



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Del 11. al 15 de Octubre de 2004

APUNTES GENERALES

CI - 161

Instructor: Ing. Arturo A. Bladinieres Correa Magallanes
DELEGACIÓN IZTAPALAPA
OCTUBRE DE 2004



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

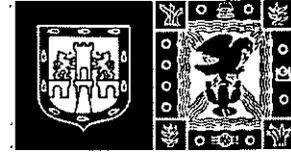


Del 11 al 15 de Octubre de 2004

APUNTES GENERALES

CI - 161

Instructor: Ing. Arturo A. Bladinieres Correa Magallanes
DELEGACIÓN IZTAPALAPA
OCTUBRE DE 2004



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

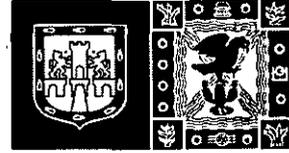
OBRAS.

Módulo III: Diseño y Construcción.

Duración del Módulo: 15 Horas.

1. CONCEPTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS.
 - 1.1 Clasificación de suelos.
 - 1.2 Relaciones equivolúmetricas y caracterización mecánica de los suelos

2. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO.
 - 2.1 Zona de Lago y características generales.
 - 2.2 Zona de Transición y características generales.
 - 2.3 Zona de Lomas y características generales.



3. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS COMUNES EN OBRAS DE URBANIZACIÓN.
 - 3.1 Capacidad de carga de zapatas aisladas.
 - 3.2 Muros de contención.
 - 3.3 Zanjas.
 - 3.4 Taludes.
 - 3.5 Compactación.
 - 3.6 Vías Terrestres.

Periodo total de impartición del Módulo:
Del 11 al 15 de Octubre de 2004.

Nombre del Capacitador:
Ing. Arturo Andrés Bladinieres Correa Magallanes

ÍNDICE

Introducción	Pag. 2
1. Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos	Pág. 4
1.1 Clasificación de suelos.	Pág. 5
1.2 Relaciones equivolúmetricas y caracterización mecánica de los suelos	Pág. 8
2. Zonificación Geotécnica del Valle de México	Pág.13
2.1 Zona de Lago y características generales	Pág. 13
2.2 Zona de Transición y características generales	Pág. 16
2.3 Zona de Lomas y características generales	Pág. 17
3. Problemas geotécnicos comunes en obras de urbanización	Pág. 18
3.1 Capacidad de carga de zapatas aisladas	Pág. 18
3.2 Muros de contención	Pág. 21
3.3 Zanjas	Pág. 24
3.4 Taludes	Pág. 27
3.5 Compactación	Pág. 43
3.6 Vías Terrestres.	Pág. 45
Bibliografía	Pag. 53

INTRODUCCIÓN

La responsabilidad del ingeniero civil en el ejercicio de su profesión, corresponde a dos ámbitos: su responsabilidad social, y la responsabilidad personal. La responsabilidad social implica no solamente la de diseñar y construir estructuras que serán utilizadas y construidas por otras personas a las cuales debe respeto y solidaridad, sino también en el hecho de que la sociedad confía en que esos diseños y construcciones cumplirán su cometido con funcionalidad en forma económica y con un grado de seguridad adecuado que proteja la vida y los bienes de las personas que dependerán de dicha estructura. La responsabilidad personal se refiere no solamente al sentido de orgullo y de dignidad que se produce al realizar un trabajo bien hecho, sino también al perfeccionamiento espiritual que una persona alcanza por el cumplimiento libre y acertado de aquellas acciones que lo acercan al ideal de ser humano que se ha propuesto a sí mismo como meta de su propia vida y acorde con su esencia.

La responsabilidad ética profesional es aquella que conjunta los dos aspectos mencionados arriba: No se puede considerar como adecuado cualquier decisión que afecte negativamente a alguno de los aspectos social o personal. En todo lo anterior no se ha mencionado la retribución económica que la misma sociedad le debe a todo aquél que realiza un trabajo, aun en el caso de trabajos de caridad o donados por alguna causa (en los cuales dicha retribución siempre existe pero es donada a su vez). El hecho es que desde el momento en que una persona acepta libremente que realizará un trabajo, la responsabilidad social y personal del mismo son aspectos irrenunciables a él, aun en el caso de que dicho trabajo, de una manera injusta, no sean adecuadamente retribuidos.

La forma en que un ingeniero civil, o cualquier persona en la realización de un trabajo, puede y debe ayudarse a cumplir con su responsabilidad social es la del estudio y la constante búsqueda de mejorar la calidad y productividad de su trabajo. En el caso de obras civiles urbanas ayuda grandemente una mejor comprensión de un aspecto casi constante en toda construcción: el suelo. En éste curso se verá superficialmente algunos aspectos del suelo desde el punto de vista del ingeniero civil.

El curso se ha dividido en tres partes. La primera responde a los aspectos básicos que deben saberse para poder distinguir unos tipos de suelos de otros y las características de los mismos que más influyen en su comportamiento. La segunda ayuda a una comprensión del origen de esos suelos específicamente los encontrados en el Valle de México, lo que permite seleccionar los principales problemas que se pueden encontrar según el tipo de suelo y de obra. Finalmente, la tercera parte aborda las teorías y métodos matemáticos utilizados para el modelo y solución de diversos problemas comunes que se presentan durante el diseño y construcción de diversos tipos de obra civil urbana. El curso no quiere ser exhaustivo, ni el tiempo ni el espacio tan pequeños lo permiten. Quiere ser una primera referencia, una ayuda a problemas sencillos y un apoyo para la comprensión de la solución de problemas mayores. Finalmente, de hecho, pretende que el estudiante determine cuándo es necesaria la presencia de un especialista de mecánica de suelos en la obra. Si estos objetivos se cumplen, el curso habrá tenido éxito.

Objetivo del Curso:

Tener los conocimientos básicos de mecánica de suelos como para entender los resultados de un estudio, tomar decisiones sencillas en campo y determinar cuándo se requiere de la colaboración de un técnico especializado.

Alcances:

Se enfocará a la problemática de mecánica de suelos del Valle de México y a personal que halla tenido nula o muy poca instrucción geotécnica.

1. Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos.

Se le llama “Mecánica de Suelos” a la parte de la ingeniería civil que estudia al suelo como una entidad estructural, esto es, capaz de aplicar, recibir y transmitir cargas. Como toda estructura, los suelos se deforman con distintas solicitaciones de carga y también ésta capacidad de recibir y transmitir cargas tiene un límite, sobrepasado el cual el material del suelo deja de tener la resistencia inicial.

Por conveniencia, se ha determinado que por “suelo” se entiende a todo material disgregado y no homogéneo que compone la superficie del terreno. Se encuentra dentro de esta denominación los bolos, gravas, gravitas, arenas limos, arcillas y coloides que están formados por minerales naturales. Normalmente tienen como origen la erosión de la roca o son producto directamente de la actividad volcánica. También se incluye dentro del suelo al agua y los distintos gases que pueda contener, normalmente aire. Los mantos rocosos no están clasificados como “suelo” sino que son objeto de estudio de la Ingeniería en Mecánica de Rocas..

A veces el ingeniero debe tomar como suelo formaciones que por definición no lo son, como los bloques muy grandes de roca, suelos muy cementados, rocas muy suaves y los rellenos artificiales (incluyendo basura) cuando forman el apoyo de una estructura, aun que este último caso debe ser evitado.

Normalmente la función estructural del suelo consiste en recibir las cargas de una estructura para transmitir estas presiones a estratos más profundos sin que en el proceso se produzcan deformaciones considerables. También es usual que se requiera contener una masa de suelo para permitir la construcción de un área plana en un lugar donde el nivel original del terreno no lo era. Otro uso común es utilizarlo como relleno para elevar el nivel plano en un área. En otras ocasiones, el suelo tiene una función directamente como parte de la estructura, como en los muros de tierra armada, almacenes de agua excavados, en galerías de minas y en excavaciones.

Sea cual se quiera el uso del suelo, los factores más importantes para evaluar su uso como elemento estructural son:

- determinación de las acciones que el suelo produce a otra estructura,
- evaluación de la capacidad del suelo de recibir las acciones de una estructura, y
- deformación del suelo en cualquiera de los dos casos anteriores.

Con el tiempo y a medida que la investigación de suelo internacionalmente se ha generalizado, se vio que existen ciertas características que determinan en forma importante los factores que acabamos de mencionar. A continuación se describen algunas de las más importantes de estas características.

1.1 Clasificación de los suelos:

En forma muy general y para fines de ingeniería civil exclusivamente, los suelos naturales pueden clasificarse en dos: los friccionantes y los cohesivos.

1.1.1 Suelos friccionantes:

Los suelos gravitacionales son aquellos en los que el tamaño de sus partículas son tales que la formación y el comportamiento de estos suelos está marcado principalmente por la fuerza de la gravedad y su resistencia al esfuerzo cortante está dado principalmente por la fricción. Siguiendo la clasificación aceptada internacionalmente, estos suelos se subdividen según la dimensión del tamaño conforme a la siguiente tabla:

De	A		Clasificación
70mm	mayor	Friccionantes	Boleos
19mm	76mm		Grava gruesa
5 mm	19 mm		Grava fina
2 mm	5 mm		Arena gruesa
0.42 mm	2 mm		Arena media
0.074mm	0.42mm		Arena fina
0.002mm	0.074mm	Cohesivos	Limo
0.0002mm	0.002mm		Arcilla
menor	0.0002mm		Coloides

La forma de determinar la cantidad de material de cada dimensión que se encuentra en un suelo dado es por medio de tamices de distintos diámetros con los cuales se representa en una gráfica el porcentaje de material en peso que pasa cada tamiz. Este tipo de gráfica se llama Granulometría. El tamiz más cerrado corresponde a un diámetro de 0.074 mm. Un ejemplo de este tipo de gráficas se presenta en la figura 1.1. Dentro de la clasificación internacional o SUCS, para estos suelos suele tomarse una simbología como la que se presenta en la Tabla 1.2:

TABLA 1.2: Símbolos de Clasificación de Suelos Friccionantes

Símbolo	Significa
GW	Grava bien graduada
GP	Grava pobremente graduada
SW	Arena bien graduada
SP	Grava bien graduada

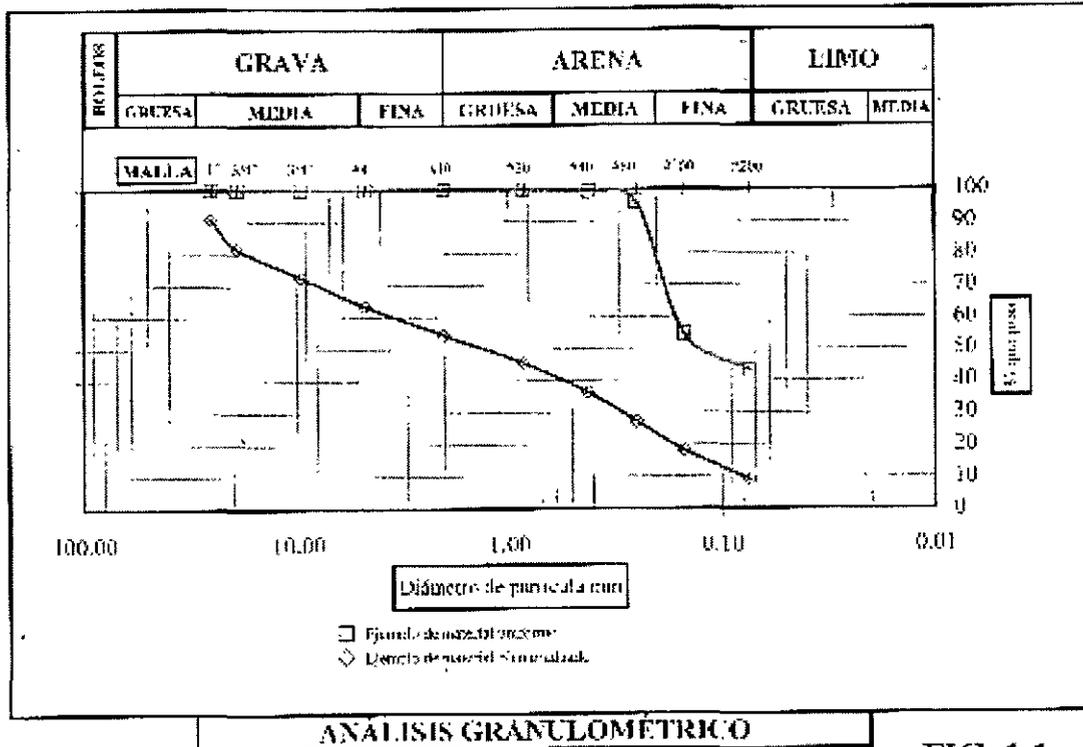


FIG. 1.1,

1.1.2 Suelos Cohesivos:

Son aquellos que por su dimensión tan pequeña su comportamiento mecánico está determinado por fuerzas de atracción entre las cargas eléctricas de la partícula con los átomos del agua o de otros átomos de sustancias diluidas en el agua. Su resistencia al esfuerzo cortante está determinada principalmente por la cohesión. La vista alcanza a distinguir las partículas hasta de 0.074 mm que corresponde a la división entre arenas y limos. Para continuar la gráfica de granulometría para estos diámetros es necesario una prueba poco confiable llamada del hidrómetro, en la cual se parte de la base de que la partícula es esférica, lo cual está muy alejado de la realidad.

Por lo anterior es más común realizar otro tipo de prueba que ayuda a identificar si el material es mayormente arcilla o limo. Aun que se traten de suelos con partículas muy pequeñas, hay que recordar que su comportamiento mecánico es muy diferente, pues los limos son friccionantes mientras que las arcillas son cohesivos. Más adelante se hablará de los distintos comportamientos.

Para distinguir limos de arcillas se realiza una prueba de laboratorio llamada "Límites de Consistencia" que son dos, el límite líquido y el límite plástico. Básicamente las pruebas consisten en determinar la relación en peso entre la cantidad de agua y el suelo seco necesaria para considerar al suelo en estado líquido o plástico. Estos dos valores suelen simbolizarse como ω_L y ω_P . Para distinguir entre limos y arcillas, se grafican los valores del límite líquido contra el índice de plasticidad (I_p), que es igual a la

resta entre el límite líquido y el límite plástico ($I_p = \omega_L - \omega_P$). Esta gráfica de clasificación se presenta en la figura 1.2. Dependiendo del lugar en que se localice en la gráfica se determina si es mayormente arcilla o limo. En la gráfica se distinguen diversos símbolos cuyo significado se presenta en la Tabla 1.3:

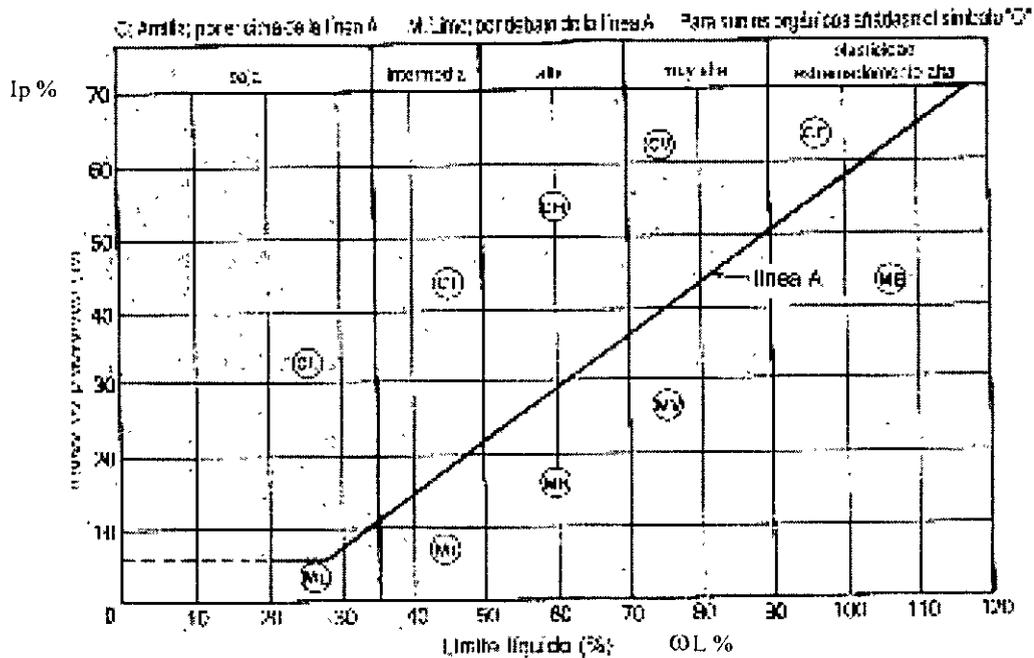


FIGURA 1.2: Carta de Clasificación SUCS

TABLA 1.3 Símbolos de Clasificación de Suelos Cohesivos

Símbolo	Significa
CH	Arcilla de alta plasticidad
CL	Arcilla de baja plasticidad
MH	Limo de alta plasticidad
ML	Limo de baja plasticidad
OH	Orgánico de alta plasticidad
OL	Orgánico de baja plasticidad

El término plasticidad se refiere a si el material puede tener mucha deformación con pequeños incrementos de carga.

En campo se puede determinar, en general, la distinción entre limos y arcillas de la siguiente manera:

- Si se hace a mano un pequeño cubo de material humedecido lo suficiente como para poder ser fácilmente moldeado y se deja secar al sol entonces: si se seca rápidamente, y ya seco se rompe con poca fuerza, es limo. En caso contrario es arcilla.
- Con algo de experiencia se puede realizar lo siguiente: se coloca un poco de material humedecido lo suficiente para ser moldeable entre los dedos pulgar e índice, si el material tiende a oponerse a que los dedos se separen (o sea que presenta cohesión), entonces es arcilla, si no presenta esta oposición, es limo.

Es evidente que estas pruebas son aproximadas y no sustituyen a una prueba de laboratorio de límites de consistencia.

1.2 Relaciones equivolumétricas y caracterización mecánica de los suelos:

Aun que la división del suelo en arenas, limos y arcillas nos dice mucho del comportamiento del material cuando está sometido a cargas, es necesario otras características de las cuales se describirán brevemente las principales. Para entenderlo mejor, se debe imaginar que si se toma una cantidad de material con un cierto volumen, se puede dividir en sus componentes sólido, líquido y gaseoso, es decir, que el volumen de los minerales y materiales sólidos que los forman, más el volumen del agua que contiene, más el volumen de “huecos” llenos de aire suma el volumen total de la muestra. Véase la figura 1.3 . Cada una de estas divisiones se le llama “fase”, existiendo entonces una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa (aire). Los “huecos” del material estarán en parte llenos de agua y en parte vacíos. A estos huecos se les llama “vacíos” aunque en parte tengan agua. Así, el volumen de sólidos más el volumen de vacíos es igual al volumen de la muestra. Así mismo se puede hablar de los pesos, pues el peso de la fase sólida más el peso de la fase líquida sumará el peso del material. En este caso no se toma el peso de la fase gaseosa porque ¡no pesa!.

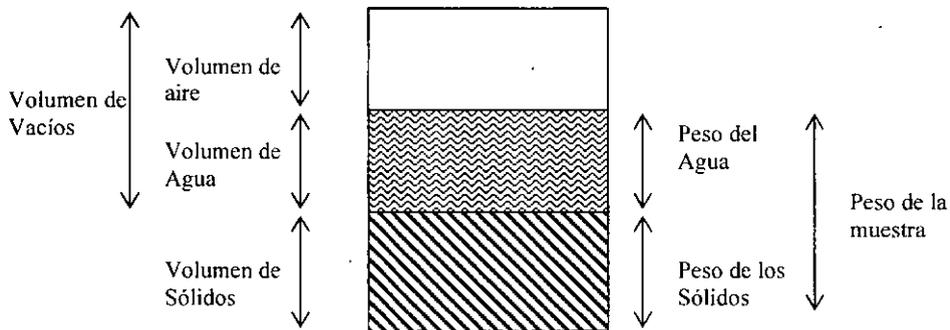


FIGURA 1.3: Relaciones equivolumétricas de una muestra de volumen unitario

1.2.1 Peso volumétrico:

El peso volumétrico es una medida de la densidad de material y relaciona el peso del material entre un volumen unitario. Normalmente se mide en toneladas por metro cúbico (T/m^3), gramos por centímetro cúbico (gr/cm^3) o alguna medida similar. Se representa con la letra griega gamma (γ).

$$\gamma = \frac{\text{peso de la muestra}}{\text{volumen de la muestra}}$$

Se distinguen varias clases de pesos volumétricos:

- si el material se encuentra tal y como se observa en la naturaleza, se llama “Peso Volumétrico Natural” (γ_n).
- Si el material está seco y se toma el volumen que tenía antes de secarse se llama “Peso Volumétrico Seco” (γ_s)
- Si lo que se pesa es el material ya seco entre el volumen que tiene el material sin agua se llama “Densidad de Sólidos” (G_s). Corresponde al peso volumétrico de la fase sólida si se compactara y no tuviese agua ni huecos.

1.2.2 Contenido de Humedad:

Esta característica trata de dar una idea rápida de la cantidad de agua que una muestra de suelo tiene y es igual al peso del agua de una muestra entre el peso de los sólidos de la misma. Se expresa en porcentaje. Así:

$$\omega = \frac{\text{peso del agua de la muestra}}{\text{peso de los sólidos de la muestra}} (\%)$$

Hay que enfatizar que esta relación es en peso y no en volumen. Así, cuando se tiene un suelo con $\omega=100\%$, no quiere decir que existe tanta agua como sólidos, sino que el peso del agua es igual al peso de los sólidos.

1.2.3 **Grado de Saturación (S_s):**

Volviendo a la figura 1.3 se puede ver que para un mismo volumen del material, el agua solamente puede ocupar, como máximo, el volumen de todos los huecos o vacíos. Así, si se tiene que la mitad del volumen de los huecos están llenos de agua, entonces se dice que tiene una saturación de S_s=50%, y si todo el volumen de los huecos o vacíos está lleno de agua, S_s=100%. Se puede ver que el grado de saturación es la medida de la cantidad de agua que tiene el material entre el volumen total de huecos del mismo (en porcentaje):

$$S_s = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen de huecos}} \%$$

1.2.4 **Relación de Vacíos (e):**

Es una medida de la cantidad de “huecos” o vacíos que tiene el material, y es la relación que existe entre el volumen de vacíos entre el volumen de los sólidos. Así:

$$e = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen de Sólidos}}$$

1.2.5 **Resistencia a la compresión simple (q_u):**

Una forma de medir la dureza o rigidez de una muestra de suelo consiste en labrar un prisma de material inalterado, ya sea de sección cuadrada o circular, tratando de que la altura sea aproximadamente del doble de la dimensión del lado del cuadrado o del diámetro de la circunferencia. Posteriormente se somete a una compresión en una presa mecánica y se mide la fuerza necesaria que se requirió para “romper” o fallar el material. La resistencia a la compresión será el esfuerzo aplicado a la superficie de la “cabeza” de la muestra, es decir, la fuerza aplicada entre el área transversal de la muestra, es decir, es un esfuerzo de compresión. Se considera que la cohesión del material es igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple (ver cohesión en el siguiente apartado).

$$q_u = \frac{\text{Fuerza para fallar la muestra}}{\text{Área de la muestra}}$$

1.2.6 Cohesión (c) y Ángulo de fricción (φ):

Una forma más complicada pero también más exacta de medir la dureza o rigidez de una muestra es labrando una probeta de material inalterado de sección circular con altura aproximadamente igual al doble del diámetro y se le protege con una película de látex. Se le mete dentro de una cámara especial que somete a la muestra a una presión dentro de agua y se presiona en la cabeza de la muestra con una fuerza hasta que el material de “rompe” o falla. La presión del agua quiere imitar las presiones que rodean a la muestra si estuviese bajo la superficie y se llama esfuerzo confinante σ_3 . Si se divide la fuerza necesaria para la falla del material entre el área de la misma se tendrá una presión de compresión llamada “esfuerzo desviador” $\Delta\sigma$. En realidad, el esfuerzo necesario para fallar la muestra es la suma del esfuerzo confinante y el esfuerzo desviador que es el esfuerzo total en la cabeza da la muestra y se denomina esfuerzo resistente σ_1 . Así:

$$\sigma_1 = \Delta\sigma + \sigma_3$$

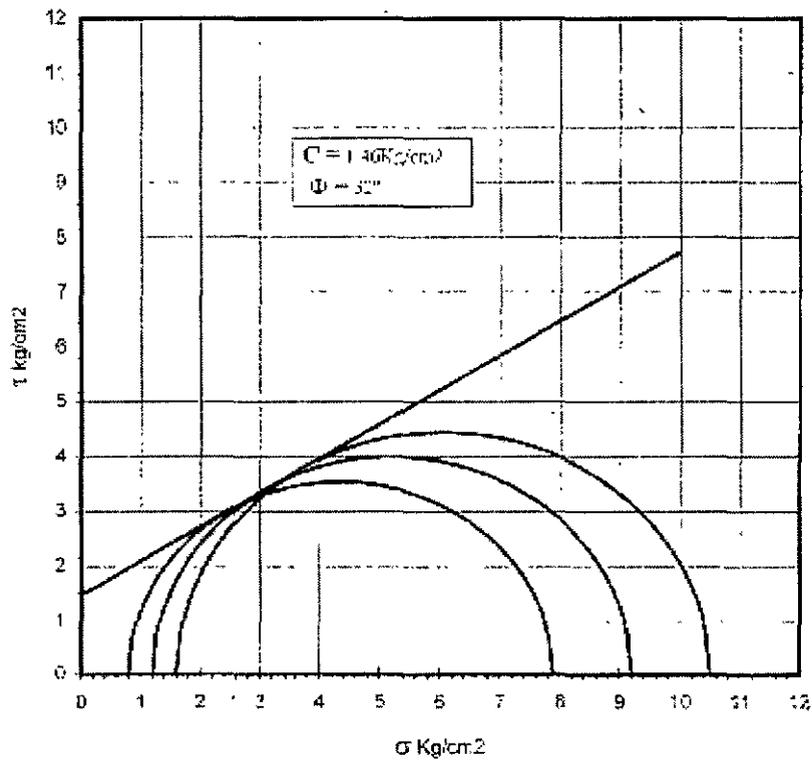


FIGURA 1.4: Círculos de Mohr

Se realizan varias de estas pruebas, mínimo tres, variando el esfuerzo confinante σ_3 y encontrando para cada uno de ellos el esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ correspondiente. Finalmente los resultados se presentan en unas gráficas especiales llamadas “círculos de Mohr” como el que se presenta en la figura 1.4. En ellos cada círculo se traza de la siguiente manera: la distancia desde el origen de los ejes hacia la derecha a partir de donde comienza el semicírculo, es igual al esfuerzo confinante σ_3 . El semicírculo tiene un diámetro igual al esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ y el centro del semicírculo siempre está sobre el eje horizontal. Dibujando un semicírculo para cada uno de las pruebas realizadas se tiene una serie de semicírculos. Si se pasa una línea recta que “roce” a todos los círculos, llamada “línea envolvente” se tendrán los siguientes resultados:

- La distancia vertical entre el origen de los ejes de la gráfica hasta el punto donde cruza la línea envolvente es igual a la cohesión del material. La cohesión es la adherencia que tienen las partículas del suelo entre sí y ayuda a que el material tenga mayor capacidad. Debe recordarse que varía mucho con la cantidad de agua que contenga. Para denominarlo se usa la letra **c**.
- El ángulo que tiene la línea envolvente con la horizontal se llama “ángulo de fricción interna” y mide el aumento la resistencia del suelo conforme se aplica un mayor peso o esfuerzo sobre él, esto es, a medida que se encuentre a mayor profundidad o que exista una carga en la superficie. Se simboliza con la letra griega “ ϕ ”.

1.2.7 Resistencia a la penetración estándar y Cono eléctrico:

En los sondeos de mecánica de suelos se mide la rigidez del suelo normalmente por uno de los siguientes métodos:

- **Resistencia a la penetración estándar (SPT):** Para obtener muestras del suelo de una perforación, se utiliza un muestreador que es un tubo media caña de dos pulgadas de diámetro abierto en el fondo para dejar entrar al material que se penetra en suelo por medio de un martillo. Las dimensiones y pesos tanto del muestreador como del martillo y el proceso de trabajo se han normalizado internacionalmente. Se mide la rigidez del suelo contando el número de golpes necesario para que el muestreador penetre 30 cm. Este número se registra y se presenta en los sondeos como medida de la dureza o rigidez del suelo.
- **Cono eléctrico (CPT):** La rigidez del suelo se mide encontrando la presión que se ejerce en un tubo de acero para que es necesaria para que penetre el él un cono de 10 cm² de área con la punta a 60° a una velocidad entre 10 y 20 mm por segundo. Es más exacto que la prueba de penetración pero no se obtienen muestras.

2. Zonificación Geotécnica del Valle de México:

El Valle de México, donde se concentra el centro urbano más importante del País, presenta una serie de problemas geotécnicos derivados de su historia geológica. El Valle es una cuenca cerrada por cadenas montañosas de origen volcánico, alguno de ellos en actividad. En su parte central se formó durante cientos de miles de años un lago que por no tener salida se volvió salado. Dependiendo de las eras geológicas se tenía un cierto nivel de la superficie del lago. Así, cuando existía una época glacial y disminuía la temperatura del medio ambiente, también disminuía la evaporación y el nivel del lago aumentaba. Al contrario, cuando se establecían las condiciones más templadas, en una época interglacial, aumentaba la evaporación y el nivel del lago disminuía.

La actividad volcánica, siempre presente, emitía a la atmósfera polvos que en contacto con el agua del lago se constituían en arcillas con una gran cantidad de contenido de humedad muy deformables mientras que en los lugares secos se formaban capas de limos o arenas rígidas. En las ocasiones en que el lago tenía un bajo nivel, los lugares que anteriormente se encontraban bajo agua y, por lo tanto, con arcillas muy deformables, se sedimentaban en capas muy cementadas y rígidas. Cuando el nivel del agua volvía a aumentar, estas capas rígidas se cubrían nuevamente con arcilla muy deformable. En los lugares donde nunca hubo lago y no tienen arcillas deformables se le conoce como Zona de Lomas o Zona I según el Reglamento de Construcciones del D.F. Por otro lado, en las zonas donde siempre hubo lago y por lo tanto existen arcillas muy deformables hasta estratos muy profundos se le conoce como Zona II o Zona de Lago. Finalmente, en los lugares donde se alternan estratos de arcilla muy deformable con estratos rígidos se conoce como Zona II o Zona de Transición. En la figura 2.1 se presenta un mapa del Valle de México con las distintas zonas geotécnicas.

2.1 Zona de Lago y características generales:

La zona de Lago presenta aproximadamente las siguientes características generales:

2.1.1 Costra superficial:

Esta capa se distingue de las demás en los sondeos geotécnicos por tener una resistencia a la penetración estándar igual o mayor a 4 golpes o por una resistencia de punta del cono igual o mayor a 3.0 Kg/cm². Debido a que los lagos ya no existen superficialmente se presentan rellenos recientes o antiguos producto de la actividad humana. Sin humedad constante, los suelos naturales se han desecado presentando una mayor dureza que los estratos más profundos. El peso de estructuras superficiales, las tuberías, excavación de zanjas y la extracción de agua subterránea han bajando el nivel de agua y ayuda también a que esta capa se haya consolidado. La costra superficial puede variar de espesor, desde un par de metros hasta 8.0 metros o más. En algunos lugares sin urbanizar, puede tener aun menos de 1.0 m. Los rellenos muy antiguos de origen colonial o inclusive prehispánico se han consolidado con el tiempo de tal manera que pueden tomarse como apoyo para estructuras nuevas. Normalmente presentan limos y arenas y se puede evidenciar su origen artificial por tener pedacería de alfarería.

Los rellenos modernos, de material suelto y suave, deben evitarse como apoyo de cimentaciones. Usualmente, el nivel de aguas freáticas se encuentra en esta capa.

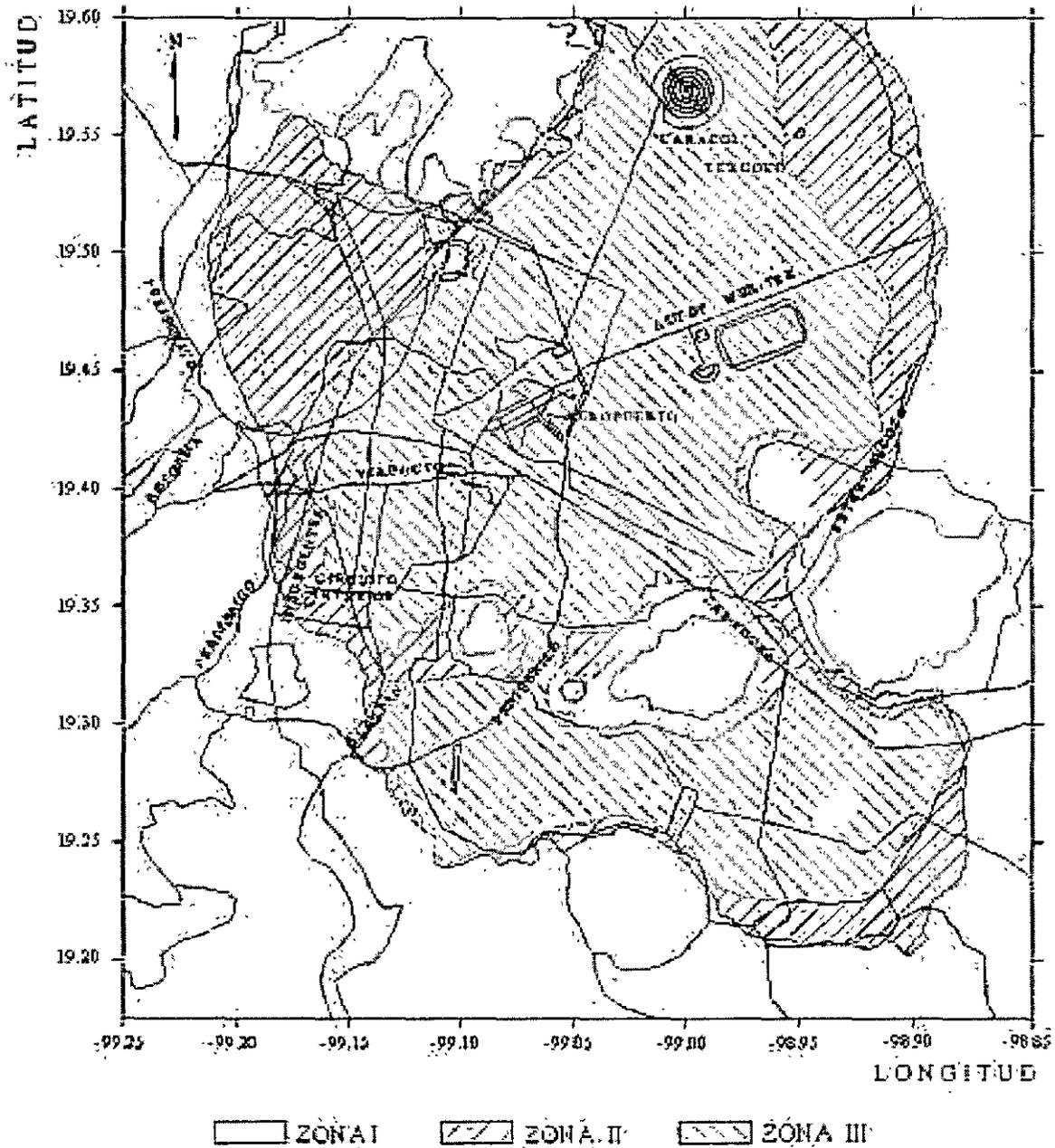


FIGURA 2.1: Zonas Geotécnicas del Valle de México

2.1.2 Serie arcillosa superior

Bajo la costra superficial se encuentran una serie de estratos de arcilla muy deformable, con altos contenidos de humedad. Su rigidez es muy baja, de 1 golpe para SPT o hasta 8.0 Kg/cm² para CPT. Los contenidos de humedad son extraordinariamente altos, de $\omega=100$ a 400%, y en algunos lugares hasta 500%. Producen grandes hundimientos en las estructuras pesadas o en las que el área de su cimentación es mayor a la mitad de la profundidad de la costra superficial. Las partes más superficiales de esta capa se encuentran preconsolidadas, esto es, que han tenido alguna vez en su historia una carga mayor que la que tienen actualmente, lo que ayuda a disminuir los asentamientos de las estructuras, pues si el peso de una estructura produce una carga al suelo menor que la que ha tenido anteriormente, las deformaciones son pequeñas.

El espesor de esta capa varía grandemente, de entre 12.0 m a 50.0m. Presenta algunos pequeños estratos de mayor resistencia pero de espesor muy pequeño. Normalmente las arcillas más cercanas al fondo de esta capa presentan una rigidez mayor pues están consolidadas debido a que ha disminuido la presión del agua por su extracción. Se limita en el fondo con la llamada "Primera Capa Dura".

2.1.3 Primera Capa Dura:

Es una capa rígida compuesta de limo arenoso con gravas con cementación y espesor variable que se formó durante el período interglacial Sangamón, hace 90,000 años. Su rigidez es de mayor a 100 golpes SPT o 20 Kg/cm² CPT. No se encuentra en algunas partes en la zona central del antiguo lago pues en estos lugares no llegó a secarse. Su espesor llega a ser hasta de 5.0 m. Los contenidos de humedad son relativamente bajos.

2.1.4 Serie arcillosa inferior:

Bajo la primera capa dura se encuentran arcillas medianamente rígidas con estratos intercalados duros, tiene un espesor de 15.0 m en la zona central del lago y desaparece hacia las orillas. Produce asentamientos de consideración solamente en estructuras muy pesadas con cimentación muy grande. Es poco usual tener muestras de esta capa.

2.1.5 Depósitos profundos:

Son una serie de estratos arenas y gravas producto de erosión de las montañas circundantes y representan una base rígida que ya no implican deformaciones para las estructuras de la superficie. Puede tener hasta 5.0 m de espesor y le subyacen estratos menos cementados y capas de arcillas preconsolidadas hasta la base de roca que representa el suelo anterior a la formación de los lagos.

Para dar una idea de las características usuales que se encuentran en el subsuelo de la zona de lago, se puede ver la Tabla 2.1 como resumen de ellas. Los datos contenidos en esta tabla no deben sustituir los resultados de un estudio de mecánica de suelos y solamente son informativos.

TABLA 2.1.a : Propiedades Zona Lago Virgen

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (grados)
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Primera Capa Dura	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa Inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

TABLA 2.1.a : Propiedades Zona Lago Centro

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (grados)
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Primera Capa Dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25
Serie arcillosa Inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

2.2 Zona de Transición y características generales:

En las orillas del antiguo lago de Texcoco se formó una zona de transición, que combina las características de la zona de lago, como se comenta en el apartado anterior, con otras derivadas de la cercanía a las montañas que la rodean. La principal afectación que se tuvo de las montañas fue que el producto de la erosión producida por el agua de lluvia y arrastrados por arroyos y ríos se depositaba en las orillas del lago formando un abanico de material llamado aluvial, formado de arenas y gravas hasta de 3.0 Km de ancho hacia el lago. Estos depósitos aluviales se encuentran intercalados con otros estratos de arcilla suave o de depósitos típicos de playa como arena negra o suelos orgánicos arcillosos. Un sondeo típico de esta zona se presenta en la figura 2.3. Los problemas típicos de esta zona es la de una deformabilidad alta de los suelos que afecta a estructuras pesadas y una capacidad de carga relativamente baja. Obviamente, a medida que se acerca a la zona de lago las estratificaciones

intercaladas de suelos rígidos van desapareciendo y la estratigrafía se acerca más a típica de zona de lago. En algunos lugares no existe esta condición estratificada y se presenta un cambio abrupto de zona de lomas a zona de lago. Esta condición puede ser desastrosa para las estructuras superficiales cercanas. De forma indicativa, se resumen en la Tabla 2.2 las principales características de los suelos de esta zona.

TABLA 2.2 : Propiedades Zona de Transición

Estrato	Espesor (m)	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (grados)
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos Blandos	4 a 6	1.3	5	0

2.3 Zona de Lomas y características generales:

Se denomina Zona de Lomas a la que rodea a las zonas con arcillas compresibles, y están constituidos por diversos estratos rígidos de arenas y limos con gravas. Su formación geológica se debe principalmente a las actividades volcánicas y a la eyección de distintos materiales, a veces en forma de arenas pumíticas ligeras, otras en forma de limos cementados y en otras ocasiones en forma de grandes corrientes de flujos piroclásticos incandescentes o “blast” arrojando sobre la superficie material granular de gran espesor. En ocasiones el agrietamiento tectónico de estos materiales cementados en los taludes produce un bloque inestable. Adicionalmente se presentan agrietamientos en ocasiones activos y erosiones que han producido barrancas, con la consecuente transporte de materiales erosionados que en ocasiones se depositan en depresiones. Superficialmente se encuentran suelos amarillentos o rojizos de limo arenoso cementado con películas de calcita típica de climas cálidos. No siempre los suelos de estos lugares están cementados lo que complica su detección pues la resistencia SPT es muy alta.

Problemas frecuentes de estas zonas son los depósitos de antiguas minas que representan un material poco estable al corte. En muchos lugares se realizaron galerías de mina o minas a cielo abierto para la extracción de material pumítico o arenas grises como materiales de construcción. Las galerías de mina representan un peligro para la estabilidad de las estructuras.

En algunos lugares aflora roca masiva que, como se comentó en el capítulo primero, no forman parte de los alcances de la mecánica de suelos.

Finalmente se tiene en no pocos lugares el problema de que los proyectos se localizan en antiguos rellenos artificiales no compactados, producto de la explotación minera o como depósitos sanitarios de basura. Estos materiales no son aptos para tomarse como apoyo para estructuras de obra civil.

3. Problemas geotécnicos comunes en obras de urbanización.

Durante el desarrollo y diseño de las obras civiles siempre deben tomarse en cuenta los aspectos de mecánica de suelos ya que, o producen una acción a las estructuras (como en muros de contención o en zanjas) o reciben en último término las acciones totales de la estructura, (como cimentaciones superficiales o profundas). En este sentido se observa la importancia que el suelo tiene en la estabilidad de una estructura, pues nunca será más estable que su cimentación.

Son muy variados y en ocasiones complejos los problemas en los que se requiere un análisis de mecánica de suelos. En el presente trabajo nos enfocaremos a problemas usuales durante las obras de ingeniería civil urbana.

3.1 Capacidad de Carga de Zapatas aisladas:

Muchos problemas de mecánica de suelos se resuelven con el análisis de la capacidad de carga de una zapata aislada, ya sea para diseño en obra nueva o para evaluar la capacidad de una zapata ya construida.

Para evaluar la capacidad de carga de una zapata aislada debe seguirse el siguiente procedimiento propuesto en el apartado 3.3.1 Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del D.F. al cual se debe remitir. El procedimiento requiere primeramente de determinar si los suelos bajo el desplante de la cimentación y hasta por lo menos una profundidad igual a 3.0 veces el ancho de la cimentación son suelos, son suelos cohesivos o friccionantes. En el capítulo primero se menciona cómo realizar esta distinción, así como las pruebas que se requieren para conocer los parámetros del suelo. Dependiendo del tipo de suelo se tiene una fórmula que se utiliza para la determinación de la capacidad de carga.

3.1.1 Suelos Cohesivos:

Para este tipo de suelos se utiliza la siguiente expresión:

$$\Sigma Q F_c / A < C_u N_c F_R + p_v$$

donde:

Q = Acciones a la cimentación (tons).

F_c = Factor de carga de las acciones a la cimentación (1.4 para cargas estáticas y 1.1 para cargas con sismo)

A = Area de la zapata (m²)

Cu = cohesión del suelo o promedio de las cohesiones del suelo. (t/m²).

pv = presión del suelo a la profundidad de desplante de la zapata, esto es:

$$pv = \gamma Df$$

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante de la zapata (o promedio).

Df = profundidad de desplante de la zapata

FR = Factor de reducción, se toma siempre igual a 0.35

Nc = coeficiente de la capacidad de carga por cohesión, está dado por:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df / B + 0.25 B / L)$$

donde

B y L = ancho y largo de la zapata, B es menor o igual que L, en m.

Df / B no puede tener un valor mayor a 2 y B / L no puede ser mayor que 1.

$\Sigma Q Fc / A$ tiene valores de presión, es decir, t/m².

3.1.2 Suelos friccionantes

Para suelos friccionantes se tiene la siguiente expresión:

$$\Sigma QFc/A < \{ Pe (Nq - 1) + \gamma B N\gamma / 2 \} FR + pv$$

donde:

Q = Acciones a la cimentación (tons).

Fc = Factor de carga de las acciones a la cimentación (1.4 para cargas estáticas y 1.1 para cargas con sismo)

A = Area de la zapata (m²)

Pe = presión efectiva a la profundidad de desplante de la zapata, es igual :

$$Pe = \gamma Df - h$$

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante de la zapata (o promedio).

D_f = profundidad de desplante de la zapata

h = altura del nivel freática de agua desde el nivel de desplante de la cimentación (m).

p_v = presión del suelo a la profundidad de desplante de la zapata, esto es:

$$p_v = \gamma D_f$$

N_q = Coeficiente de capacidad por fricción, dado por:

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2)} F_f$$

ϕ = ángulo de fricción interna (grados)

F_f = Factor de forma, igual a $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares.

N_γ = Coeficiente de capacidad pro peso del suelo, igual a:

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

F_f = Factor de forma, igual a $1 - 0.4 B/L$ para zapatas rectangulares e igual a 0.6 para circulares.

En caso de que el nivel freático se encuentre más profundo que 3.5 veces el ancho de la zapata, no afectará los cálculos. En cualquier otro caso, se tomará que el nivel se encuentra inmediatamente a la profundidad de desplante. Para zapatas corridas se toma $B/L = 0$. Para los casos en que la carga permanente a la zapata no es vertical, o cuando se construye junto a un talud con inclinación menor a 25° se debe revisar el apartado 3.3.1 de las mencionadas normas.

Es muy importante tomar en cuenta que en la zona de Lago la capacidad máxima de una zapata está dada por las deformaciones que pueda tener por la consolidación de las arcillas, por lo que las presiones se deben disminuir a valores no mayores a 5.0 t/m^2 , a menos que el espesor de la costra y las dimensiones pequeñas de la zapata lo permitan.

3.2 Muros de Contención:

Durante el diseño de algunos proyectos es necesario realizar rellenos que tengan un corte vertical. Una solución es dar tratamiento al material de relleno para que tenga por sí mismo la capacidad necesaria para soportar su propio peso en un corte vertical, normalmente agregando una cantidad de cemento hidráulico. Para determinar esta cantidad se deben realizar pruebas de resistencia a varias probetas con distintas cantidades de cemento, pero normalmente se requieren de entre 2.5 y 5 sacos de cemento por metro cúbico de material y agua suficiente para realizar la reacción química con el cemento pero que no disgregue al material. Este procedimiento no se puede realizarse con arcillas pues se dificulta el mezclado que debe hacerse con mucho cuidado y con revolvedora.

Una solución más común es la construcción de muros de contención. Los empujes que produce el relleno a la pared de un muro vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \gamma K_a z$$

Donde:

σ_z = presión horizontal de un muro a la profundidad z.

γ = peso volumétrico del relleno.

K_a = empuje activo.

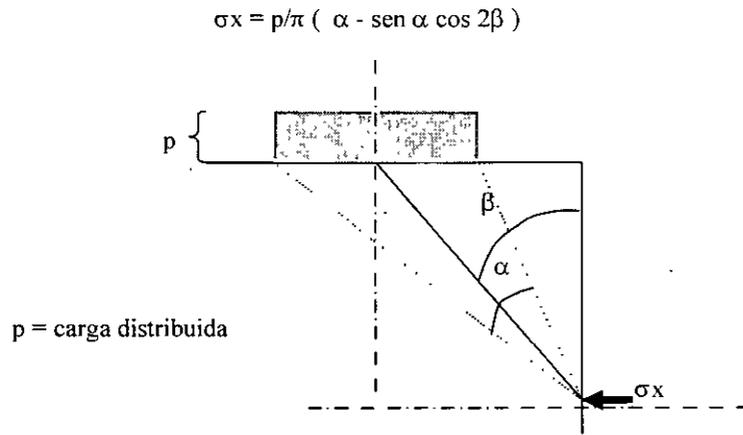
El empuje activo depende del tipo de material del relleno y se puede estimar con la siguiente expresión:

$$K_a = 1 - \text{sen } \phi$$

No se recomienda utilizar rellenos de arcilla, pues no se pueden compactar. En las expresiones pasadas no se toma en cuenta la presión del agua, por lo que en caso de un muro se deberán dejar lloraderos o drenes tras el muro que eliminen la presión del agua o en su caso se deberá tomar expresamente en cuenta, pero resultará un muro muy pesado y caro.

En caso de tener rellenos compactados junto al muro, el coeficiente K_a deberá tomarse como $K_a = 1.0$. Es preferible utilizar una capa de arena y grava sin compactar que esté en contacto con el muro y de por lo menos 1.5m de ancho para tener un factor de K_a menor y diseñar un muro más económico.

Las cargas que se puedan aplicar en el relleno deberán alejarse por lo menos una distancia del muro por lo menos de 1.5 veces la altura del mismo para no afectar el diseño del mismo. Si se tienen cargas más cercanas se puede evaluar el incremento de presión horizontal mediante la siguiente fórmula con referencia a la figura 3.1 (observar que α está en radianes):



PRESIÓN HORIZONTAL POR CARGA VERTICAL

FIGURA 3.1

Para el caso en que se tenga una inclinación del relleno atrás del muro de contención, se tomará la siguiente expresión aplicada a la figura 3.2:

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 + \frac{\text{sen } \phi \text{ sen } (\phi - \beta)}{\cos \beta} \right]^2}$$

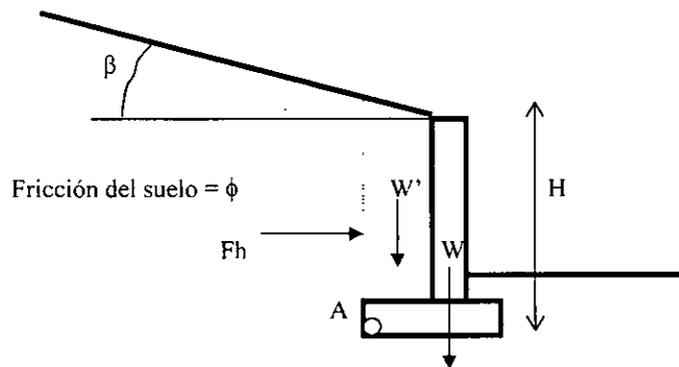


FIGURA 3.2

Para la solución de un muro de contención, ya conocida la distribución de empujes sobre el muro, tiene por objeto la revisión de las siguientes condiciones:

- **Deslizamiento:** El muro debe tener una capacidad a cohesión y/o fricción en su base mayor que la suma de los empujes horizontales. La capacidad de la base es igual a:

$$\Sigma F_h FS = C B + W \tan \phi$$

dónde:

F_h = Fuerza horizontal por empuje (promedio de la presión por la altura del muro)

C = cohesión del suelo en el desplante de la cimentación del muro.

B = ancho del muro

W = peso del muro, incluye fuerzas verticales sobre el muro. En el caso de que la cimentación del muro tenga una zapata hacia adentro del terreno de relleno, se toma en cuenta el peso del suelo sobre el mismo (W' en la figura).

FS = factor de seguridad, mayor o igual a 2.0.

- **Volteo:** La geometría del muro debe de lograr que la resultante de las acciones y reacciones sea una carga vertical que se localice dentro del tercio medio de la cimentación. Para calcularlo se tomarán los momentos que producen todas las fuerzas desde el talón del muro, indicado por el punto A en la figura 3.2. Tomando momentos desde A de los pesos del muro W y W' por su brazo respectivo de palanca más el momento del empuje F_h por un brazo de palanca igual a un tercio de la altura H y el momento producido por las sobrecargas si existen se tiene un momento total en ha llamado M_a . Se calcula también la suma de las cargas verticales $F_v = W$ y W' . Así:

$$C_x = M_a / F_v$$

para que la resultante se encuentre dentro del tercio medio:

$$B/3 < C_x < 2B/3$$

No debe permitirse un valor de C_x mayor a $2B/3$ en ningún caso.

- **Capacidad de carga:** Las presiones máximas aplicadas al suelo deben ser menores o iguales a la calculada como una zapata corrida (ver el apartado 3.1). Para calcular la presión ejercida, se calcula la excentricidad de la resultante con respecto a la mitad de la cimentación del muro, esto es:

$$e_x = C_x - B/2$$

La presión máxima al suelo será igual a :

$$\sigma_v = \frac{F_v}{B - 2e_x} < Q/A$$

- **Falla general:** En condiciones muy especiales existe una falla de talud que envuelve al muro y al relleno. Sucede en muros que retienen arcillas suaves, como las de la Zona de lago del Valle de México, para poder tomar en cuenta este caso se debe hacer un análisis de estabilidad de taludes que queda fuera de los alcances de este trabajo. En la práctica debe evitarse la construcción de muros de contención en arcillas suaves de la zona de lago.

3.3 Zanjas:

Es usual realizar zanjas profundas para la instalación de tuberías. La altura vertical en la que puede tenerse un corte estable es:

$$H = \frac{2C}{\gamma}$$

Donde:

C = cohesión del material de corte (T/m²)

γ = peso volumétrico del material de corte.

Esta fórmula no puede utilizarse en suelos cementados de la zona de lomas o en lugares donde el material de excavación no esté afectado por un nivel freático, materiales cohesivos suaves o arena. Para estos lo más conveniente es la excavación con un ángulo que permita la estabilidad del talud, para arena suelta se puede usar 1.0 vertical a 1.0 horizontal. En arcillas suaves el corte vertical es estable por poco tiempo, por lo que si se requiere que la zanja se quede abierta por períodos largos se requerirá de ademes. Los ademes se utilizan en cualquier tipo de material en especial si la zanja es profunda.

Para el cálculo de las cargas en una zanja se puede utilizar las presiones horizontales como se presentan en el apartado 3.2 de éste capítulo, pero resultan diseños conservadores. Alternativamente se pueden utilizar las gráficas de la figura 3.3 que presentan las presiones aproximadas del suelo dependiendo de la localización de los apoyos de los ademes. Para el uso de estas gráficas debe tomarse en cuenta que no deben de existir presiones de agua del lado del suelo, por lo que si existe un nivel de aguas freáticas más alto que la profundidad de excavación, deberá utilizarse bombeo previo en una serie de pozos para abatirlo.

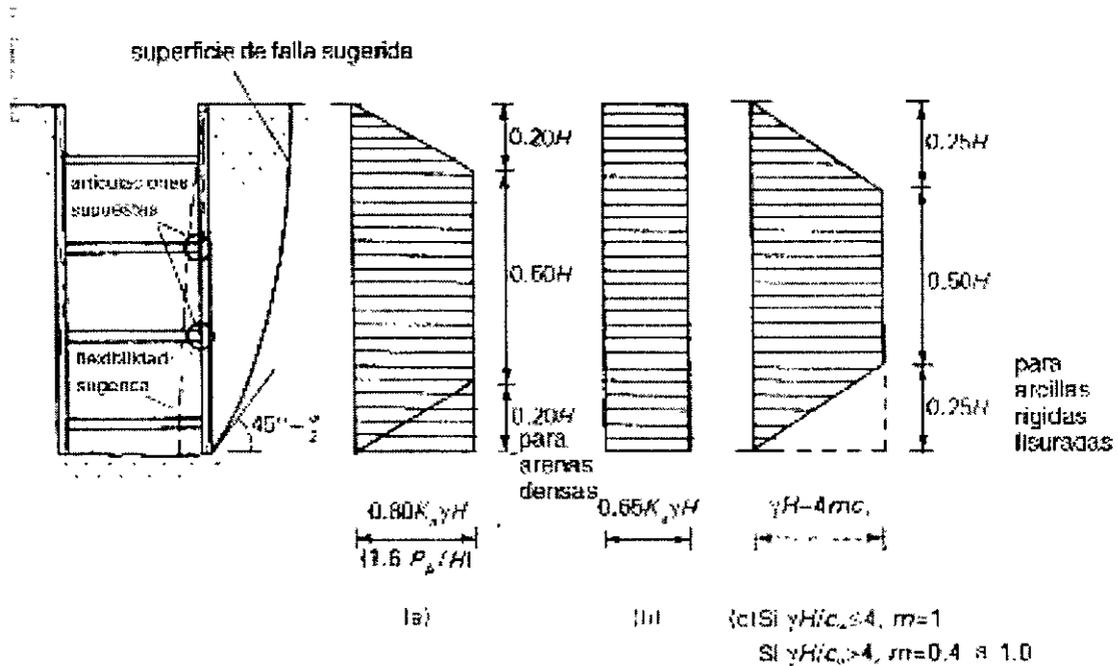


FIGURA 3.3: Gráficas de Presiones en Zanjas Ademadas

Adicionalmente, en excavaciones es arcillas, se debe revisar la profundidad de la zanja por falla de fondo. Este tipo de falla se produce cuando la capacidad de carga del suelo al nivel de la profundidad de excavación es menor a la presión que produce el suelo del lado de afuera del ademe, como se muestra en la figura 3.4. Es similar a la capacidad de carga de una zapata que está cargada con el peso del suelo excavado.

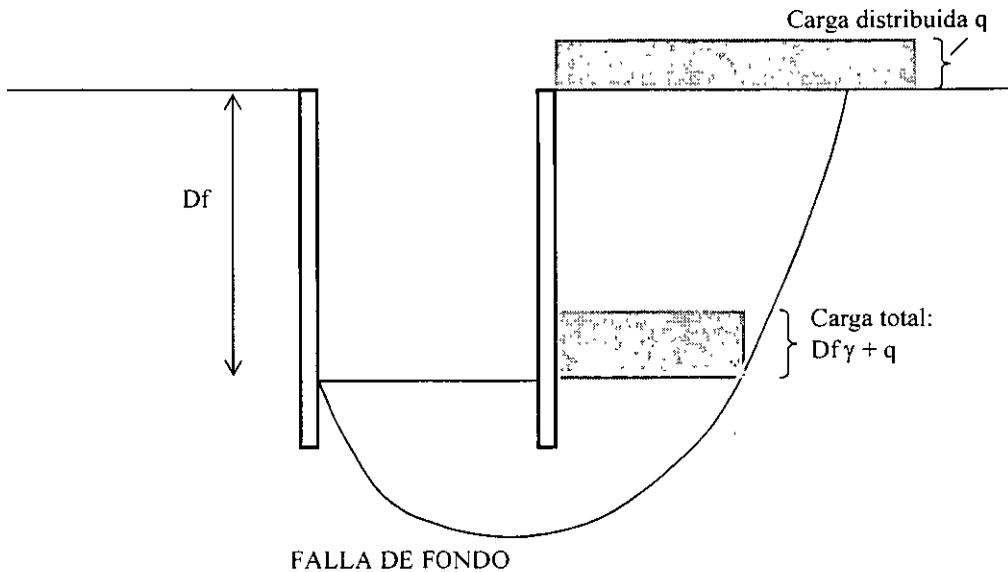


FIGURA 3.4

$$Df \text{ máx} = \frac{5.14 C + 1.5 q}{1.5 \gamma}$$

Donde:

C = cohesión del suelo

q = sobre peso en la superficie

γ = peso volumétrico del suelo (o promedio).

Df = profundidad de desplante de la zapata

3.4 Taludes

3.4.1 Introducción

Se presenta a continuación una breve descripción de los diversos métodos utilizados para la evaluación del factor de seguridad de un talud con un enfoque del límite plástico. La lista de métodos está lejos de ser exhaustiva, pues existen otros muchos métodos que no se describen, como aquellos que utilizan curvas de falla logarítmicas, métodos tridimensionales, teorías de falla por flujos no newtonianos, elementos finitos, etc. Los métodos incluidos son los más comunes tanto en los libros especializados como en programas de computación.

También se limitan los parámetros necesarios que se tomaran en cuenta y que influyen en la evaluación del factor de seguridad de un talud a los siguientes:

- Perfil y dimensiones del talud.
- Límite de los diferentes estratos que lo componen.
- Características de cada estrato: peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción interna.
- Aceleración sísmica horizontal y vertical.
- Fuerzas de las anclas y su localización en el perfil del talud.

No se mencionará la forma de obtención de estos parámetros. Ninguno de los métodos se desarrolló originalmente para incluir cargas de sismo y anclas, por lo que no lo deduciremos aquí. Existen otros parámetros que no serán tomados en cuenta en este estudio pero que son fácilmente deducibles si se entiende cada método en general, como la presencia de niveles de agua freática, presiones debidas a flujos de agua, sobrecargas, cuerpos de agua, grietas, oquedades, etc.

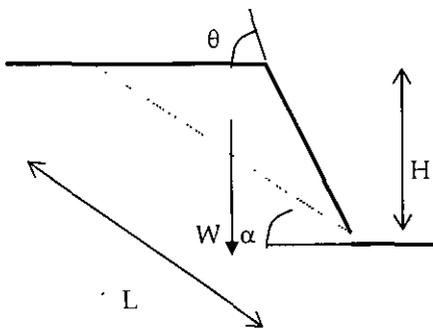


FIGURA 3.5

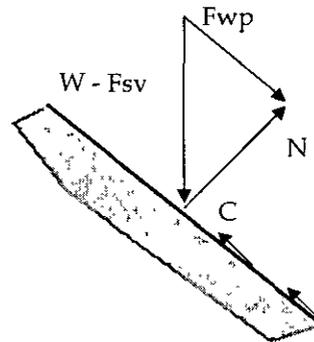


FIGURA 3.6

3.4.2 Método de Coulomb – Culmann

En 1776 fue publicada la primera teoría racional para el cálculo de presiones a un muro de retención cuyo autor fue Charles Agustine Coulomb (1819-1877), físico e ingeniero francés que estudió la resistencia de materiales y los fenómenos electro-magnéticos. Su aplicación a taludes la propuso el científico alemán K. Culmann en 1866. Aun que el método se desarrolló para calcular las presiones en un muro, funciona igualmente para evaluar la estabilidad de un talud.

El método parte del supuesto de que la superficie de falla se produce en un plano con un ángulo α menor al ángulo del talud θ , fig. 3.5. En la figura 3.6 se muestra un diagrama de las fuerzas que se aplican a la cuña. Llamando fuerzas activas a aquellas que producen el movimiento de la cuña y fuerzas reactivas a aquellas que se oponen a este movimiento se desprenden las siguientes expresiones:

Longitud del plano de falla: $L = H / \sin \theta$;

Peso de la cuña: $W = B H \gamma / 2 = H^2 \gamma \cos \theta / 2$;

Cohesión: $C = L c$;

Proyección de W paralela al plano de falla, suma de fuerzas activas:

$$F_A = W \sin \theta = H^2 \gamma \sin \theta \cos \theta / 2$$

Proyección de W normal al plano de falla:

$$N = W \cos \theta = H^2 \gamma \cos^2 \theta / 2 ;$$

Fuerza de fricción: $F_r = N \tan \phi = H^2 \gamma \tan \phi \cos^2 \theta / 2$;

Suma de fuerzas reactivas: $F_R = C + F_r = L c + H \gamma \tan \phi \cos^2 \theta / 2$;

Factor de seguridad:
$$FS = \frac{F_R}{F_A} = \frac{L c + H^2 \gamma \tan \phi \cos^2 \theta / 2}{H^2 \gamma \cos \theta \sin \theta / 2}$$

$FS = \frac{2 L c + H^2 \gamma \tan \phi \cos^2 \theta}{H^2 \gamma \cos \theta \sin \theta} \quad (3.1)$
--

Este método parte de la falla forma un plano, lo cual es cercano a la realidad si el material de la cuña es arena. Para los materiales cohesivos y cohesivo-friccionantes el plano de falla es mas bien curvo.

Para tomar en cuenta los distintos estratos de suelo que pueden formar el talud, se puede dibujar la cuña a escala y medir cada área de cada material y las longitudes sobre el plano de falla para hacer una sumatoria de la cohesión y fricción. Alternativamente, se puede hacer un promedio pesado de los pesos volumétricos con respecto a sus áreas, y de la cohesión y de la fricción respecto de la línea L del plano de falla.

El método original no contempla las fuerzas debidas a sismos ni las producidas por las anclas. Siguiendo el análisis descrito arriba, se pueden introducir estas variables considerando sus proyecciones paralelas a la superficie de falla.

3.4.3 Método de Fellenius

En los 1936 el ingeniero sueco Wolmar Fellenius propuso un método con una superficie de falla circular. Este método es iterativo, pues se comienza estableciendo un punto como centro y el radio de una circunferencia que se toma como la superficie de falla para proceder a calcular el factor de seguridad correspondiente a ese círculo. Una vez realizado el cálculo, se procede a establecer otro punto como centro u otro radio de la circunferencia de la falla y calcular el factor de seguridad correspondiente. Se realiza el cálculo en varios puntos y radios hasta que se establece un punto y un radio con el factor de seguridad menor.

Para el cálculo del factor de seguridad de cada circunferencia, el cuerpo de la falla (equivalente a la cuña de falla en el método de Coulomb) se discretiza en elementos verticales de altura igual a la distancia vertical entre la superficie del perfil del talud y la curva de falla. El ancho puede ser variable de manera que se tenga una superficie plana en la parte superior de cada elemento que se denomina dovela. En la figura 3.7 se representa al talud dividido en dovelas y en la fig. 3.8 las fuerzas en la base de la dovela.

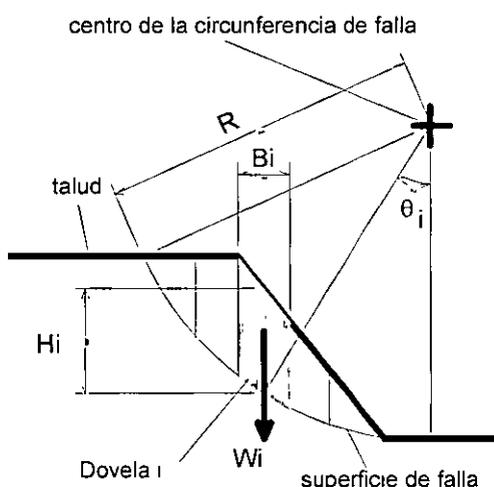


FIGURA 3.7

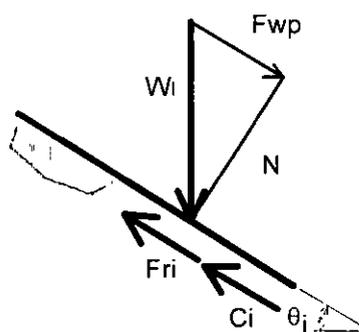


FIGURA 3.8

En este caso el factor de seguridad esta dado por la relación entre el momento de reacción entre el de acción. Cada uno de los momentos se calcula determinando la magnitud de las fuerzas reactivas y las activas multiplicadas por el brazo de palanca con respecto al centro de la curva de falla. Para cada una de las dovelas en que se dividió el cuerpo del talud se calcula:

Peso de la dovela: $W_i = H_i B_i \gamma$

En el caso de tener varios estratos deberá realizarse un cálculo de la altura y peso por cada estrato en cada dovela:

$$W_i = B_i \sum H_j \gamma_j$$

Donde H_j y γ_j representan la altura media y el peso volumétrico del estrato j de la dovela i . Momento actuante por dovela:

$$M_{Ai} = W_i d_i = H_i B_i \gamma R \text{ sen } \theta_i$$

Cohesión: $C = L_i c_i = B_i c_i \text{ sec } \theta_i$

Componente normal de W_i :

$$N_i = W_i \text{ cos } \theta_i = H_i B_i \gamma \text{ cos } \theta_i$$

La fuerza por fricción será:

$$F_{ri} = N_i \text{ tan } \phi = H_i B_i \gamma \text{ tan } \phi \text{ cos } \theta_i$$

Donde el ángulo ϕ y la cohesión c se refieren al material en el cual se encuentra la base de la dovela. Así, el momento de reacción será:

$$M_{Ri} = (C_i + F_{ri}) R = (B_i c_i \text{ sec } \theta_i + H_i B_i \gamma \text{ tan } \phi \text{ cos } \theta_i) R$$

Y finalmente el factor de seguridad estará dado por:

$$FS = \frac{M_R}{M_A} = \frac{\sum (B_i c_i \text{ sec } \theta_i + H_i B_i \gamma \text{ tan } \phi \text{ cos } \theta_i)}{\sum H_i B_i \gamma \text{ sen } \theta_i} \quad (3.2)$$

Se puede considerar al método de Coulomb como un caso especial donde el radio es infinito. Las discrepancias entre los factores de seguridad así calculado y otros métodos más exactos dieron por resultado la recomendación de que el factor mínimo de seguridad para un considerar al talud del lado seguro es de 1.5. El método no fue desarrollado para incluir fuerzas sísmicas ni las fuerzas de las anclas.

3.4.4 Método de Bishop

En 1955, el científico Inglés A.W.Bishop propuso un método de cálculo que se considera el mas exacto de los métodos basados en el límite plástico. Es también un método que parte del supuesto que la superficie de falla es una circunferencia y se varía iterativamente la localización y radio de la misma para encontrar el factor de seguridad menor.

También se divide el cuerpo del talud en una serie de dovelas como se muestra en la fig. 2.3, pero a cada una de las dovelas se les añade la presión que ejercen en ellas las dovelas contiguas. La razón es que las presiones de suelo a ambos lados de la dovela no están en equilibrio. Existe cierto incremento de la presión en los puntos de la superficie de falla inferiores y una disminución de presiones en los puntos superiores. La fricción y la cohesión transmiten por capacidad al cortante vertical esta diferencia de presiones hacia la parte baja de la curva de falla. En la fig. 3.9 se muestran las fuerzas a las que se ve sometida una dovela, sin tomar en cuenta presiones de poro.

En la figura, las presiones de las dovelas adyacentes se descomponen en las proyecciones vertical y horizontal denominadas X y E respectivamente. La deducción del método se describe a continuación.

Primeramente, la relación que define el factor de seguridad cambia en su concepto:

$$FS = \frac{\text{Capacidad total al cortante de la superficie de falla}}{\text{Capacidad al cortante requerida para el equilibrio (FS = 1)}}$$

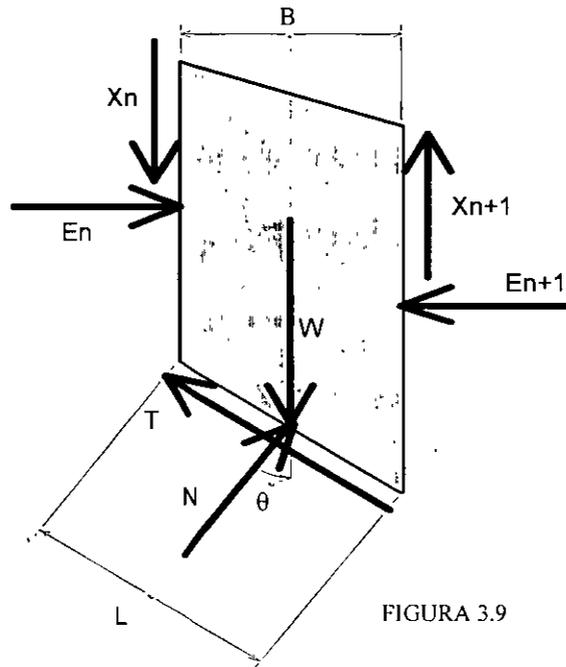


FIGURA 3.9

Considerando ahora a toda la masa de suelo limitada por la superficie de falla, se pueden dar las siguientes identidades:

$$\Sigma (X_n - X_{n+1}) = 0 \quad \Sigma (E_n - E_{n+1}) = 0 \quad (A)$$

lo que quiere decir que la suma de las componentes horizontales de todos los elementos o dovelas de la masa de suelo terminan eliminándose entre si, pues la masa está en reposo. Lo mismo sucede con las componentes verticales.

Tomando ahora como la capacidad total al cortante del suelo en la superficie de falla es la suma de las capacidades de la base de cada dovela se tiene, para fuerzas paralelas a la superficie:

Capacidad total al cortante:

$$\tau = CL + N \tan \phi = C B \sec \theta + N \tan \phi$$

Capacidad necesaria para FS=1:

$$\tau_{nec} = W \sen \theta$$

Así:

$$FS = \frac{\Sigma (C B \sec \theta + N \tan \phi)}{\Sigma (W \sen \theta)} \quad (B)$$

Ahora consideraremos las cargas perpendiculares a la curva de falla:

$$N - W \cos \theta - (X_n - X_{n+1}) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sen \theta = 0$$

Despejando la fuerza normal N:

$$N = [W + (X_n - X_{n+1})] \cos \theta - (E_n - E_{n+1}) \sen \theta$$

Sustituyendo en la ecuación (B):

$$FS = \frac{\Sigma [C B \sec \theta + [W + (X_n - X_{n+1})] \cos \theta \tan \phi - (E_n - E_{n+1}) \sen \theta \tan \phi]}{\Sigma (W \sen \theta)} \quad (C)$$

Esta es la fórmula básica de Bishop para el cálculo del factor de seguridad, tiene sin embargo el problema de que se desconocen las componentes E_n y X_n , pues no solamente dependen de la presión y fricción entre dovelas sino que también de la transmisión de la diferencia del empuje a otra dovela. En la práctica no se pueden calcular para cada dovela *a priori*, en vez de esto se calculan por tanteos de forma que cumplan las ecuaciones (A).

Debido a la gran dificultad que esto representa, Bishop propone un método para eliminar los tanteos para el término que contiene E_n . Considérese las cargas en la base de una dovela tangentes a la curva de falla:

$$T - W \operatorname{sen} \theta - (X_n - X_{n+1}) \operatorname{sen} \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta = 0$$

Despejando y para todas las dovelas:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) \cos \theta = \sum T - \sum [W + (X_n - X_{n+1})] \operatorname{sen} \theta$$

Como $\sum T = \sum W \operatorname{sen} \theta$, tenemos:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) \cos \theta = \sum W \operatorname{sen} \theta - \sum [W + (X_n - X_{n+1})] \operatorname{sen} \theta \quad (D)$$

Por otro lado, considerando las cargas verticales y que $\sum F_y = 0$ tenemos:

$$W + (X_n - X_{n+1}) - N \cos \theta - T \operatorname{sen} \theta = 0$$

$$N \cos \theta = W + (X_n - X_{n+1}) - T \operatorname{sen} \theta$$

Pero como T necesaria para el equilibrio es:

$$T = \frac{C L + N \tan \phi}{FS}$$

Se divide entre FS porque no se calcula la capacidad total al cortante sino la necesaria para el equilibrio, para que $\Sigma Fy=0$. Sustituyendo tenemos:

$$N \cos \theta = W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{CL + N \tan \phi}{FS} \text{ sen } \theta$$

$$N \cos \theta = W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{CL \text{ sen } \theta}{FS} - \frac{N \text{ sen } \theta \tan \phi}{FS}$$

$$N \cos \theta + \frac{N \text{ sen } \theta \tan \phi}{FS} = W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{CL \text{ sen } \theta}{FS}$$

$$N = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{CL \text{ sen } \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\text{sen } \theta \tan \phi}{FS}}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (B) resulta:

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{ sen } \theta} \Sigma \left\{ CL + \left[\frac{W + (X_n - X_{n+1}) - \frac{CL \text{ sen } \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\text{sen } \theta \tan \phi}{FS}} \right] \tan \theta \right\}$$

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{ sen } \theta} \Sigma \left\{ \frac{CL \cos \theta + W + (X_n - X_{n+1}) \tan \phi - \frac{CL \text{ sen } \theta \tan \phi}{FS} + \frac{CL \text{ sen } \theta \tan \phi}{FS}}{\cos \theta + \frac{\text{sen } \theta \tan \phi}{FS}} \right\}$$

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{ sen } \theta} \Sigma \left\{ CL \cos \theta + W + (X_n - X_{n+1}) \tan \phi \right\} \frac{1}{\cos \theta + \frac{\text{sen } \theta \tan \phi}{FS}}$$

Por igualdades trigonométricas se obtiene:

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \operatorname{sen} \theta} \sum \left\{ \left(CL \cos \theta + W + (X_n - X_{n+1}) \tan \phi \right) \frac{\sec \theta}{1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}} \right\} \quad (3.3)$$

Por facilidad llamemos:

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \operatorname{sen} \theta} \Sigma [M] \quad (E)$$

Despejando tenemos:

$$\Sigma W \operatorname{sen} \theta = \frac{\Sigma [M]}{FS} \quad (F)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (D):

$$\Sigma (E_n - E_{n+1}) \cos \theta = \Sigma \frac{\Sigma [M]}{FS} - \Sigma [W + (X_n - X_{n+1})] \operatorname{sen} \theta$$

Dividiendo entre $\cos \theta$ se obtiene:

$$\Sigma (E_n - E_{n+1}) = \Sigma \frac{\Sigma [M] \sec \theta}{FS} - \Sigma [W + (X_n - X_{n+1})] \tan \theta = 0$$

Esta ecuación sabemos que es igual a cero por la condición (A) inicial. De este modo podemos escribir:

$$\sum \frac{\sum [M]_{\sec \theta}}{FS} - \sum [W + (X_n - X_{n+1})] \tan \theta = 0 \quad (3.5)$$

Que debe cumplir con la condición (A), es decir:

$$\sum (X_n - X_{n+1}) = 0 \quad (3.6)$$

Así, la solución se da por medio de la expresión 3.4 cuando se cumplen las condiciones 3.5 y 3.6. Los términos En fueron eliminados para que solamente se tenga como incógnita de las presiones en la dovelas los términos X_n . El procedimiento para la utilización de este método es de prueba y error y es el siguiente:

- 1.- Asumir que para cada dovela se cumple $(X_n - X_{n+1}) = 0$, así la fórmula 3.4 se puede calcular el factor de seguridad FS sin los términos en X_n ni con la necesidad de cumplir con las ecuaciones 3.5 y 3.6. Debe usarse un primer valor preliminar de FS que aparece en el segundo miembro. Puede usarse el resultado con algún otro método, como Cullman o Fellenius, o de alguna tabla de valores. Solamente en este paso elimina entre 75 y 95 % del error comparado con el método de Fellenius.
- 2.- Se asume una distribución de valores para $(X_n - X_{n+1})$. Se recomienda que el valor de X_n sea proporcional a la altura. Los valores deben cumplir con las ecuaciones 3.5 y 3.6. De no ser así se proponen otros valores hasta que se tengan valores "balanceados".
- 3.- Con los valores balanceados de $(X_n - X_{n+1})$ se resuelve la ecuación 3.4 para obtener un nuevo valor de FS.
- 4.- Se repiten los pasos 2 y 3 hasta que la diferencia entre los valores de FS nuevos y anteriores sea mínima.

Durante el desarrollo de estas expresiones Bishop reitera la necesidad de que las expresiones son válidas si no existen fuerzas externas, como cargas de estructuras o sismo, obviamente las fuerzas de anclas estarían dentro de esta consideración. La complejidad de cálculo explica por que de inmediato se buscaron métodos que, siguiendo las bases de este, elimine la necesidad de iterar para la búsqueda de los valores $(X_n - X_{n+1})$ sin que el error que esto produce sea importante. Explicaremos a continuación dos de estos métodos.

3.4.5 Método de Bishop Modificado

El mismo Bishop observó que se puede realizar una simplificación si se supone que existe una uniformidad en las condiciones que afectan a la estabilidad del talud, no solamente de cargas externas, relieve del talud y condiciones hidráulicas. Esto último se mide por el factor r_u , definido para cada dovela como sigue:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h}$$

Donde u es la presión hidrostática en la base de cada dovela. Y tiene una dirección perpendicular a la misma. A lo largo de este trabajo no se ha mencionado la acción de las presiones hidrostáticas por claridad. Se abordará en el capítulo sexto.

Tomando en cuenta lo anterior, se concluye que en forma aproximada la relación de las componentes de la presión de las paredes verticales de cada dovela son:

$$X_n = X_{n+1} \quad E_n \neq E_{n+1} \quad (A)$$

De este modo, las acciones sobre la dovela simplificada son las que se muestran en la figura 3.10.

En este método hemos cambiado la nomenclatura de la fuerza normal a la superficie de falla, pues en este caso no es solamente la reacción a la componente del peso, sino mas bien la fuerza normal al plano de base de la dovela necesaria para el equilibrio de la dovela. Por la misma razón, T no es solamente la capacidad total al

Donde L es el largo de la recta de la base de la dovela, es decir:

$$L = B \sec \theta \quad (C)$$

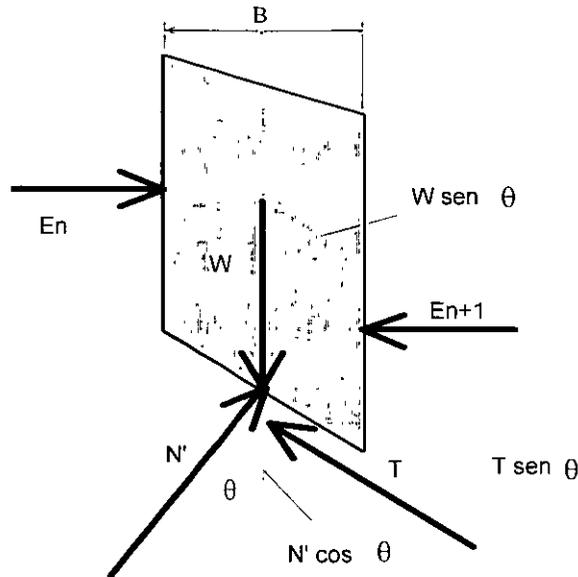


FIGURA 3.10

Por el equilibrio en la base de la dovela se tiene:

$$FS = W \text{ sen } \theta - T = 0 = W \text{ sen } \theta - \frac{CL + N' \tan \phi}{}$$

Haciendo la sumatoria para todas las dovelas y despejando el factor de carga se tiene lo siguiente:

$$FS = \frac{\sum (CL + N' \tan \phi)}{\sum W \text{ sen } \theta} \quad (D)$$

Existe un término desconocido, que es N' , para su cálculo se realizará otro razonamiento. Tomaremos el equilibrio vertical de la dovela $\sum F_y = 0$, así:

$$W - N' \cos \theta - T \text{ sen } \theta = 0$$

Sustituyendo la expresión (B) en la anterior se obtiene:

$$W - N' \cos \theta - \frac{CL + N' \tan \phi}{FS} \operatorname{sen} \theta = 0$$

Multiplicando y pasando al otro miembro los términos que contienen N' se obtiene:

$$W - \frac{CL \operatorname{sen} \theta}{FS} = N' \cos \theta + N' \frac{\operatorname{sen} \theta \tan \phi}{FS} = N' \left(\cos \theta + \frac{\operatorname{sen} \theta \tan \phi}{FS} \right)$$

Dividiendo el factor que multiplica a N' entre cos θ y por identidades trigonométricas se obtiene:

$$W - \frac{CL \operatorname{sen} \theta}{FS} = N' \left(1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS} \right) \cos \theta$$

Despejando N' se tiene:

$$N' = \frac{W - \frac{CL \operatorname{sen} \theta}{FS}}{1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}} (\sec \theta)$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (D) se tiene:

$$FS = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \theta} \sum \left\{ CL + \frac{W - \frac{CL \operatorname{sen} \theta}{FS}}{1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}} \sec \theta \tan \phi \right\}$$

$$FS = \frac{1}{\sum W \text{ sen } \theta} \sum \left\{ \frac{CL + \frac{CL \tan \theta \tan \phi}{FS} + W \sec \theta \tan \phi - \frac{CL \tan \theta \tan \phi}{FS}}{1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}} \right\}$$

Sustituyendo la expresión (C) queda:

$$FS = \frac{1}{\sum W \text{ sen } \theta} \sum \left\{ \frac{(CB + W \tan \phi) \sec \theta}{1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS}} \right\} \quad (3.7)$$

Esta expresión contiene el término FS en ambos lados de la ecuación, por lo que se sugiere, para su solución, se un método iterativo. Se calcula una primera aproximación de FS, ya sea con el método de Fellenius, de Cullman o por medio de tablas o gráficas. Con este valor provisional se calcula con la expresión 3.7 un nuevo valor de FS, que a su vez se utiliza para otra iteración hasta que la diferencia entre el valor calculado y el anterior sea mínimo.

Este método no se utilizó mucho antes de que se tuviese acceso a las computadoras. Actualmente la mayoría de los programas comerciales se basan en este método.

3.4.6 Método gráfico de Jambú

Un método aproximado para encontrar el factor de seguridad que rige en un talud homogéneo está dado por el método de Jambú, el cual fue desarrollado utilizando los métodos descritos arriba. Consiste en que el factor de seguridad es igual a:

$$FS = \frac{N_e C}{\gamma_m H}$$

Donde:

C = cohesión del material.

γm = peso volumétrico del material

H = altura vertical del talud

N_e = número d estabilidad, depende de la inclinación del talud β y está dado por la gráfica de la figura 3.11. Para entrar a ésta gráfica es necesario conocer el valor de $\lambda c\phi$, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$\lambda c\phi = \frac{\gamma m H}{C} \tan \phi$$

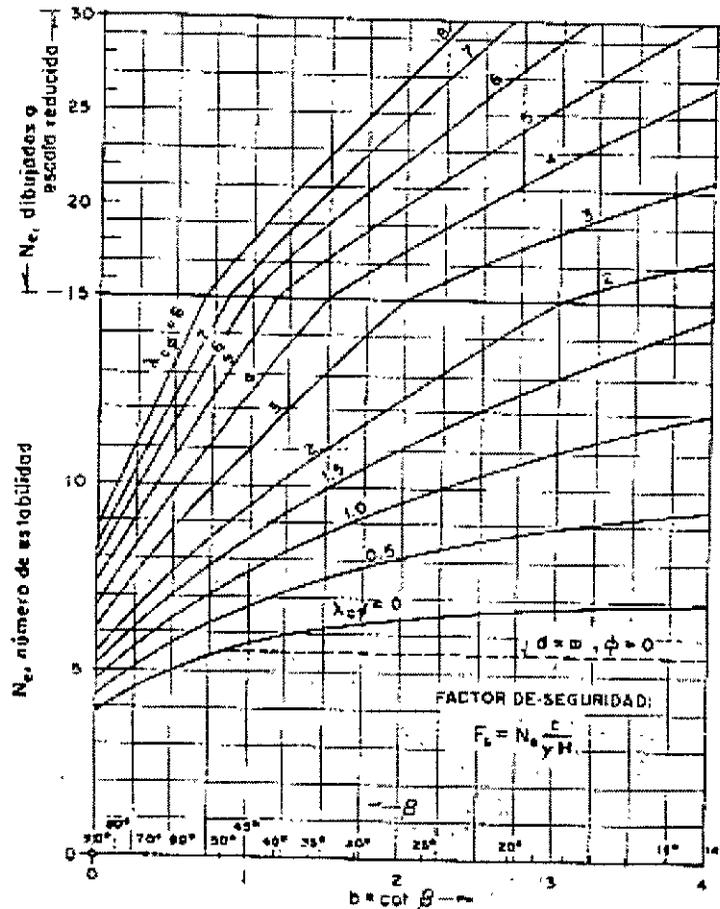


FIGURA 3.11 Número de Estabilidad de Jambú

Para tomar en cuenta la contribución de la fricción, se toman los datos de la figura 3.12, donde "b" es:

$$b = H / \tan \beta$$

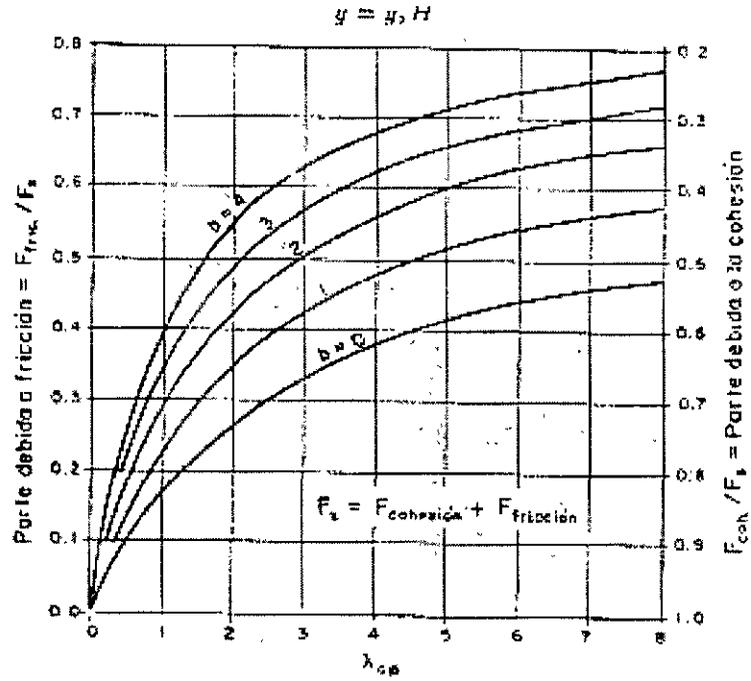


FIGURA 3.12. Contribución de la fricción al factor de seguridad

3.5 Compactación:

Se ha visto hasta ahora los casos en que el suelo natural recibe las cargas de una estructura, en el próximo caso el suelo es una nueva estructura. Es usual rellenar con material del suelo espacios huecos con la finalidad de dar una superficie plana, ya sea para vialidades terrestres o para soportar otras estructuras. En este caso el material debe ser transportado de otro lugar y debe dársele un tratamiento adecuado para que tenga una rigidez suficiente para tomar las cargas sin deformaciones ni fallas. Usualmente se utiliza maquinaria de compactación para lograrlo, ya sea de tamaño pequeño, como una bailarina, o de tamaño mayor como los rodillos vibratorios.

Para saber el grado de compactación de un material, se realiza una prueba de compactación en laboratorio cuyos resultados se toman como el máximo valor posible de compactación del material y posteriormente se mide la compactación lograda en campo como un porcentaje del logrado en la prueba de laboratorio. La prueba más utilizada actualmente en México es la prueba Próctor estándar.

Esta prueba consiste en compactar una muestra de material en un cilindro metálico, con una serie de capas y con una serie de golpes de un martillo, los cuales están especificados internacionalmente. El resultado final es la medida del peso volumétrico seco (ver capítulo 1 de éste trabajo). La prueba se repite para el mismo material pero variando el porcentaje de humedad de la muestra al momento de compactarla. Los resultados de varias pruebas se grafican como se muestra en la figura 3.13.

Se observa que el peso volumétrico varía según el contenido de humedad inicial de manera que forma una línea cóncava con los brazos hacia abajo. Una vez calculada la gráfica se estima el valor máximo del peso volumétrico seco y el contenido de humedad necesario para lograrlo, el cual se llama “contenido de humedad óptimo”.

La razón de porqué se obtiene una gráfica de éstas características es el siguiente: si el material está muy seco, al aumentar el contenido de humedad ésta se acumula alrededor de las partículas del material ayudando a acomodo del mismo pues funciona como una película lubricante, aumentando la cantidad de material por unidad de volumen. Esta acción termina cuando todas las partículas ya tienen su película lubricante, si se va agregando más agua se tendrá que el agua excedente comienza a ocupar el espacio de las partículas. Por lo dicho hasta aquí se observa que por más que se repita el proceso de compactación a un material, no se compactará hasta un valor cercano al peso volumétrico seco máximo si previamente no se humedece a un valor cercano al contenido de humedad óptima. Solamente se puede saber el contenido de humedad de un material dado por medio de una prueba de laboratorio.

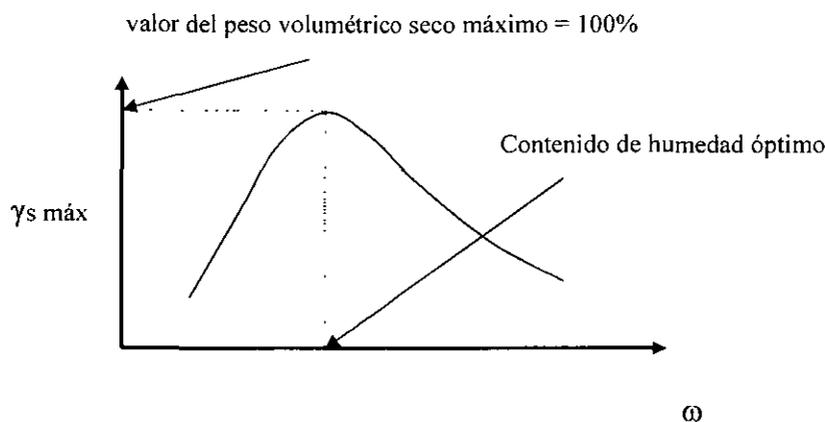


FIGURA 3.13 Gráfica de Compactación.

Las personas con mucha experiencia pueden determinar al tacto si un material tiene un contenido de humedad cercano al óptimo, pero aun que es una estimación aproximada, lo único recomendable es que existan los análisis de laboratorio.

Casi nunca es necesario solicitar una compactación al 100%, en vías terrestres es suficiente compactar a 80% próctor estándar hasta 2.5 m de la superficie, hasta 92 % hasta 100 cm de la superficie, el resto aumentarlo a 95 % hasta el último tramo de 10 o 30 cm, según el peso de los vehículos que se compactará a 100% próctor estándar.

El grado de compactación también está determinado por el espesor de la capa por compactar (entre más pequeño se compacta mejor, pero retrasa el trabajo), y el número de pasadas de la maquinaria de compactación. Se debe determinar mediante una serie de pruebas el espesor y el número de pasadas con las cuales se tenga suficiente rapidez y calidad.

Otra observación es que mientras el material no esté compactado, es muy importante que no se altere su humedad. Una lluvia puede traer consigo una variación de la humedad lo suficientemente grave como para que sea imposible realizar posteriormente una compactación. Si el material ya está compactado la lluvia influye solamente en la superficie, la cual deberá ser compactada de nuevo o retirarla.

Todos los tipos de material son susceptibles de compactarse, sin embargo las mejores compactaciones se realizan con material con pocos limos y arcillas, con una granulometría uniforme, con una buena mezcla del material para que se encuentre uniformemente compactado y con las herramientas necesarias.

Finalmente se debe tener en cuenta que en la práctica usual de las compactaciones en México con maquinaria manual, el personal de trabajo tiende a no realizar la distribución uniforme de pasadas ni a respetar el espesor máximo de cada capa. Para lograr la calidad es necesaria una supervisión especialmente dedicada a ésta actividad todo el tiempo de la maniobra.

3.6 Vías Terrestres.

Las vías terrestres ejercen una serie de cargas al suelo el cual rara vez es capaz de soportar en estado natural. Se requiere de un mejoramiento de la superficie de rodamiento de manera que se transmitan las cargas de las llantas de los camiones más pesados a las capas de material. Las capas más profundas requieren de tener menos rigidez debido a que la carga se va disminuyendo también con la profundidad. Para la estructuración de una vía terrestre se requieren de las capas que se muestran en la figura 3.14.

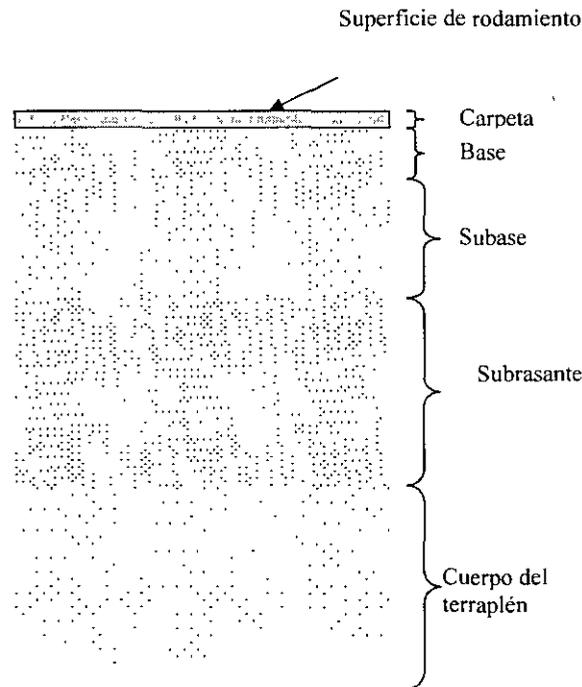


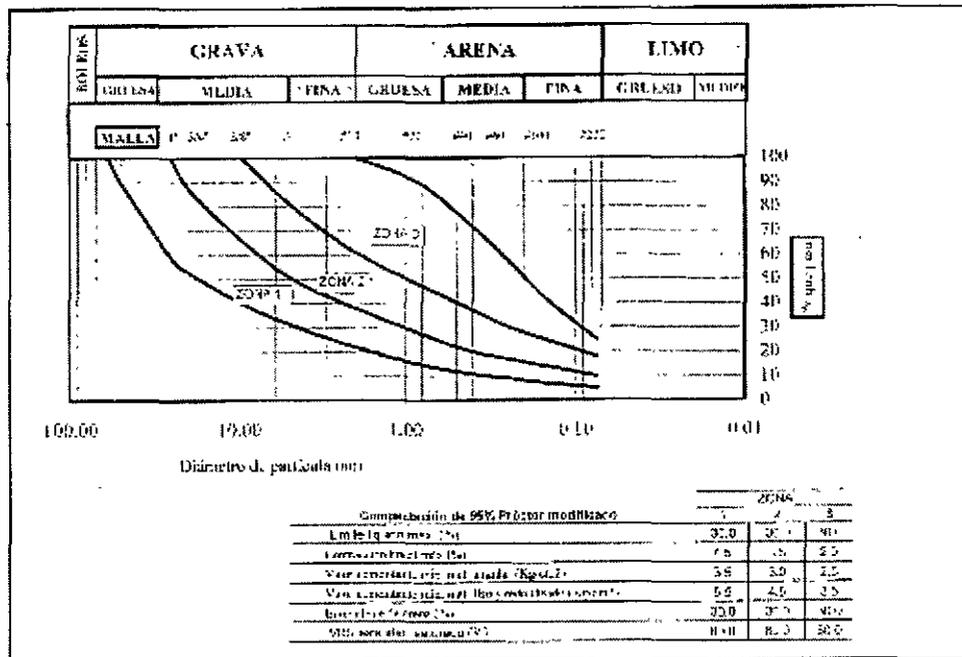
FIGURA 3.14: Capas de una Vía Terrestre

3.6.1 Cuerpo del terraplén

Consiste en los terraplenes necesarios para dar la altura de proyecto. Su espesor es variable. En rellenos profundos como barrancas angostas se puede realizar un relleno a volteo. La compactación puede ser de 87% próctor. Si el material es muy rocoso, se puede utilizar como compactadora el tractor de orugas, que deberá pasar por lo menos tres veces en zigzag sobre toda la superficie compactando capas de espesor igual al de los fragmentos de roca humedeciéndolo con 100 lt por metro cúbico. El tamaño máximo de partícula será de 75 cm, los finos se evitarán si tienen un límite líquido mayor a 70% o valores relativos de soporte menores a 5%. El valor relativo de soporte (VRS) es una prueba de laboratorio que relaciona la rigidez de un material compactado dado contra la rigidez de la grava. Se mide en porcentaje.

3.6.2 Capa Subrasante

La capa subrasante tiene la función de ser la transición entre las capas fuertemente compactadas más superficiales con el cuerpo de terraplén y da una superficie plana que elimina las rugosidades del cuerpo del terraplén, además de que una buena capa subrasante ayuda a economizar en las capas de base. las características que se debe tener esta capa son las siguientes: espesor mínimo de 30 cm con tamaño máximo de agregado de 7.5 cm, compactación de 90% próctor, valor relativo de soporte (VRS) de 15% mínimo y una expansión máxima de 5%. La expansión máxima es una prueba de laboratorio que mide la expansión que sufre la muestra de material compactado cuando se satura de agua.

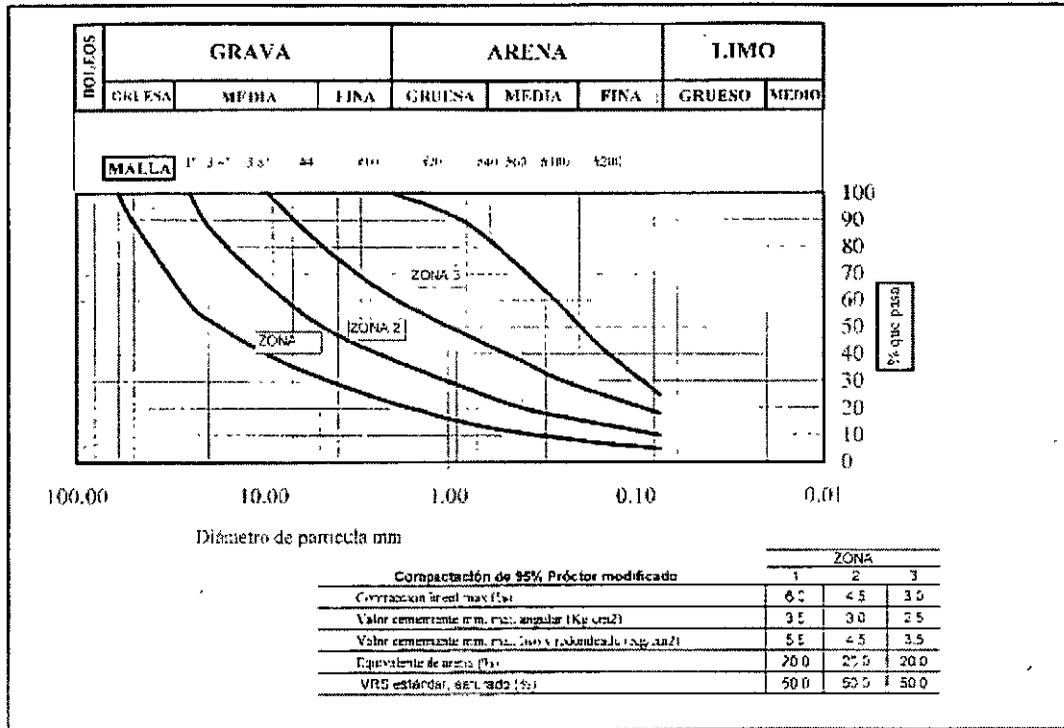


Características de los materiales para su uso como Base

Figura 5.2

3.6.3 Base y Subbase

Estas capas son las más superficiales y también son las que presentan una mayor rigidez. Para conocer las características del material que se requieren se debe primero tomar en cuenta la gráfica de la figuras 3.15 y 3.16. Se obtiene primero la granulometría del material que se desea usar (la descripción de la prueba se resume en el capítulo primero de ésta trabajo). Esa granulometría se compara con las fronteras de las tres zonas presentadas en la figuras 3.15 y 3.16 para determinar en cual de ellas está incluida. El espesor mínimo de la base es de 15 cm. Dependiendo de la zona se establecen las características que debe cumplir el material según las tablas que se presentan en la mismas figuras.



Características de los materiales para su uso como Subbase

Fig. 5.3

3.6.4 Diseño:

Para el diseño de una obra vial se toman los datos resumidos en la figura 3.17 y 3.18. En la figura 3.18 se muestra un ejemplo de cálculo de estructuración que seguiremos como explicación. Cálculo de ejes equivalentes de ejes para una vía terrestre. Se estima la cantidad de vehículos que pasarán por la vialidad en un día promedio (en el ejemplo de la figura se estiman 5840 vehículos). Para diseño se toma que en un solo carril se distribuye el 60% de la carga. Se estima posteriormente el período de diseño, esto es, la vida útil de la obra, en años (15 años = n). También se estima la tasa de crecimiento anual que tendrá la cantidad de vehículos que pasarán por la vialidad, en este caso se tomó 7% anual.

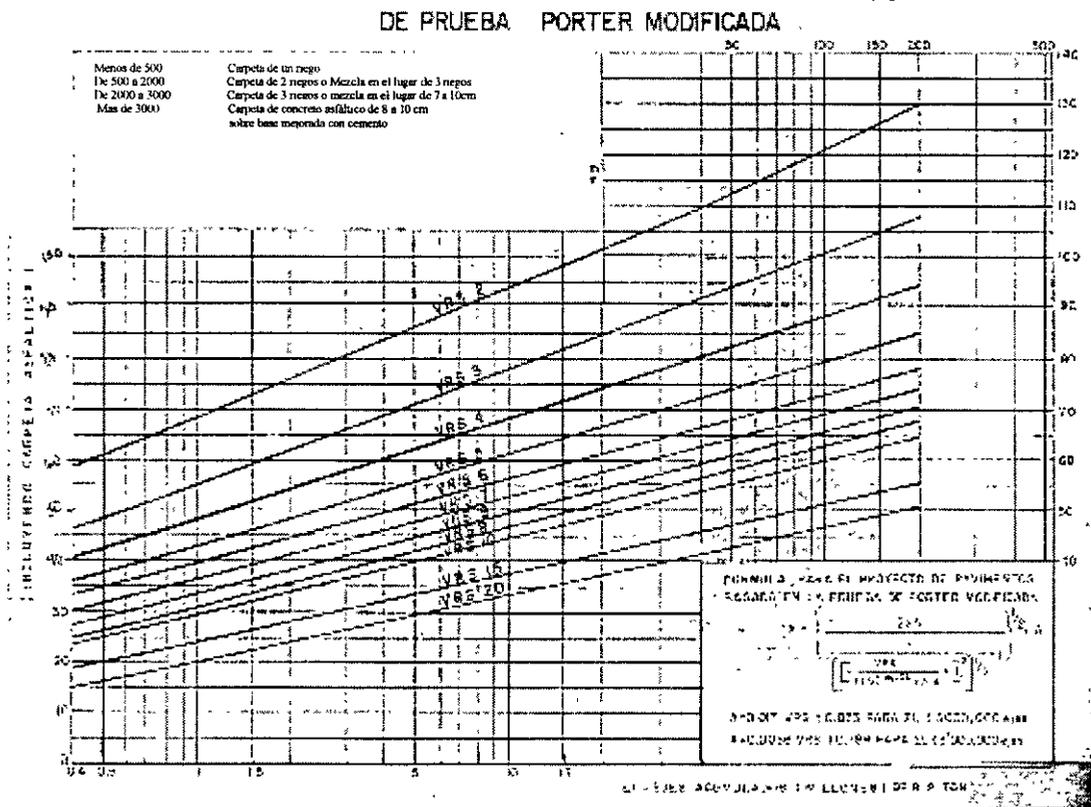


FIGURA 5.4: Espesores Equivalentes en Grava hasta la superficie

MODULO III. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Cálculo de espesores para pavimentos flexibles
Método de Porter modificado (Padrón)

Dato _____ Fecha _____
 Tramo _____ Subtramo _____
 Datos para proyecto:
 Tránsito diario promedio anual en dos sentidos (TDDPA) _____ 5840 _____ VEH.
 Tránsito en el curvil de diseño (60%) _____ 3505 _____ Período de diseño (n) _____ 15 _____ años
 Tasa anual de crecimiento (c) _____ 7.0 _____ %factor de proyección al futuro (a) _____ 9172 _____

Tipo de vehículos	Dist. del tránsito (%) (2)	Dist. del tránsito (%) (3)	Coefficiente de equivalencia (4)	Esp. sencillos equivalentes de 8.2 T (5)
Vehículos hasta 15 ton	40	1400	1.05	84
Autobuses	10	350	2.1	735
Camiones (15 a 23 ton)	20	700	2.1	1470
Tractor c/ remolque (25 a 33 ton)	15	525	4.1	2157
Camión c/ remolque (35 a 55 ton)	10	350	6.4	2240
Tractor c/ semi y remolque (65 a 85 ton)	5	175	8.4	1470
			Suma	9156
Tránsito equivalente acumulada				74806632
Al final de la vida útil = factor de proy. (C) X suma = 9172 X 9156				

Cálculo de espesores

VR de diseño del cuerpo del terraplén _____ 5 _____ %
 D_1 = Espesor de capa sustrante = pavimento _____ 77 _____ cm de grava
 VR de diseño de la capa sustrante _____ 7 _____ %
 D_2 = Espesor de pavimento _____ 66 _____ cm de grava

Estructuración del pavimento

Capa	Tipo	Esp. real	Fact. de Conv.	Esp. de grava (cm)		
				por capa	en proy.	Total
Carretero		7	2	14		
Base		15	1.5	23		
Subbase		32	1	32		
Sustrante		30	1	30	69	99

$$C = \frac{(1+r)^n - 1}{r} = 366$$

FIGURA 5.5: Datos para diseño de Vialidad Terrestre

MODULO III. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Tomando el incremento anual de $r=0.07$ en $n=15$ años se tiene que el valor presente de la tasa final, tomando los días del año promedio, es de:

$$C = \frac{(1+r)^n}{r} \cdot 365$$

Que resulta de 9172 en el ejemplo. Posteriormente se distribuye en porcentaje los diversos vehículos según su peso en la columna (2) y multiplicando la columna (2) por C se tiene la columna (3) que es la cantidad total de cada vehículo que pasará en un año. Los valores de la columna (4) son constantes y traducen el peso de cada uno de los tipos de vehículos en unos ejes equivalentes de diseño. Estos valores quieren relacionar la cantidad de energía que se aplica al pavimento para cada tipo de vehículo contra una cantidad de energía estandarizada de diseño de 8.2 ton. Una lista completa de estos valores se encuentra en la figura 5.6. La columna (5) es el resultado de multiplicar las columnas (3) y (4). La suma de la columna (5) es, en el ejemplo, 8156 ejes equivalentes por año. Esta cantidad, multiplicada por C da como resultado la energía total que deberá soportar la vialidad en su vida útil en términos de ejes equivalentes. Par el ejemplo, resulta 74,806,832 ejes equivalentes.

Tipo de vehículos	Peso total (ton)	Coeficiente de equivalencia	Peso de ejes cargados (ton)			
			Trazador		Remolque	
			Delantera	Trasera	Delantera	Trasera
Automóvil A2	2	.003	1(x)	1(x)		
Autobús B2	15.5	2.0	6.5(x)	17.0(x)		
B3	20.0	1.8	5.5(x)	14.5(x)		
B4	27.0	2.3	9.0(x)	18.0(x)		
Camiones C2	5.5	0.06	1.7(x)	3.8(x)		
C3	15.5	1.8	5.5(x)	10.0(x)		
C4	23.5	2.2	5.5(x)	18.0(x)		
C4	28.0	2.5	5.5(x)	22.5(x)		
T2-S1	25.5	4.3	5.5(x)	10.0(x)	12.0(x)	
T2-S2	33.5	4.2	5.5(x)	10.0(x)	18.0(x)	
T3-S2	41.5	4.3	5.5(x)	13.0(x)	18.0(x)	
C2-R2	35.5	5.5	5.5(x)	13.0(x)	10.0(x)	10.0(x)
C3-R2	43.5	6.3	5.5(x)	18.0(x)	10.0(x)	10.0(x)
C3-R3	51.5	6.3	5.5(x)	18.0(x)	10.0(x)	16.0(x)
T2-S1-R2	48.5	6.1	5.5(x)	10.0(x)	10.0(x)	10.0(x)
T3-S3	50.5	6.0	5.5(x)	18.0(x)	22.5(x)	
T2-S2-R2	53.5	6.4	5.5(x)	13.0(x)	18.0(x)	10.0(x)
T3-S1-R2	53.5	6.8	5.5(x)	18.0(x)	10.0(x)	10.0(x)
T3-S2-R2	61.5	6.4	5.5(x)	18.0(x)	18.0(x)	10.0(x)
T3-S2-R3	69.5	8.2	5.5(x)	18.0(x)	18.0(x)	18.0(x)
T3-S2-R4	77.5	8.0	5.5(x)	18.0(x)	18.0(x)	18.0(x)

FIGURA 5.6: Factores de Ejes Equivalentes para Distintos Tipos de Vehículos

Para continuar con el diseño, y con nuestro ejemplo, se debe tener como dato la rigidez del cuerpo del terraplén. Se toma en el ejemplo de VRS ct = 5%. Con éste valor se entra en la figura 3.17 por lo que se obtiene un espesor de D1=77 cm. Este valor indica que la suma de capas de subrasante, subbase, base y carpeta debe equivaler a una capa de 77 cm de grava. Se puede decir que D1= 77 cm. Con un valor de laboratorio del valor relativo de soporte de la capa subrasante, VRS sr = 7%, y entrando en la misma figura 5.4 se tiene un espesor de 68 cm. Este valor indica que la suma de capas de subbase, base y carpeta debe equivaler a una capa de 68 cm de grava. Así, D2 = 68 cm. De ets manera, el espesor de la capa subrasante es la diferencia de los valores anteriores: D subr = 77 – 68 = 9.0 cm. Como se dijo en las especificaciones necesarias para subrasante, el espesor mínimo es de 30 cm por lo que D subr = 30.0 cm.

Para calcular el espesor de la carpeta se revisa la cantidad total diaria de vehículos que pasará por la vialidad con peso mayor a 5 ton, en nuestro caso son el 70% de los vehículos diarios, asó los vehículos de diseño al día serán:

$$0.7 \times 5840 = 4088 \text{ veh/día}$$

Según las recomendaciones que se encuentran en la esquina superior izquierda de la figura 3.17, el espesor para este caso es de carpeta de tres riegos de 7 cm. Este espesor debe traducirse a un equivalente de grava con un factor de equivalencia de 2.0. Los factores de equivalencia se presentan en la tabla 5.1 para diversos tipos de carpetas.

TABLA 5.1 Factores de Equivalencia par Distintos Materiales

Tipo de Material	Factor de equivalencia
Carpeta de concreto asfáltico	2.0
Carpeta de mezcla en el lugar, de buena calidad	1.8
de regular calidad	1.3
Base estabilizada con cemento	1.8
Base estabilizada con cal	1.5
Carpeta de tres riegos	1.3
Carpeta de uno o dos riegos	1.0
Material natural	1.0

Con base en estos factores de equivalencia, que se aplican a la carpeta y a las bases y subases se tiene el espesor equivalente total, así:

$$D2 = a1d1 + a2 d2 + a3 d3$$

Donde:

D2 = espesor de la grava necesaria para carpeta, base y subbase, de fig. 3.17 y VRS subr

a = factores de equivalencia por tipo de material

d = espesor final de carpeta, base y subbase.

Si se toma un espesor mínimo de la base de 15 cm estabilizada con cal, por lo que el factor de equivalencia es 1.5, se calcula con la ecuación anterior el espesor de la subbase, que es de:

$$D_{sb} = 68 - 7 \times 2 + 1.5 \times 15 = 31.5 \text{ cm}$$

Así, para el ejemplo mostrado la estructuración final será con las dimensiones que se presentan en la figura 3.20:

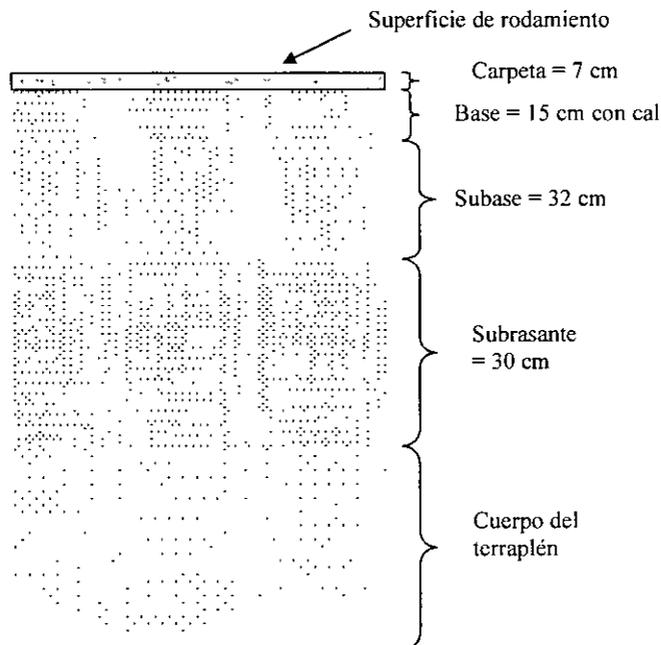


FIGURA 5.7 ESTRUCTURACIÓN DE EJEMPLO

BIBLIOGRAFÍA

Bladinieres A., "Características Dinámicas de la Arcillas del Valle de México".
Tesis de Licenciatura, Anáhuac, 1991.

Bladinieres A. "Diseño de Taludes Anclados en Zona Sísmica"
Tesis de maestría, U. Anahuac, 2002.

Bowles J., "Foundation Analysis and Design"
Mc Graw-Hill Intl. Editions, Singapore 1988.

Holguín E. et al, "Diseño Geotécnico de Cimentaciones"
Edición TGC S.A. 1992.

Olivera B., "Estructuración de Vías Terrestres"
CECSA, México 1986.

Ovando e. et al, "El Subsuelo de la Ciudad de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones"
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.

Rico R. y Juárez B., "Mecánica de Suelos"
Tomos I y II, Ed. Limusa, México, 1985

Whitlow R, "Fundamentos de Mecánica de Suelos"
CECSA, México, 1998.