar calibrado para indicar la cantidad de suelo que está en suspensión en cualquier tiempo dado. Para obtener el diámetro máximo de las partículas de suelo que aun están en suspensión, se determinan mediante la ley de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

donde  $D$  = diámetro de la partícula de suelo

$G_s$  = peso específico de los sólidos del suelo

$\eta$  = viscosidad del agua

$\gamma_w$  = peso específico del agua

$L$  = longitud efectiva

$T$  = tiempo

Las partículas con diámetros mayores que los calculados se habrán asentado más allá de la zona de medición. De tal forma que, con las lecturas obtenidas en tiempos diferentes en el hidrómetro, puede calcularse el porcentaje de suelo más fino que un diámetro definido  $D$ . (Braja M. Das, 2003)

### C. Compacidad relativa ( $D_r$ ), designación de prueba D-4254 ASTM, 2000

El grado de compactación en el campo puede medirse según la compacidad relativa,  $D_r$ , en suelos granulares. Esto se define mediante la siguiente ecuación, expresada en porcentaje:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

donde  $e_{\max}$  = relación de vacíos del suelo en el estado mas suelto

$e_{\min}$  = relación de vacíos en el estado mas denso

$e$  = relación de vacíos *in situ*

La densidad de un suelo granular puede estar relacionada con su compacidad relativa. En la siguiente tabla se observa una correlación general de la densidad y la compacidad relativa. (Braja M. Das, 2003)

**Cuadro No. 1**  
**Compacidad de un suelo granular.**

Compacidad relativa, $D_r$ (%)	Descripción
0-20	Muy suelto
20-40	Suelto
40-60	Medio
60-80	Denso
80-100	Muy denso

### D. Consistencia del suelo

**1. Límites de Atterberg.** A principios de 1900, Albert Mauritz Atterberg, científico de origen sueco, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos con granos finos con diferentes cantidades de agua. Cuando existen minerales arcillosos en muestras de suelo de grano fino, éste puede modelarse, según la presencia de agua, sin desmoronarse. Esta naturaleza cohesiva es debida a la adsorción de agua que rodea a las partículas. A bajos contenidos de agua, el suelo se comporta de forma frágil. Si el contenido de agua es alto la consistencia del suelo se vuelve líquida y fluye como tal. De esta forma se puede clasificar, el comportamiento del suelo, en cuatro estados básicos: solido, semisólido, plástico y líquido.

**Cuadro No. 2**  
**Límites de Atterberg.**

Sólido	Semisólido	Plástico	Líquido
Límite de contracción	Límite plástico	Límite líquido	

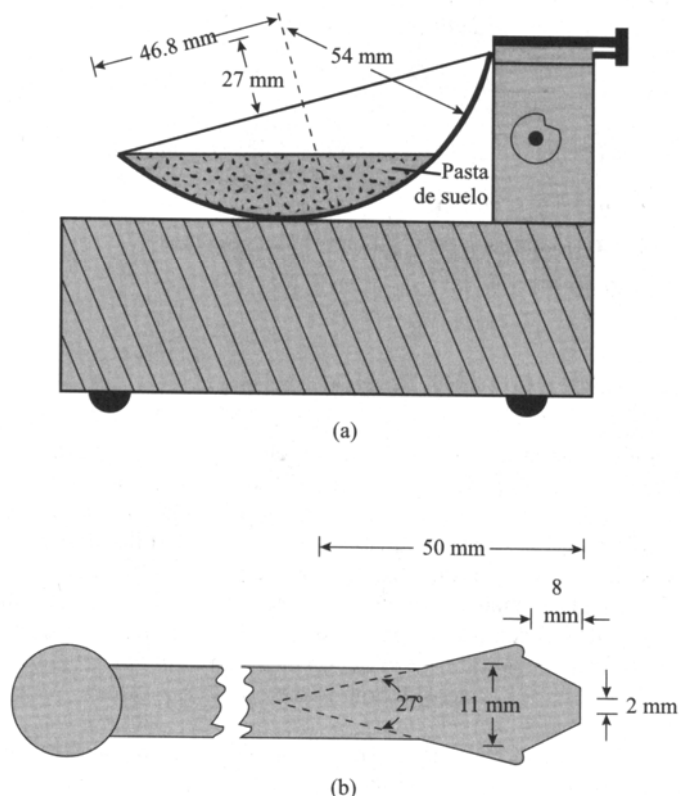
**Contenido de agua creciente →**

Según el contenido de agua en porcentaje, la transición de estado sólido a semisólido se define como límite de contracción. En el punto de transición de estado semisólido a plástico se define como el límite plástico, y de estado plástico a líquido se conoce como el límite líquido.

**a. Límite Líquido (LL) Prueba D-4318 ASTM.** Para determinar el límite líquido se utiliza una copa de bronce (copa de Casagrande) llena de pasta de suelo y una base de hule duro. Esta copa se deja caer sobre la base de hule por una leva operada por una manivela. Se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo que está dentro de la copa, usando la herramienta de corte estándar:

**Ilustración No. 2**

**(a) Copa de Casagrande; (b) herramienta de corte estándar.**



La copa, accionada por la manivela, se levanta y se deja caer desde una altura de 10mm. El contenido de agua en porcentaje, requerido para cerrar una distancia de 12.7mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes es el que define el límite líquido. Este procedimiento está dado por la Prueba D-4318 de la ASTM.

Casagrande (1932) concluyó que cada golpe en la copa corresponde a una resistencia al cortante del suelo de aproximadamente  $1\text{g/cm}^2$ . El límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de  $25\text{g/cm}^2$ .

**b. Límite Plástico (LP) Prueba D-4318 ASTM.** Se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo al ser colocado en rollitos con diámetro de 3.2mm se desmorona. Este es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal. El procedimiento para la prueba se da en la Prueba D-4318 de la ASTM.

**c. Límite de Contracción (SL) Prueba D-427 ASTM.** Se define como el contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa. Conforme una masa de suelo pierde gradualmente su contenido de agua, esta se contrae. Si la pérdida de agua es continua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que más pérdida de agua conduce a que no haya un cambio en volumen.

Este procedimiento se lleva a cabo en un laboratorio, según la Prueba D-427 de la ASTM, en la cual se utiliza un recipiente de porcelana de 44mm de diámetro y 13mm de altura, aproximadamente. En su interior, el recipiente está recubierto con aceite de petróleo que luego se llena completamente con suelo húmedo. Cualquier exceso de muestra que sobresalga del recipiente se debe de eliminar con una regleta. Se debe de registrar la masa del suelo húmedo dentro del recipiente. Una vez conocida esta masa se introduce al horno la muestra para secarla. El volumen de la masa de suelo secada en horno se determina por el desplazamiento del mercurio, pero por el mismo peligro de manejar mercurio la Prueba D-4943 de la ASTM describe un método alternativo de inmersión de la masa de suelo seco en una vasija de cera derretida. La masa de suelo revestida de cera es enfriada y su volumen se determina sumergiéndola en agua. (Braja M. Das, 2003)

**d. Índice de Plasticidad (PI).** La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como el índice de plasticidad (PI):

$$PI = LL - PL$$

## E. Sistemas de clasificación de suelos

Los sistemas de clasificación generan un lenguaje común para expresar, en forma concisa, características generales de los suelos, las cuales pueden ser infinitamente variadas sin descripciones complejamente detalladas. Los suelos que contienen propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento. (Braja M. Das, 2003 y Braja M. Das, 2006)

Existen dos sistemas de clasificación de suelos utilizados por los ingenieros de suelos, los cuales usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos:

**1. Sistema AASHTO.** Sistema utilizado principalmente por los departamentos de caminos estatales y de condados. Desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos. Desde sus orígenes ha sufrido varias revisiones, con la versión actualizada (1945) por el Comité para la Clasificación de Materiales para Subrasantes y Caminos Tipo Granulares del Consejo de Investigaciones Carreteras (Prueba D-3282 de la ASTM; método AASHTO M145).

De acuerdo con el Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Dentro de la clasificación de los primeros tres grupos (A-1 al A-3) son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por el tamiz No. 200. El resto de suelos (A-4 al A-7) son los que más del 35% pasan por el tamiz No.200. En su mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla.

El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- a. Tamaño del grano
  - 1). Grava: fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla No. 10 (2 mm) de EEUU.
  - 2). Arena: fracción que pasa la malla No. 10 (2 mm) EEUU y es retenida en la malla No. 200 (0.075 mm) EEUU.
  - 3). Limo y arcilla: fracción que pasa la malla No. 200 EEUU.
- b. Plasticidad: El término limosos se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un PI de 10 ó menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 ó mayor.

- c. Si cantos rodados y boleos (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, estos deben de excluirse de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando, aun así registrando el porcentaje de tal material.

Para el proceso de clasificación, los datos de prueba se deben de aplicar de izquierda a derecha en el siguiente cuadro:

**Cuadro No. 3**  
**Clasificación de materiales para subrasantes de carreteras.**

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes				De excelente a bueno			
Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†			
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)							
No. 10							
No. 40							
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.			
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40							
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.			
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.			
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Suelos limosos		Suelos arcillosos				
Tasa general de los sobrantes			De mediano a pobre				
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$							
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$							

Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Se debe incorporar un número llamado índice de Grupo (GI). Este número se escribe en paréntesis después de la designación, y está dado por la siguiente ecuación:

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

donde F = por ciento pasado por la malla No 200

Algunas de las reglas para determinar el índice de grupo son las siguientes:

- Si GI da un valor negativo, este se toma igual a 0.
- El GI calculado se debe redondear al número entero más cercano.
- No hay límite superior para el GI.
- El GI de suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, y A-3 siempre es 0.
- Para calcular el GI de suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, se debe usar el índice de grupo parcial para PI:

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

Por lo general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para subrasantes es inversamente proporcional al GI.

**2. Sistema Unificado, ASTM.** Sistema generalmente preferido por los ingenieros geotécnicos. Propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. En la actualidad es ampliamente usado por los ingenieros (Prueba D-2487 de la ASTM). Este sistema clasifica los suelos en dos amplias categorías:

- a. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
- b. Los suelos de grano fino con 50% o mas pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico,

C para arcilla inorgánica y o para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos con alto contenido orgánico.

Otros símbolos de uso común son:

W: bien graduado

P: mal graduado

L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)

H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Para clasificar apropiadamente con este sistema, es necesario conocerse algo o todo de la siguiente información:

- Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm)
- Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm)
- Porcentaje de limo y arcilla, es decir la fracción de finos que pasan la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm)
- Coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y coeficiente de curvatura ( $C_z$ )
- Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No. 40

Los símbolos de grupo para suelos tipo grava de grano grueso y suelos de grano fino se presentan a en los siguientes cuadros:

#### Cuadro No. 4

##### Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

**Cuadro No. 5**  
**Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.**

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI > 7$ ; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI < 4$ ; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Para proceder con la clasificación de suelos se deben llevar a cabo los siguientes pasos:

Paso 1: Determinar el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 (F). Si  $F < 50\%$ , se trata de un suelo de grano grueso, se tiene un suelo de tipo grava o arenoso (donde F = porcentaje de granos mas finos que la malla No. 200), ir a paso 2. Si  $F \geq 50\%$ , se trata de un suelo de grano fino, ir a paso 3.

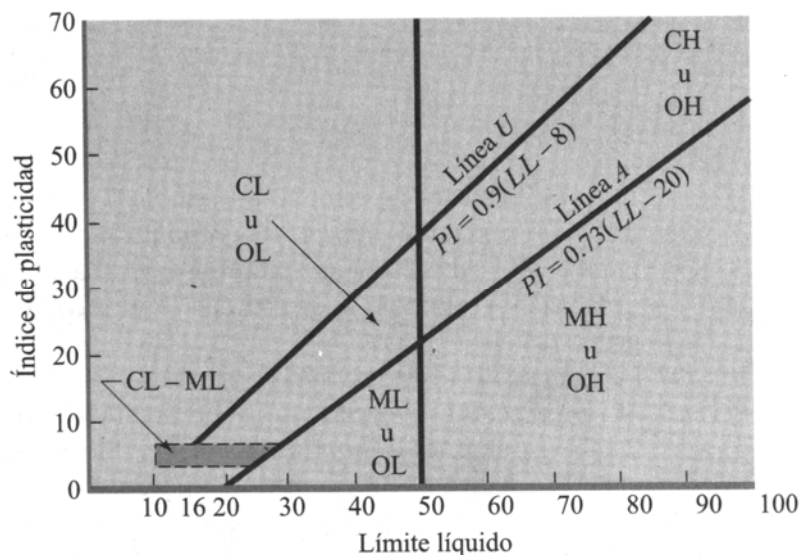
Paso 2: Para un suelo de grano grueso,  $(100 - F)$  es la fracción gruesa en porcentaje. Se necesita determinar el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 4 y es retenido en la malla No. 200,  $F_1$ . Si  $F_1 < (100 - F)/2$ , entonces el suelo tiene mas grava que arena, por lo que es un suelo de tipo grava. Ir a al cuadro No. 6 e ilustración No. 3 para determinar el símbolo de grupo, luego ir al cuadro No. 7 para obtener el nombre de grupo propio del suelo. Si  $F_1 \geq (100 - F)/2$ , entonces se trata de un suelo arenoso. Ir al cuadro No. 4 e ilustración No. 3 para determinar el símbolo de grupo, luego ir al cuadro No. 7 para obtener el nombre de grupo del suelo.

Paso 3: Para un suelo de grano fino, ir al cuadro No. 5 e ilustración No. 3 para obtener el símbolo de grupo. Si se trata de un suelo inorgánico, ir al cuadro No. 8 para obtener el nombre del grupo. Si se trata de un suelo orgánico, ir al cuadro No. 9 para obtener el nombre del grupo.

**Cuadro No. 6**  
**Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos tipo grava.**

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

**Ilustración No. 3**  
**Carta de plasticidad.**

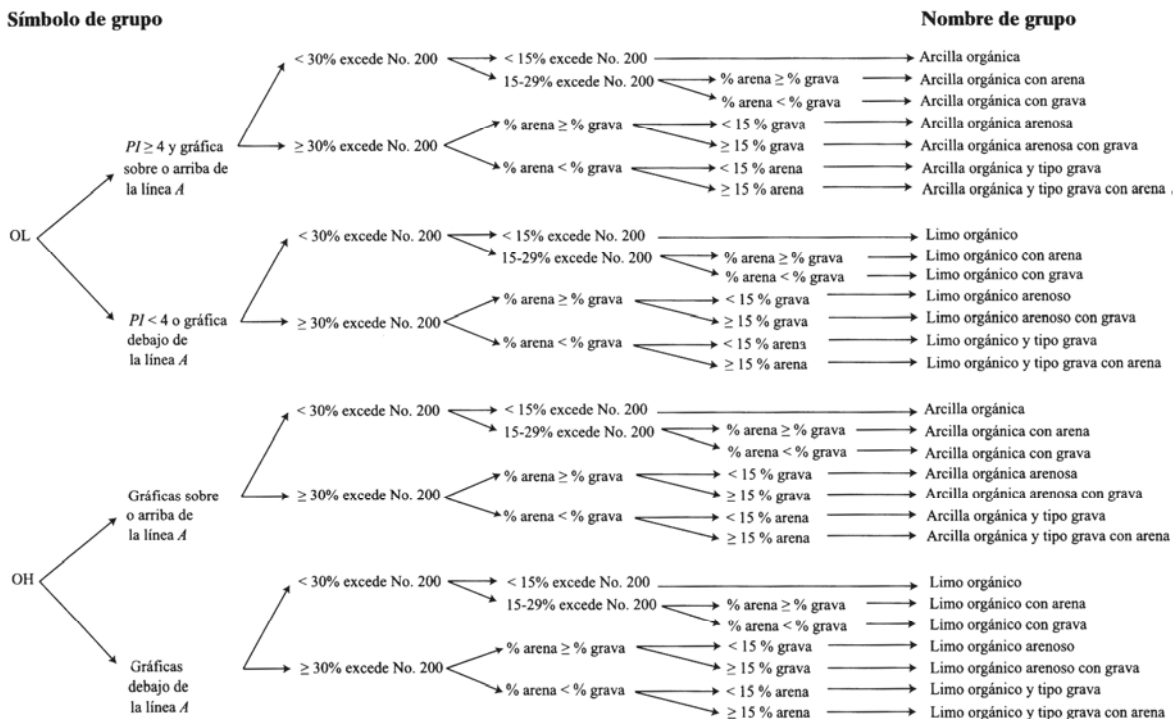


**Cuadro No. 7**  
**Diagrama de flujo para nombres de los grupos de suelos tipo grava y arenosos**  
**(según ASTM, 1998).**

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	< 15% arena	Grava bien graduada
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arena
GP	< 15% arena	Grava mal graduada
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	< 15% arena	Grava bien graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	< 15% arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	< 15% arena	Grava mal graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	< 15% arena	Grava limosa
	≥ 15% arena	Grava limosa con arena
GC	< 15% arena	Grava arcillosa
	≥ 15% arena	Grava arcillosa con arena
GC-GM	< 15% arena	Grava limo-arcillosa
	≥ 15% arena	Grava limo-arcillosa con arena
SW	< 15% grava	Arena bien graduada
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con grava
SP	< 15% grava	Arena mal graduada
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con grava
SW-SM	< 15% grava	Arena bien graduada con limo
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% grava	Arena bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SP-SM	< 15% grava	Arena mal graduada con limo
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% grava	Arena mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SM	< 15% grava	Arena limosa
	≥ 15% grava	Arena limosa con grava
SC	< 15% grava	Arena arcillosa
	≥ 15% grava	Arena arcillosa con grava
SC-SM	< 15% grava	Arena limo-arcillosa
	≥ 15% grava	Arena limo-arcillosa con grava



**Cuadro No. 9**  
**Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos orgánicos y arcillosos**  
**(según ASTM, 1998).**



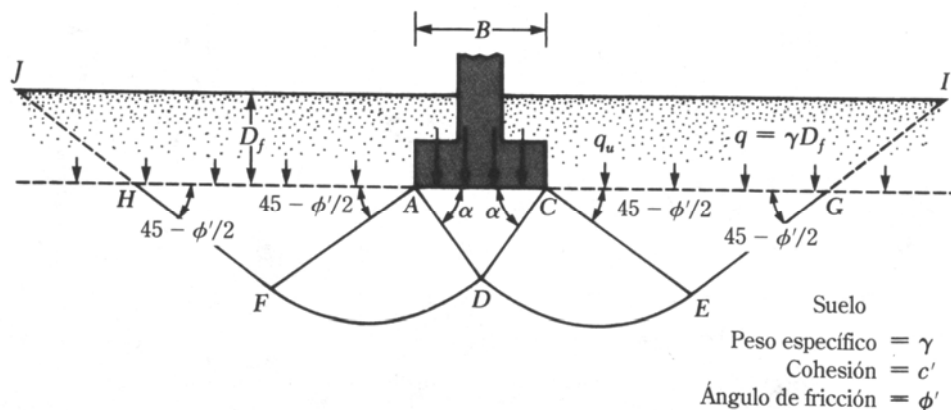
## V. ANÁLISIS DE SUELOS (CAPACIDAD SOPORTE)

### A. Teoría de la capacidad de carga última de *Terzaghi*

*Terzaghi* fue el primero en presentar una teoría completa para la evaluación de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales rugosas en 1943. Según esta teoría, la cimentación es superficial si la profundidad desde el suelo hasta la base de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma.

Para una cimentación corrida (cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo la carga última puede tener la siguiente forma:

**Ilustración No. 4**  
**Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida, rígida y rugosa.**



El peso del suelo sobre la cimentación se toma como una sobrecarga equivalente  $q = \gamma D_f$ , donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo. La zona debajo de la cimentación puede separarse en tres partes:

1. Zona triangular  $ACD$
2. Zona de corte radiales  $ADF$  y  $CDE$
3. Zonas pasivas de *Rankine* triangulares  $AFH$  y  $CEG$ .

Utilizando el análisis de equilibrio, *Terzaghi* definió la capacidad de carga última (cimentación corrida) de la siguiente forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

donde:  $c'$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo  $\phi'$  de fricción del suelo. Ver cuadro No. 10.

**Cuadro No. 10**  
**Factores de capacidad de carga de Terzaghi.**

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1 072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Según Kumbhojkar (1993)

Para cimentaciones cuadradas o redondas, se puede modificar la ecuación de capacidad de carga última de la cimentación corrida, de las siguientes formas, respectivamente:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

Muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de *Terzaghi* que proporciona resultados bastante buenos considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en distintos sitios. (Braja M. Das, 2006)

## B. Factor de seguridad

El factor de seguridad, FS, es necesario para poder calcular la capacidad de carga admisible, o permisible, bruta.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Algunos ingenieros prefieren usar un FS tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \text{capacidad de carga ultima} / FS$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de desplante de la cimentación. Se debe suponer que la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea son indeseables, dando entonces:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

donde:  $q_{neta(u)}$  = capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto, la capacidad de carga admisible neta se puede expresar con la siguiente ecuación:

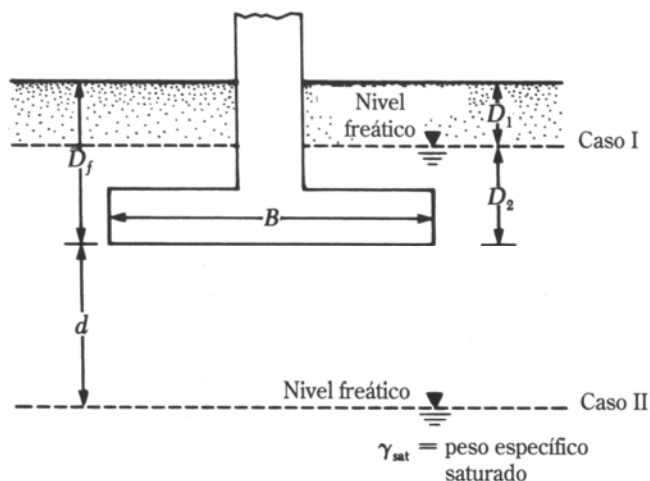
$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

El factor de seguridad debe por lo menos ser de 3 en todos los casos. (Braja M. Das, 2006)

### C. Modificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por el nivel freático

Las ecuaciones anteriormente presentadas fueron desarrolladas bajo la hipótesis que el nivel freático está localizado mucho más abajo de la cimentación. Por lo tanto, si el nivel freático está cerca o por encima de la cimentación, las ecuaciones deberán modificarse como sigue. Hacer referencia a la siguiente ilustración.

**Ilustración No. 5**  
**Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas.**



#### Caso I

Si el nivel freático se localiza de tal forma que  $0 \leq D_1 \leq D_f$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de la capacidad de carga adopta la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2\gamma'$$

Donde:  $\gamma_{\text{sat}}$  = peso específico saturado del suelo

$\gamma_w$  = peso específico del agua

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

### Caso II

Si el nivel freático está localizado de tal forma que  $0 \leq d \leq B$ , el factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones de la capacidad de carga debe de reemplazarse por el factor:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

### Caso III

Si el nivel freático se localiza de tal forma que  $d \geq B$ , el agua no afectará la capacidad de carga última. (Braja M. Das, 2006)

## D. Ecuación general de la capacidad de carga

En 1963 *Meyerhof* sugirió una nueva forma a la ecuación general de capacidad de carga que había propuesto *Terzaghi* anteriormente. En este nuevo caso se toman en cuenta ciertos factores que modifican la forma, la profundidad de la cimentación, la inclinación de la carga y la capacidad de carga. La nueva ecuación propuesta es la siguiente:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

donde:  $c'$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores por inclinación de la carga

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basado en datos experimentales. Con base a estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza de la superficie de falla en suelos sugerida por *Terzaghi* para ser correcta. Sin embargo, se hacen ciertas modificaciones a los ángulos de fricción de los suelos y de esta forma se pueden expresar los factores de la capacidad de carga.

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Los factores de forma se pueden definir de la siguiente forma, la cual fue propuesta por *De Beer* en 1970, basándose en numerosas pruebas de laboratorio:

$$F_{cs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi'$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right)$$

donde L = longitud de la cimentación (L > B)

Las ecuaciones de los factores de profundidad fueron propuestas por *Hansen* en 1970 de la siguiente manera:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D_f}{L} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por último se tienen los factores de inclinación, los cuales fueron propuestos por *Meyerhof* en 1963 y *Hanna y Meyerhof* en 1981.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$$

donde  $\beta$  = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.  
(Braja M. Das, 2006)

### **E. Factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de *Meyerhof***

Muchos ingenieros geotecnistas usan varios factores recomendados por *Meyerhof*. Algunas de sus variaciones se presentan en la siguiente tabla: (Braja M. Das, 2006)

**Cuadro No. 11**  
**Factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de Meyerhof.**

Factor	Relación
Capacidad de carga	
$N_c$	$(N_q - 1) \cot \phi'$
$N_q$	$\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$
$N_\gamma$	$(N_q - 1) \tan(1.4\phi')$
Forma	
Para $\phi = 0$	
$F_{cs}$	$1 + 0.2(B/L)$
$F_{qs} = F_{\gamma s}$	1
Para $\phi' \geq 10^\circ$	
$F_{cs}$	$1 + 0.2(B/L) \tan^2(45 + \phi'/2)$
$F_{qs} = F_{\gamma s}$	$1 + 0.1(B/L) \tan^2(45 + \phi'/2)$
Profundidad	
Para $\phi = 0$	
$F_{cd}$	$1 + 0.2(B/L)$
$F_{qd} = F_{\gamma d}$	1
Para $\phi' \geq 10^\circ$	
$F_{cd}$	$1 + 0.2(D_f/B) \tan(45 + \phi'/2)$
$F_{qd} = F_{\gamma d}$	$1 + 0.1(D_f/B) \tan(45 + \phi'/2)$
Inclinación	
$F_{ci} = F_{qi}$	$\left( 1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$
$F_{\gamma i}$	$\left( 1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$

## **VI. TIPOS DE CIMENTACIÓN**

Las cimentaciones, o subestructuras, son aquellas partes de las estructuras que se colocan generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmiten las cargas al suelo o roca subyacente. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan distintos tipos de asentamientos en la estructura soportada. Existen dos requisitos esenciales para diseñar una cimentación: 1. que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y 2. que en lo posible, el asentamiento diferencia de las distintas partes de la estructura se elimine. En referencia al daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos en la misma estructura es incluso más importante que los límites impuestos sobre el asentamiento uniforme global. (Arthur H. Nilson, 2004)

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario transmitir las cargas de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente (valor soporte mínimo) y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto. Si no se encuentran suelos adecuados debajo de la estructura, es necesario recurrir a las cimentaciones profundas como los pilotes o pilas para transmitir la carga hasta los estratos más profundos y de mayor firmeza. Si existe un suelo satisfactorio debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante cimentaciones superficiales como las zapatas, cimentaciones y otros medios. (Arthur H. Nilson, 2004)

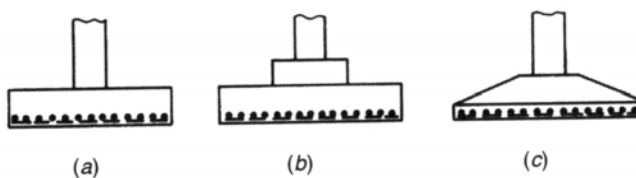
A continuación se dará una breve descripción de los tipos de estructuras utilizadas para cimentar estructuras. No se intentará explicar los métodos de diseño, ya que no es éste el fin del trabajo, sino dar una pequeña descripción de los distintos tipos de cimentaciones con las cuales el ingeniero puede contar.

### **A. Cimentaciones superficiales**

La mayor parte de estas cimentaciones tienen una profundidad de desplante que puede ser igual o menor a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación. Son el tipo de cimentación más utilizada en suelos con capacidades razonables de carga. Si el suelo es blando o las cargas de las columnas son grandes, las áreas requeridas para las zapatas son excesivamente grandes y se vuelven antieconómicas, en este caso, a menos que las condiciones del suelo exijan una cimentación profunda, se puede solucionar mediante una losa de cimentación o cimentación flotante. (Braja M. Das, 2006)

**1. Zapatas aisladas o corridas.** Por lo general, las zapatas para columnas individuales son cuadradas. Se utilizan zapatas rectangulares cuando las restricciones espaciales obligan a esta selección o si la forma de la columna es rectangular. La forma más simple consta de una losa sencilla, hacer referencia a ilustración No. 6 (a). Otro tipo de zapata es la escalonada (b), en la cual se interpone un pedestal o dado entre la columna y la losa de la zapata, el cual es fundido monolíticamente con la columna y la zapata. Este pedestal proporciona una transferencia de carga más favorable. También se pueden utilizar zapatas acarteladas, como se puede ver la figura (c), las cuales consumen menos concreto que las zapatas escalonadas, pero conllevan mayor trabajo de mano de obra, haciéndolas menos económicas que las escalonadas.

**Ilustración No. 6**  
**Tipos de zapatas para columnas.**



Las zapatas para columnas individuales representan voladizos que se proyectan hacia fuera desde la columna en las dos direcciones y cargados hacia arriba con la presión del suelo. En la superficie inferior se producen los esfuerzos de tensión en dos direcciones. Por esta razón, las zapatas se refuerzan mediante dos capas de acero perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes.

El área de contacto requerida se obtiene dividiendo la carga total, la cual incluye el peso propio de la zapata, por la presión de contacto seleccionada. En general, el peso de la zapata varía entre un cuatro y un ocho por ciento de la carga de la columna. (Arthur H. Nilson, 2004)

**2. Zapatas combinadas.** Son las zapatas superficiales que sostienen más de una columna o muro. Estas pueden dividirse en dos categorías: las que soportan dos columnas y las que sostienen más de dos columnas (por lo general cantidades grandes).

En edificios donde la presión del suelo admisible es suficientemente grande para que puedan proyectarse zapatas individuales en la mayor parte de las columnas, las zapatas para dos columnas se hacen necesarias en dos situaciones: 1. cuando las columnas están tan cerca del límite de la propiedad que no se pueden construir zapatas individuales sin pasar este límite, y

2. cuando algunas columnas adyacentes están tan cerca la una de la otra que sus zapatas se traslapan.

Cuando la capacidad de carga del subsuelo es baja de modo que se hacen necesarias grandes áreas de contacto, las zapatas individuales se reemplazan por zapatas en franjas continuas que sostienen mas de dos columnas. Por lo general estas columnas se encuentran en una fila. Las cimentaciones por franjas pueden proyectarse para que desarrollen un área de contacto mucho mayor, economizando la proyección en comparación a las zapatas individuales, puesto que las franjas individuales representan vigas continuas cuyos momentos son mucho menores que los momentos en los voladizos de las grandes zapatas individuales que se extienden distancias considerables desde la columna en las cuatro direcciones. (Arthur H. Nilson, 2004)

**3. Losa de cimentación (continuas y reticulares).** En algunos casos, las zapatas en franjas, se traslapan entre sí para obtener una losa de cimentación, continua o reticular. La cimentación consta de una losa maciza de concreto reforzado ubicada en la planta inferior de todo el edificio. El comportamiento estructural de este tipo de losas es similar al de una losa plana o una placa plana, pero volteada, es decir, cargada hacia arriba por la presión de contacto y hacia abajo por las reacciones concentradas en las columnas. La losa de cimentación desarrolla evidentemente la máxima área de contacto disponible bajo el edificio. Si la capacidad del suelo es tan baja que aun esta gran área de contacto es insuficiente, debe de utilizarse algún tipo de cimentación profunda como veremos mas adelante.

Las losas de cimentación pueden diseñarse con pedestales, tal y como las zapatas, con el fin de mejorar la resistencia al cortante y para disminuir la longitud de desarrollo de los bastones.

Además de desarrollar grandes áreas de contacto, otra ventaja de las cimentaciones reticulares y continuas, consiste en que su continuidad y rigidez ayudan a reducir los asentamientos diferenciales de las columnas individuales con respecto a las adyacentes, que de otra manera pueden presentarse por variaciones locales en la calidad del subsuelo. Con este propósito, las cimentaciones superficiales continuas se utilizan en situaciones donde la superestructura o el tipo de ocupación son especialmente sensibles a los asentamientos diferenciales. (Arthur H. Nilson, 2004)

## B. Cimentaciones profundas

**1. Pilotes.** Son miembros estructurales hechos de concreto, madera o acero y se usan para construir cimentaciones con pilotes, que son profundas y cuestan mas que las cimentaciones superficiales presentadas anteriormente. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural. Los pilotes pueden ser de acero, de concreto, de madera o de materiales compuestos, en donde cada tipo de pilote se selecciona dependiendo del tipo de carga por soportarse, de las condiciones del subsuelo y de la posición del nivel freático. En la siguiente lista se identifican algunas de las condiciones que requieren cimentaciones con pilotes:

- Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o una capa con mayor dureza. Cuando no se encuentra un lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, se usan los pilotes para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada proviene principalmente de la resistencia a la fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote. Hacer referencia a ilustración No. 7 (a) y (b)
- Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, figura (c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aun la carga vertical transmitida por la estructura. Esta situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en la cimentación de estructuras de gran altura que están sometidas a fuerzas grandes de viento y/o sísmicas.
- En algunos casos, el sitio presenta una estructura propuesta, suelos expansivos y colapsables que se extienden a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión puede ser considerable. A la hora de usar cimentaciones superficiales en dichos casos, la estructura puede sufrir daños considerables. Aun así, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción, figura (d). Los suelos como los constituidos por loess<sup>3</sup> son de naturaleza colapsable. Cuando aumenta el contenido de agua de estos suelos, su estructura se fractura. Una disminución repentina de la relación de vacíos del suelo induce grandes asentamientos de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales, por lo cual

---

<sup>3</sup> Agregado sin consolidar y sin estratificar, de pequeños fragmentos minerales angulares, usualmente de color gris. Material depositado por el viento.

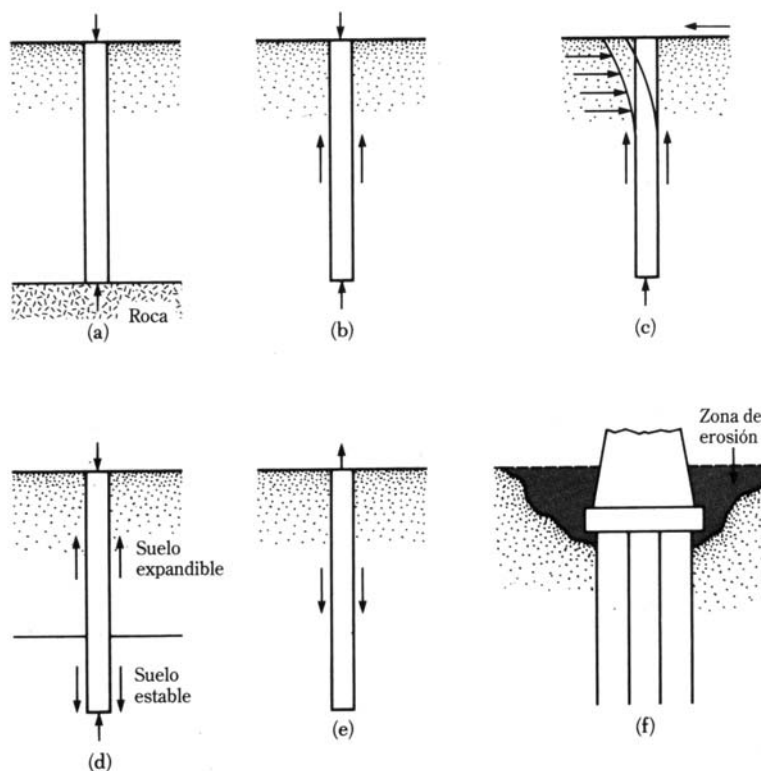
las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si éstos se extienden hasta las capas de suelo estables mas allá de la zona de posible cambio de contenido de agua.

- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para estas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento (e).

- Las pilas y estribos de puentes generalmente se construyen sobre cimentaciones de pilotes con el fin de evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno (f).

### Ilustración No. 7

#### Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.



A pesar de gran cantidad de investigaciones, tanto teóricas como experimentales, que se efectuaron en el pasado para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no han sido aun totalmente entendidos, y tal vez nunca lo sean. El diseño y análisis de las cimentaciones con pilotes se considera un arte en cierto modo en vista de las incertidumbres implícitas al trabajo con algunas condiciones del subsuelo. (Braja M. Das, 2006 y Leet y Judson, 2000).

**2. Pilas perforadas.** Las pilas de cimentación son pilotes colados *in situ* con diámetro de aproximadamente 75cm o mayor, con o sin refuerzo de acero y con o sin pedestal. A veces el diámetro puede ser tan pequeño como 30.5cm.

El término de pila de cimentación se utiliza para un agujero barrenado o excavado hasta el fondo de la cimentación de una estructura que luego se rellena con concreto. Dependiendo de las condiciones del suelo se usan ademes para prevenir que el suelo alrededor del agujero se desplome durante la construcción. El diámetro de la pila generalmente es lo suficientemente grande para que una persona pueda entrar a inspeccionar.

El uso de cimentar con pilas tiene varias ventajas:

- La construcción de pilas en depósitos de arena densa y grava es mas fácil que hincar pilotes.
- Se puede usar una sola pila en vez de un grupo de pilotes con cabezal.
- Las pilas se pueden construir antes de terminar las operaciones de nivelación.
- Los pilotes hincados en suelos arcillosos producen levantamiento del terreno y ocasionan que pilotes ya antes hincados se muevan lateralmente, lo que no ocurre durante la construcción de pilas.
- Cuando los pilotes son hincados a golpe de martillo, la vibración del terreno ocasiona daños a estructuras cercanas.
- Como la base de una pila puede ampliarse, esta proporciona una gran resistencia a cargas de tensión o levantamiento.
- La superficie sobre la cual se construye la base de la pila puede inspeccionarse visualmente.
- La construcción de pilas utiliza generalmente equipo móvil que, bajo condiciones apropiadas del suelo, resulta más económico que los métodos usados para la construcción de cimentaciones de pilotes.
- Las pilas tienen alta resistencia a cargas laterales.

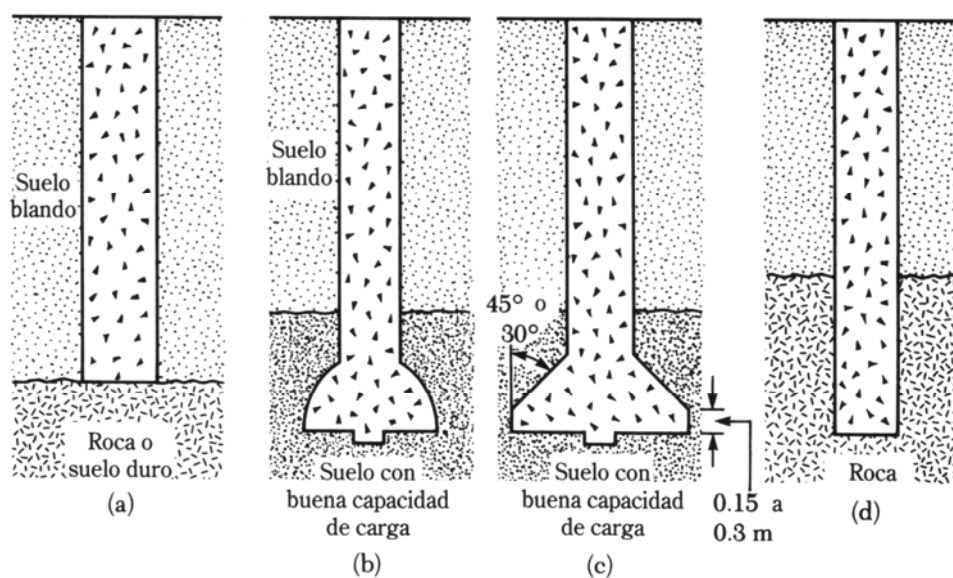
Existen también varias desventajas en el uso de pilas. La operación de colado puede demorarse por mal tiempo y siempre requiere de una cuidadosa supervisión. En el caso de cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pilas pueden inducir perdidas considerables de soporte y daños a las estructuras cercanas.

Según la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural al subsuelo las pilas son clasificadas. Una pila recta, hacer referencia a ilustración No. 8 (a), es la que atraviesa

la capa superior de suelo pobre y su punta descansa sobre un estrato resistente de suelo o roca con alta capacidad de carga. Para tales pilas, la resistencia a la carga aplicada puede desarrollarse en la punta y también como resultado de la fricción lateral en el perímetro de la pila y la interfaz con el suelo. La pila acampanada, (b) y (c), consiste en una pila recta con una campana en el fondo que descansa sobre un suelo resistente. La campana se puede construir en forma de domo o de cono, como lo muestran las figuras citadas anteriormente. Las pilas no acampanadas en su base también pueden extenderse hasta un estrato subyacente de roca, (d). En el cálculo de la capacidad de carga de tales pilas, el esfuerzo cortante y el de carga desarrollados a lo largo del perímetro de la pila y en la interfaz con la roca pueden tomarse en consideración. (Braja M. Das, 2006)

### Ilustración No. 8

#### Tipos de pilas.



## VII. SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN POR REGIÓN

Como se definió desde un principio, Guatemala cuenta con una gran variedad de suelos y poca información geotécnica específica de los sectores, mas que algunos mapas realizados por el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA), basados en la cartografía del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Recomendar un tipo de cimentación para un lugar específico, sin realizar un estudio de suelos formal, requiere de gran habilidad y experiencia de un Ingeniero Civil que conozca los suelos guatemaltecos.

A continuación se dará una guía para la selección del tipo de cimentación, según la regionalización de los suelos de bajo valor soporte definidos anteriormente, dependiendo del tamaño de edificación que se quiera construir. Para todos los casos de áreas exploradas se recomienda obtener la mayor cantidad de información posible del lugar y de las vecindades, antes y durante el diseño de la cimentación.

### A. Costa sur

Anteriormente se definieron los suelos de esta región como colapsables, ya que contienen arenas volcánicas y limos eólicos (loess), los cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos y cohesión mínima. La cohesión en los loess puede ser el resultado de la presencia de capas de arcilla alrededor de las partículas de tamaño de limo, que las mantiene en una condición estable en un estado no saturado. La cohesión también es ocasionada por la presencia de precipitados químicos lixiviados<sup>4</sup> por el agua de lluvia. Cuando el suelo se satura, los aglomerados de la arcilla pierden su resistencia y por tanto experimentan un colapso estructural. (Braja M. Das, 2006)

**1. Estructuras pequeñas.** Tomando en cuenta todas las precauciones en el campo y logrando impedir, de alguna forma, que la humedad se incremente bajo las estructuras, se pueden construir cimentaciones continuas. Estas cimentaciones son más seguras que las cimentaciones corridas o cimentaciones aisladas, ya que minimizan efectivamente los asentamientos diferenciales. Si éste no fuera un caso viable, se recomienda utilizar la opción de la cimentación profunda (pilotes o pilas, dependiendo de las características del terreno) la cual transfiere su carga a un estrato con mayor capacidad.

---

<sup>4</sup> Lixiviación: Proceso mediante el cual materiales solubles son arrastrados por el agua, desde la superficie del suelo, hacia la capa vegetal de un suelo.

**2. Estructuras medianas.** Para las estructuras intermedias se recomienda totalmente utilizar cimentaciones profundas, si no se cuenta con un estudio de suelos que indique lo contrario, debido a la alta posibilidad de asentamientos por exceso de cargas o de licuefacción, en caso de sismo.

**3. Estructuras grandes.** En este caso es necesario hacer una exploración del subsuelo por medio de un estudio de suelos formal. Basándose en esta información se podrá concluir en el tipo de cimentación correcta.

Por ejemplo, el Puerto de San José es una de las mega estructuras de esta región, y cuenta con algunas estructuras piloteadas, como el muelle del puerto, y otras con losas de cimentación o zapatas. Otro ejemplo de una mega estructura es la Arizona Power Plant, la cual tiene una sola losa de cimentación masiva, lo cual evita asentamientos parciales los cuales afectan el funcionamiento de la maquinaria interna.

## **B. Costa noroeste e Izabal**

**1. Estructuras pequeñas.** Las estructuras en la zona de Costera de Izabal tienen comportamiento similar a las estructuras pequeñas de la Costa sur del país. Se debe seguir la misma recomendación de las estructuras pequeñas de la Costa sur.

La variación en este caso se da en las zonas cerca del Lago de Izabal y del Río Dulce, donde los suelos son variables dependiendo del alejamiento del agua. Mientras más cerca se esté del agua mayor será la probabilidad de tener que utilizar cimentación profunda y viceversa. Aún así, existen casos en donde el mejoramiento del valor soporte del suelo por medio de geotextiles es una forma alterna de cimentar casas, tema en el cual no se entrará en detalle ya que está fuera del alcance de este estudio. Este es un caso de mejoramiento de suelo que se da a causa de los suelos expansivos, indeseados, en las zonas de cimentación de las estructuras. Por lo tanto, es necesario un estudio de suelos para poder definir el tipo de cimentación a usar en las cercanías del Lago de Izabal, del Río Dulce y del Golfete.

**2. Estructuras medianas.** Es necesario realizar estudios de suelos para poder definir el tipo de cimentación. Este caso varía de las estructuras medianas de la Costa Sur debido al tipo de suelos, expansivos en algunos casos, que se encuentran en las orillas del Lago de Izabal, del Río Dulce y del Golfete.

**3. Estructuras grandes.** En este caso es necesario hacer una exploración del subsuelo por medio de un estudio de suelos formal. Sobre la base de esta información se podrá concluir en el tipo de cimentación ideal.

## **C. Regiones lacustres**

**1. Estructuras pequeñas, medianas y grandes.** Todos los casos cercanos a masas de agua requieren de un estudio de suelos formal debido a la gran diferencia de materiales que componen estas regiones y las altas posibilidades de licuefacción debido a los niveles freáticos cercanos a la superficie del suelo.

## **D. Región de las Verapaces**

**1. Estructuras pequeñas, medianas y grandes.** Esta región es especialmente compleja debido a sus suelos formados por depósitos calcáreos cársticos, los cuales tienden a ser afectados por el intemperismo químico y físico que genera cuevas, o cavernas, debajo del suelo con el paso del tiempo, y algunas veces a profundidades respetables. La única forma de poder averiguar si un suelo de esta región contiene o no este problema es por medio de un estudio de suelos profundo. Cualquier tipo de estructura puede tener serios problemas si es cimentada, erróneamente, sobre o dentro de un depósito calcáreo cárstico. Por esta razón, es obligatorio realizar un estudio de suelos formal para poder definir el tipo de cimentación a construir.

## **E. Resto de la República**

**1. Estructuras pequeñas.** Para las estructuras que entran en esta división se recomienda realizar los primeros dos pasos de la exploración de subsuelo: recolectar información preliminar y hacer un reconocimiento mediante una visita física al sitio. De esta forma se podrá conocer ciertas características del suelo y posiblemente llegar a alguna conclusión sensata sobre el tipo de cimentación a seleccionar sin un estudio de suelos forzoso. Si con estos dos pasos no se logra definir una cimentación segura, es recomendable realizar estudios de suelos formales.

**2. Estructuras medianas y grandes.** Debido a la irregularidad de la geología guatemalteca que se puede ver en el mapa de la geología del terreno, es obligatorio un estudio de suelos formal en el cual se disponga de la información necesaria para poder 1. definir si el suelo es de bajo valor soporte o no y 2. definir el tipo de cimentación a usar.

Para las regiones inexploradas, de cualquiera de las cinco regiones mencionadas anteriormente, es totalmente obligatorio realizar visitas al sitio y estudios de suelos formales.

## VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se pudo ver en el capítulo anterior, Selección del tipo de cimentación por región, definir las propiedades de un suelo por medio de un mapa geológico y poder definir que tipo de cimentación se debe usar, es extremadamente complejo. En un principio se creyó que el Instituto Geográfico Nacional (IGN) tenía una base de datos y mapas geotécnicos de toda la República de Guatemala, en donde se podría encontrar información sobre los valores soporte de los suelos del país, al igual que otra información de utilidad para poder definir los tipos de cimentación necesarios en las distintas regiones. Por ausencia de esta información, se tomó un criterio con base a la trayectoria y experiencia del asesor del proyecto, quien ha destacado en el campo de las cimentaciones profundas, entre otras. De esta forma se analizan las distintas regiones y posibles tamaños de estructuras y llegando así a la guía del capítulo anterior, la cual se puede resumir en las siguientes conclusiones:

- Es necesario conocer el tipo de edificación a construir, incluyendo el tipo de material a usar y su uso final, para poder definir si un suelo es de bajo valor soporte o no.
- Para estructuras pequeñas, en los suelos de la Costa Sur, se pueden utilizar cimentaciones continuas, si los niveles de humedad bajo la estructura son controlados. De lo contrario se deben utilizar pilotes, a más de que un estudio de suelos diga lo contrario.
- Se puede tomar en cuenta la opción de hacer cimentación profunda para las estructuras medianas de la Costa sur, aunque existe la posibilidad de hacer una cimentación menos compleja si se lleva a cabo un estudio de suelos.
- Las cimentaciones de las estructuras grandes de la Costa sur se deben definir posteriormente a un estudio de suelos formal, ya que la presencia de suelos colapsables en regiones de nivel freático cambiante pueden amenazar a una estructura de ésta, o menor, magnitud.
- La Costa noreste y la Costa sur del país se pueden analizar mediante metodologías similares, y posiblemente concluir con diseños de cimentación parecidos.
- Para estructuras medianas y grandes, en la región de la Costa noreste e Izabal, se recomienda realizar estudios de suelos debido a la posible intervención de suelos expansivos que comúnmente hay en estos sectores.

- En la región de las Verapaces se debe tener especial cuidado cuando se seleccione, basado en el estudio de suelos obligatorio, el tipo de cimentación ya que los suelos calcáreos cársticos se pueden encontrar a profundidades diferentes y podrían causar serios problemas a las estructuras adyacentes.
  
- Para las regiones lacustres y el resto de la República, es preferible diseñar cimentaciones en base a estudios de suelos formales en vez de tomar una decisión por visitas a áreas exploradas y basándose en el Mapa Geológico del MAGA, los cuales pueden darnos una idea básica del problema pero no el nivel de detalle que se requiere para este tipo de diseño estructural.
  
- Los suelos colapsables y expansivos se consideran como suelos de bajo valor soporte o suelos difíciles.
  
- Se recomienda en la mayoría de los casos, definidos anteriormente, realizar un estudio de suelos formal, ya que esto es la garantía del diseño de una cimentación.
  
- Un paso de suma importancia a la hora de decidir que tipo de cimentación tendrá una estructura es hacer un reconocimiento del sitio y una inspección visual topográfica y de vecindades.
  
- Se recomienda siempre que un ingeniero civil diseñe las cimentaciones en base a los estudios de suelos, ya que una persona sin este grado de estudios puede desconocer los significados de todos los resultados con los que cuenta un estudio de suelos.

## IX. BIBLIOGRAFÍA

- Das, Braja M. 2003. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Traducción de J. de la Cera Alonso. México, Thomson Learning. 594 págs.
- Das, Braja M. 2006. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Traducción de J. de la Cera Alonso y R. Arrijo Juárez. 5ª ed. México, Thomson. 743 págs.
- Diccionario de la Lengua Española*. 1991. Everest Cima. 30ª ed. León, España. 1087 págs.
- González de Vallejo, Luis, 2002. *Ingeniería Geológica*. Madrid, España, Pearson Educación, 744 págs.
- Guatemala. 2001. Laboratorio de Sistemas de Información Geográfica. *Mapa Geológico de La República de Guatemala*. Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentos (MAGA). [www.maga.gob.gt](http://www.maga.gob.gt)
- Leet, Don L.; Judson, Sheldon. 2000. *Fundamentos de geología física*. Traducción de L. Benavides García. México, Limusa Noriega Editores. 450 págs.
- Nilson, Arthur H. 2004. *Diseño de estructuras de concreto*. Traducción de L. E. Yamín. 12ª ed. Colombia, McGraw-Hill. 722 págs.
- Robb, Luis A. 2005. *Diccionario para Ingenieros*. 2ª ed. México, Compañía Editorial Continental. 664 págs.