

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO.

2.1. Mecánica de suelos e investigación del terreno.

2.1.1. Formación del Suelo

Desde el punto de vista de la ingeniería civil un suelo puede definirse como la masa desagregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren a la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra.

El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida en, o cerca de la superficie de la Tierra. Los efectos del medio ambiente son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debidos principalmente a los factores atmosféricos que modifican a la estructura y a la composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos.

El medio ambiente físico, algunas veces denominado *medio ambiente mecánico o desintegración mecánica*, causa la desintegración de la roca en tamaños más pequeños, mediante la acción de las fuerzas que se ejercen sobre la roca. Estas fuerzas pueden deberse a la acción individual o combinada de factores tales como: el agua en movimiento constituyéndose un importante elemento de erosión al arrastrar los fragmentos de rocas provocando fricción de unos con otros, también puede presentarse en forma de lluvia cayendo sobre las superficies pétreas abriendo grietas tendiendo a llenar los espacios huecos de las rocas dando origen a otro factor como es la congelación del agua que ejerce fuerte poder de fractura en la roca, el viento es otro factor cuyo roce redondea y reduce el tamaño de las partículas rocosas, las heladas y el deshielo, y por último la actividad de las plantas y de los animales.

La *acción química* del medio ambiente o proceso de descomposición química ocurre como resultado de la oxidación, la carbonatación y otras reacciones químicas que descomponen a los minerales de las rocas.

- 📄 *Oxidación*, es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro, como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas afloraciones.
- 📄 *Carbonatación*, es el ataque que el ácido carbónico (anhídrido carbónico CO_2 y Agua H_2O) efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esa manera. Como ejemplo de este ataque se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico perteneciente a las rocas ígneas extrusivas y generalmente de color rosado) con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico formándoles cavernas por disolución.
- 📄 *Hidratación*, es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Respecto a los primeros se han descrito en la bibliografía una gran variedad de ejemplos tanto en suelos transportados (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó originalmente reciben el nombre de *suelos residuales*; en contraste algunos de esos productos intemperizados pueden ser removidos del lugar de su formación dando origen a los *suelos transportados*.

Suelos Residuales, estos suelos aparecen particularmente cuando los procesos químicos del intemperismo (que involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como el viento, lluvia, heladas y

cambio de temperatura) predominan sobre los físicos, lo que sucede en los terrenos llanos de las áreas tropicales. La composición de estos suelos es muy variable, con una gran diversidad tanto de tipos minerales como de tamaños de partículas. En los climas calientes, el intemperismo puede eliminar algunos minerales, dejando otros más resistentes en depósitos concentrados. A continuación en la *Tabla 2.1* se muestra un listado del proceso de transformación que sufrido algunos minerales componentes del granito:

<i>Minerales Existentes en las Rocas</i>	<i>Probables Minerales Derivados</i>	<i>Posibles Suelos Resultantes</i>
Cuarzo	Cuarzo	Arena
Muscovita	Muscovita	Arena Micácea
Mica Biotita	Clorita o Vermiculita + Soluciones de Carbonato Mg	Arcilla (oscura)
Feldespato Ortoclasa	Ilita o Caolinita + Soluciones de Carbonato de K	Arcilla (Clara)
Feldespato Plagioclasa	Montmorilonita + Solución de Carbonato de Na O Ca	Arcilla Expansiva, Barro Calizo / Arcilla o Magra

Tabla.2.1. Composiciones minerales de suelos.

Suelos Transportados, son aquellos suelos que por medio de agentes físicos son depositados en otros lugares, generando así los suelos sobre yacientes a otros estratos sin relación directa con ellos. Según el agente de transporte se sub dividen en las siguientes categorías:

🦏 *Aluviales o Fluviales*: depositados por agua en movimiento, produciendo el arrastre de materiales de gran tamaño que se van depositando en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura en zonas planas.

🦏 *Glaciales*: depositados por acción glacial, estos están formados por suelos heterogéneos, que van desde grandes bloques, hasta materiales muy finamente

granulados, a causa de las grandes presiones desarrolladas y de la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo.

✎ *Eólicos*: depositados por la acción del viento, el cual puede arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde limos hasta arenas gruesas; dos tipos de suelo se pueden destacar dentro de esta categoría: *El Loess* que es un depósito constituido por una mezcla uniforme de arenas finas y limos. *Los Médanos*, son aglomeraciones de arena suelta arrastrada por el viento y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno.

Gran parte de los suelos transportados se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra.

2.1.2. Estructura de la Masa de un Suelo

La estructura de la masa de un suelo es la distribución y ordenamiento de las partículas que la componen, dando como resultado una disposición final de las partículas que dan lugar al conjunto llamado suelo.

A continuación se estudiara tres tipos de estructura: granular, apanalada y floculante.

▣ *Estructura Granular*, es propia de los suelos integrados por granos gruesos de diferente magnitud, sin ningún enlace más que el que les proporciona la gravedad para que cada partícula individual descanse en los puntos de contacto con las partículas vecinas. La estructura granular es típica de las gravas y arenas.

▣ *Estructura Apanalada*, es típica de suelos limosos, los cuales fueron depositados en agua arrojándose las partículas unas con otras para formar arcos con grandes espacios vacíos.

☐ *Estructura floculenta*, es un arreglo complejo de partículas muy finas de arcilla depositadas en agua. En esta estructura las partículas ultrafinas se agrupan en flóculos antes de sedimentarse. El agrupamiento de flóculos se debe a la atracción de las partículas de carga eléctrica de signos opuestos. Ya formado los flóculos, estos se sedimentan y luego de sedimentados se agrupan unos con otros, dejando algunos espacios vacíos.

Tanto los suelos de estructura apanalada como los de estructura floculenta presentan una capacidad relativamente alta de carga mientras su estructura permanezca inalterada, pero si dicha estructura se rompe por cualquier medio, el material pierde resistencia.

2.1.3. Fases Componentes de un Suelo.

El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo, están presentadas en la figura siguiente de forma resumida.

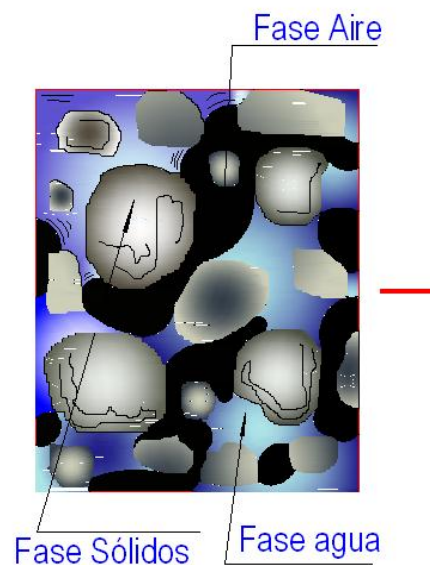


Figura. 2.1. Fases de un suelo

Por otro lado, en las relaciones peso – volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana como parte del peso del agua y no considerando su volumen. En este trabajo se considera el suelo como un sistema trifásico compuesto por un esqueleto sólido, con poros rellenos de agua y aire. El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado. A continuación serán comentados brevemente algunos aspectos básicos referentes a cada una de las fases constituyentes.

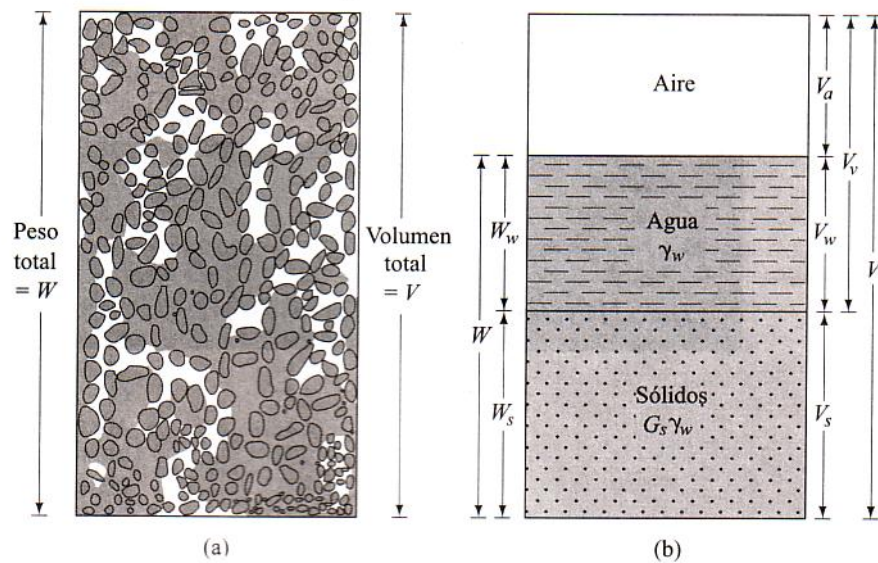


Figura 2.2. (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) tres fases del elemento de suelo.

2.1.4. Relaciones de fase

Generalmente una masa de suelo consta de partículas sólidas de diferentes minerales con espacios entre éstos. Los espacios pueden estar llenos de aire, agua o ambos. Por lo tanto, los suelos se consideran como sistemas trifásicos que constan de aire, agua y sólidos. En la Figura 2.2 se ilustran esquemáticamente los tres componentes de una masa sólida de volumen total V . Los volúmenes de aire, agua y sólidos son V_a, V_v y V_s , respectivamente, y sus pesos son W_a, W_w y W_s respectivamente. El volumen V_v es el volumen total del espacio ocupado por el aire y el agua, generalmente conocido como volumen de *vacíos*.

- **Relación de Vacíos**

La cantidad de vacíos también puede medirse en términos de la *razón de vacíos*, que se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos y se designa como e que se muestra en la siguiente ecuación:

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

- **Porosidad.**

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.

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

- **Grado de saturación.**

ES la relación entre el Volumen de agua y el volumen de vacíos.

$$S = \frac{V_w}{V_v} * 100$$

Se expresa generalmente en porcentaje.

- **Contenido de Humedad.**

La cantidad de agua en una masa de suelo se expresa en términos del contenido de humedad w , que se define como la razón del peso del agua W_w en la masa de suelo entre el peso secado al horno de los sólidos W_s expresado como porcentaje. Esta dado como:

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

2.1.5. Ensayos Estandarizados

- **Distribución Granulométrica**

En los comienzos de la investigación de las características y propiedades de los suelos, se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes, según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños.

La granulometría de un suelo puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente del tamaño, la forma de sus partículas y su distribución. Por ejemplo, los suelos que consisten principalmente de limos y arcillas con tamaños de partícula muy pequeños, se conocen como *Suelos Finos*, mientras que los suelos que consisten principalmente de arenas y grava con partículas mucho más grandes, se conocen como *Suelos Gruesos*.

- **Tamaño de las Partículas del Suelo**

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general,

que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados *grava*, *arena*, *limo* o *arcilla*, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de *tamaño de suelo separado*. La tabla 2.2 muestra los límites de tamaño de suelo separado desarrollados por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos. En esta tabla, el sistema MIT se presenta únicamente para fines ilustrativos porque juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de suelo separado. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM).

Tabla 2.2 Límites de tamaño de suelos separados

Nombre de la Organización	Tamaño del grano (mm)			
	<i>Grava</i>	<i>Arena</i>	<i>Limo</i>	<i>Arcilla</i>
<i>Instituto Tecnológico De Massachussets(MIT)</i>	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
<i>Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)</i>	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
<i>Asociación Americana de funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)</i>	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
<i>Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S. Bureau of Reclamation)</i>	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, Limos y arcillas) > 0.075	

Los suelos de grano fino son aquellos cuyo tamaño de partícula es menor que 0.075 mm, tales como los limos y las arcillas. Se selecciona la línea divisoria de 0.075 mm porque generalmente ése es el tamaño de grano más pequeño que puede verse a simple vista.

Las *arcillas* son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la *tabla 2.2* Las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm. Las partículas se clasifican cómo *arcilla* con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Las arcillas se definen como aquellas partículas "que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua".

- **Análisis Mecánico del Suelo**

El *análisis mecánico* es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: *análisis por cribado*, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y *análisis hidrométrico*, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. Se describen a continuación los principios básicos de los análisis por cribado e hidrométrico.

- **Análisis por Cribado**

El análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas se dan a continuación en la *Tabla 2.3*:

Tamiz	Abertura (mm)
3"	75
2 ½"	63
2"	50
1 ½"	37.5
1"	25
¾"	19
½"	12.5
3/8"	9.5
Nº 4	4.75

Nº 10	2
Nº 40	0.425
Nº 200	0.075

Tabla 2.3 Tamaños de mallas de acuerdo la norma A.S.T.M.



Figura 2.3. Tamices utilizados para la granulometría.

Primero el suelo se seca en horno y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas. La Figura 2.3 muestra un detalle de la abertura de los tamices. Después de que el periodo de vibración concluye, se determina la masa del suelo retenido en cada malla. Cuando se analizan suelos cohesivos, resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla se recolectan por separado y se secan en horno antes de que la masa retenida en cada malla sea determinada.

Los resultados del análisis por cribado se expresan generalmente como porcentaje del peso total de suelo que ha pasado por las diferentes mallas.

- **Análisis Hidrométrico**

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua, cuyo tamaño de las partículas es menor a 0.075 mm. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la *ley de Stokes*, según la cual

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

(2.1)

Donde

v = Velocidad

ρ_s = Densidad de las partículas de suelo

ρ_w = Densidad del agua

η = Viscosidad del agua

D = Diámetro de las partículas del suelo

De la ecuación (2.1)

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18 \eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.2)$$

Donde: Note que

$$v = \frac{\text{dis tan cia}}{\text{tiempo}} = \frac{L}{t}$$

$$\rho_s = G_s \rho_w$$

(2.3)

Combinando las ecuaciones (2.2) y (2.3) se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta}{(G_s - 1) \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.4)$$

Si las unidades de η son (g . s)/cm², ρ_w en g/cm³, L está en cm, t está en min y D está en mm, entonces:

$$\frac{D (mm)}{10} = \sqrt{\frac{18 \eta [(g.s) / cm^2]}{(G_s - 1) \rho_w (g / cm^3)}} \sqrt{\frac{L (cm)}{t (min) \times 60}}$$

o

$$D = \sqrt{\frac{30 \eta}{(G_s - 1) \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Si se supone que ρ_w es aproximadamente igual a 1 g/cm³, tenemos

$$D (mm) = K \sqrt{\frac{L (cm)}{t (min)}} \quad (2.5)$$

Donde:

$$K = \sqrt{\frac{30 \eta}{(G_s - 1)}} \quad (2.6)$$

Note que el valor de K es una función de G_s y η que son dependientes de la temperatura de la prueba.

En el laboratorio, la prueba del hidrómetro se conduce en un cilindro de sedimentación con 65 g de muestra seca al horno, El cilindro de sedimentación tiene 457 mm de altura y 63.5 mm de diámetro; el cilindro está marcado para un volumen de 1000 ml. Como *agente dispersar* se usa generalmente el hexametafosfato de sodio, El volumen de la suspensión de suelo dispersado se lleva hasta los 1000 ml añadiendo agua destilada.

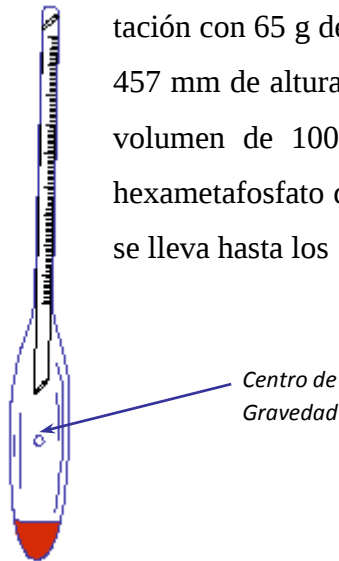


Figura 2.6

Cuando un tipo de hidrómetro ASTM 152H se coloca en la suspensión de suelo (Figura 2.6) en un tiempo t , medido desde el principio de la sedimentación, mide la densidad de sólidos en la vecindad de su bulbo a una profundidad L . La densidad de sólidos es una función de la cantidad de partículas de suelo presentes por volumen

unitario de suspensión en esa profundidad. En un tiempo t , las partículas de suelo en suspensión a una profundidad L tendrán un diámetro menor que D , calculado según la ecuación (2.5). Las partículas más grandes se habrán asentado más allá de la zona de medición. Los hidrómetros son diseñados para dar la cantidad de suelo, en gramos, aún en suspensión. Los hidrómetros son calibrados para suelos que tienen una densidad de sólidos (G_s) de 2.65; para suelos de otra densidad de sólidos, es necesario hacer correcciones.

Conocida la cantidad de peso en suspensión, L y t , podemos calcular el porcentaje de suelo por peso más fino que un cierto diámetro. Note que L es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro donde se mide la densidad de la suspensión.

- **Curva de Distribución Granulométrica**

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico) se presentan generalmente en gráficas semi logarítmicas como *curvas de distribución granulométrica* (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética. La curva de distribución granulométrica para el suelo analizado es la combinación de los resultados del análisis por cribado y los resultados del análisis hidrométrico para la fracción de finos. Cuando los resultados del análisis por cribado y del análisis hidrométrico se combinan, generalmente ocurre una discontinuidad en el rango en que éstos se traslapan. La razón para la discontinuidad es que las partículas de suelo son generalmente irregulares en su forma. El análisis por cribado da la dimensión intermedia de una partícula; el análisis hidrométrico da el diámetro de una esfera que se asentaría a la misma razón que la partícula de suelo. Lo que podemos observar en la Figura 2. ?

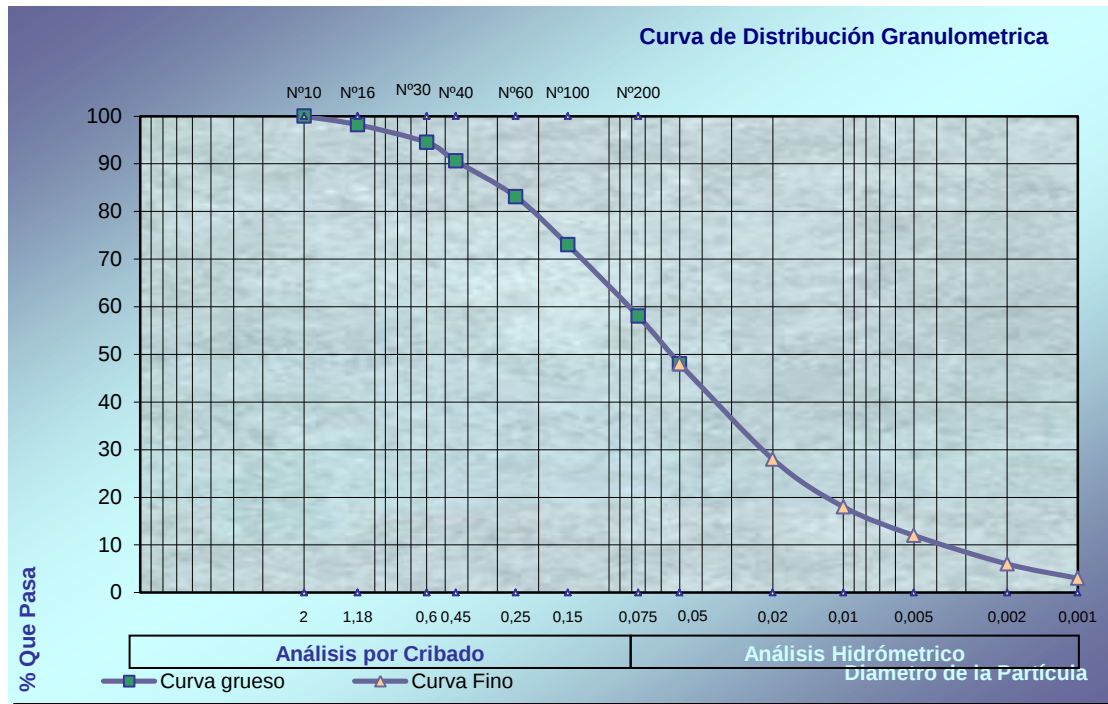


Figura 2.?

2.1.6. Limites de Atterberg

- **Limite Líquido**

El *límite líquido*, o *LL* se define como el contenido de humedad para el cual el suelo va a fluir hasta que se cierre una ranura de 12.7 milímetros de ancho, que se practica en la muestra de suelo colocada en la copa del aparato de Casagrande con un ranurador laminar, al hacer caer la copa de este equipo estándar para determinar el *LL*, 25 veces contra la base del aparato por medio de una excéntrica. En la *Figura 2.10*

:

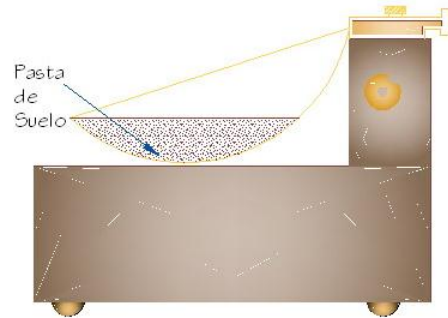
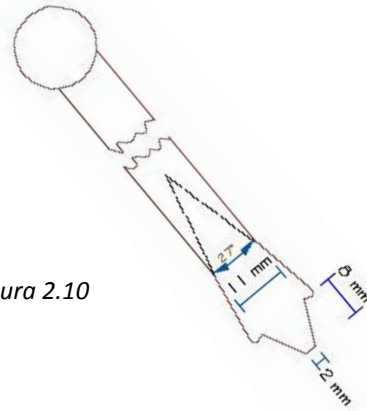


Figura 2.10



Se muestra el equipo usado para la determinación del *LL*. Este equipo fue desarrollado por Casagrande, quien trabajó para estandarizar las pruebas de los límites de Atterberg. En la práctica es difícil obtener el contenido exacto de humedad para el cual la ranura se va a cerrar exactamente a los 25 golpes. Por lo tanto se realiza la prueba para diversos contenidos de humedad y se registra el número de golpes que se requieren para que se cierre la ranura para cada contenido de humedad.

En la *Figura 2.11* muestra la pasta del suelo antes y después de la prueba.

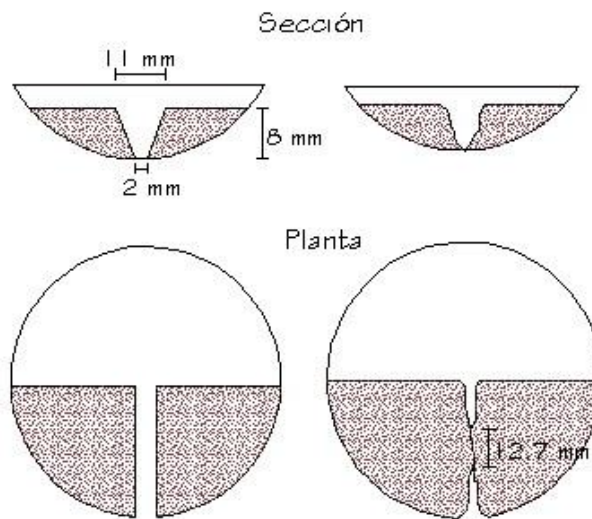


Figura 2.11

Entonces se traza una gráfica del contenido de humedad contra el logaritmo del número de golpes (generalmente una línea recta que se conoce como la curva de flujo). El contenido de humedad como ordenada que corresponde a la abscisa de 25 golpes en la curva de flujo es el *LL*.

La ecuación de curva de flujo es:

$$w = -F_w \log N + C \quad (2.17)$$

Donde:

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w = Índice de fluidez, dependiente de la curva de fluidez.

N = Numero de Golpes. Casagrande recomienda registrar valores entre los seis y treinta y cinco golpes

C = Constante

- **Limite Plástico**

El *límite plástico*, o *LP*, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo se desmorona cuando se le moldea con la forma de un cilindro de 3.2 milímetros de diámetro. El contenido de humedad es mayor que el *LP* si el suelo puede moldearse hasta que adopte la forma de un cilindro con un diámetro menor que 3.2 milímetros, y el contenido de humedad es menor que el *LP* si el suelo se desmorona antes de poder moldeado como un cilindro de 3.2 milímetros de diámetro.

El rango del contenido de humedad para el cual el suelo se encuentra en el estado plástico, es la diferencia entre el LL y el LP y se le conoce como el *índice plástico* IP

$$IP = LL - LP$$

Donde

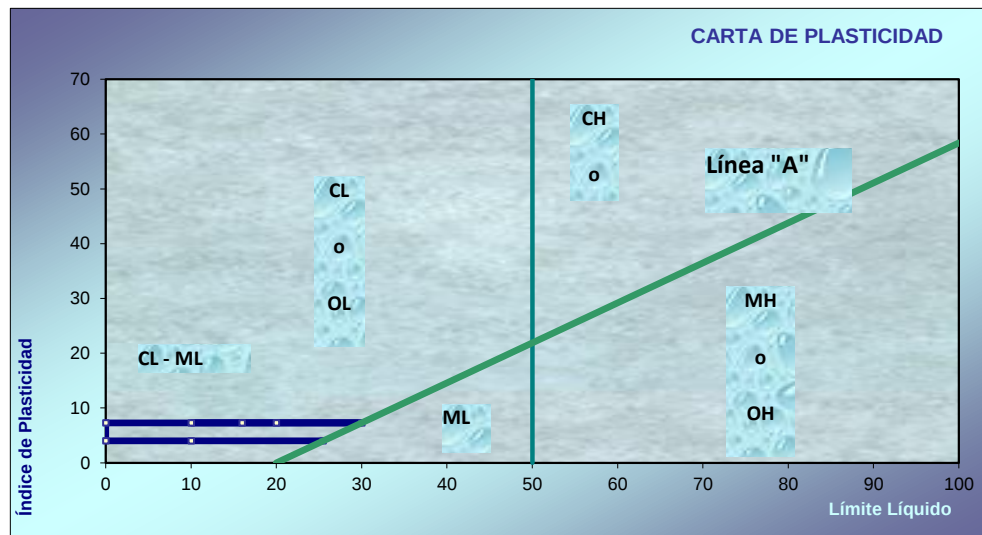
IP = índice de plasticidad

LL = límite líquido

LP = límite plástico

- **Carta de Plasticidad**

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande estudio la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido en una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad que muestra la *Figura 2.13*. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación $IP = 0.73(LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Los puntos graficados de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A y aquellos para limos inorgánicos se hayan bajo la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor a 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificaron de los suelos de grano fino en el sistema unificado de clasificación de suelos



2.1.7. Sistemas de Clasificación de Suelos

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según: la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (AASHTO), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.); estos dos sistemas de clasificación usan la distribución por tamaño de grano y la plasticidad de los suelos como elementos fundamentales para expresar de forma concisa las características generales de los suelos.

- **Sistema de Clasificación AASHTO**

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos y ha sufrido varias revisiones, con la versión actual propuesta por el Comité para la Clasificación de Materiales para Subrasantes y caminos Tipo Granulares del consejo de Investigaciones Carreteras en 1945. El Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso, se muestra en la *Tabla 2.4*

De acuerdo con éste, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla No. 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla No. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 Y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- 📄 *Tamaño del grano*; Grava: fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla No. 10 (2 mm). Arena: fracción que pasa la malla No. 10 (2 mm) y es retenida en la malla No. 200 (0.075 mm). Limo y Arcilla: fracción que pasa la malla No. 200.
- 📄 *Plasticidad*; El término limoso se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.
- 📄 *Si Cantos rodados o voleos* (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, estos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo el porcentaje de tal material se registra.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la *Tabla 2.4*, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado *índice de grupo (IG)* junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo. El índice de grupo está dado por la ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \quad (2.19)$$

Donde:

a = % Pasa N° 200 – 35 %

b = % Pasa N° 200 – 15 %

c = Limite Liquido – 40 %

d = Índice de Plasticidad – 10 %

Tabla 2.4 Clasificación de Materiales para Subrasantes de Carreteras

Clasificación General		Materiales Granulares (35 % o menos de la muestra que pasa la malla N° 200)					
Clasificación Del Grupo	A – 1		A – 3	A – 2			
	A – 1 – a	A – 1 – b		A – 2 – 4	A – 2 – 5	A – 2 – 6	A – 2 – 7
Análisis por cribado							
N° 10	50 máx.						
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.				
N° 200	10 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la N° 40							
Limite liquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad			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 buena						
Clasificación General		Materiales Limo - Arcilla (Mas del 35 % de la muestra que pasa la malla N° 200)					
Clasificación Del Grupo	A – 4		A – 5		A – 6		A – 7 * A – 7 – 5 † A – 7 – 6
Análisis por cribado							
N° 10							
N° 40							
N° 200	36 mín.		36 mín.		36 mín.		36 mín.
Características de la fracción que pasa la N° 40							
Limite liquido	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, IP ≤ LL -30		† Para A – 7 – 6, IP > LL -30					

El primer término de la ecuación 2.19, es decir $0.2 a + 0.005 ac$ el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término, es decir $0.01 bd$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se dan algunas reglas para determinar el índice de grupo:

- ☞ Si la ecuación 2.19 da un valor negativo, este se toma igual a cero.
- ☞ El índice de grupo calculado con la ecuación 2.19 se redondea al número entero más cercano (por ejemplo, $IG = 3.4$ se redondea a tres; $IG = 3.5$ se redondea a cuatro).
- ☞ No hay un límite superior para el índice de grupo.
- ☞ El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos: $A - 1 - a$, $A - 1 - b$, $A - 2 - 4$, $A - 2 - 5$ y $A - 3$ siempre es cero.
- ☞ Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos: $A - 2 - 6$ y $A - 2 - 7$, use el índice de grupo parcial para IP , o: $IG = 0.01 bd$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo.

- **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S.**

La forma original de este sistema fue 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, hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros; el sistema unificado de clasificación se presenta en las *Tablas 2.5 ,2.6 y 2.7*; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

- ☞ Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50 % pasando por la malla N° 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.
- ☞ Los suelos de grano fino con 50 % o más pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M , que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicas. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos también son usados para la clasificación:

- 📄 W: Bien Graduado
- 📄 P: Mal Graduado
- 📄 L: Baja Plasticidad (Limite Liquido menor que 50)
- 📄 H: Alta Plasticidad (Limite Liquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe 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 N° 4 (abertura de 4.75 mm).
- 📄 Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla N° 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- 📄 Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasa la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- 📄 Coeficiente de uniformidad C_u y Coeficiente de curvatura C_c .
- 📄 Limite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla N° 40.

Tabla 2.5 Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos tipo grava.

Símbolo del Grupo	Criterios
GW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; C_u = mayor que o igual que 4; C_c = entre 1 y 3
GP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para GW
GM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican arriba de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 7
GC – GM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad

GW – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Tabla 2.6 Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo del Grupo	Criterios
SW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 6; Cc = entre 1 y 3
SP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para SW
SM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 4
SC	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 7
SC – SM	Mas del 12 % pasa la malla N° 200; los limites de Atterberg caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad
SW – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 esta entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Tabla 2.7 Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos Limosos y arcillosos

Símbolo del Grupo	Criterios
CL	Inorgánico; LL < 50; IP > 7; se grafican sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la carta de plasticidad)
ML	Inorgánico; LL < 50; IP < 4; se grafican debajo de la línea A (véase zona ML en la carta de plasticidad)

OL	Orgánico; LL – seco en horno / (LL – sin secar); <0.75 ; $LL < 50$ (véase zona OL en la carta de plasticidad)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CH en la carta de plasticidad)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica debajo de la línea A (véase zona MH en la carta de plasticidad)
OH	Orgánico; LL – seco en horno / (LL – sin secar); <0.75 ; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la carta de plasticidad)
CL – ML	Inorgánico; se grafican en zona sombreada de la carta de plasticidad
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

La presión de aire de poros en suelos no saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros, debido a la curvatura de la inter fase aire – agua. En suelos no saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua (puntos 2 y 3) la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continúa está abierta a la atmósfera y la presión de agua de poros será negativa.

2.2.Exploración en suelos.

2.1.1. Investigación del terreno; Requerimiento general.

Cualquier construcción u obra de ingeniería requiere siempre, en una u otra forma, de una investigación del terreno. El campo de acción de la investigación puede abarcar desde un examen sencillo de la superficie del suelo con o sin excavación superficial de prueba hasta un estudio detallado del suelo y las condiciones de los mantos freáticos o una investigación profunda bajo la superficie. Lo que significa perforaciones con barrenos, pruebas in situ y de laboratorio de los materiales muestreados. La extensión del trabajo depende de la importancia y la planeación de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información disponible del comportamiento en caso de existir cimentaciones en suelo similares. Así no es usual perforar y

hacer pruebas de suelo para casas habitación de uno o dos niveles o estructuras similares, ya que generalmente se tiene conocimiento exhaustivo de la profundidad necesaria a la que deben colocarse las cimentaciones y las presiones de carga en cualquier localidad particular. Puede obtenerse , generalmente, suficiente información para verificar si las condiciones de suelo presupuestas son verdaderas con solo examinar zanjas de alcantarillas abiertas o excavaciones superficiales para obras de camino, o a partir de pozos de pruebas superficiales o perforaciones con barreno manual. Solo será necesario hacer perforaciones profundas, posiblemente complementadas con pruebas de suelo, si existen condiciones de cimentaciones problemáticas como estratos de turba o material de relleno suelto. En estructuras ligeras solamente se requieren investigaciones exhaustivas cuando hay problemas de dilatación y contracción de arcilla a gran profundidad o cuando se construyen en zonas de las cuales no se cuenta con información suficiente sobre el comportamiento del suelo en cimentaciones; por ejemplo en aquellos territorios desconocidos, donde el clima u otros factores pueden tener un efecto importante en el diseño de la cimentación.

Una investigación detallada, que incluya perforaciones profundas y pruebas de suelo en laboratorio, siempre es necesaria en construcciones de estructuras pesadas como puentes, edificios de muchos niveles o plantas industriales. Aun en el caso de saber que hay roca poco profunda es aconsejable excavar a mayor profundidad y en partes diferentes del terreno para asegurarse de que no existen zonas de erosión profundas, rupturas o fallas en rocas. En obras de ingeniería cimentadas en excavaciones profundas es necesaria también la investigación detallada. Ésta, además de proporcionar información para el diseño de la cimentación, aporta datos esenciales sobre las condiciones del suelo y del agua a los contratistas a los que se ofrece la obra. De esta manera se ahorra dinero al obtener propuestas realistas y competitivas basadas en un conocimiento adecuado de las condiciones del suelo. Un contratista reconocido no se arriesgaría en un trabajo de excavación si su costo representa una parte sustancial del proyecto;

aumentará una gran suma a la propuesta para protegerse de imprevistos. De ahí el dicho: pagas por las perforaciones, sean necesarias o no.

Se concluye que las propuestas a contratistas para obras de excavación deben incluir todos los detalles de la investigación del terreno. No es poco común que el ingeniero oculte ciertos detalles, como observaciones sobre el nivel de aguas freáticas, con la idea errónea de que puede ahorrar dinero en caso de que contratista haga reclamaciones si los niveles de agua que aparecen posteriormente resultan diferentes de los encontrados en las perforaciones. Esto es una falacia : el contratista o se protege de su propuesta de los riesgos imprevistos o los asume. Si este riesgo lo perjudica y las condiciones de agua resultan peores de las esperadas seguramente reclamará.

2.1.2. Información requerida en el terreno.

Una vez asumido el hecho de que se requiere un estudio detallado y acorde con los propósitos de cimentaciones en ingeniería se obtendrá la información siguiente en el transcurso de una investigación del terreno:

- a) Topografía general del terreno, en la medida en que ésta afecte el diseño de cimentaciones y la construcción. Ejemplo: configuración de la superficie, propiedades adyacentes, presencia de ríos, canales de agua, estanques, setos, árboles, formaciones rocosas, etc., así como accesos disponibles para vehículos y maquinaria.
- b) Ubicación de las redes de servicios subterráneos como cableados eléctricos y telefónicos, tuberías de agua y alcantarillado.
- c) Reticulares a las principales formaciones geológicas que son la base del terreno y la posibilidad de hundimiento por extracción de minerales u otras causas.
- d) La historia previa y uso del suelo, incluida información sobre cualquier defecto o daño de los edificios existentes en el presente o en el pasado atribuible a las condiciones de cimentación.

- e) Cualquier particularidad, como la posibilidad de terremotos o factores climatológicos como inundaciones, crecidas y sequías de acuerdo con estaciones, heladas y erosión del suelo.
- f) Disponibilidad y calidad de los materiales de construcción locales, como conjuntos de concreto, piedra para edificios y caminos y, agua para fines de construcción.
- g) Información para estructuras marítimas o fluviales en condiciones de mares normales o extremas, de alta o baja marea o crecidas, niveles fluviales cambiantes según la estación y descargas, velocidad de oleaje o las corrientes y, otros datos hidrográficos y meteorológicos.
- h) Un registro detallado de la estratificación del suelo y de la roca así como de las condiciones de aguas subterráneas dentro de las zonas afectadas por las presiones de carga de la cimentación y las operaciones de construcción o, de cualquier extracto mas profundo que afecte las condiciones del terreno de una u otra forma.
- i) Resultados de las pruebas de laboratorio en muestras de suelo y roca adecuadas al diseño de cimentaciones particular o a los problemas constructivos.
- j) Resultados de los análisis químicos del suelo o de las aguas subterráneas para determinar posibles efectos de deterioro en las estructuras de la cimentación.

2.3. Exploración en suelos.

2.2.1. Pozos de Prueba y Perforaciones.

Los métodos para determinar las características de estratificación e ingeniería de los subsuelos son los siguientes.

Pozos de prueba.

Perforaciones barrenadas manualmente.

Perforaciones con barrenas mecánicas.

Perforaciones por percusión con cables ligeros

Perforaciones “lavadas”

Pruebas de “lavado”

Pruebas de penetración dinámica de cono

Pruebas de penetración estática de cono

Pruebas de corte con veleta

Pruebas de presión

Pruebas de soporte de la losa

La excavación de **pozos de prueba** es el método más barato de exploración superficial. Los pozos se pueden excavar manualmente empleando mano de obra local, pero las pequeñas excavadoras mecánicas en un tractor son, si están disponibles localmente, económicas y rápidas. En caso de que sea necesario que los hombres trabajen en el fondo de los pozos para obtener muestras de suelo, por ejemplo, serán necesarios los soportes de los lados de los pozos con una profundidad mayor de 1.2 m, por el riesgo del colapso. Se debe tomar en cuenta también la posible presencia de gases venenosos o asfixiantes, por lo que se guzga necesario la provisión de aparatos de detección de gases. En suelos con soporte acuífero, especialmente en arenas, surgen dificultades para excavar debajo del manto acuífero, por lo cual los pozos de prueba pueden resultar más costosos que las perforaciones, dadas las condiciones.

Los pozos de prueba proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitándola alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que las capas de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer en seguida. De hecho, los pozos de prueba o las zanjas son el único medio confiable para obtener información pertinente en terrenos con relleno o con depósitos naturales muy variados.

Las perforaciones barrenadas manual o mecánicamente son también un medio barato de exploración del subsuelo en tipos de suelo favorables, pero los suelos deben tener la cohesión suficiente para que las paredes de la excavación puedan permanecer sin soporte y no exigir guijarros, pedregones o cualquier otra obstrucción que impida la rotación de la barrena. Si se hace cuidadosamente, la

barrena es el menos molesto de los métodos de perforación. Las barrenas de vuelo de gusano (worm flight auger), en las cuales los cortes del suelo se llevan a la superficie mediante una hélice en movimiento continuo, se pueden usar para las obras de investigación del terreno si se las provee de un tubo central hueco en el cual se adapta el tubo de muestreo o el medidor in situ.

Las perforadoras por percusión con cables ligeros se pueden usar en cualquier tipo de terreno ya que las perforaciones se pueden alinear donde se requieran mediante tubos de acero y se usa una gran variedad de herramientas para diferentes tipos de suelo y roca. Una torre con cables de percusión requiere un torno de fricción para levantar o bajar las herramientas de perforación como lo muestra la figura 1.3. Estas máquinas pueden estar provistas de un motor hidráulico para operar un taladro rotatorio adecuado para la perforación en roca hasta un límite de penetración.

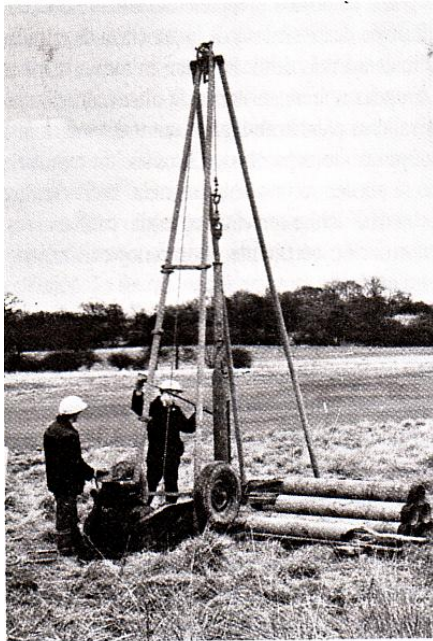


Figura 1.3. Aparejo ligero del cable de perforación por choque

La perforación en suelos de alta cohesión se efectúa con barrenas, cortadores de arcilla (un tubo de acero con el borde abierto y una cuchilla en el extremo) o “conchas” (un tubo de acero con borde abierto con una válvula que aletea y una cuchilla con su extremo inferior). Las arenas y gravas se remueven de la excavación con la concha. En el caso de perforaciones en rocas o pedregones, se usan cinceles de varios tipos ara romper la roca y los fragmentos se sacan con la concha. En rocas duras, el progreso es lento, por lo que es preferible emplear el taladro rotatorio. El uso de agua vertida en el agujero puede ser inevitable cuando se perfora en suelos granulares por encima del manto acuífero. Sin embargo, su uso debe ser limitado siempre, y las ocasiones en que se agregue agua se deben anotar en los registros de perforación.

En la **perforación “lavada”** el suelo se desprende y se remueve de la perforación con una corriente de agua o taladrando el lodo en el borde inferior del tubo de lavado, el cual es movido de arriba a abajo

rotado manualmente dentro de la excavación. El agua o lodo llevan parte del suelo hasta el espacio anular entre el tubo de lavado y el revestimiento o ademe, y fluye hasta el nivel de la superficie, donde el material en suspensión se deja sedimentar en un tanque y el fluido es re circulado o

desprovisto de los desechos según se requiera. Estas muestras de suelo sedimentado en el exterior se pueden usar para propósitos de identificación, pero el proceso es con frecuencia poco confiable ya que los cortes se mezclan a medida que fluyen por la perforación y en el tanque de asentamiento. Sin embargo, se puede obtener una identificación fiel si se sacan muestras “secas” en tubos sin alteración o tubos de muestras slitspoon. La perforación “lavada” tiene la ventaja de que la estructura o la densidad del suelo debajo del fondo de la excavación no

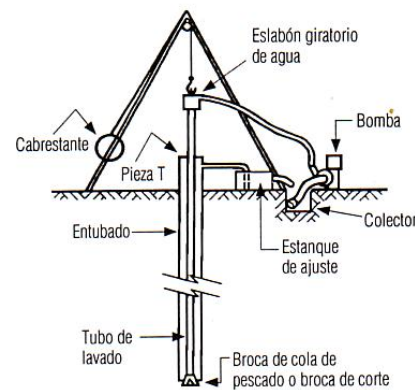


Figura 1.4. Equipo para lavar perforaciones.

se altera por el empuje de las herramientas de perforación, aunque este método no se puede usar en áreas extensas de grava o en suelos con pedregones.

Es más adecuado para arenas uniforme o arcillas. Se usa una gran variedad de herramientas para acomodar el final del tubo de lavado según los diferentes tipos de suelo. El uso del lodo en lugar de agua permite que la excavación permanezca descubierta.

“La prueba de lavado” es un método sencillo para determinar la profundidad de una interface entre el suelo blando o suelto y una capa firme o compacta. Se trabaja hacia arriba y hacia abajo con tuberías de lavado que envían agua a alta presión en un pozo sin revestimiento. No hay posibilidad de identificación del suelo ya que el agua generalmente no regresa. Es difícil, en muchos casos imposible, obtener muestras secas. Sin embargo, si se dispone de agua suficiente y el suelo no contiene grandes formaciones de guijarros o pedregones, éste método constituye una forma rápida y barata de establecer el nivel de un estrato bien definido que puede ser reconocido “al tacto” por los tubos de lavado a medida que van de arriba a abajo. Las pruebas de “lavado” se deben correlacionar con perforaciones realizadas mediante métodos más exactos, y cuando las perforaciones están muy espaciadas, las pruebas de “lavado” deben verse como datos complementarios. Son un método conveniente de rápida exploración subterránea en obras fluviales o marítimas, para investigar, por ejemplo, la profundidad en que se encuentran capas de arena o lodo sobre la roca en un proyecto de pilotaje o dragado.

El equipo de penetración dinámica o estática de cono se usa para determinar las características y estratificación de depósitos del suelo al medir el número de golpes necesarios para llevar un cono a una posición fijada previamente (prueba de penetración dinámica de cono) o la fuerza que se requiere para empujar el cono dentro del suelo hasta profundidades incrementadas progresivamente (prueba de penetración estática de cono). Se obtiene un registro de la resistencia a la penetración en relación con la profundidad a partir del cual es posible, al

correlacionarlo con los datos obtenidos en las perforaciones, deducir la estratificación de los suelos. Sin embargo, estos métodos son más valiosos para determinar las características de carga de los suelos mediante medidas directas in situ.

2.2.2. Muestreo de suelos.

Existen dos tipos principales de muestras de suelo que pueden obtenerse a partir de perforaciones o pozos de prueba.

- a. **Muestras alteradas:** como puede deducirse por su nombre, son muestras tomadas de las herramientas de perforación. Ejemplos, raspaduras en la barrena, los contenidos en los muestrarios slit-spoon en la prueba de penetración estándar, residuos encontrados en la concha o en el agua que regresa, o muestras tomadas a mano en los pozos de prueba.
- b. **Muestras no alteradas:** Obtenidas al introducir un tubo de paredes finas en el suelo; proporcionan en la medida de lo posible, la verdadera estructura y contenido de agua in situ del suelo examinado. Es importante no introducir el tubo más de lo conveniente para evitar así que presione los componentes del suelo. Debe tenerse en cuenta que ninguna mezcla tomada al hacer un muestreo en el suelo puede ser 100% no alterada.

2.2.3. Distancia entre las tomas de muestras del suelo.

Generalmente se especifica que las muestras de suelo se deben tomar a intervalos de 1.5 m y en cada cambio se estrato en las perforaciones. Esta distancia puede ser adecuada si se taladra un gran número de perforaciones, pero si éstas son pocas puede haber una serie de diferencia en la información.

La carencia de ésta es, particularmente, evidente cuando se proponen estructuras con cimentaciones superficiales. Así es muy común que la primera se tome del área

inmediatamente debajo de la superficie (de 0.2 a 0.7 m). La siguiente, de acuerdo con la especificación de 1.5 m, se tomaría de 1.7 m a 2.2 m. Se adoptan las mismas profundidades para todas las perforaciones hechas en el terreno. En arcillas lo normal es ubicar las cimentaciones a una profundidad de 0.9 o 1.0 m.

De esta manera, no existe información sobre la fuerza de corte de compresibilidad en y para una distancia de 0.58 m bajo el nivel de la cimentación, en una zona donde probablemente haya grandes variaciones en las características del suelo debido a los efectos de la desecación de la superficie. Si solo se realizan pocas perforaciones, es una buena medida de tomar muestras continuas en los primeros metros por debajo del nivel del suelo a tomar muestras escalonadas cuando se adopte la distancia de 1.5 m.

2.2.4. Pruebas del suelo In situ.

Las pruebas in situ para determinar la fuerza de corte o la densidad de los suelos son un auxiliar muy valioso debido a que permiten establecer estas características sin los efectos de alteración de las perforaciones o los muestreos. Son especialmente útiles en arcillas blandas y alterables, limos y arenas sueltas. Estas pruebas no deben usarse como sustituto de las perforaciones sino como un método suplementario de la investigación. La identificación del tipo de suelo no es segura, estas pruebas no proporcionan ninguna información sobre las condiciones de las aguas subterráneas.

a. Prueba de corte de veleta.

Fue desarrollado para medir la fuerza de corte en arcillas muy blandas y alterables, aunque en los países escandinavos se usa también como un método confiable para determinar la fuerza de corte en arcillas rígidas con fisuras. El equipo estándar y el procedimiento de prueba se describen en el British Standard (Normas Británicas) 1377 (prueba 18). La prueba consiste en la

rotación del agitador de 4 hojas en el suelo, debajo del fondo de una perforación, o en empujar y hacer rotas las aspas independiente de la perforación. De esta manera, esta prueba se hace en suelos no alterados por la acción de las perforaciones. Sin embargo, se ha observado que la fuerza de corte en arcillas no drenadas, como se establece con esta prueba, puede diferir mucho de la fuerza real del campo medida a partir del comportamiento de terracerías a escala real. Las razones de estas diferencias y los factores que intervienen para corregir las fuerzas del corte de la veleta y obtener así las fuerzas de campo necesarias para los propósitos de diseño las describe Bjerrum.

A partir de los resultados de esta prueba o del las de laboratorio subsecuente, el BS 5930 clasifica las arcillas como sigue:

Muy blanda	menos de 20
Blanda	20-40
Blanda	
Tendiendo a firme	40-50
Firme	40-75
Firme tendiendo a rígida	75-100
Rígida	75-150
Muy rígida o Dura	Más de 150

b. Prueba de penetración estándar.

(BS 1377 (prueba 19)) se realiza en las perforaciones con el equipo para toma de muestras estándar de 50.8 mm de diámetro exterior conocido como slipt spoon (también llamado equipo de muestreo Raymond). Este medio es muy útil para determinar in situ la densidad aproximada de suelos de baja cohesión y cuando se modifican con un extremo en forma de cono, determina la fuerza relativa o posibilidad de deformación de rocas. La prueba se hace penetrando 450 mm por golpes repetidos de 63.5 Kg., aplicados desde una altura de 760

mm, actuados por un dispositivo automático. Sólo el número de golpes dados en los últimos 300 mm es considerado como el número de penetración estándar (valor-N). Es una práctica común contar el número de golpes necesarios para cada 75 mm de penetración hasta completar los 450 mm. De esta manera puede fijarse la profundidad de cualquier suelo con alteración en el fondo de la perforación y anotarse los niveles en que haya obstrucciones de la penetración: guijarros, gravas o capas compactas. Normalmente no se dan mas de 50 golpes en una prueba (incluido el número de golpes necesarios para colocar el equipo por debajo de la zona alterada). Si no se alcanza la penetración completa de los 300 mm por debajo del asentamiento inicial, por ejemplo si se llega a los 50 golpes antes de lograr la penetración total, deben registrarse entonces ambas profundidades, la inicial y la final, usando símbolos adecuados para indicar si la prueba se concluyó dentro o debajo del asentamiento inicial. Luego de retirar el tubo de la perforación, se examina el contenido y, a pesar de que la muestra se encuentra en un estado alterado, resulta casi siempre lo suficientemente intacta para mostrar la disposición de las láminas y características similares.

En suelos con grava y en roca se emplaza el extremo abierto del equipo por un cono. Las investigaciones muestran una similitud general entre los valores N para ambos tipos de suelo con la misma densidad.

A pesar de que las aplicaciones de la prueba son totalmente empíricas la amplia experiencia en su empleo han proporcionado un conocimiento considerable sobre el comportamiento de cimentaciones en arenas y gravas. Se han establecido las relaciones entre los valores N y características tales como la densidad y el ángulo de resistencia al corte, lo cual se describe en la sección 23.2.

El BS 5930 proporciona la relación siguiente entre los valores N y la densidad relativa de un suelo arenoso.

Valor N	Densidad relativa
(golpes/300 mm de penetración)	

Menos 4	Muy suelto
4-10	Suelto
10-30	Medianamente denso
30-50	Denso
Mas de 50	Muy denso

El uso de la prueba de penetración estándar para calcular las presiones de carga permisibles en cimentaciones de zapata corrida se muestra en la sección 2.4.2, y en cimentaciones con pilotes, en la sección 7.4 Stroud ha establecido las relaciones entre el valor N, la fuerza de corte no drenada, el módulo de compresibilidad del volumen y el índice de plasticidad en las arcillas. Sin embargo no se recomienda adoptar la prueba de penetración estándar para determinar la fuerza del corte y la capacidad de deformación de suelos arcillosos en lugar del método directo de pruebas de laboratorio en muestras no alteradas. La razón es que las relaciones establecidas entre la prueba de penetración estándar y la fuerza y capacidad de deformación de las arcillas son totalmente empíricas y no toman en cuenta factores como los efectos del tiempo, la anisotropía y la textura del suelo.

En las pruebas de laboratorio, estos factores pueden ser contemplados en el procedimiento de prueba, el cual puede ser seleccionado en función de las características del suelo y el tipo, valoración y duración de la carga que tendría que soportar el mismo.

Algunas veces se considera la posibilidad de perfeccionar el procedimiento de prueba, por ejemplo, al tomar en cuenta la longitud o flexibilidad de las varillas. Sin embargo, estas sofisticaciones resultan perjudiciales para la utilidad general de la prueba, y tienden a oscurecer el hecho de que la correlación de la prueba con la capacidad de carga y los asentamientos es totalmente empírica y se basa mas en la observación y la experiencia que en la teoría científica.

Si no se toman las precauciones pertinentes en los métodos de perforación, pueden aparecer serias dudas a cerca de la validez de los resultados de las pruebas de penetración estándar. Esta prueba se desarrolló en los estados Unidos de América para ser usada en combinación con perforaciones por percusión con cable, es posible que el suelo se altere a una cierta profundidad. La alteración se causa principalmente por la succión al retirar la concha.

Antes de realizar la prueba en una perforación que se haya iniciado hecha con concha, se debe usar una concha cuyo diámetro exterior sea menor al 90% del diámetro de la perforación para sí poder remover el suelo del fondo hasta una profundidad de 0.5 m. En caso de aparecer agua, se debe tener cuidado de evitar la alteración y la perforación deberá llenarse con agua hasta el nivel del suelo. El estuche (casing) no debe introducirse por debajo del nivel de las pruebas. Si se requiere emplear un procedimiento pesado para introducirlo, los resultados de las pruebas in situ pierden su utilidad.

Es necesario hacer ciertas correcciones a los valores de la prueba de penetración estándar antes de usarlos para Calcular las presiones de carga permisibles y el asentamiento. Estos ajustes se relacionan con lo suelto o fino que pueda ser el suelo, los efectos de la presión de la sobrecarga (Overburden) y la posición del manto acuífero.

c. Pruebas de la Dinámica.

Emplean varios tipos de varilla con o sin cono u otros extremos especialmente alargados, los cuales son insertados en el suelo mediante golpes de un martillo de gota (drop hammer). Se registra el numero de golpes necesarios en una distancia dad. Una prueba empleada por los Laboratorios Wimpey Ltda., utiliza un cono insertado en varillas de 50.8 mm de diámetro con un martillo de 160 Kg., el cual tiene una gota de 600 mm. Se ha observado que el número de golpes necesarios por cada 0.3 m de penetración con este equipo es aproximadamente el mismo que una prueba de penetración estándar realizada en el mismo suelo. El método no tiene aplicación directa en el diseño de cimentaciones superficiales, todavía no establece la

correlación entre la prueba de resistencia dinámica y características tales como la densidad in situ, la capacidad de carga y asentamiento, como la prueba de penetración estándar. Sin embargo la prueba dinámica es un medio útil para complementar la información obtenida en las perforaciones convencionales y pruebas de penetración in situ; resulta especialmente ventajosa para delinear áreas de suelo débil que descansan sobre estratos fuertes y para localizar cavidades en formaciones rocosas débiles.

d. Prueba de penetración estática de cono.

Se utiliza ampliamente para investigaciones en suelos de baja cohesión en los países europeos y con menos frecuencia en el Reino Unido y Norteamérica. Se usan tres tipos de penetrómetros en general. En los tres la base del extremo en forma de cono tiene un área de 1000 mm² y un ángulo en el vértice de 60°. El encamisado de cono fue desarrollado por el Dutch Government Soil Mechanics Laboratory (Laboratorio Gubernamental de Mecánica de Suelos Holandés) y tiene un encamisado que se va estrechando al colocarse encima del cono y se conecta a tubos deslizantes que se extienden hasta el encamisado (jacking apparatus) al colocarse al nivel del suelo. El extremo del cono es empujado hacia abajo independientemente del tubo deslizante empujando las varillas interiores en etapas de 80 mm.

Luego se empuja con el gato la cubierta hasta que el cono penetra a una profundidad de mas de 120 mm. De esta manera, se obtienen determinaciones separadamente sobre al resistencia combinada de cono y tubos en etapas de 200 mm(algunas veces, se hacen menos etapas hasta los 100 mm). En el caso del cono de cubierta de fricción (o Begemann) figura 1.12b, la fricción superficial se mide sobre una cubierta cilíndrica corta colocada encima del cono, la cual puede ser empujada hacia abajo con independencia del cono, la cual puede ser empujada hacia abajo con independencia del cono y los tubos deslizantes sobre ella. De esta manera, la fricción superficial se mide arriba de una longitud constante en lugar de la resistencia acumulada producto del

incremento de longitud de las cubiertas. En los casos de penetrómetros de cubierta y de fricción de la cubierta, el empuje sobre la varilla inferior y los tubos deslizantes, o sobre la cubierta de fricción. Se mide con una celda hidráulica de carga instalada en el equipo colocado a nivel del suelo, cuya capacidad de empuje puede ser de 100 o 200 KN.

El cono eléctrico fue desarrollado en Holanda por Fugro N.V. en este equipo, tanto el cono como los tubos deslizantes son introducidos con el gato continuo y simultáneamente. El empuje sobre el extremo del cono y sobre los 120 mm de tubos deslizantes cilíndricos se miden por separado mediante celdas de carga eléctrica instaladas en el extremo inferior del penetrómetro.

Se han encontrado que la resistencia del cono medida por los tres tipos no difiere entre los valores obtenidos para la fricción superficial. Se han desarrollado métodos empíricos con los cuales se identifica el tipo de suelo a partir de los extremos separados y combinados y de la resistencia a la fricción. El autor no confía en estas mediciones, por lo que prefiere utilizar la resistencia del cono sólo para detectar los factores a partir de los cuales pueda estimarse la fuerza de corte y la capacidad de deformación del suelo e identificar el tipo de suelo mediante perforaciones convencionales.

La experiencia resultante del uso y la familiaridad con la estratificación de sus suelos ha permitido a los holandeses prescindir de las perforaciones convencionales en su país; por ellos sus diseños ordinarios de cimentaciones se apoyan casi por completo en las pruebas del cono.

La prueba estática de cono es también un método valioso para registrar variaciones en los valores in situ de la densidad de suelos de arena suelta o arenas laminadas, y arcillas en condiciones en las cuales la densidad in situ se altera por las obras de perforación, por lo cual la evaluación resultante de la prueba de penetración estándar no es confiable. En suelos de grava gruesos, el cono solamente puede alcanzar una penetración limitada.

Las relaciones entre las pruebas estáticas de cono y la penetración estándar se han revisado por Rodin et al., quienes demostraron que no existen relaciones

únicas entre ellas, aunque parecen estar relacionadas con el tamaño de la partícula. Thorburn ha sugerido una relación empírica en la forma gráfica (figura 1.13) que se basa en los hallazgos de varias autoridades en la materia. El procedimiento más adecuado es el de establecer la relación para un terreno dado a partir de la comparación de los valores de la resistencia estática de cono, con los resultados de la prueba de penetración obtenidos en perforaciones adyacentes cercanas.

e. Presurómetro.

Emplea una sonda expandible radialmente que se introduce en una perforación de diámetro pequeño. Al alcanzar el nivel en que se realiza la prueba, el agua o la presión del aire hace en que se realiza la prueba, el agua o la presión del aire hace que una celda colocada en el interior de la sonda se expanda contra las paredes de la perforación. La celda mide la deformación del suelo en relación con un rango de presiones aplicadas, ya sea volumétricamente, con medidores del volumen ubicados en la superficie, o mediante medidores eléctricos dispuestos en el interior de la celda.

La expansión volumétrica o radial de la celda se grafica en relación con los incrementos de presión. Se obtiene un módulo de deformación o módulo del presurómetro, E_m , a partir de la porción pseudo elástica de la curva, y la fuerza de corte se deriva de la fase de rendimiento plástico final en la presión definida como presión límite.

El presurómetro Menard, se utiliza en perforaciones cuyo diámetro va de 35 a 80 mm. Tres celdas de hule independientes colocadas una sobre otra en el interior de la sonda sirven para aplicar una presión uniforme al suelo. La celda central está llena de agua presurizada neumáticamente, y las celdas superior e inferior se expanden por el aire y la deformación radial se mide con los medidores eléctricos fijados a las antenas en el interior de la sonda. Este instrumento es especialmente útil en suelos muy blandos o sueltos, en los cuales la alteración del suelo alrededor de una cavidad taladrada previamente

puede ser perjudicial para la obtención de resultados fieles. Además de servir para conseguir el módulo de deformación y la fuerza de corte, el camkómetro se puede usar para obtener el esfuerzo horizontal in situ en el suelo al nivel en que se realiza la prueba.

2.3. Principios generales del diseño de cimentaciones superficiales.

2.3.1. Terminología básica.

De acuerdo a la necesidad sobre diferenciar las cargas y presiones actuantes en el entorno de una cimentación superficial, debe considerarse lo siguiente.

- a. *Presión Total de sobrecarga (overburden), σ .* Es la intensidad de la presión total debida a los pesos tanto del suelo como del agua del suelo, sobre cualquier plano horizontal, en o bajo el nivel de la cimentación.
- b. *Presión efectiva de sobrecarga (overburden), σ' .* Es la intensidad de la presión intergranular sobre cualquier plano horizontal en o bajo el nivel de la cimentación antes que comiencen las operaciones de construcción. Esta presión es la presión total menos la presión de poro del agua.

$$\sigma' = \sigma - u$$

u = Presión de poro del agua en el suelo.

- c. *Presión total de la cimentación (intensidad de carga bruta), q .* Es la intensidad de presión total en la tierra que se encuentra bajo la cimentación una vez erigida la estructura y de que esta se haya cargado completamente. Esta incluida en la carga bruta de la subestructura de la cimentación, en la carga de la superestructura y en la carga bruta de cualquier suelo y agua de suelo soportada por la subestructura.

- d. *Presión neta de la cimentación. (intensidad de carga neta), q_n .* Es el incremento neto en la presión sobre el suelo que se encuentra bajo la cimentación, debida a la carga muerta y viva aplicada por la estructura.

$$q_n = q - \sigma \text{ (a la profundidad de la cimentación)}$$

El termino q_n , generalmente se usa para poder calcular la distribución del esfuerzo a cualquier profundidad bajo el nivel de la cimentación.

- e. *La presión efectiva de la cimentación, q_n' .* Es el incremento efectivo en presión sobre la tierra que se encuentra debajo de la cimentación, debida a las cargas muerta y viva aplicadas a la estructura.

$$q_n' = q - \sigma' \text{ (a la profundidad de la cimentación)}$$

- f. *Capacidad de carga final, σ_f .* es el valor de la intensidad con que la tierra falla por cortante.
- g. *Capacidad de carga final neta, σ_{nf} .* Para una cimentación particular, es el valor de la intensidad neta de carga con que la tierra falla por cortante, por ejemplo.

$$\sigma_{nf} = \sigma_f - \sigma$$

- h. *Valor de carga estimado,* es la intensidad neta de carga considerada apropiada para el tipo particular de tierra según los propósitos del diseño preliminar. El valor particular está basado ya sea en la experiencia local, o en el cálculo resultante de las pruebas de fuerza o de carga de la tierra utilizando un factor de seguridad contra la ruptura por cortante.
- i. *Presión de carga permisible, σ_{adm} .* Es la intensidad de carga neta máxima permitida en la tierra en un caso dado, considerando la capacidad de carga, la cantidad y el tipo de asentamiento estimado, y la capacidad de la estructura para acomodar el asentamiento. En consecuencia, es una función, tanto del lugar como de las condiciones estructurales.

A partir de las definiciones anteriores se puede ver que hay una diferencia importante entre los términos capacidad de carga y presión de carga. Es

importante entender claramente esta distinción y la utilización correcta de los términos. La capacidad de carga de un suelo para cimentación es la presión que el suelo es capaz de soportar, es decir, en el caso de la capacidad de carga final, la presión a la cual ocurre la falla por cortante, y este valor, dividido entre un factor adecuado de seguridad, da el valor estimado de carga. La presión de carga de una cimentación es la intensidad de la carga impuesta por la cimentación al terreno.

2.3.2. Tipos de criterios para el diseño.

a. Esfuerzo de carga permisible.

Se obtiene empíricamente al observar que la presión máxima no causa daño estructural en diferentes condiciones de suelo. Lo anterior no significa que no ocurrirán asentamientos. Esta presión admisible es válida para tamaños de cimentación y tipos de estructuras para los cuales las reglas prácticas se han establecido. Los valores son conservadores y es difícil averiguar en qué datos han sido basados. Las fallas registradas se atribuyen a mala clasificación de suelos, en vez de mala regla empírica.

b. Factor de seguridad contra falla por capacidad portante.

Es un método más racional que el anterior. Debe evitarse este tipo de falla. El factor de seguridad (2 a 4) debe reflejar no solo la incertidumbre en el análisis de capacidad portante, sino la observación teórica y práctica que el asentamiento no es el excesivo. No debe usarse sin estimar el asentamiento.

c. Movimientos permisibles.

Es el verdadero criterio de diseño para la mayoría de las estructuras. Existen dos problemas al aplicar el criterio: (a) que movimiento puede ser tolerado por la estructura y (b) como se puede predecir tales movimientos.

2.3.3. Estimación de presiones de carga permisible.

La presión de carga impuesta por una cimentación ya definida, es una función de las características del terreno, la profundidad y dimensión de la cimentación, y el grado de asentamientos que pueden ser tolerados por la estructura y sus instalaciones.

Hay dos caminos para la estimación de presiones de carga permisibles. Primero a partir de un conocimiento de las características de un esfuerzo cortante del suelo, determinadas de acuerdo con un procedimiento adecuado, visto con anterioridad –equipos de campo-. Se puede calcular la capacidad de carga final (σ_f) del suelo para una cimentación de una profundidad y dimensiones dadas. Entonces se puede aplicar un factor de seguridad arbitrario para calcular la capacidad de carga final, para dar el valor de carga estimada. Si se puede demostrar mediante la experiencia o el cálculo que los asentamientos dados por una presión de cimentación igual al valor de carga estimado no son excesivos para el tipo y función de la estructura, entonces la presión de carga permisible (σ_{adm}) se puede considerar igual al valor de carga estimada. Si el asentamiento es excesivo, entonces se tendrá un valor más bajo para la presión de carga permisible.

El segundo camino es determinar la presión de carga permisible a partir de la experiencia y del conocimiento de las características del suelo o mediante métodos empíricos basados en los resultados de ciertos tipos de pruebas in situ realizadas en terreno.

El procedimiento para calcular la capacidad de carga final a partir de las características de fuerza cortante del suelo, se puede aplicar en las cimentaciones sobre grava, arena, limo arcilla y tipos de suelo intermedios. Se

utiliza ampliamente para limos y arcillas, ya que con más de 50 años de experiencia en la aplicación de la mecánica de suelos, hay una basta evidencia para sustanciar la solidez de este análisis.

El procedimiento se usa a menor escala, para cimentaciones sobre arenas y gravas, y comienza a ser utilizado en cimentaciones sobre rocas. En el caso de arenas y gravas, la mayor ventaja de adopción del análisis de la mecánica de suelos meramente teórico, es la dificultad de obtener muestras puras satisfactorias para pruebas de laboratorio de fuerza cortante, y la falta de cualquier prueba in situ que daría valores de carga de capacidad portante directamente.

Por lo tanto en el caso de las cimentaciones sobre suelos no cohesivos, es necesario adoptar un método de diseño empírico relacionado con las presiones de carga permisibles para asentamientos permisibles para cimentaciones de dimensiones dadas.

2.3.4. Movimientos permisibles.

Existe una gran cantidad de información disponible sobre métodos de predicción de asentamientos en edificaciones, más poca información sobre la cantidad y tipo de movimiento que la edificación puede tolerar sin causar daño. Es necesario determinar el asentamiento posible.

a. Criterios de diseño.

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura. Los tipos de asentamiento son.

- Asentamiento Uniforme.
- Inclinación.
- Asentamiento.

Existen asentamientos máximos y asentamientos diferenciales. El asentamiento diferencial se caracteriza por la distorsión angular. El asentamiento admisible depende de muchos factores, como ser los siguientes.

Tipo de movimiento máximo	Factor limitativo	Asentamiento.
Asentamiento total	Drenaje Acceso Probabilidad de asentamiento no uniforme. Estr. Muros de mampostería Estr. Reticulares Chimeneas, silos, placas	6 – 12 plg. 12 – 24 plg. 1 – 2 plg. 2 – 4 plg. 3 – 12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco Inclinación de chimeneas, torres Rodadura de camiones, etc. Almacenamiento de mercancías Funcionamiento de máquinas-telares de algodón. Funcionamiento de máquinas – turbogeneradores Carriles de grúas Drenaje de soleras.	Depende de la altura y el ancho 0,004 L 0,01 L 0,01 L 0,003 L 0,0002 L 0,003 L 0,01 – 0,02 L
Asentamiento diferencial.	Muros de ladrillo continuos y elevados Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo Fisuración de revocos (yeso) Pórticos de concreto armado. Pantallas de concreto armado. Pórticos metálicos continuos. Pórticos metálicos sencillos.	0,0005 – 0,001 L 0,001 – 0,002 L 0,001 L 0,0025 – 0,004 L 0,003 L 0,002 L 0,005 L

Según Sowers; 1962.

Nota L = Distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más

elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

b. Relación entre asentamiento y daño.

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aun cuando es más difícil estimar el diferencial, lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica para zapatas de edificios comerciales un asentamiento total admisible de 1 pulgada.

2.4. Modos típicos de falla portante del suelo en fundaciones superficiales.

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundación (Vesic 1973), han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en los cimientos superficiales bajo cargas estáticas.

Se supone una fundación en faja continua de ancho B , cimentada sobre la superficie horizontal de un depósito homogéneo de suelo granular denso o cohesivo firme. Si se aplica sobre la fundación una carga vertical centrada, gradualmente creciente, también crecerá el asentamiento de la fundación, en forma moderada hasta cierto nivel de carga.

2.4.1. Falla cortante General.

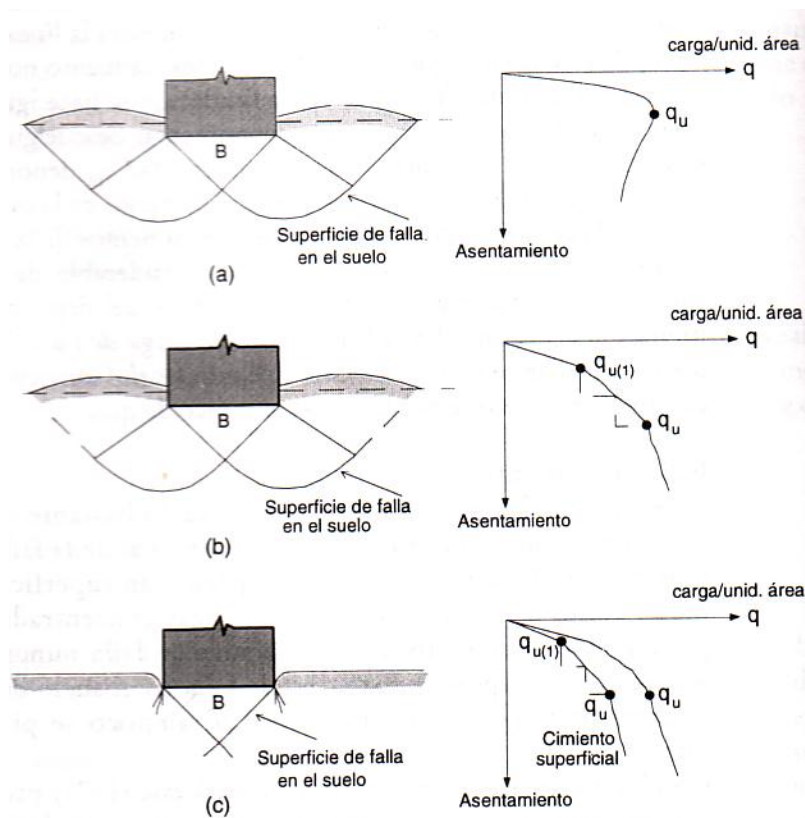
En determinado punto, cuando la presión de fundación alcanza un valor último, sobreviene una falla súbita del suelo portante, y la superficie de falla en el mecanismo de desplazamiento del suelo se extiende hasta la superficie del manto. Esta magnitud de la presión de fundación σ_u , comúnmente recibe el nombre de capacidad portante última de la fundación. Cuando se presenta este tipo de falla súbita en el suelo, acompañada de la extensión de la superficie de falla hasta la superficie del depósito, el modo de falla se denomina falla cortante general. Es también evidente un abombamiento considerable de la superficie del depósito alrededor de la fundación. En la fig. se representa lo descrito.

2.4.2. Falla cortante local.

Si la fundación considerada descansa ahora sobre un manto granular con densidad media o un material cohesivo de consistencia media, igualmente se presenta un aumento del asentamiento con la carga pero, en este caso, la superficie de falla en el suelo se va extendiendo gradualmente desde el eje vertical de la fundación hacia afuera, como lo muestra la línea llena de la **figura**, Puede decirse que la superficie de deslizamiento no es completa sino que es parcial. Cuando la presión de fundación se hace igual a σ_{ul} , el movimiento de la fundación empieza a experimentar descuelgues súbitos sucesivos que pueden continuar hasta σ_u , denominada capacidad portante última. Más allá de este punto el aumento de la carga vendrá acompañada de grandes incrementos en los asentamientos de la fundación. Eventualmente, después de un movimiento considerable de la fundación, la superficie de falla puede llegar a la superficie del depósito. La presión de fundación σ_{ul} , recibe el nombre de primera carga de falla (Vesic, 1963). Esta forma de fallar se denomina falla cortante local. Conviene apreciar que en este tipo de falla no se presenta un valor pico último del esfuerzo.

2.4.3. Falla punzonante.

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, el gráfico carga – asentamiento, es parecido en su forma al de la falla local, como el mostrado en la **figura**. No se presentan superficies de fallas definidas, como no son fisuras cortas al azar concentradas alrededor del perímetro del cimiento. Las superficies de falla nunca llegan hasta la superficie del depósito. Este tipo de falla recibe el nombre de falla punzonante; en el tampoco se presenta un valor pico del esfuerzo último.



Con base a resultados experimentales, Vesic (1973) propuso relaciones para el modo de falla por capacidad portante de fundaciones cimentadas en arenas, cuyos gráficos se muestran en la **figura**, las convenciones son las siguientes.

D_r = Densidad relativa de las arenas.

D = Profundidad de fundación desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B + L}$$

B = ancho del cimiento.

L = largo del cimiento (siempre $L > B$).

Para cimientos cuadrados $B = L$, y para circulares el diámetro será $B = \text{diámetro}$ o sea $B = B^*$

Las curvas de la figura dividen el espacio densidad relativa – profundidad relativa en zonas donde domina cada uno de los modos de falla indicados. Para cimentaciones fundadas superficialmente (pequeño D/B^*) la carga última puede presentarse para asentamientos del cimiento entre 4 a 10% de B . esto es cierto cuando se presenta falla cortante general en el suelo. Sin embargo, en el caso de falla local o punzonante, la carga última puede ocurrir en asentamientos entre 15 a 25% de B .

2.5. Factor de Seguridad.

Significado y Justificación.

Recordando que la capacidad Portante Admisible, es el resultado de dividir la capacidad portante última por un factor de seguridad. Se busca así que los esfuerzos de trabajo en el suelo de soporte queden suficientemente alejados de una región peligrosa de los esfuerzos, donde posiblemente ocurrirían colapsos o desplazamientos grandes y nocivos de la fundación. Como, por otro lado, la evaluación de un valor crítico de los esfuerzos ofrece por lo general incertidumbres insalvables, propias de las idealizaciones y simplificaciones necesarias en la

geotecnia, se acostumbra adoptar el factor de seguridad como una especie de seguro contra.

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte y otras características del suelo de soporte.
- (b) Incertidumbres en la precisión o confiabilidad de los métodos teóricos o empíricos para evaluar las capacidades de carga. Las hipótesis o suposiciones simplificadas e idealizadas de la teoría geotécnica se acomodan difícilmente a las complejas condiciones reales.
- (c) Deterioros locales menores en la capacidad portante del suelo producido por la construcción o por eventos posteriores. Una alteración significativa o daño severo en el suelo de soporte, constituye una condición que no puede no resultar cubierta por el factor de seguridad, en cuyo caso es necesario replantear la determinación de la presión portante.
- (d) Asentamiento excesivo ocasionado por la fluencia del suelo cuando la fundación se encuentra próxima a sufrir una falla de corte.

La variabilidad de las características del suelo constituye la razón principal para adoptar un apropiado factor de seguridad. Sin embargo, en general, la magnitud asignable al factor de seguridad, en cada caso depende principalmente de la confiabilidad de la información de diseño y de la exactitud con que puedan determinarse la resistencia de la estructura y las cargas actuantes. Inciden igualmente en el factor de seguridad: la precisión en los análisis, la calidad de la construcción y la probabilidad y trascendencia de una falla durante la vida útil de una estructura.

El diseño de las fundaciones involucra mas y mayores incertidumbres y aproximaciones que el de otras estructuras, por razón de la complejidad del comportamiento del suelo, la interacción del suelo-estructura y las deficiencias en el conocimiento de las condiciones del suelo de soporte. El factor de seguridad asignable en cada caso particular debe considerar la evaluación de las incertidumbres y aproximaciones mencionadas, para llegar a una magnitud

razonable y suficiente y perder de vistas algunas y la totalidad de los siguientes aspectos.

- ✂ Magnitud de los posibles daños, pérdidas de vida y propiedad, y consecuencias económicas y legales.
- ✂ Costos relativos de un incremento en el factor de seguridad.
- ✂ Incidencia del cambio del factor de seguridad en la variación de la probabilidad de falla.
- ✂ Confiabilidad de la información del suelo.
- ✂ Tolerancias constructivas.
- ✂ Cambios de las propiedades del suelo producidas por operaciones constructivas.
- ✂ Hipótesis y limitaciones involucradas en el desarrollo y los métodos de análisis y diseño.

Definiciones del factor de seguridad.

La definición más obvia es la siguiente.

$$q_{adm} = \frac{q_0}{FS}$$

La capacidad portante admisible es igual a la capacidad portante última dividida entre un factor de seguridad.

Magnitudes aceptables del factor convencional de seguridad.

Se han adoptado valores prudentes con base en experiencias generales y consensos de opinión sobre buena práctica. Normalmente se acepta que un intervalo entre 2 y 3 es razonable para determinar la capacidad portante admisible de fundaciones superficiales; sin embargo, es posible consultar muchos criterios particulares sobre valores aconsejables en función de las cargas, la variabilidad del suelo y los factores involucrados. Se describirán uno de los más simples.

De acuerdo con Sowers (1970), para construcciones temporales, en las que la falla pudiera ser inconveniente pero no desastrosa, sería aceptable un factor de seguridad de 1,5. Para la mayoría de los casos de proyectos estructurales, donde los datos de suelos y las cargas son razonablemente exactos, se puede emplear un factor de seguridad de 2,5 para la carga permanente y toda la carga accidental.

CAPÍTULO III

METODOLOGIAS COMPARADAS Y SU ANALISIS TEORICO.

3.1. Ecuación de Capacidad Portante Deducida de las condiciones de estados de equilibrio plástico de Rankine.

La presión de hundimiento q_0 , de un cimiento en faja continua fundado sobre un suelo homogéneo, cuando se presenta una falla general de corte en el suelo portante, se puede determinar bajo la hipótesis de que se forman zonas en estado de equilibrio plástico. Tal como puede determinarse en forma técnica y experimental, estas zonas involucran superficies curvas de falla. En el estado de equilibrio plástico de Rankine se consideran superficies planas de deslizamiento; en consecuencia, este equilibrio no sirve en principio para solucionar el problema de capacidad portante planteado. Sin embargo, es posible obtener una posible aproximación de la ecuación de capacidad portante aceptando el equilibrio de Rankine. La solución es muy simple y solamente requiere conocer la relación entre esfuerzos principales para un estado de equilibrio plástico de Rankine, cuya determinación se presenta a continuación.

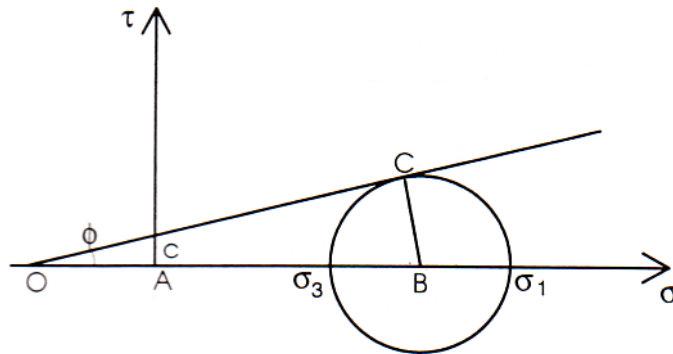


Figura. 3.1. Condición de plasticidad. Equilibrio de Rankine.

Relación entre esfuerzos principales.

Esta se refiere a los datos expresados en la figura, donde un estado de equilibrio plástico de Rankine se puede identificar mediante un círculo de Mohr tangente a la

envolvente de resistencia al corte de suelo, caracterizada por el ángulo de resistencia al corte ϕ , y la cohesión c .

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2 c \sqrt{N_\phi}$$

Donde:

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \cos \phi} = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

Ecuación de la capacidad portante.

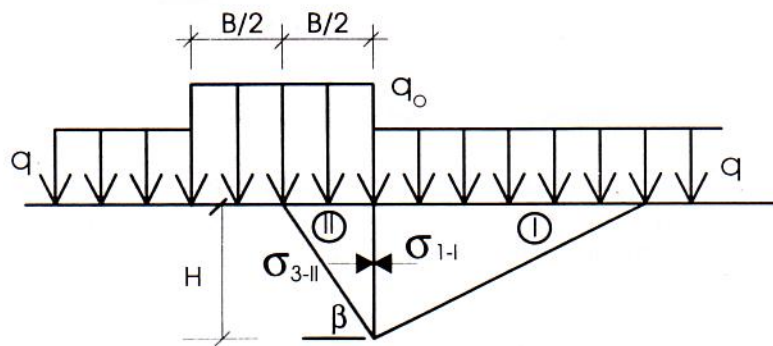


Figura. 3.2. Disposición de las zonas plásticas bajo el cimiento.

El mecanismo supuesto de falla se muestra en la figura, puede interpretarse así: la capacidad portante, q_0 , depende de la resistencia pasiva desarrollada sobre el plano vertical límite entre las zonas. Las condiciones de equilibrio plástico conjunto de zonas I y II, es decir, la solución del problema, se aprecian en la [figura](#) Se hacen las siguientes suposiciones simplificadas.

- Cimientos en faja continua de ancho B y largo infinito.
- Suelo homogéneo con peso unitario γ . envolvente de resistencia al corte del suelo definido como se indica atrás.

- El suelo por encima del nivel de fundación se reemplaza por la acción de una sobrecarga equivalente, q , y las superficies de falla no se extienden por encima de dicho nivel.
- Debajo del cimiento se forma una zona II, en estado de equilibrio plástico activo de Rankine. El esfuerzo principal es mayor es vertical.
- Lateralmente a la zona II, y confinándola, se forma una zona I en estado de equilibrio plástico pasivo de Rankine. El esfuerzo principal mayor es horizontal.
- Se supone que el ancho de la base de la zona II es igual a $B/2$.
- La presión uniforme vertical de hundimiento a nivel de fundación es q_0 .

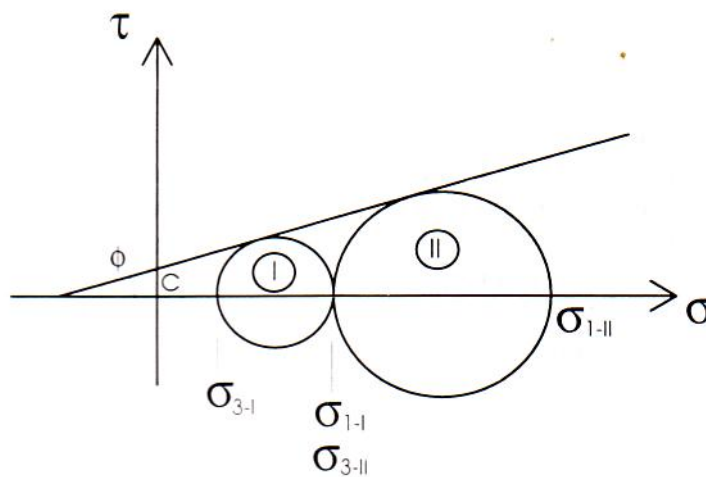


Figura 3.3. Condiciones de equilibrio plástico en las zonas I y II.

El ángulo β , que hace la superficie extrema de falla de la zona II, con la horizontal, se puede encontrar a partir de las relaciones en el círculo de Mohr. Se puede demostrar que;

$$\beta = 45^\circ + \phi/2$$

Es fácil determinar que la altura H , de la cuña II, vale.

$$H = \frac{B}{2} N_{\emptyset}^{1/2}$$

Se aplican las relaciones entre esfuerzos principales, deducidas con anterioridad, a cada una de las zonas, al calcular los esfuerzos en la mitad de la altura H.

Zona I:

$$\sigma_{3-I} = q + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{1/2}$$

$$\sigma_{1-I} = \left(q + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{1/2} \right) N_{\emptyset} + 2cN_{\emptyset}^{1/2} = qN_{\emptyset} + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{3/2} + 2cN_{\emptyset}^{1/2}$$

Zona II:

$$\sigma_{1-II} = q_0 + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{1/2}; \quad \sigma_{1-II} = \sigma_{3-II} N_{\emptyset} + 2cN_{\emptyset}^{1/2}$$

Por equilibrio:

$$\sigma_{3-II} = \sigma_{1-I}$$

Igualando las dos expresiones indicadas para σ_{1-II} .

$$q_0 + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{1/2} = \left[qN_{\emptyset} + \gamma \frac{B}{4} N_{\emptyset}^{3/2} + 2cN_{\emptyset}^{1/2} \right] N_{\emptyset} + 2cN_{\emptyset}^{1/2}$$

De lo anterior, se puede despejar q_0 :

$$q_0 = \gamma \frac{B}{4} \left(N_{\emptyset}^{5/2} - N_{\emptyset}^{1/2} \right) + 2c \left(N_{\emptyset}^{3/2} + N_{\emptyset}^{1/2} \right) + qN_{\emptyset}^2$$

A pesar de la hipótesis poco exacta de partida, se llega a una ecuación general que tiene la misma estructura y todos los términos de las ecuaciones deducidas a partir de hipótesis más justas (superficies curvas de falla). Si se compara con la forma corrientemente adoptada para la ecuación general de capacidad portante, a saber.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + cN_c + qN_q$$

Los factores de capacidad portante resultan:

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \left(N_{\emptyset}^{5/2} - N_{\emptyset}^{1/2} \right)$$

$$N_c = 2 \left(N_{\phi}^{3/2} + N_{\phi}^{1/2} \right)$$

$$N_q = N_{\phi}^2$$

Los valores de los factores de capacidad calculados mediante las anteriores ecuaciones resultan excesivamente conservadores; por este motivo se prefieren valores más exactos, tales como los determinados en posteriores teorías.

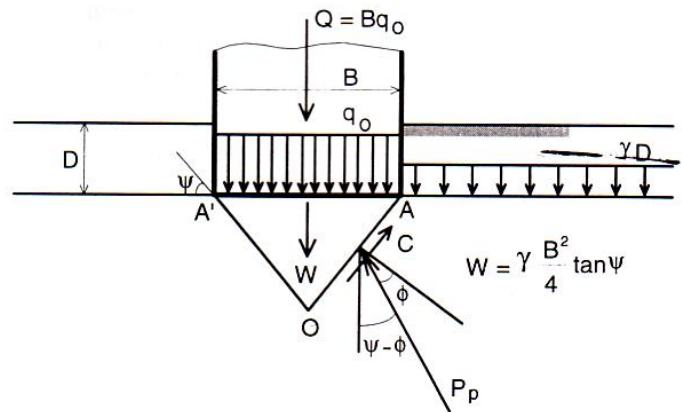
Si se supone que el ancho de la base de la zona II es igual a B y se aplica el mismo procedimiento descrito, se llega a valores similares para los factores de capacidad portante, exceptuando el correspondiente a N_{γ} , que resulta.

$$N_{\gamma} = \left(N_{\phi}^{5/2} - N_{\phi}^{1/2} \right)$$

Es mayor que el determinado arriba, por consiguiente es menos crítico.

3.2. Teoría Clásica de la capacidad Portante.

El caso simple de un cimiento en faja continua ($B/L = 0$), soportado por un manto homogéneo de superficie horizontal, además de representar la condición más elemental, constituye un problema bidimensional que permite utilizar soluciones conocidas de equilibrio plástico en masas homogéneas de suelo. Terzaghi (1943), quien fue el primero en formular una teoría de amplio alcance para el problema de capacidad portante de las fundaciones, propuso el enfoque que se va a describir a continuación. **Figura 3.4.** Equilibrio de la Cuña bajo el cimiento.



Como se muestra en la figura 3.4, el cimiento de ancho B se encuentra fundado a una profundidad D bajo la superficie del manto. Sobre el cimiento se ejerce una carga vertical centrada que crece hasta alcanzar un valor Q , de tal magnitud que el terreno de cimentación entra en equilibrio plástico. Se ha verificado en forma teórica y experimental que se forma, entonces, directamente bajo el cimiento una cuña triangular AOA' , muy confinada, que actúa solidariamente en su avance hacia abajo, al penetrar dentro del manto. Esta cuña empuja el suelo de ambos lados, en forma tal que las paredes ideales OA y OA' de la cuña actúan como verdaderas pantallas de resistencia pasiva en donde la obligación $\delta=\phi$, puesto que se trata de fricción entre terreno y terreno.

En forma aproximada, el problema se idealiza suponiendo que el suelo por encima del nivel de fundación actúa exclusivamente como una sobrecarga vertical de intensidad uniforme y extensión infinita con un valor $q=\gamma D$. Por lo tanto, en el mecanismo de falla se ignoran los efectos de esfuerzo tangencial en el plano de fundación y la incidencia de superficies de deslizamiento entre el plano de fundación y la superficie del terreno.

En tales condiciones, es sencilla la determinación de la resistencia pasiva sobre la pantalla ideal OA que hace el Angulo Ψ con la horizontal, mediante la aplicación de soluciones conocidas de la teoría de equilibrio plástico. Sobre OA , con longitud l , actúa una fuerza cohesiva tangencial, $C = cl$; además, una resistencia pasiva P_p con oblicuidad ϕ , que se puede determinar por integración de un empuje elemental y expresar así:

$$P_p = \frac{B}{2 \cos \phi \cos \psi} \left[\frac{1}{4} k_{p\gamma} \gamma B \tan \psi + k_{pq} q + k_{pc} c \right]$$

En donde: $k_{p\gamma}$, k_{pc} , y k_{pq} , son los coeficientes de empuje pasivo de las componentes del empuje debidas a γ , c y q .

El equilibrio horizontal de la cuña AOA' está asegurado por razones de simetría. Tomando componentes verticales de las fuerzas, el equilibrio vertical daría;

$$Q + W = 2P_p \cos(\psi + \phi) + c B \tan \phi$$

W es el peso de la cuña que se puede expresar como:

$$W = \gamma \frac{B^2}{4} \tan \psi$$

La capacidad portante ultima, q_0 , se considera como una presión media ultima bajo la cimentaciones: $q_0 = Q/B$, aclarando que se define como una simple presión media, sin hacer hipótesis alguna respecto a la distribución de esfuerzos en el plano de cimentación, lo que constituye un tema aparte. Reemplazando en la ecuación y despejando q_0 , se obtiene.

$$q_0 = \frac{1}{B} \left[2P_p \cos(\psi + \phi) + B c \tan \psi - \gamma \frac{B^2}{4} \tan \psi \right]$$

Reemplazando P_p , se obtiene después de ordenar términos:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} \left[\tan \psi \left(\frac{k_{py} \cos(\psi - \phi)}{2 \cos \phi \cos \psi} - \frac{1}{2} \right) \right] + c \left(\frac{k_{pc} \cos(\psi - \phi)}{\cos \phi \cos \psi} + \tan \psi \right) + q \left(\frac{k_{pq} \cos(\psi + \phi)}{\cos \phi \cos \psi} \right)$$

Un análisis de la anterior ecuación, indica que la capacidad portante última depende del ancho B del cimiento, del peso unitario γ del suelo, de la resistencia al corte del suelo representada por los parámetros c y ϕ , y de la presión de sobrecarga q . como los términos entre paréntesis únicamente función de ϕ , se puede escribir la capacidad portante última en la forma.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$

Donde N_γ , N_c , y N_q , son los denominados *factores de capacidad portante*, que obviamente son adimensionales por depender exclusivamente de ϕ y ψ . Es posible determinar la capacidad portante última, tanto en función de esfuerzos totales como de esfuerzos efectivos. Se han propuesto numerosas soluciones para determinar los factores de capacidad portante ; sin embargo, se ha conservado la estructura básica de la ecuación que se conoce con el nombre de ecuación general de capacidad portante. Es natural el interrogante sobre el valor de ψ conviene elegir para determinar los factores de capacidad portante. Con base en una expresión adimensional de la ecuación general de capacidad portante, se puede buscar el mínimo en forma independiente para cada uno de los factores. Los correspondientes a N_q y N_c se

alcanzan para un valor crítico; $\psi = \pi/2 + \phi/2$. Para N_q el valor crítico y crece desde algunos grados hasta aproximadamente 50° , donde ϕ varía entre 20° y 40° . Una relación muy aproximada es $\psi = 1,2 \phi$.

Los valores correctos de los tres factores de capacidad portante corresponden a los mínimos determinados para cada valor de ϕ . La búsqueda de una superficie crítica única de falla, que involucre simultáneamente el peso unitario. La cohesión y la sobrecarga, conduce a un sistema indeterminado de ecuaciones. Para encontrar soluciones, Terzaghi propuso considerar separadamente la contribución de los parámetros responsables de la capacidad portante, de la siguiente manera.

- (1) Peso unitario γ del suelo, con presión nula de sobrecarga.
- (2) Componente cohesiva, c , de la resistencia al corte, con peso unitario γ , y sobre carga q , nulos.
- (3) Sobrecarga q en la superficie del suelo, con peso unitario γ , igual a cero.

Terzaghi (1943) supuso que el ángulo $\psi = \phi$, por lo tanto la ecuación toma la siguiente forma.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} \left[\frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{k_{p\gamma}}{(\cos \phi)^2} - 1 \right) \right] + c \left(\frac{k_{pc}}{(\cos \phi)^2} + \tan \phi \right) + q \left(\frac{k_{pq}}{(\cos \phi)^2} \right)$$

Terzaghi dedujo analíticamente las expresiones para N_q y N_c extendiendo una solución debida a Prandtl:

$$N_q = \frac{e^{(3\frac{\pi}{2} - \phi) \tan \phi}}{2 (\cos(45^\circ + \phi/2))^2}$$

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

La expresión para N_q de Terzaghi ha sido revisada con fundamento en conceptos de estados límites en la teoría plástica de los suelos, por medio de los teoremas de cotas inferior y superior.

No se ha encontrado solución analítica para N_γ , por lo tanto se requiere determinar para cada valor de ϕ la presión pasiva por medio de un método de tanteos como el de la espiral logarítmica, con base en un mecanismo de falla en que se considera el suelo con peso unitario γ y con presión de sobrecarga y cohesión nulas. Luego se reemplaza en una expresión para N_γ deducida del equilibrio de la cuña.

Terzagui propuso ajustes empíricos para los parámetros de resistencia al corte, con el fin de cubrir el caso de falla local de corte en el modo de falla portante del cimiento. Deben usarse los parámetros c_1 y ϕ_1 , los factores de capacidad portante son los correspondientes a ϕ_1 . Los parámetros valen:

$$c_1 = \frac{2}{3} c$$

Además;

$$\phi_1 = \left(\tan \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \right)^{-1}$$

Terzaghi también propuso factores de forma para extender empíricamente las soluciones obtenidas para la condición bidimensional de esfuerzos, cimientos en faja continua, a casos tridimensionales de cimientos cuadrados y circulares. Para un cimiento cuadrado de lado B, la capacidad portante última será;

$$q_0 = 0,4 \gamma B N_\gamma + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

Y para un cimiento circular de diámetro B.

$$q_0 = 0,3 \gamma B N_\gamma + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

Para cimientos rectangulares de dimensiones BxL, se puede usar una interpolación lineal entre los valores de cimientos en faja continua (B/L=0) y los de cimientos cuadrados (B/L=1). Se obtiene la siguiente ecuación.

$$q_0 = \frac{1}{2} \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_\gamma + \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) c N_c + \gamma D N_q$$

3.2. Soluciones de Cotas Superior e Inferior.

La complejidad del comportamiento real de los sistemas fundación – suelo, no ha permitido en la práctica encontrar soluciones rigurosas al problema de la capacidad portante de las fundaciones. En la búsqueda de respuestas se ha acudido a soluciones aproximadas que requieren hacer suposiciones respecto a la forma y disposición de las superficies de deslizamiento (mecanismo de falla). Es claro que para un problema dado es posible encontrar más de una superficie de deslizamiento razonable, lo que significa que surgiría más de una respuesta.

Lo anterior explica el gran número de soluciones alternativas que es habitual consultar en la literatura; por ejemplo, además de las conocidas soluciones clásicas de Terzaghi y Meyerhof (1962), se encuentran entre otras las soluciones de capacidad portante de Balla (1962) para cimientos superficiales en arena, y la de Berezantzev (1961) para pilotes.

Por razón de que todas estas soluciones parten de las que aparecen como suposiciones razonables, no existen motivos a priori para preferir una solución respecto a otra, como no sean preferencias personales o regionales, o validaciones empíricas. A veces es difícil seleccionar suposiciones “razonables” respecto a la superficie de deslizamiento. Cuando se está enfrentando a una amplia variedad de posibilidades, se vuelve muy útil enfocar un cambio de enfoque y establecer funciones límites de la solución en lugar de indagar la respuesta “correcta”. Se sabe entonces que la respuesta correcta está comprendida entre tales límites, que se conocen como *soluciones de cotas superior e inferior*.

Para obtener las soluciones de cotas superior e inferior, se hace uso de dos importantes teoremas de la teoría de la plasticidad, que se pueden formular en forma compacta como sigue.

- (a) Si existe un estado estáticamente admisible y seguro de esfuerzos para una condición de carga dada, no se presentara la falla bajo estas cargas.
- (b) Si se puede encontrar un estado cinemáticamente admisible de falla bajo cualquier condición de carga, la falla debe ser inminente o ya ha ocurrido.

Un *estado estáticamente admisible* y seguro es aquel en la cual la distribución de esfuerzos satisface las condiciones de equilibrio bajo las cargas dadas. Así; de acuerdo con el primer teorema, la falla no ocurre en tanto se pueda hallar un estado de esfuerzos que satisfaga la condición de equilibrio y no se excedan los esfuerzos de fluencia en ningún punto. Muchas de las soluciones corrientes conocidas, basadas en estados de equilibrio plástico o equilibrio límite, satisfacen las condiciones de este *teorema de cota inferior* y constituyen soluciones posiblemente conservadoras.

En un *estado cinemáticamente admisible*, la velocidad de desplazamiento es tal que la tasa de trabajo realizado por las cargas y fuerzas másicas es igual a la tasa de energía disipada por los esfuerzos. Así no obstante que la deformación admitida puede ser incorrecta, se puede estar seguro de que las fuerzas que se suponen aplicadas constituyen *una cota superior* que no podrá ser sobrepasada por las verdaderas fuerzas capaces de producir la rotura del suelo.

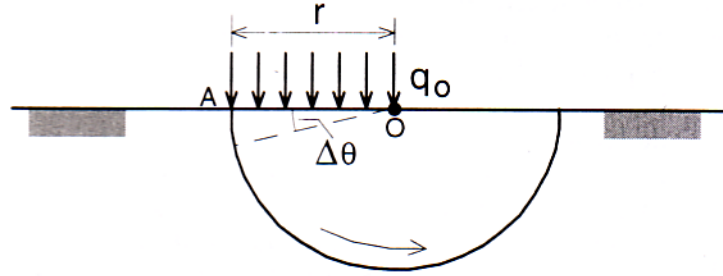
Un enfoque como el tratado configura los llamados *métodos de estado límite*, mediante los cuales es posible imaginar métodos alternativos basados en cada uno de los teoremas de las cotas superior e inferior. Si los métodos han sido adecuadamente elegidos (lo que exige que la elección se haga por analogía con casos exitosos o por la observación de la realidad del problema), el intervalo entre las cotas será pequeño y la aproximación obtenida será satisfactoria y, en general, mejor que la obtenida a partir del conocimiento del terreno. Si ambos métodos condujesen al mismo resultado, se habría encontrado una solución exacta.

3.2.1. Solución de Cota Superior para Presión última de Área en faja sobre suelo Cohesivo Puro.

(a) Mecanismo cilíndrico simple.

Se aplica el teorema de la cota superior la determinación de la presión de hundimiento de un área en faja uniformemente cargada, de largo infinito, cimentada sobre la superficie horizontal de un medio homogéneo de material puramente cohesivo, sin peso. El mecanismo supuesto de rotura es el de falla a lo largo de una superficie cilíndrica de radio r , tal como lo muestra la figura siguiente.

Figura 3.5. Mecanismo cilíndrico de falla.



Se soluciona el problema para un ancho unitario típico. La aplicación del teorema de cota superior consiste en igualar el trabajo realizado por la fuerza externa, W_e , al trabajo disipado en la superficie de rotura, W_d donde la cohesión es “c”.

Se calcula el trabajo externo por giro $\Delta\theta$, en radianes, con centro en el punto O, así.

Fuerza externa = $q_0 r$; aplicada al centro de la longitud r .

Desplazamiento en el centro de r : $(r/2) \Delta\theta$.

Trabajo externo (fuerza x desplazamiento):

$$W_e = q_0 r (r/2) \Delta\theta = \left(\frac{q_0 r^2}{2} \right) \Delta\theta \quad (3.23)$$

El trabajo disipado en la superficie de rotura se calcula como sigue:

Desplazamiento tangencial en superficie de rotura: $\Delta u_t = r \Delta\theta$

Diferencial de superficie, sobre la superficie de rotura: $dS = r d\theta$

Diferencial de trabajo sobre superficie de rotura: $dW_d = \Delta u_t c dS$

Reemplazando:

$$dW_d = cr \Delta\theta (r d\theta) = cr^2 \Delta\theta d\theta$$

Por integración se obtiene.

$$W_d = cr^2 \Delta\theta \int_0^\pi d\theta = cr^2 \Delta\theta \pi \quad (3.24)$$

Igualando (3.23) con (3.24).

$$\frac{q_0 r^2}{2} \Delta\theta = cr^2 \Delta\theta \pi \quad \text{Por lo tanto.} \quad q_0 = 2\pi c$$

Como se trata de una cota superior es mejor escribir: $q_0 \leq 2\pi c$

Fellenius investigó un mecanismo óptimo de rotura rotacional y obtuvo:

$$q_0 \leq 5.53 c$$

(b) Mecanismo de Prandtl.

Como se verá más adelante, la solución de cota inferior para el presente problema, usando el mecanismo de Prandtl, es.

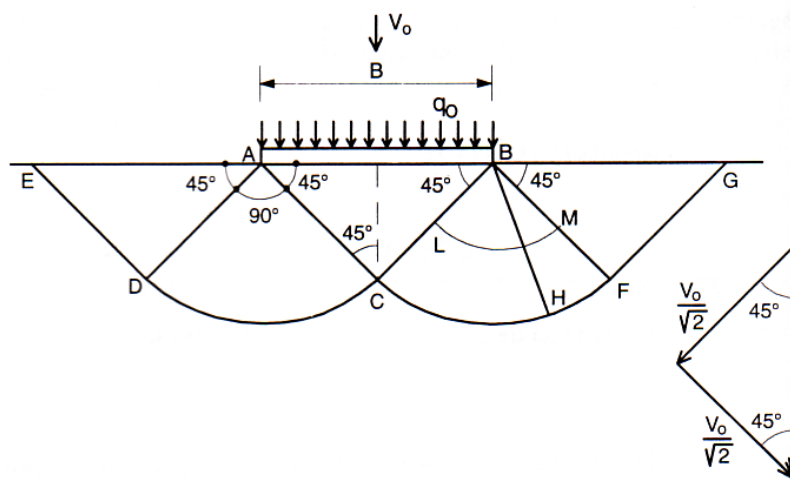
$$q_0 \geq (2 + \pi)c$$

Si se considera la solución de cota superior de Fellenius, reseñada atrás, la solución correcta queda acotada como sigue:

$$(2 + \pi)c \leq q_0 \leq 5.53 c$$

Dado que la diferencia entre cotas superior e inferior es de consideración, puede investigarse una nueva solución de cota superior, esta vez usando el mecanismo de Prandtl, según la figura siguiente. Similarmente a la solución estudiada atrás, se aplica el teorema de la cota superior a la determinación de la presión de hundimiento de un área o faja, uniformemente cargada y de largo infinito, cimentada sobre la superficie horizontal de un medio homogéneo de material puramente cohesivo, sin peso.

Figura 3.6. Mecanismo cinemático de Prandtl para un cimiento largo.



Se soluciona el problema para un ancho unitario típico. Liam Finn (1967) ofrece una solución que consiste en igualar la tasa de trabajo, E_{AB} , realizado por la fuerza externa, a la energía disipada de la superficie de deslizamiento donde la cohesión es “c”, que presenta varios componentes. Se supone que el cimiento se mueve hacia abajo con velocidad V_0 . Como las zonas de corte son simétricas, solo se soluciona la mitad.

Tasa de trabajo externo, a través de AB:

$$E_{AB} = q_0 \frac{B}{2} V_0 \quad (3.25)$$

Energía disipada en AC:

La componente de la velocidad, V_0 , paralela a AC es igual a $\frac{V_0}{\sqrt{2}}$, La energía vale:

$$D_{AC} = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (3.26)$$

Energía disipada en CF: corresponde a la energía disipada sobre un arco de círculo que, como puede demostrarse fácilmente, vale

$$cVR(\theta_2 - \theta_1)$$

Como: $(\theta_2 - \theta_1) = \pi/2$, se tiene.

$$D_{CF} = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2}$$

Energía disipada en la zona de corte radial BCF que, como puede demostrarse, vale

$$D_{BCF} = cVR(\theta_2 - \theta_1)$$

$$D_{BCF} = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2} \quad (3.28)$$

Energía disipada en FG: la componente de la velocidad, V_0 , paralela a FG es igual a:

$$\frac{V_0}{\sqrt{2}}$$

La energía vale

$$D_{FG} = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (3.29)$$

Igualando, tasa de trabajo externo a energía disipada:

$$E_{AB} = D_{AC} + D_{CF} + D_{BCF} + D_{FG}$$

$$q_0 \frac{B}{2} V_0 = c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}} \frac{\pi}{2} + c \frac{V_0}{\sqrt{2}} \frac{B}{\sqrt{2}}$$

Simplificando, y despejando q_0 : $q_0 = c(2 + \pi) = 5.14 c$

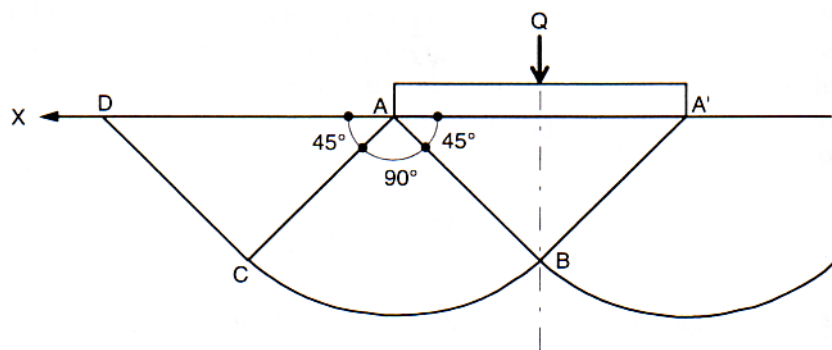
Como se trata de una cota superior, es mejor escribir: $q_0 \leq (2 + \pi)c$

3.2.2. Solución de Cota Inferior para Presión última de Área en faja sobre suelo Cohesivo Puro. Mecanismo de Prandtl.

En la teoría rigurosa de equilibrio plástico aplicada a problemas de mecánica de suelos, cuando las direcciones de los ejes principales cambian de punto a punto bajo un área cargada, las superficies de deslizamiento son curvas. Se requiere entonces plantear en forma diferencial las condiciones de equilibrio estático, conjuntamente con expresiones de los esfuerzos para condición de falla, y la compatibilidad con las condiciones de contorno.

Wu(1966), a partir de las ecuaciones diferenciales de equilibrio para estado plano de esfuerzos y las ecuaciones en la condición de falla, solucionó el problema de la determinación de la presión límite de un área flexible de largo infinito, uniformemente cargada, cimentada sobre un medio homogéneo de material puramente cohesivo, sin peso. Esta solución corresponde a una aplicación del teorema de la cota inferior.

Figura 3.7. Mecanismo de Prandtl, arcos de círculo.



Para este caso las superficies de deslizamiento son arcos circulares según la anterior figura. Este mecanismo de falla corresponde la de Prandtl. Wu(1966) dedujo una expresión de las conocidas como ecuaciones de Kotter, de la forma:

$$\frac{\partial}{\partial S_a} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) + 2c \frac{\partial \theta}{\partial S_a} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial S_b} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) + 2c \frac{\partial \theta}{\partial S_b} = 0$$

La solución de este sistema de ecuaciones diferenciales (ver WU 1966), permite obtener:

$$\sigma_1 = (2 + \pi)c$$

Como AA' es el plano principal mayor, σ_1 es igual a la presión q_0 que actúa sobre el área cargada; entonces,

$$q_0 = \sigma_1 = (2 + \pi)c$$

Dado que se trata de una cota inferior, es mejor escribir:

$$\boxed{q_0 \geq (2 + \pi)c}$$

3.2.3. Solución de Cota Superior para Presión última de área en faja sobre suelo Cohesivo y Friccionante. Mecanismo de Prandtl.

Liam Finn (1967), presenta un análisis cinemático de cota superior para determinar la presión última, q_0 , de un área en faja, uniformemente cargada y de largo infinito, cimentada sobre la superficie horizontal de un medio homogéneo de material con cohesión y fricción ($c-\phi$), sin peso. La sobrecarga en superficie es nula.

Se resuelve el problema para un ancho unitario típico. Igualando las tasas externas e internas de energía para la mitad del mecanismo y despejando q_0 , se llega a la expresión.

$$q_0 = \frac{c}{\tan \phi} \left[e^{\pi \tan \phi} (\tan(45 + \phi/2))^2 - 1 \right] \quad (3.35)$$

Si se considera la ecuación de capacidad portante última, para $q=0$:

$$q_0 = cN_c$$

Por comparación de ecuaciones resulta:

$$N_c = \frac{1}{\tan \phi} [e^{\pi \tan \phi} (\tan(45 + \phi/2))^2 - 1] \quad (3.36)$$

Por aplicación del teorema de los estados correspondientes de Caquot,

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

Por comparación de ecuaciones, se obtiene.

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

3.2.4. Valor de N_c para suelo puramente Cohesivo. ($\phi=0$).

En condiciones de corte no drenado, común en muchos problemas de fundación, los suelos cohesivos se comportan como si su ángulo de resistencia al corte ϕ fuera cero.

$$N_c = \frac{1}{\tan \phi} [e^{\pi \tan \phi} (\tan(45 + \phi/2))^2 - 1] \quad (3.39)$$

Si ϕ se hace tender a cero, la expresión anterior tiende a 0/0, lo que constituye una indeterminación. Para levantarla se puede aplicar la regla de L' Hopital, que consiste en derivar numerador y denominador al aplicarla y tomar límites, se obtiene.

$$N_c = 2 + \pi$$

Asumiendo un mecanismo circular de falla para un suelo puramente cohesivo, mediante la aplicación de los teoremas de cotas superior e inferior, se había obtenido:

$$q_0 = c(2 + \pi) = cN_c$$

Lo que constituye una verificación de las expresiones analizadas.

3.3. Incidencia de la Profundidad de cimentación en suelos Cohesivos. Teoría de Skempton.

El método de Terzaghi (1943) propone un mecanismo de falla idealizado, en el que se supone que el suelo por encima del nivel de fundación actúa exclusivamente como una sobrecarga vertical y se ignora la incidencia de superficies de deslizamiento entre el plano de fundación y la superficie del terreno. En un cimiento en faja continua de

ancho B, sobre arcillas saturadas bajo condiciones de corte no drenado, el suelo se comporta como si ϕ fuera nulo. Si además, se considera fundado a una profundidad D, la capacidad portante última se reduce a:

$$q_0 = cN_c + \gamma D$$

El valor de N_c adoptado con base en análisis límite es de 5.14. la ecuación también muestra que la capacidad portante es independiente del ancho del cimiento. Resulta, entonces, que la capacidad portante es notablemente pobre comparada con la de los suelos granulares. Se aprecia que no conviene ignorar la parte de superficie de falla por encima del nivel de fundación, dado que mas área de superficie de falla debe corresponder a mayores valores de N_c , Skempton (1951) realizo análisis teóricos y experiencias para cuantificar estos mayores valores de N_c . Encontró que N_c crece al aumentar D hasta alcanzar un valor límite para una relación D/B del orden de 4, así.

$$\text{Cimiento de faja: } (L/B = \infty) \quad 5.14 \leq N_c \leq 7.5$$

$$\text{Cimiento cuadrado o circular:} \quad 6.2 \leq N_c \leq 9.0$$

Se puede utilizar la siguiente ecuación de regresión para evaluar N_c .

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \frac{D}{B} \right] \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \quad \text{para } \frac{D}{B} \leq 2.5 \quad (3.41)$$

No debe perderse de vista que N_c lleva involucrado un factor de forma.

3.4. Situación actual de la predicción teórica de la carga última de fundaciones superficiales.

La capacidad de predicción teórica, para obtener soluciones generales del problema de la carga última de cimentaciones superficiales, está limitada en la actualidad a suelos relativamente incompresibles o al modo de falla general de corte. Corresponde a soluciones como lo indica la teoría clásica de la capacidad portante.

Para suelos sin peso ($\gamma=0$), Prandtl y Reissner han encontrado que:

$$q_0 = cN_c + qN_q \quad (4.32)$$

Para los factores de capacidad portante han expuesto las expresiones.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} (\tan(45 + \phi/2))^2 \quad (3.43)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad (3.44)$$

Como se ha visto las expresiones anteriores se han calificado como exactas desde el punto de vista del concepto de estados límites en la teoría de la plasticidad, y de las hipótesis de partida. Es decir que en este caso las soluciones de cotas superior e inferior aplicadas al mecanismo de Prandtl conducen al mismo resultado. Chen (1975) usando análisis límite, ha llegado a expresiones idénticas y conceptúa que son generalmente aceptadas como las soluciones correctas o exactas.

Para suelos sin cohesión y sin sobrecarga ($c=0$; $q=0$) se han encontrado que:

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (3.45)$$

No se conocen soluciones analíticas cerradas para el factor adimensional de capacidad portante, N_γ ; en consecuencia solo es evaluable en forma numérica. El ángulo ψ incide marcadamente en los valores de N_γ obtenidos de un análisis realizado por Caquot y Kerisel (1953) bajo la suposición de que $\psi=45+\phi/2$. Vesic (1970) ha demostrado que estos valores de N_γ se pueden aproximar con un error del lado de la seguridad (que no excede un 10% para $15^\circ < \phi < 45^\circ$ y no excede 5% para $20^\circ < \phi < 40^\circ$) por medio de la siguiente expresión analítica.

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.46)$$

Para todos los otros casos intermedios, en donde c , q y g , con diferentes de cero, por lo que se puede obtener las combinaciones.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$

Conocida como la ecuación de terzaghi (1943). Esta suposición no es estrictamente correcta; sin embargo, conduce a errores que están de lado de la seguridad y que no exceden (Vesic 1975) de un 17 a 20% para $30^\circ < \phi < 40^\circ$.

De todas las investigaciones se puede afirmar que todas las soluciones planteadas, no ofrecen muchas diferencias para los factores de N_c y N_q , mientras que para N_γ , las diferencias son muy grandes, provenientes en primer lugar de la marcada variación de N_γ con ψ . oscilan entre un tercio y el doble de los valores obtenidos en la ecuación (3.46).

La cuestión de los valores “correctos” de N_γ continúa hasta cierto punto sin resolver, a pesar del trabajo experimental intenso realizado en este aspecto. Una fuente de dificultad radica en la selección radical de un valor representativo del ángulo de resistencia al corte ϕ para los cálculos de capacidad portante. Vesic (1975) señala que un concepto aclaratorio de las diferencias es el hecho de que la falla cortante del suelo bajo el cimiento es un fenómeno de rotura progresiva a niveles variables de esfuerzo. Brinch Hansen (1970) propone una expresión de la forma.

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (3.48)$$

Chen (1991) propone la siguiente expresión:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{5} \right) \quad (3.49)$$

3.5. Profundidad y Forma de la Fundación, y Cargas Inclinadas y Excéntricas.

Terzaghi (1943) propuso incluye los factores de forma para extender empíricamente las soluciones obtenidas para la condición bidimensional de esfuerzos, cimientos en faja continua, a casos tridimensionales de cimientos cuadrados. Por interpolación lineal entre los casos del cimiento en faja y el cuadrado, es posible formular factores de forma para cimientos rectangulares, que corresponden a los términos entre paréntesis de la siguiente expresión.

$$q_0 = \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_\gamma + \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) c N_c + \gamma D N_q \quad (3.22)$$

Ella implica que el factor de forma correspondiente al término de sobrecarga (el tercero es igual a 1.0.

Skempton (1951), para el caso de fundaciones sobre arcillas saturadas en condición de corte drenado, que puede expresarse mediante la siguiente expresión.

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \frac{D}{B} \right] \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \quad \text{para } \frac{D}{B} \leq 2.5 \quad (3.41)$$

Los términos entre paréntesis se pueden interpretar, en orden, como un factor de profundidad y un factor de forma.

Para evaluar la capacidad portante de fundaciones sometidas a cargas inclinadas y excéntricas se acostumbra usar una ecuación de la siguiente forma.

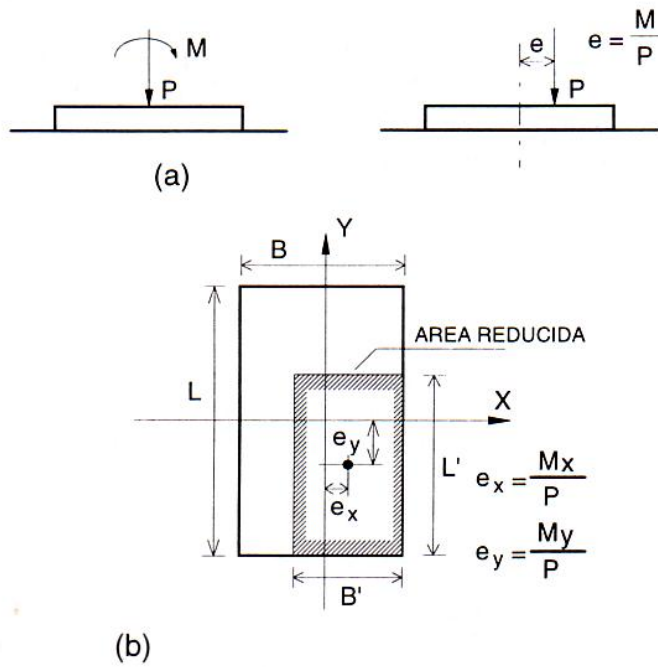
$$q_0 = \frac{Q_0}{B'L'} = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (3.53)$$

Donde:

$$L' = L - 2e_y \quad B' = B - 2e_x$$

Las excentricidades se miden de acuerdo a la siguiente grafica.

Figura 3.8. Área reducida de fundación para cargas excéntricas. (a) Equivalencia de cargas. (b) Área reducida.



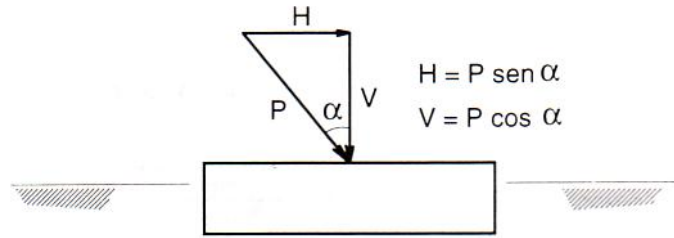


Figura 3.12 Carga inclinada sobre la fundación.

Figura. 3.9. Carga inclinada sobre la fundación.

Las tablas siguientes nos ayudan bastante para poder calcular los factores de profundidad, inclinación, y de forma.

Tabla 3.1: Factores de profundidad de fundación e inclinación de la carga según Meyerhof.

$q_0 = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$	
Para $D < B$	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{N_\phi} \frac{D}{B}$ $d_q = d_\gamma = 1.0 \quad \phi = 0^\circ$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{N_\phi} \frac{D}{B} \quad \phi > 10^\circ$
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2$ $i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$ $N_q = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)\right)^2$

Tabla 3.2: Factores de profundidad de fundación e inclinación de la carga según Brinch Hansen.

$q_0 = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$	
Para D<B	$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad (\phi = 0)$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad \phi > 0^\circ$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$ $d_\gamma = 1.0$
	$i_c = 1 - \frac{mH}{Ac(\pi + 2)} \quad (\phi = 0)$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi} \quad (\phi > 0)$
	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + Ac \cot \phi} \right]^m$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + Ac \cot \phi} \right]^{m+1}$ $m = m_L (\cos \theta_n)^2 + m_B (\sin \theta_n)^2$ $m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ θ_n = es la dirección proyectada de la fuerza en el plano de cimiento. Medida respecto a L

Tabla 3.3. : Factores de forma según Meyerhof y De Beer-Vesic.

$q_0 = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$	
Meyerhof (1963)	$s_c = 1 + 0.2 N_\phi \frac{B}{L}$ $s_q = s_\gamma = 1 \quad (\phi = 0)$ $s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi \frac{B}{L} \quad (\phi > 10)$ $N_\phi = \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$
De Beer (según Vesic, 1970): Para cimiento circular usar B/L=1	$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

3.6. Ensayo Normal de penetración, SPT.

El muestreo de suelos granulares con el toma muestras partido produce cambios intensos en su estructura original e imposibilita la correcta determinación de las propiedades físicas mediante pruebas de laboratorio. Para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo in-situ, al convertir el proceso de hincar la toma muestras en el terreno en un ensayo dinámico de penetración conocido como ensayo normal de penetración SPT.

Desde 1958 los procedimientos para su ejecución y los equipos usados fueron normalizados como la prueba ASTM D-1586. La denominación *ensayo normal de penetración* corresponde a la traducción de estándar penetración test, cuya sigla SPT se emplea de manera universal. El ensayo normal de penetración es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el numero N de golpes de un martillo con peso de 63.5 Kg (140 lb) y 762 mm (30 pulg) de altura de

caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado un toma muestras partido normal a una distancia de 305 mm (1 pie), en la figura 3.10. Puede apreciarse un corte esquemático del toma muestras cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm (1,45 pulgadas) de diámetro interior y 50.8 mm (2.0 pulg) de diámetro exterior.

Después de que el toma muestras toca el fondo, el martillo debe golpearlo a través de las barras hasta penetrarlo 150 mm (6 pulg); en ese momento se inicia propiamente el ensayo y es cuando el técnico debe contar el número N de golpes necesarios para avanzar los siguientes 305 mm (1.0 pie).

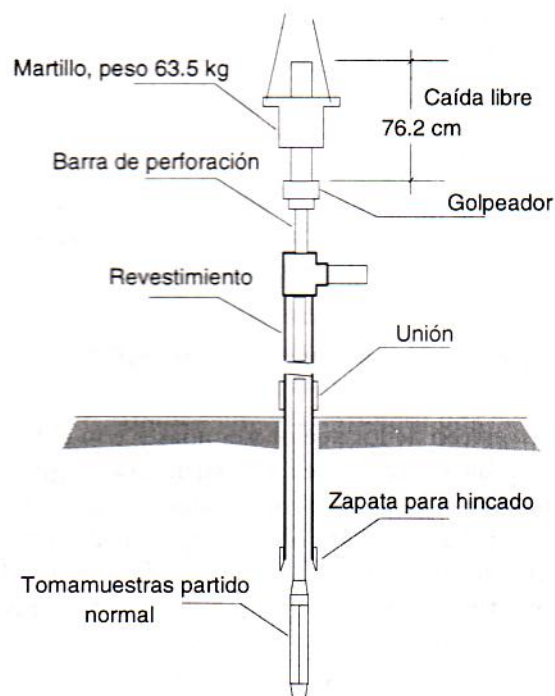


Figura 3.10. Disposición para la toma de muestra y ejecución del ensayo normal de penetración en una perforación por lavado.

No obstante la aparente simplicidad del ensayo, incontables experiencias documentadas indican una acentuada sensibilidad de los resultados a numerosos factores y variables involucrados en su ejecución.

Relación de energía del martillo.

Cuando se efectúa el proceso de golpear el martillo, la energía que se transmite por medio de las barras, no es la que en realidad la teoría lo solicita. En ese sentido estudios realizados por Schmertmann (1978), y Kovacs y Salomone (1982) fueron orientados a medir las variables que controlan la energía entregada al toma muestras.

El tipo de martillo debe considerarse en una relación de energías, así mismo la relación de energías ER o energía efectiva entregada por el denominado martillo de seguridad es del orden del 60% de la energía teórica de 475 J, valor basado en el producto de los valores normalizados: peso del martillo por la altura de caída.

Por ejemplo; el martillo macizo corto (donut), puede tener una relación de energía del orden de 45%. Entonces para el mismo suelo el martillo macizo corto requeriría mayor número de golpes, indicando así una resistencia mas alta. En varios países, donde se usan equipos con rendimiento similar al de seguridad, se ha propuesto como norma internacional una relación de energía del 60%. Sin embargo Bowles (1988) sugiere una relación de energía del 70% que es más compatible con las obtenidas en la práctica de los Estados Unidos de América

La expresión.

$$N_s = \frac{ER}{ER_s} N$$

Donde:

N_s =Numero de golpes por corregir.

N = Número de golpes obtenido en campo.

ER = Relación de energía propia del equipo que se utiliza.

ER_s =Relación de energía estándar (generalmente el 60%).

Sin embargo de acuerdo a diversas investigaciones se puede considerar la siguiente tabla como referencial, para adoptar la relación de energía ER_s .

ER_s (%)	Referencia.
50 – 55 (usar 55)	Schmertmann (según Robertson et al 1983)
60	Seed et al. (1985); Skempton (1986)
70 – 80 (usar 70)	Riggs (1986)

Tabla. 3.4. Relación de energía, Bowles (1988)

3.6.1. Suelos no Cohesivos.

Se han desarrollado formulas empíricas para corregir el valor de N registrado en el terreno, de acuerdo con las variaciones o influencia de algunos de los factores de divergencia.

Por decir, Gibbs y Holtz (1957), encontraron que las diferencias del peso de las capas super yacentes al nivel del ensayo, en los suelos no cohesivos, tienen incidencia en el valor de N, en el siguiente sentido: para dos suelos sin cohesión de la misma densidad, el de mayor presión de sobre capa presenta el mayor numero de golpes o valor de N. con base en estos resultados, propusieron modificar los valores registrados del ensayo de penetración cerca de la superficie del terreno, para incluir el efecto de la presión de sobre capa, considerando que el valor de N sin esta corrección tiende a ser demasiado pequeño.

Pero al no ser el único, se presenta a continuación una tabla de correlaciones

Tabla. 3.5. Correlaciones para corregir N en suelos no cohesivos.

Correlación para corregir	Fuente investigadora.
$N = N' \frac{35}{p' + 7}$ N'= Número de golpes registrado. p'= Presión efectiva de sobrecapa, igual a γh, < 28 t/m².	Gibbs Holtz 1975; propuesta para arenas secas al aire o húmedas.
$N' = 15 \frac{(N-15)}{2}$ N=Valor registrado de golpes >15	Terzagui y Peck (1967) Arena saturada muy fina o limosas.
$C_N = 0,77 \log_{10} \frac{20}{p'}$ C_N= Factor de corrección para N p'=Presión efectiva de sobre capa, siempre y cuando tenga un valor mayor o igual a 0,25 Kg/cm²	Peck, usa un factor de corrección para multiplicar por los valores de N de terreno.
$N_S = N C_N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$ $C_N = \left(\frac{p''}{p'} \right)^{1/2}$ C_N= Factor de corrección para N p''= Presión de sobre capa de referencia igual a 1.0 Kg/cm². p'= Presión de sobrecapa.	Bowles (1988), sintetiza información de los trabajos de Riggs (1986), propone que el numero de golpes del SPT normalizado N _s , se puede calcular al corregir el valor promedio N.

η_1=Relación de energía del martillo. $\eta_1 = ER/ER_S$. η_2=Corrección por longitud de barras. <table border="1"> <tr> <td>Longitud</td><td>>10 m</td><td>1.00</td></tr> <tr> <td></td><td>6 – 10</td><td>0.95</td></tr> <tr> <td></td><td>4 – 6</td><td>0.85</td></tr> <tr> <td></td><td>0 - 4</td><td>0.75</td></tr> </table> Criterio básico; N es muy alto si $L < 10$ m. η_3=Corrección por el toma muestras. <table border="1"> <tr> <td>Con</td><td>Sin revestimiento</td><td>1.00</td></tr> <tr> <td>revestimiento</td><td>Arena densa, arcilla</td><td>0.80</td></tr> <tr> <td></td><td>Arena suelta.</td><td>0.90</td></tr> </table> η_4=Corrección por diámetro de perforación. <table border="1"> <tr> <td>Diámetro</td><td>60-120 mm</td><td>1.00</td></tr> <tr> <td></td><td>150 mm</td><td>1.05</td></tr> <tr> <td></td><td>200 mm</td><td>1.15</td></tr> </table> Criterio: N es muy bajo si el diámetro de la perforación supera los diámetros usuales.			Longitud	>10 m	1.00		6 – 10	0.95		4 – 6	0.85		0 - 4	0.75	Con	Sin revestimiento	1.00	revestimiento	Arena densa, arcilla	0.80		Arena suelta.	0.90	Diámetro	60-120 mm	1.00		150 mm	1.05		200 mm	1.15
Longitud	>10 m	1.00																														
	6 – 10	0.95																														
	4 – 6	0.85																														
	0 - 4	0.75																														
Con	Sin revestimiento	1.00																														
revestimiento	Arena densa, arcilla	0.80																														
	Arena suelta.	0.90																														
Diámetro	60-120 mm	1.00																														
	150 mm	1.05																														
	200 mm	1.15																														

Correlaciones de N con otros factores, tenemos.

Tabla 3.6. Terzagui y Peck (1967): Correlación de N, con la densidad relativa.

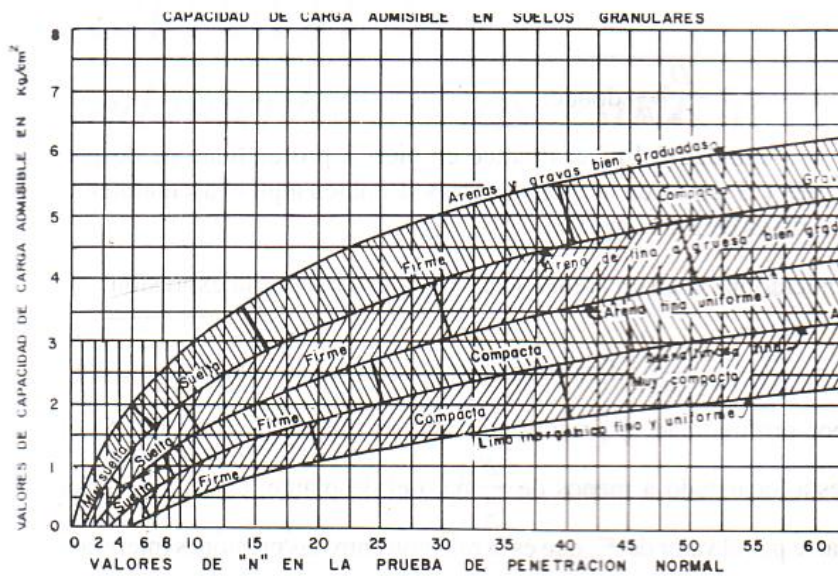
N ⁰ de golpes N	Densidad relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Mediana
30-50	Densa
Mayor que 50	Muy densa

Bowles (1988) propone la siguiente tabla de correlaciones empíricas entre N del SPT y otras propiedades de los suelos granulares. Estos factores deben aplicarse con precaución debido a los diversos factores In situ que afectan a N, Dr y f, tales como edad, cementación natural, humedad, angularidad de los granos, y a lo que puedan representar los términos fino, medio y grueso.

Tabla 3.7. Valores empíricos de ϕ , D_r y γ , relativos a N del SPT en suelos granulares normalmente consolidados y una profundidad de 6 metros.

Descripción	Muy suelta	Suelta	Mediana	Densa	Muy densa
Densidad relativa D_r	0-0.15	0.15-0.35	0.35-0.65	0.65-0.85	0.85-1.0
N_{70} SPT:					
Fino	1-2	3-6	7-15	16-30	≥ 31
Medio	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
Grueso	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ° ; Fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
Medio	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
Grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{hum} (kN/m ³)	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Figura.3.11. Valores presumibles de capacidad de carga; Propuesto por V.K. Houg



Nota: Si los suelos llegan a saturarse entonces multiplicar por 0.5.

3.6.2. Suelos cohesivos.

La obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número N de penetración estándar, como lo muestra la siguiente tabla.

Tabla. 3.8. Consistencia de arcillas y correlación aproximada al número de penetración estándar N

Numero estándar N	Consistencia	Resist. A compresión simple, q_u (kN/m^2)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez Media	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy Firme	200-400
>30	Dura	>400

Sin embargo las correlaciones para arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla bajo consideración.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar N y la resistencia cortante última no drenada de arcillas. Con base a resultados en pruebas triaxiales no drenadas llevadas a cabo en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que.

$$c_u = KN$$

Donde:

K = Constante entre $(3.5 - 6.5) \text{ kN/m}^2$

N = Número de penetración estándar obtenido en campo.

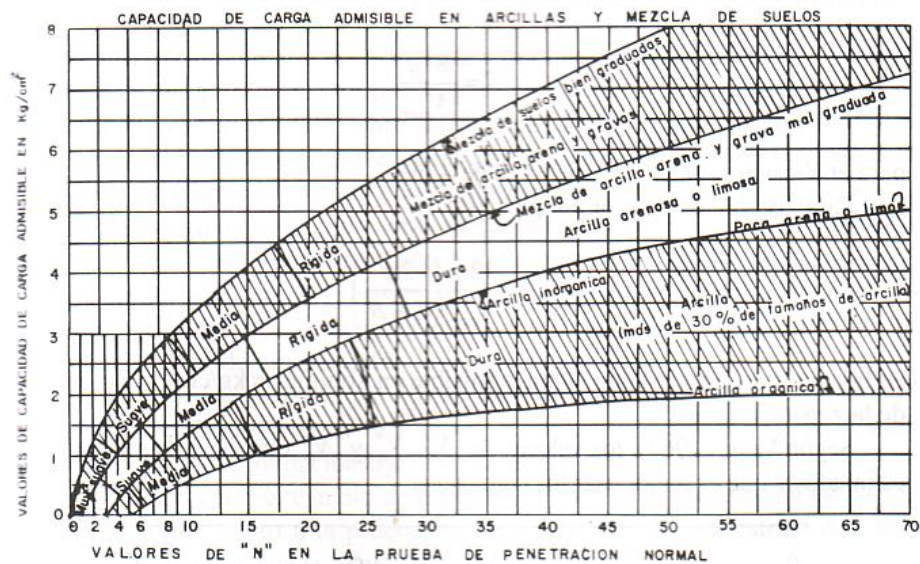
El valor promedio de K , es aproximadamente 4.4 kN/m^2 , Hara y otros (1971) también sugirieron que.

$$c_u(\text{kN/m}^2) = 29N^{0.72}$$

Tabla 3.9. Correlaciones empíricas para suelos cohesivos.

Correlación	Fuente investigadora.
$c_u = KN$	Stroud (1974), arcillas insensitivas no drenadas.
$c_u (kN/m^2) = 29 N^{0,72}$ Cu= Resistencia cortante no drenada.	Hara y otros (1971)
$OCR = 0,193 \left(\frac{N}{\sigma'_0} \right)^{0,689}$ OCR=Tasa de pre consolidación. σ'_0 = Esfuerzo efectivo vertical(MN/m ²)	Mayne y Kemper (1988); Tasa de pre consolidación correlacionada con el número de penetración estándar.

Figura.3.12. Valores presumibles de capacidad de carga; Propuesto por V.K. Houg, para suelos cohesivos



Nota: Si los suelos llegan a saturarse entonces multiplicar por 0.5.

CAPITULO IV

ANALISIS COMPARATIVO Y DISEÑO DE APLICACIÓN.

4.1. Descripción de la Zona.

4.7.1. General.

La zona de aplicación es una zona de más o menos dos hectáreas de superficie, y se encuentra ubicada en la ciudad de Tarija, zona de Miraflores, al sur oeste del centro o casco viejo. Se trata de una zona donde las urbanizaciones están estableciéndose, con los problemas característicos que conllevan estos procesos sociales.

La superficie tiene una inclinación de aproximadamente unos 2 grados respecto de la horizontal, esta se encuentra limitada por una calle rustica hacia el Este y por los otros lados cardinales se ubican depósitos de arcilla en forma de cárcavas conformando una cadena de cerros pequeños e irregulares.

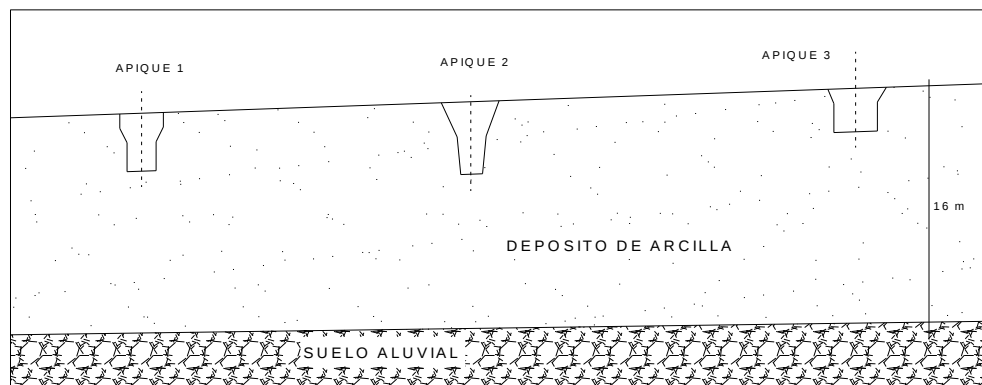
4.7.2. Perfil Geológico.

El factor fundamental de hacer un estudio en una zona donde se proyecta una urbanización, es que la misma se encuentra conformada por un depósito de suelo arcilloso preconsolidado, es decir que históricamente fue sometido en el pasado con esfuerzos mucho mayores que los que recibe en el presente.

La geología presentada en el lugar denota que se trata de un estrato por demás profundo de arcilla, se denota que es un depósito de aproximadamente unos 16 metros de espesor. Esta situación corresponde a pensar que el buscar suelos más estables – aluviales - para la fundación resulta muy costoso, y por la proyección de urbanización con viviendas unifamiliares, no corresponde la búsqueda de los aluviales.

En tal sentido el problema encontrado, es, si los equipos usualmente utilizados como el SPT y el Cono holandés nos brindan la garantía necesaria en un resultado de Capacidad Portante para suelos cohesivos, que sea confiable pero a la vez optimo, es decir que no sea demasiado conservador, pero tampoco demasiado riesgoso.

Fig. : Perfil geológico de los estratos de la zona.



El perfil geológico, muestra solamente dos estratos, el superior un deposito de arcilla de espesor relevante y el segundo conformado por suelos aluviales cuya profundidad no se puede aproximar.

4.2. Criterios generales.

Como se trata de una zona que pertenece al radio urbano, y existen planes de urbanización, la misma debe estar sometida a un estudio detallado de suelos, sin embargo los objetivos de este proyecto, hacen surgir la necesidad de que se pueda establecer un detalle más específico de dicho estudio.

En tal sentido al proyectista constructor solo le interesa saber cuál es la capacidad portante del suelo, ya que en esta zona encuentra solamente arcilla y por ende los problemas de siempre cuando encontramos estos suelos. Eso es lo que se pretende en este trabajo, y por la alta incertidumbre sobre qué valor se tiene que adoptar es que se

tiene que realizar trabajos más especiales y completos, de tal forma se pueda hacer una comparación adecuada y poder aceptar cual es el valor más idóneo para su construcción.

Como se trata de una propiedad privada de aproximadamente 4 ha, no se puede realizar un sondeo de muchos pozos y a diferentes profundidades, por lo que se tiene que considerar lo siguiente.

- ✓ La forma de excavación será a cielo abierto ya que esta investigación trata de estudios de suelos destinados a cimentaciones superficiales.
- ✓ Se realizara un sondeo de tres al Bolillo, en una línea diagonal con dos puntos extremos y uno central.
- ✓ Lo anterior induce a pensar en tres pozos de sondeo, a los cuales llamaremos apiques por ser estos a diferentes profundidades y con ensayos variados.
- ✓ Cada apique puede tener varias muestras, se establece en este trabajo que cada apique por lo menos tenga dos muestras a diferentes profundidades.
- ✓ Por cada muestra se tiene que elaborar ensayos que se requieren en las teorías de capacidad portante clásicas.
- ✓ Por cada nivel de muestreo se tiene que elaborar trabajos de capacidad portante In situ, como ser el SPT y el Cono holandés.
- ✓ Se procesaran todos los ensayos básicos complementarios de laboratorio, para obtener una clasificación de suelos y propiedades de plasticidad.
- ✓ Se realizaran ensayos en el laboratorio, que permitan obtener algunos parámetros, como ser la cohesión y las densidades características en los diferentes estados de compactación que tienen las arcillas.
- ✓ Se calcularan parámetros básicos que servirán de indicadores que orienten al procesamiento de los datos para el cálculo de la capacidad portante.
- ✓ Se procesaran datos en una sola planilla, combinando los métodos teóricos y directos, con sus gráficos estadísticos que permitirán establecer rangos de aplicación confiables y sobre todo óptimos.

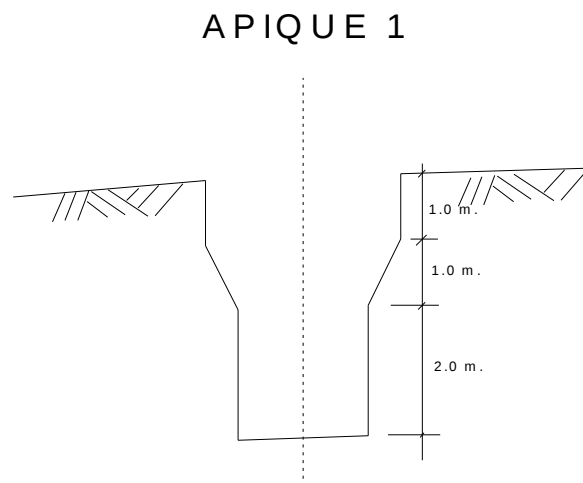
4.3. Caracterización geotécnica de la zona.

La caracterización geotécnica de la zona esta resumida en la planilla resumen de todos los ensayos realizados para este trabajo de investigación, los respaldos de estos resultados se los puede encontrar en los anexos.

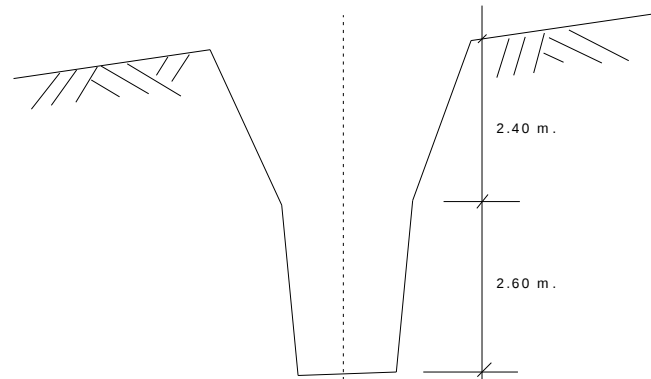
Todos los ensayos se realizaron en los apiques, debido a que se necesitaba una comparación de diferentes métodos, por lo tanto de acuerdo a los criterios establecidos, se obtuvieron tres apiques, los cuales tiene su numeración de acuerdo al detalle gráfico de apiques mostrado más adelante.

En los apiques se puede observar que existe diferentes niveles, de profundidad, esto debido a que mientras se realizaba la excavación se procedía a los ensayos de SPT, cono holandés, densidad In situ entre otros, luego el proceso de datos en gabinete y los ensayos complementarios de laboratorio de suelos.

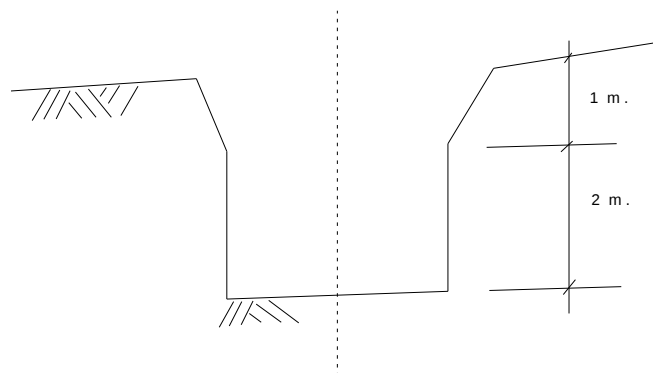
Fig. : Detalle gráfico de los apiques.



APIQUE 2



APIQUE 3





UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Tabla4.1: RESUMEN TECNICO DEL ESTUDIO DE SUELOS.

AP	MUESTRA		GRANULOMETRIA			LIMITES		CLASIF.			HIDROM.		DENSIDADES			HUMEDAD			CORTE		SPT		CONO HOL	
	Nº	Prof. m	N10 %	N40 %	N200 %	LL %	IP %	AASHTO		SUCS SIMB	LIMO %	ARC %	Max. g/cm ³	Isitu g/cm ³	suelta g/cm ³	Cho %	Isitu %	suelta %	c kN/m ²	ϕ °	N	σ_{ADM} kg/cm ²	N	σ_{ADM} kg/cm ²
								SIMB	IG															
1	1.1	1	100	94,7	90,7	49,1	13,9	A-7-5	17	CL	45	55	1,84	1,68	1,39	14,3	7,96	8,27			5	0,45	54	0,73
	1.2	2	100	94,3	91,0	50,7	14,5	A-7-5	18	CH	45	55	1,83	1,72	1,39	13,4	7,55	8,27	26,5	0	6	0,5	66	0,89
	1.3	4	100	92,0	87,8	53,2	15,6	A-7-5	18	CH	45	55	1,83	1,74	1,39	13,4	5,10	8,27	26,5	0	8	1,03	103	1,40
2	2.1	2,4	100	94,7	89,7	50,9	14,3	A-7-5	17	CH	45	55	1,91	1,63	1,29	16,0	6,10	8,56	27,5	0	5	0,45	43	0,58
	2.2	5	100	92,7	88,4	56,1	17,3	A-7-5	20	CH	45	55	1,91	1,66	1,29	16,0	6,65	8,56	27,5	0	8	1,05	94	1,27
3	3.1	1	100	94,8	91,5	50	16,4	A-7-5	19	CH	45	55	1,91	1,65	1,3	13,5	6,05	8,85	29,4	0	4	0,35	61	0,83
	3.2	3	100	94,8	91,5	56,8	14,3	A-7-5	20,0	CH	45	55	1,9	1,7	1,3	13,5	6,4	8,9	29,4	0	8	1,05	76	1,03

4.4. Análisis básico por parámetros de plasticidad, humedad natural y porcentaje de arcilla.

Los parámetros de plasticidad humedad natural son además de importantes para que puedan ayudarnos a calcular otros parámetros que nos interesan ya que nos orientar a identificar características de las arcillas que no son observadas a simple.

Para determinar todos estos parámetros es necesario hacer algunos cálculos previos aprovechando la planilla resumen de ensayos, podemos clasificar los resultados apropiados o exigidos por estos cálculos y tenemos.

4.4.1. Consistencia Relativa.

La consistencia relativa es un factor que nos ayuda a definir si la arcilla es trabajable cuando se manipula con operaciones de escarificación y se brinda por la siguiente expresión.

$$CR = \frac{LL - w_n}{IP}$$

LL = Límite Líquido (%).

IP = Índice de plasticidad (%).

w_n = Humedad natural (%) “de la densidad In situ”

Si;

$CR < 0$; Consistencia inestable

$0 < CR < 0,25$; Consistencia muy suave.

$0,25 < CR < 0,50$; Consistencia media.

$CR > 1,0$; Consistencia rígida.

Para tal calculo es necesario recurrir a la planilla resumen de los datos y ensayos realizados para el presente estudio. Fue muy importante el haber extraído las densidades In Situ, debido a que en el mismo proceso se encuentra la humedad natural que es fundamental en este cálculo.

Tabla4.2: Consistencia relativa en valor cuantitativo y cualitativo.

APIQ	MUESTRA		LIMITES		In Situ		HIDR. %ARC	C.R.	Consistencia
	Nº	Prof. m	LL %	IP %	Dens. g/cm ³	wNat. %			
1	1.1	1	49,07	13,9	1,68	7,96	55	2,96	Rígida.
	1.2	2	50,72	14,48	1,72	7,55	55	2,98	Rígida.
	1.3	4	53,18	15,56	1,74	5,10	55	3,09	Rígida.
2	2.1	2,4	50,95	14,32	1,63	6,10	55	3,13	Rígida.
	2.2	5	56,11	17,3	1,66	6,65	55	2,86	Rígida.
3	3.1	1	50,04	16,43	1,65	6,05	55	2,68	Rígida.
	3.2	3	56,81	14,32	1,70	6,42	55	3,52	Rígida.

Se establece que la consistencia relativa calculada brinda valores altos, lo que implica que el suelo tiene consistencia rígida, es decir no presentará problemas durante el manipuleo cuando se lo trabaje, además implica que para trabajar este suelo debe considerar el usar herramientas de escarificación muy firmes.

Estos valores no son tan usuales debido a que un suelo arcilloso firme, considera que pudo haber soportado grandes esfuerzos en el pasado, y que solamente restaría comprobar si estos fueron los máximos.

4.4.2. Índice de Liquidez.

El índice de liquidez nos cuenta la historia de los depósitos de arcilla es decir si esta ha sufrido esfuerzos más grandes que los actuales, o que los actuales son los máximos esfuerzos que está resistiendo. Se puede decir que si el depósito ha recibido mayores esfuerzos en el pasado, entonces la condición es que el suelo es preconsolidado. Por el contrario si el depósito recién está recibiendo máximos esfuerzos entonces la arcilla se denominara normalmente consolidada.

$$I_L = \frac{w_n - LP}{IP}$$

Donde:

I_L = Índice de liquidez

W_n = Humedad natural (densidad In situ)

LP = Límite plástico.

IP = Índice de Plasticidad.

Tabla4.3: Índice de liquidez con valor cuantitativo y cualitativo.

APIQ	MUESTRA		LIMITES		In Situ		HIDR.	IL	Consolidación
	Nº	Prof. m	LL %	IP %	Dens. g/cm ³	wNat. %	%ARC		
1	1.1	1	49,07	13,9	1,68	7,96	55	-1,96	Preconsolidado
	1.2	2	50,72	14,48	1,72	7,55	55	-1,98	Preconsolidado
	1.3	4	53,18	15,56	1,74	5,1	55	-2,09	Preconsolidado
2	2.1	2,4	50,95	14,32	1,63	6,1	55	-2,13	Preconsolidado
	2.2	5	56,11	17,3	1,66	6,65	55	-1,86	Preconsolidado
3	3.1	1	50,04	16,43	1,65	6,05	55	-1,68	Preconsolidado
	3.2	3	56,81	14,32	1,7	6,42	55	-2,52	Preconsolidado

Si;

$IL > 1$; suelo normalmente consolidado.

$IL < 1$; suelo preconsolidado.

El índice de liquidez, manifiesta números negativos, por lo que nos indica de manera directa que el depósito de arcilla del presente estudio ha recibido

esfuerzos mayores en el pasado, por lo que lo caracteriza como suelo preconsolidado.

Ya en el cálculo de la consistencia relativa, tuvimos un valor cualitativo de rígido, lo que nos orientaba a pensar que se trata de un suelo que pudo haber sufrido grandes esfuerzos en el pasado, pero que ahora comprobamos que fueron mayores de los actuales, por lo tanto la condición es de un depósito de arcilla preconsolidado.

4.4.3. Actividad de la Arcilla.

La actividad es un término que se aplica a las arcillas con propensión a padecer cambios de volumen en presencia de diferentes contenidos de humedad. A.W. Skempton ha propuesto el uso de un número de actividad (A).

$$A = \frac{IP}{\%part < 0,002 \text{ mm}}$$

A = Actividad de una arcilla.

%part<0,002 = Porcentaje de arcilla obtenido del hidrómetro.

Tabla4.4: Actividad de una arcilla con valor cuantitativo y cualitativo.

APIQ	MUESTRA		LIMITES		In Situ		HIDR. %ARC	Act.	Actividad
	Nº	Prof. m	LL %	IP %	Dens. g/cm ³	wNat. %			
1	1.1	1	49,07	13,9	1,68	7,96	55	0,25	Inactiva
	1.2	2	50,72	14,48	1,72	7,55	55	0,26	Inactiva
	1.3	4	53,18	15,56	1,74	5,1	55	0,28	Inactiva
2	2.1	2,4	50,95	14,32	1,63	6,1	55	0,26	Inactiva
	2.2	5	56,11	17,3	1,66	6,65	55	0,31	Inactiva
3	3.1	1	50,04	16,43	1,65	6,05	55	0,3	Inactiva
	3.2	3	56,81	14,32	1,7	6,42	55	0,26	Inactiva

Donde; $A < 0,5$ Arcilla relativamente inactiva, tipo caolinítico
 $0,5 < A < 1.0$ Actividad normal; tipo íltico.
 $A > 1,0$; Progresivamente más activas; Montmorillonítico

Se observa que la arcilla es relativamente inactiva, este valor se conlleva con los anteriores indicadores, que determinaron rigidez y preconsolidación, por lo tanto se podía esperar inactividad.

4.4.4. Análisis de compresión.

Debido a que la arcilla cuando es sometida a ciclos de saturación y secado, generalmente tiende al cambio de volumen, por lo que es necesario verificar el nivel de compresión de la misma.

La correlación propuesta por Terzaghi y Peck, se define de la siguiente manera.

$$I_c = 0.009(LL - 10)$$

I_c = Índice de compresión.

LL = Límite líquido.

Donde:

$0 < I_c < 0,19$; Compresión Baja.

$0,2 < I_c < 0,39$; Compresión media.

$I_c > 0,4$; Compresión Alta.

Tabla4.5: Índice de compresión; valor cuantitativo y cualitativo.

APIQ	MUESTRA		LIMITES		In Situ		HIDR. %ARC	IC.	Compresión
	Nº	Prof. m	LL %	IP %	Dens. g/cm ³	wNat. %			
1	1.1	1	49,07	13,9	1,68	7,96	55	0,35	Media
	1.2	2	50,72	14,48	1,72	7,55	55	0,37	Media
	1.3	4	53,18	15,56	1,74	5,1	55	0,39	Media
2	2.1	2,4	50,95	14,32	1,63	6,1	55	0,37	Media
	2.2	5	56,11	17,3	1,66	6,65	55	0,41	Alta
3	3.1	1	50,04	16,43	1,65	6,05	55	0,36	Media
	3.2	3	56,81	14,32	1,7	6,42	55	0,42	Alta

El índice de compresibilidad del depósito de arcilla se encuentra entre media a alta compresión.

4.5. Calculo de capacidad portante por diversas teorías.

4.5.1. Ecuación General.

Los resultados de acuerdo con la ecuación general, se refieren a los cuadros siguientes.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$
$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \cos \phi} = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

DONDE:

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2} \right)$$
$$N_c = 2 \left(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2} \right)$$
$$N_q = N_\phi^2$$

CALCULANDO FACTORES.

$$\phi = 0 \quad \text{por tanto} \quad N_\phi = 1$$

$$N_\gamma = 0 \quad N_c = 4 \quad N_q = 1$$

Completando los datos del suelo.

$$c = 26,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_d = 16,45 \text{ kN/m}^3 \text{ suelo seco.}$$

$$w = 7,96 \%$$

Como la densidad establecida se encuentra en estado seco, entonces se afecta con la humedad natural para poder obtener la densidad humedad in situ.

$$\gamma = 17,76 \text{ kN/m}^3 \quad \text{Asumimos base inicial } B = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad } D = 1,0 \text{ m}$$

Reemplazando valores obtenemos.

$q_0 = 123,7 \text{ kN/m}^2$	
------------------------------	--

Tabla 4.6: Planillas de cálculo por ecuación general.

4.6. (a) Con Base B=1.5 m

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad			CORTE		N ϕ	N γ	N _c	N _q	q ₀ kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º					
1	1.1	1	1,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	1,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	1,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	1,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	1,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	1,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	1,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (b) Con Base B=2.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		Nϕ	Nγ	Nc	Nq	q ₀
	Nº	Prof.D m		m	γ _d	w _n	γ	c					
					kN/m³	%	kN/m³	kN/m²					º
1	1.1	1	2,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	2,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	2,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	2,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	2,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	2,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	2,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (c) Con Base B=3.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		Nϕ	Nγ	Nc	Nq	q ₀
	Nº	Prof.D m		m	γ _d kN/m³	wn %	γ kN/m³	c kN/m²					
													kN/m²
1	1.1	1	3,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	3,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	3,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	3,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	3,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	3,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	3,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (d) Con Base B=4.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		Nϕ	Nγ	Nc	Nq	q ₀
	Nº	Prof.D m		m	γ _d	w _n	γ	c					
					kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²					º
1	1.1	1	4,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	4,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	4,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	4,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	4,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	4,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	4,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.5.2. Teoría Clásica de Terzaghi

Asumiendo valores geométricos para una zapata cuadrada tenemos lo siguiente.

Lado = L = 1,5 m

Base B = 1,5 m

Profundidad de fundación D = 1 m

Angulo de resistencia al corte

$\phi = 0$ w = 7,96 %

Cohesion no drenada

c = 26,49 kN/m²

Peso unitario

$\gamma_d = 16,45$ kN/m³ entonces $\gamma = 17,76$ kN/m³

La ecuacion de terzaghi, brinda los siguientes términos

$$q_0 = 0,4 \gamma B N_\gamma + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

Donde

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

$$N_c = 2 + \pi$$

Por ser suelo puramente cohesivo.

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

Utilizando estas ecuaciones

$$\begin{aligned} \phi_{\text{rad}} &= 0 & N_c &= 5,14 \\ N_q &= 1 & N_{\gamma} &= 0 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación principal, para la capacidad portante total

$$q_0 = 0,4 \gamma B N_{\gamma} + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

$$q_0 = 194,8 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 4.7: Planillas de cálculo por la Teoría Clásica de Terzaghi

4.7. (a) Con Base B = 1.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N _q	N _c	N _γ	q ₀
	Nº	Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	φ				
1	1.1	1	1,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	1,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	1,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	1,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	1,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	1,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	1,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (b) Con Base B = 2.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N _q	N _c	N _γ	q ₀
	Nº	Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	φ				
		m		m	kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²				º
1	1.1	1	2,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	2,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	2,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	2,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	2,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	2,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	2,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (c) Con Base B = 3.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N _q	N _c	N _γ	q ₀
	Nº	Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	φ				
		m		m	kN/m³	%	kN/m³	kN/m²				º
1	1.1	1	3,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	3,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	3,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	3,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	3,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	3,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	3,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (d) Con Base B = 4.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N _q	N _c	N _γ	q ₀
	Nº	Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	φ				
		m		m	kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²				º
1	1.1	1	4,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	4,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	4,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	4,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	4,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	4,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	4,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.5.3. Teoría Actual de Terzaghi.

Lado = L = 1,5 m Angulo de resistencia al corte
 Base B = 1,5 m φ = 0
 Profundidad de fundación D = 1 m w = 7,96 %
 Cohesión no drenada c = 26,49 kN/m² α = 2
 Peso unitario γ_d = 16,45 kN/m³ entonces γ = 17,76 kN/m³

$$q_0 = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \gamma B/2 N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

$$N_c = 2 + \pi$$

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

Factores de forma Vesic

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

Reemplazando los valores

$$N_q = 1$$

$$s_q = 1,195$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_c = 5,14$$

$$s_c = 1$$

$$s_\gamma = 0,600$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$$

$$N_q = \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

$$i_c = 0,956$$

$$i_q = 0,956$$

$$i_\gamma = 1$$

$$N\phi = 1$$

$$d_c = 1,133$$

$$d_q = 1$$

$$d_\chi = 1$$

$$q_0 = 167,8 \text{ kN/m}^2$$

$$d_q = d_\gamma = 1.0 \quad \emptyset = 0^\circ$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{N_\phi} \frac{D}{B}$$

Tabla 4.8: Planillas de cálculo por la teoría actual: (a) B=1.5 m

$$\phi = 0$$

$$s_c = 1$$

$$i_c = 0,956$$

$$d_c = 1,133$$

$$N\phi = 1$$

$$s_q = 1,195$$

$$i_q = 0,956$$

$$d_q = 1$$

$$\mathbf{B} = \mathbf{1,5}$$

$$s_\gamma = 0,600$$

$$i_\gamma = 1$$

$$d_\chi = 1$$

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N _q	N _c	N _γ	d _c	q ₀
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
1	1.1	1	1,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,13	167,4
	1.2	2	1,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,27	206,9
	1.3	4	1,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,53	281,1
2	2.1	2,4	1,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,32	224,7
	2.2	5	1,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,67	325
3	3.1	1	1,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,13	183,1

	3.2	3	1,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,4	263,4
--	-----	---	-----	-------	------	-------	---	---	-------	---	-----	-------

(b) B = 2.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	w_n	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	2,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,08	160,9
	1.2	2	2,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,16	192,6
	1.3	4	2,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,32	253,7
2	2.1	2,4	2,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,19	207,1
	2.2	5	2,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,4	288,5
3	3.1	1	2,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,08	175,8
	3.2	3	2,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,24	240,2

(c) B=3.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	w_n	c	ϕ					
		M		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	3,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,06	158,3
	1.2	2	3,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,11	186,1
	1.3	4	3,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,23	242
2	2.1	2,4	3,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,14	200,4
	2.2	5	3,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,29	273,7
3	3.1	1	3,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,06	172,9
	3.2	3	3,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,17	230,1

(d) B=4.5 m

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
		M		kN/m ³	%	kN/m ²						
1	1.1	1	4,5	17,76	7,96	26,49	26,49	1	5,142	0	1,04	155,7
	1.2	2	4,5	18,19	7,55	26,49	26,49	1	5,142	0	1,09	183,5
	1.3	4	4,5	17,91	5,10	26,49	26,49	1	5,142	0	1,18	235,5
2	2.1	2,4	4,5	16,93	6,10	27,47	27,47	1	5,142	0	1,11	196,3
	2.2	5	4,5	17,42	6,65	27,47	27,47	1	5,142	0	1,22	264,2
3	3.1	1	4,5	17,14	6,05	29,43	29,43	1	5,142	0	1,04	170
	3.2	3	4,5	17,76	6,42	29,43	29,43	1	5,142	0	1,13	224,3

4.5.4. Teoría de cota superior.

SOLUCION DE COTA SUPERIOR

CONSIDERANDO EL MECANISMO CILINDRICO SIMPLE.

se tiene la siguiente expresión, y como único dato se necesita la cohesión.

$$c = 26,49 \text{ kN/m}^2$$

$$q_0 \leq 2\pi c$$

$$q_0 = 166,44 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE c kN/m ²	ϕ º	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.			
		m			
1	1.1	1	26,49	0	166,44
	1.2	2	26,49	0	166,44
	1.3	4	26,49	0	166,44

2	2.1	2,4	27,47	0	172,6
	2.2	5	27,47	0	172,6
3	3.1	1	29,43	0	184,91
	3.2	3	29,43	0	184,91

Máximos valores según la cohesión encontrada.

Tabla 4.9: Cota superior por mecanismo cilíndrico simple.

SEGÚN
FELLENIOUS.

$$q_0 \leq 5.53 \ c$$

$$q_0 = 146,49 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE	ϕ °	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof. m	c kN/m ²		
1	1.1	1	26,49	0	146,49
	1.2	2	26,49	0	146,49
	1.3	4	26,49	0	146,49

2	2.1	2,4	27,47	0	151,91
	2.2	5	27,47	0	151,91
3	3.1	1	29,43	0	162,75
	3.2	3	29,43	0	162,75

Máximos valores según la cohesión encontrada.

Tabla 4.10: Cota superior Según Fellenius.

4.5.5. Teoría de cota inferior.

SOLUCION DE COTA INFERIOR

MECANISMO DE PRANDTL

También la solución está en función de la cohesión.

$$q_0 \geq (2 + \pi)c$$

$$q_0 = 136,2 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE	ϕ °	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof. m	c kN/m ²		
1	1.1	1	26,49	0	136,2
	1.2	2	26,49	0	136,2
	1.3	4	26,49	0	136,2

2	2.1	2,4	27,47	0	141,24
	2.2	5	27,47	0	141,24
3	3.1	1	29,43	0	151,32
	3.2	3	29,43	0	151,32

Mínimo valor según la cohesión encontrada.

Tabla 4.11: Cota inferior según Mecanismo de Prandtl.

4.5.6. Teoría de Skempton.

$$q_0 = cN_c + \gamma D$$

$$N_c = 6,2$$

APIQ	MUESTRA		Dens In situ		c kN/m ²	Nc	q ₀ kN/m ²
	Nº	Prof. D	w	γ			
		m	%	kN/m ³			
1	1.1	1	7,96	17,76	26,49	6,2	182
	1.2	2	7,55	18,19	26,49	6,2	200,61
	1.3	4	5,10	17,91	26,49	6,2	235,88

2	2.1	2,4	6,10	16,93	27,47	6,2	210,95
	2.2	5	6,65	17,42	27,47	6,2	257,39
3	3.1	1	6,05	17,14	29,43	6,2	199,61
	3.2	3	6,42	17,76	29,43	6,2	235,73

Tabla 4.12: Teoría de Skempton, considerando la profundidad.

4.6. Capacidad portante por métodos in situ.

4.6.1. SPT.

Se puede obtener de manera fácil los valores de la capacidad portante admisible que dispone la correlación y ábacos, que ayudan al SPT, tal como se muestra en la siguiente planilla.

Tabla 4.13: Capacidad Portante por tres métodos.

API Q	MUESTR A		CLASIF.			C.Inc	Capacidad Portante				Consistencia por el N	
		Prof.	AASHTO		SUC S	qu	N	Houg	Stroud	Hara		
			SIMB	IG								SIMB
1	1.1	1	A-7-5	22,71	CL	26,49	5	44,15	22	92,4	Blanda	
	1.2	2	A-7-5	24.58	CH	26.49	6	49.05	26.4	105.36	Rigidez media	

	1.3	4	A-7-5	22,93	CH	26,49	8	101,04	35,2	129,61	Rigidez media
2	2.1	2,4	A-7-5	24,48	CH	27,47	5	44,15	22	92,4	Blanda
	2.2	5	A-7-5	25,28	CH	27,47	8	103,01	35,2	129,61	Rigidez media
3	3.1	1	A-7-5	32,06	CH	29,43	4	34,34	17,6	78,68	Blanda
	3.2	3	A-7-5	25,5	CH	29,43	8	103,01	35,2	129,61	Rigidez media

4.6.2. Cono Holandés

Tabla 4.14: Capacidad Portante por el cono holandés y correlación.

APIQ	MUESTRA		CLASIF.			C.Inc	CONO HOLANDES				
	Nº	Prof. m	AASHTO		SUCS SIMB		qu kN/m²	N	σ _{ADM} kN/m²	σ _{real} kN/m²	σ _{corr} kN/m²
			SIMB	IG							
1	1.1	1	A-7-5	22,71	CL	26,49	54	71,75	95,67	397,35	
	1.2	2	A-7-5	24,58	CH	26,49	66	87,70	116,93	397,35	
	1.3	4	A-7-5	22,93	CH	26,49	103	136,86	182,48	397,35	
2	2.1	2,4	A-7-5	24,48	CH	27,47	43	57,14	76,19	412,05	

	2.2	5	A-7-5	25,28	CH	27,47	94	124,90	166,53	412,05
3	3.1	1	A-7-5	32,06	CH	29,43	61	81,05	108,07	441,45
	3.2	3	A-7-5	25,5	CH	29,43	76	100,99	134,65	441,45

Se observa que el valor directo del cono holandés es un valor asumido como admisible, sin embargo al revisar la formula se encuentra que hay un factor de 0,75 que afecta este valor – No se sabe de dónde se extrajo este valor, al parecer de la experiencia de uso del equipo por los diversos encargados que pasaron por el laboratorio – corrigiendo se encuentra la capacidad portante real.

El último valor se extrajo de una correlación para cono holandés estático, y se realiza una prueba de tal manera se pueda apreciar si la misma tiene valores acordes al resto de valores.

4.7. Análisis comparativo de metodologías.

4.7.1. Comparación Analítica de resultados.

Se hace un análisis de comparación de resultados en cada apique y por las capas ocupadas, a esta comparación se calculan algunos parámetros estadísticos que son necesarios para poder identificar cuales valores son los extremos y cuales los medios, en este sentido se encontraran valores por demás conservadores y otros por demás confiados.

Es válido que la comparación entre las metodologías teóricas al final se afronten a los valores que brindan los métodos directos como ser el SPT y el Cono Holandés utilizados en el laboratorio, pues son métodos donde todos brindan su confianza y que es necesario observar donde se encuentran sus resultados.

Luego de identificados los valores medios es necesario utilizar un criterio de selección de datos donde los resultados de la mayoría de los métodos estén confirmando la confiabilidad de la zona segura, por lo que significa establecer cuáles son los métodos más seguros para la determinación de la capacidad portante en suelos cohesivos.

CUADROS COMPARATIVO DE RESULTADOS.

Tabla 4.15: Comparación de resultados del cálculo de capacidad portante. (a)

APIQ	MUESTRA		B	CAPACIDAD PORTANTE q_0 (kN/m ²)											Estadísticos.				
	Nº	Prof.D	m	Ec. Gral	Terzaghi		cotas		Skempton	SPT			Con Holan						
		Clasica			Actual	superior	inferior	Houg		Stroud	Hara	Ec.Lab.	Correl	Max.	Min	M.Geom	Prom	Mediana	
1	1.1	1	1,5	123,7	194,8	167,4	166,4	146,5	182	44,15	22	92,4	95,67	397,4	397,4	22	117,9	148,4	146,49
	1.2	2	1,5	142,3	213,4	206,9	166,4	146,5	200,6	49,05	26,4	105,4	116,9	397,4	397,4	26,4	131	161	146,49
	1.3	4	1,5	177,6	248,7	281,1	166,4	146,5	235,9	101	35,2	129,6	182,5	397,4	397,4	35,2	164,5	191,1	177,6
2	2.1	2,4	1,5	150,5	224,2	224,7	172,6	151,9	211	44,15	22	92,4	76,19	412,1	412,1	22	125,2	162	151,91
	2.2	5	1,5	197	270,7	325	172,6	151,9	257,4	103	35,2	129,6	166,5	412,1	412,1	35,2	171,5	201,9	172,6
3	3.1	1	1,5	134,9	213,9	183,1	184,9	162,8	199,6	34,34	17,6	78,68	108,1	441,5	441,5	17,6	119,6	159,9	162,75
	3.2	3	1,5	171	250	263,4	184,9	162,8	235,7	103	35,2	129,6	134,7	441,5	441,5	35,2	163,5	192	171
																	141,9	173,8	161,26

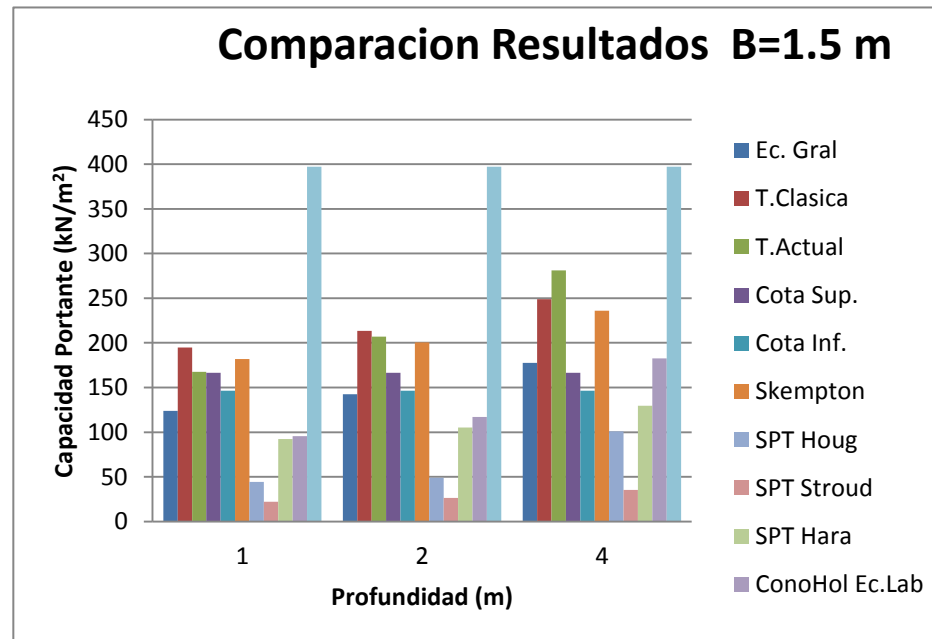


Tabla 4.15: Comparación de resultados del cálculo de capacidad portante. (b)

APIQ	MUESTRA		B	CAPACIDAD PORTANTE q ₀ (kN/m ²)											Estadísticos.				
	Nº	Prof.D m	m	Ec. Gral	Terzaghi		cotas		Skempton	SPT			Con Holan						
					Clasica	Actual	superior	inferior		Houg	Stroud	Hara	Ec.Lab.	Correl					
1	1.1	1	2,5	123,7	194,8	160,9	166,4	146,5	182	44,15	22	92,4	95,67	397,4	397,4	22	117,5	147,8	146,49
	1.2	2	2,5	142,3	213,4	192,6	166,4	146,5	200,6	49,05	26,4	105,4	116,9	397,4	397,4	26,4	130,1	159,7	146,49
	1.3	4	2,5	177,6	248,7	253,7	166,4	146,5	235,9	101	35,2	129,6	182,5	397,4	397,4	35,2	163	188,6	177,6
2	2.1	2,4	2,5	150,5	224,2	207,1	172,6	151,9	211	44,15	22	92,4	76,19	412,1	412,1	22	124,2	160,4	151,91
	2.2	5	2,5	197	270,7	288,5	172,6	151,9	257,4	103	35,2	129,6	166,5	412,1	412,1	35,2	169,6	198,6	172,6
3	3.1	1	2,5	134,9	213,9	175,8	184,9	162,8	199,6	34,34	17,6	78,68	108,1	441,5	441,5	17,6	119,2	159,3	162,75
	3.2	3	2,5	171	250	240,2	184,9	162,8	235,7	103	35,2	129,6	134,7	441,5	441,5	35,2	162,1	189,9	171
																	140,8	172	161,26

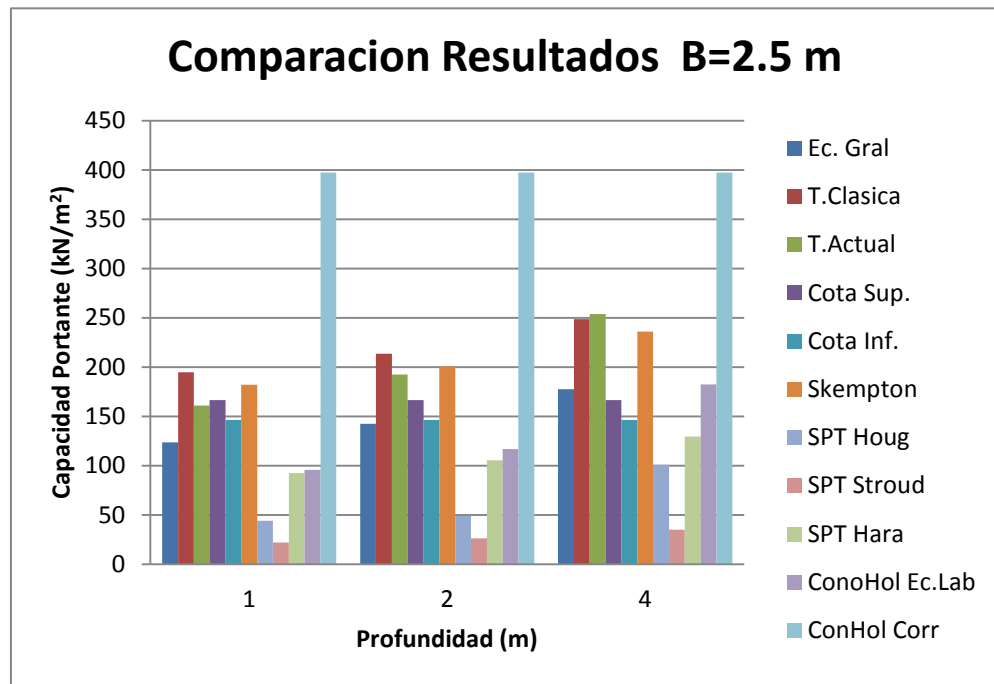


Tabla 4.15: Comparación de resultados del cálculo de capacidad portante. (c)

APIQ	MUESTRA		B	CAPACIDAD PORTANTE q ₀ (kN/m ²)											Estadísticos.				
	Nº	Prof.D	m	Ec. Gral	Terzaghi		cotas		Skempton	SPT			Con Holan						
		Clasica			Actual	superior	inferior	Houg		Stroud	Hara	Ec.Lab.	Correl	Max.	Min	M.Geom	Prom	Mediana	
1	1.1	1	3,5	123,7	194,8	158,3	166,4	146,5	182	44,15	22	92,4	95,67	397,4	397,4	22	117,3	147,6	146,49
	1.2	2	3,5	142,3	213,4	186,1	166,4	146,5	200,6	49,05	26,4	105,4	116,9	397,4	397,4	26,4	129,7	159,1	146,49
	1.3	4	3,5	177,6	248,7	242	166,4	146,5	235,9	101	35,2	129,6	182,5	397,4	397,4	35,2	162,3	187,5	177,6
2	2.1	2,4	3,5	150,5	224,2	200,4	172,6	151,9	211	44,15	22	92,4	76,19	412,1	412,1	22	123,9	159,8	151,91
	2.2	5	3,5	197	270,7	273,7	172,6	151,9	257,4	103	35,2	129,6	166,5	412,1	412,1	35,2	168,8	197,2	172,6
3	3.1	1	3,5	134,9	213,9	172,9	184,9	162,8	199,6	34,34	17,6	78,68	108,1	441,5	441,5	17,6	119	159	162,75
	3.2	3	3,5	171	250	230,1	184,9	162,8	235,7	103	35,2	129,6	134,7	441,5	441,5	35,2	161,5	188,9	171
																	140,4	171,3	161,26

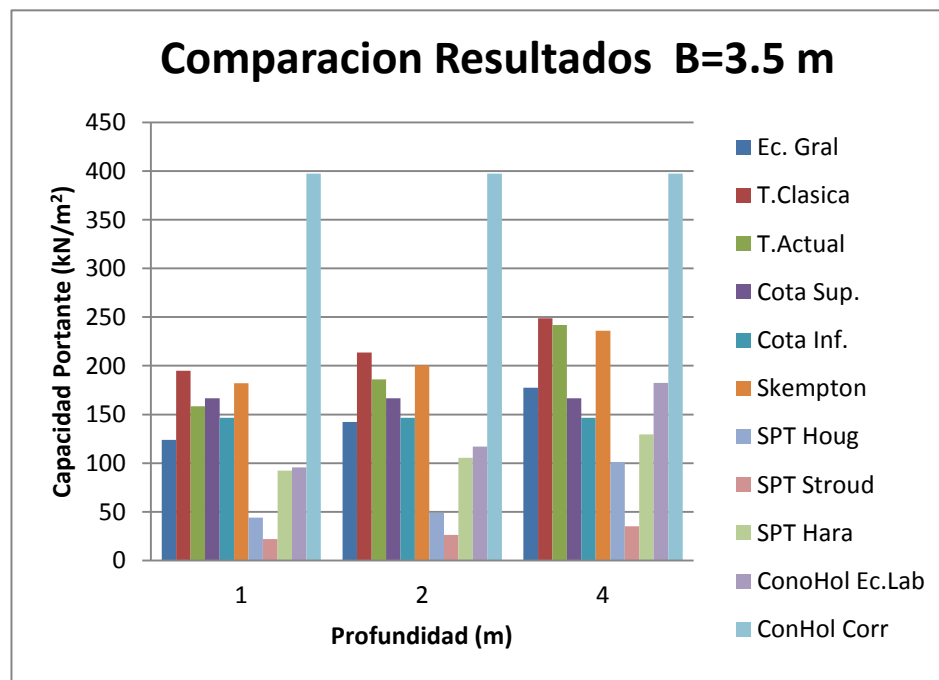
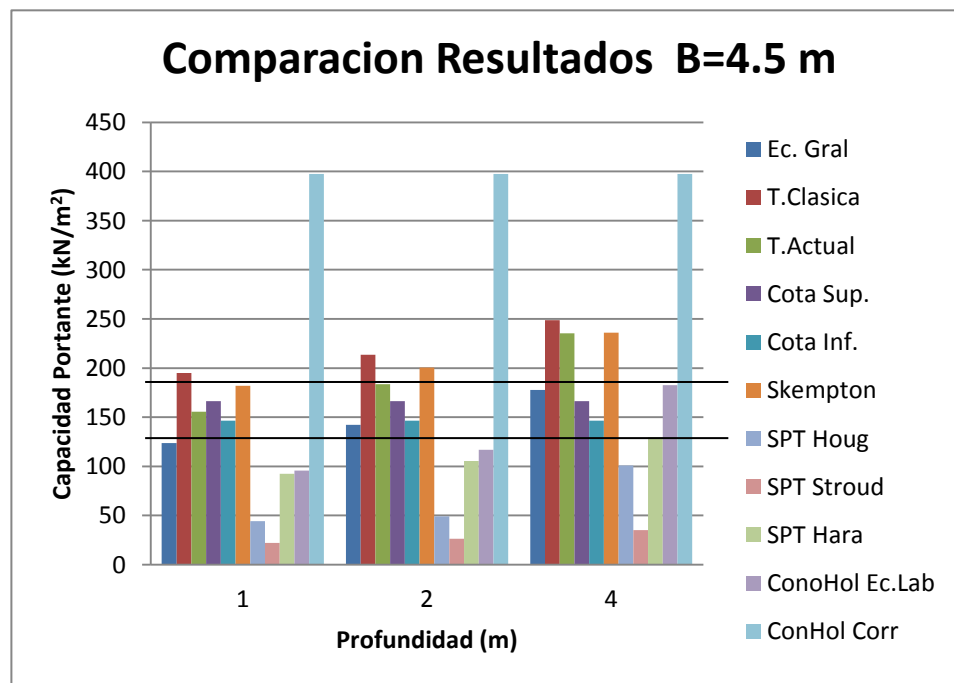


Tabla 4.15: Comparación de resultados del cálculo de capacidad portante. (d)

APIQ	MUESTRA		B	CAPACIDAD PORTANTE q ₀ (kN/m ²)											Estadísticos.				
	Nº	Prof.D	m	Ec. Gral	Terzaghi		cotas		Skempton	SPT			Con Holan						
		Clásica			Actual	superior	inferior	Houg		Stroud	Hara	Ec.Lab.	Correl	Max.	Min	M.Geom	Prom	Mediana	
1	1.1	1	4,5	123,7	194,8	155,7	166,4	146,5	182	44,15	22	92,4	95,67	397,4	397,4	22	117,1	147,3	146,49
	1.2	2	4,5	142,3	213,4	183,5	166,4	146,5	200,6	49,05	26,4	105,4	116,9	397,4	397,4	26,4	129,6	158,9	146,49
	1.3	4	4,5	177,6	248,7	235,5	166,4	146,5	235,9	101	35,2	129,6	182,5	397,4	397,4	35,2	161,9	186,9	177,6
2	2.1	2,4	4,5	150,5	224,2	196,3	172,6	151,9	211	44,15	22	92,4	76,19	412,1	412,1	22	123,6	159,4	151,91
	2.2	5	4,5	197	270,7	264,2	172,6	151,9	257,4	103	35,2	129,6	166,5	412,1	412,1	35,2	168,3	196,4	172,6
3	3.1	1	4,5	134,9	213,9	170	184,9	162,8	199,6	34,34	17,6	78,68	108,1	441,5	441,5	17,6	118,8	158,7	162,75
	3.2	3	4,5	171	250	224,3	184,9	162,8	235,7	103	35,2	129,6	134,7	441,5	441,5	35,2	161,1	188,4	171
																	140,1	170,9	161,26



- ***Análisis entre los métodos teóricos.***

Sobre la metodología de cálculo.

Se establece que la ecuación general de Capacidad Portante, es bastante compresiva en su deducción, además de fácil aplicación, los factores no son difíciles de calcular y su aplicación es muy versátil.

En cuanto a la ecuación de la teoría clásica de Terzaghi, se observa que su deducción contiene artificios matemáticos, que vienen de considerar que la rotura del suelo tiene forma de cuña bajo la cimentación, y que esta cuña intervienen varios esfuerzos y ángulos que deben presentar un sistema en equilibrio.

Las demás teorías son similares aunque se van complementando con otros elementos que inciden, por ejemplo la teoría actual de Terzaghi, propone factores de inclinación profundidad y de forma; esta teoría presenta dificultades en el cálculo de estos factores, ya que existen limitaciones sobre todo cuando se trata de suelos arcillosos cuyo ángulo de fricción interna sea cero. Los factores pueden variar ya que existen diferentes autores que proponen para la misma teoría, otra metodología de cálculo.

El método de skempton, tiene una variante interesante ya que la profundidad de fundación del mismo incide directamente en el valor de la capacidad Portante. Los métodos de cota superior e inferior, son métodos que dependen de la cohesión como único factor del suelo, lo que facilita demasiado el cálculo, y para cualquier profundidad, se mantiene constante sus valores máximos y mínimos.

Sobre la dispersión de resultados.

Se observa con facilidad que existe dispersión de sus resultados pero en casi todas las profundidades se encuentra en un rango de 50 a 80 kN/m², en los

niveles de fundación poco profundos lo que viene a ser una constante, esta dispersión no es grande, sin embargo mientras la profundidad crece se puede establecer que el rango también crece, inclusive a un valor de 150 a 200 kN/m^2 , lo que es una diferencia relevante por lo que no hay dejar de lado la misma.

En estos métodos los valores más conservadores los brinda la teoría clásica y los resultados más riesgosos los brinda las cotas superior e inferior, ya que se mantienen constantes de acuerdo a como se profundiza el nivel de fundación, mientras los otros métodos varían sus resultados a niveles más profundos.

- ***Análisis entre los métodos directos.***

El proceso de ensayo.

El proceso de los ensayos en este método, se considera de lo bastante simple, aunque obviamente el SPT, por el tamaño y el peso que implica manipular el equipo considera un riesgo particular para el personal que lo maneja.

El SPT, utilizado es con el cono, no con la cuchara partida, aunque se dice que sus resultados no son muy variables, es necesario tenerlo presente en el presente trabajo, por la responsabilidad que conlleva el análisis de resultados.

Se observa que el número de golpes que aparecen son relativamente bajos, una situación bastante discordante con lo observado en el análisis de plasticidad donde se presentaban los indicadores que definieron que la arcilla estudiada es bastante rígida, pre consolidado de compresibilidad media y alta.

Sin embargo pese a esta diferencia se puede establecer una comparación de sus resultados con los otros métodos.

En cuanto al cono holandés, se puede establecer que se trata de una versión de SPT, más pequeño, al cual le hace falta la verificación del uso de la ecuación que propone el laboratorio de suelos, una primera observación es que en la misma ecuación aparece en el cálculo un factor de 0,75, el cual fue puesto por algún encargado del laboratorio que con el criterio de afianzar de que todo equipo debe ser afectado por un factor de eficiencia, le propuso este factor.

Análisis de resultados.

Los resultados entre el SPT y el Cono holandés, también son dispersos, inclusive entre el propio SPT – Houg, Stroud y Hara – presenta una dispersión y un rango que oscila entre 40 a 50 kN/m², en profundidades menores y 15 a 30 kN/m², en profundidades mayores.

El Cono holandés presenta una distorsión muy grande entre el equipo y la correlación de cálculo, ya que esta última se hace demasiada conservadora respecto a todos los demás resultados.

No se pudo encontrar una literatura que nos esclarezca el cono holandés, sobre todo esta versión que más parece una copia a escala de lo que es el SPT.

4.8. Capacidad Portante adoptada.

Para el cálculo de la Capacidad Portante, debe considerarse una zona de confiabilidad, y como los términos estadísticos medios brindan un rango favorable, entonces, hay que identificar cuáles son estos valores.

Tabla 4.16: comparación promedio de estadísticos.

Base B (m)	Media Geom kN/m ²	Prom kN/m ²	Mediana kN/m ²
1,5	141,88	173,75	161,26
2,5	140,83	172,03	161,26
3,5	140,36	171,31	161,26
4,5	140,07	170,87	161,26

Valor Mayor	173,75 kN/m ²	Valor Promedio
Valor menor	140,07 kN/m ²	Media Geométrica

Rango	33,68	kN/m ²
-------	-------	-------------------

La capacidad portante se puede adoptar desde el valor mayor que lo define el promedio normal hasta el valor menor que en este caso lo brinda la media Geométrica, es decir adoptando un valor en este rango, se puede decir que se obtiene la funcionalidad óptima sin riesgo ni físico ni económico.

Capacidad Portante elegida	173,75	kN/m ²
Factor de seguridad	1,5	
Capacidad Portante Admisible	115,83	kN/m ²
Capacidad Portante Adoptada	116	kN/m ²

La zona que determina el rango óptimo, incluye a los métodos siguientes.

- Cota superior.
- Cota Inferior.
- Ecuación general.

Los demás valores se encuentran o muy conservadores o demasiado riesgosos.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones.

- La capacidad portante no es otra cosa que el máximo esfuerzo que se le puede aplicar al suelo de fundación- en el caso nuestro sobre suelo cohesivo-
- Se puede establecer que la primera ecuación general, y que se basa en un análisis de equilibrio de esfuerzos formados en el contacto de la fundación y el suelo, obedece a un análisis general de esfuerzo cortante, es decir sale de la ecuación de la ley de falla de Mohr Coulomb, donde los esfuerzos principal mayor y menor son deducidos y que el uno es función del otro.
- Se hacen las suposiciones de siempre sobre las cualidades que debe tener el suelo, es decir se declara la homogeneidad del suelo, la isotropía y otros factores que en la realidad son variables muy susceptibles.
- En conclusión todas las teorías son aproximaciones, y por ello han aparecido y siguen apareciendo otras tendencias correlacionales que quieren encontrar la solución al problema de la Capacidad Portante.
- Por las condiciones asimiladas de isotropía y homogeneidad, también se puede estimar que casi todos los métodos consideran factores de seguridad, que hacen conservadores los resultados.
- Los métodos directos presentan los resultados más conservadores. Por lo que se estima que están afectados por factores de seguridad altos y confiables.
- Existen pocos métodos para suelos cohesivos, y los resultados resultan muy dispersos entre ellos.
- No todos los métodos consideran el factor dimensional de la fundación, es decir el ancho de zapata, ni tampoco la profundidad de fundación.
- Casi todos los métodos consideran el factor de cohesión para la determinación de la capacidad portante.

- Existe incertidumbre en algunos factores que deberían considerarse sobre todo en el uso del SPT y el cono holandés; en el SPT, no existe el cálculo de rendimientos por efecto del gasto de energía propia del martillo. En el cono holandés, no se sabe a ciencia cierta cuál es el origen de la ecuación utilizada, ya que las versiones es que la misma fue adoptada y no hace muchos años de acuerdo a la experiencia le aplican un factor que disminuye el resultado considerablemente.
- Son muy pocas las correlaciones del SPT para suelos cohesivos.
- Toda la literatura sobre los equipos de exploración hablan del cono holandés estático, y eléctrico y dinámico, pero este último es mediante presión y empuje continuo, casi nadie habla de las características del cono holandés que se utiliza en el laboratorio de suelos. Es decir no hay un antecedente respaldatorio a la teoría que se utiliza.
- Solamente se encontró una correlación para el cono holandés, pero que brinda resultados muy elevados y que pueden ser riesgosos. Esta correlación al parecer es para cono holandés estático.

Recomendaciones.

- Se recomienda que para suelos puramente cohesivos se tiene que utilizar como ecuación básica la ecuación general; además de, las ecuaciones de cota superior e inferior, ya que se mantienen constantes y dependen solamente del factor de la cohesión.
- Se recomienda que si se utilizan los métodos directos a estos no se les tiene que aplicar ningún factor de seguridad debido a que producen resultados muy conservadores.
- Se recomienda que los ensayos requeridos para la utilización de las ecuaciones teóricas, deben estar siempre bien elaborados, debido a que un factor erróneo puede incidir de manera relevante en el resultado de la capacidad portante del suelo.

- Se recomienda siempre hacer más de una excavación a cielo abierto para el estudio de suelos con la intención de obtener la capacidad portante.
- Se tiene que hacer siempre un análisis por plasticidad, debido a que este siempre nos avisa si el suelo puede tener alteraciones al removerse, además de que nos dice indirectamente si el suelo a tenido presiones mayores en el pasado, lo que define la preconsolidación.
- Se tiene que saber bien los orígenes de las ecuaciones para la utilización del cono holandés u otros equipos destinados a la obtención de la capacidad portante.
- Se debe investigar sobre los rendimientos de aplicación de cada equipo del SPT, ya que es un factor que puede incidir en el resultado.

4.5.1. Ecuación General.

Los resultados de acuerdo con la ecuación general, se refieren a los cuadros siguientes.

$$q_0 = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$
$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \cos \phi} = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

DONDE:

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2} \right) \quad N_c = 2 \left(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2} \right) \quad N_q = N_\phi^2$$

CALCULANDO FACTORES.

$$\phi = 0 \quad \text{por tanto} \quad N_\phi = 1$$

$$N_\gamma = 0 \quad N_c = 4 \quad N_q = 1$$

Completando los datos del suelo.

$$c = 26,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_d = 16,45 \text{ kN/m}^3 \text{ suelo seco.}$$

$$w = 7,96 \%$$

Como la densidad establecida se encuentra en estado seco, entonces se afecta con la humedad natural para poder obtener la densidad humedad in situ.

$$\gamma = 17,76 \text{ kN/m}^3 \quad \text{Asumimos base inicial } B = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad } D = 1,0 \text{ m}$$

Reemplazando valores obtenemos.

$q_0 = 123,7 \text{ kN/m}^2$	
------------------------------	--

Tabla 4.6: Planillas de cálculo por ecuación general.

4.6. (a) Con Base B=1.5 m

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad			CORTE		$N\phi$	$N\gamma$	Nc	Nq	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º					
1	1.1	1	1,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	1,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	1,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	1,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	1,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	1,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	1,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (b) Con Base B=2.5 m

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad			CORTE		$N\phi$	$N\gamma$	Nc	Nq	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º					
1	1.1	1	2,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	2,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	2,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	2,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	2,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	2,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	2,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (c) Con Base B=3.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		Nϕ	Nγ	Nc	Nq	q ₀
		Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	ϕ					
	Nº	m		m	kN/m³	%	kN/m³	kN/m²					º
1	1.1	1	3,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	3,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	3,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	3,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	3,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	3,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	3,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.6. (d) Con Base B=4.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		Nφ	Nγ	Nc	Nq	q ₀
		Prof.D		γ _d	w _n	γ	c	φ					
	Nº	m		m	kN/m³	%	kN/m³	kN/m²					º
1	1.1	1	4,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	0	4	1	123,7
	1.2	2	4,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	0	4	1	142,3
	1.3	4	4,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	0	4	1	177,6
2	2.1	2,4	4,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	0	4	1	150,5
	2.2	5	4,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	0	4	1	197
3	3.1	1	4,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	0	4	1	134,9
	3.2	3	4,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	0	4	1	171

4.5.2. Teoría Clásica de Terzaghi

Asumiendo valores geométricos para una zapata cuadrada tenemos lo siguiente.

Lado = $L = 1,5 \text{ m}$

Base $B = 1,5 \text{ m}$

Profundidad de fundación $D = 1 \text{ m}$

Angulo de resistencia al corte

$$\phi = 0 \quad w = 7,96 \%$$

Cohesion no drenada

$$c = 26,49 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario

$$\gamma_d = 16,45 \text{ kN/m}^3 \quad \text{entonces} \quad \gamma = 17,76 \text{ kN/m}^3$$

La ecuacion de terzaghi, brinda los siguientes términos

$$q_0 = 0,4 \gamma B N_\gamma + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

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

$$N_c = 2 + \pi$$

Por ser suelo puramente cohesivo.

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

Utilizando estas ecuaciones

$$\phi_{\text{rad}} = 0 \quad N_c = 5,14$$

$$N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$

Aplicando la ecuación principal, para la capacidad portante total

$$q_0 = 0,4 \gamma B N_\gamma + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

$$q_0 = 194,8 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 4.7: Planillas de cálculo por la Teoría Clásica de Terzaghi

4.7. (a) Con Base B = 1.5 m.

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad			CORTE		N_q	N_c	N_γ	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ				
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º				
1	1.1	1	1,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	1,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	1,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	1,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	1,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	1,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	1,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (b) Con Base B = 2.5 m.

APIQ	MUESTRA		B m	Densidad			CORTE		N_q	N_c	N_γ	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ				
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º				
1	1.1	1	2,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	2,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	2,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	2,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	2,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	2,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	2,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (c) Con Base B = 3.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N_q	N_c	N_γ	q_0
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ				
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º				kN/m ²
1	1.1	1	3,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	3,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	3,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	3,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	3,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	3,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	3,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.7. (d) Con Base B = 4.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad			CORTE		N_q	N_c	N_γ	q_0
	Nº	Prof.D		γ_d	w _n	γ	c	ϕ				
		m		kN/m ³	%	kN/m ³	kN/m ²	º				kN/m ²
1	1.1	1	4,5	16,45	7,96	17,76	26,49	0	1	5,142	0	194,8
	1.2	2	4,5	16,91	7,55	18,19	26,49	0	1	5,142	0	213,4
	1.3	4	4,5	17,04	5,10	17,91	26,49	0	1	5,142	0	248,7
2	2.1	2,4	4,5	15,96	6,10	16,93	27,47	0	1	5,142	0	224,2
	2.2	5	4,5	16,33	6,65	17,42	27,47	0	1	5,142	0	270,7
3	3.1	1	4,5	16,16	6,05	17,14	29,43	0	1	5,142	0	213,9
	3.2	3	4,5	16,69	6,42	17,76	29,43	0	1	5,142	0	250

4.5.3. Teoría Actual de Terzaghi.

Lado =	L = 1,5 m	Angulo de resistencia al corte
Base	B = 1,5 m	$\phi = 0$
Profundidad de fundación	D = 1 m	w = 7,96 %
Cohesión no drenada		c = 26,49 kN/m ² $\alpha = 2$
Peso unitario	$\gamma_d = 16,45 \text{ kN/m}^3$	entonces $\gamma = 17,76 \text{ kN/m}^3$

$$q_0 = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \gamma B/2 N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

$$N_c = 2 + \pi$$

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

Factores de forma Vesic

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

Reemplazando los valores

$$\begin{array}{lll} N_q = 1 & s_q = 1,195 & N_\gamma = 0 \\ N_c = 5,14 & s_c = 1 & s_\gamma = 0,600 \end{array}$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2 \quad N_q = \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

$$i_c = 0,956$$

$$i_q = 0,956$$

$$i_\gamma = 1$$

$$\begin{array}{lll} N\phi = 1 & d_c = 1,133 & d_q = 1 \\ d_\gamma = 1 & \boxed{q_0 = 167,8 \text{ kN/m}^2} & \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} d_q = d_\gamma = 1.0 & \phi = 0^\circ \\ d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \frac{D}{B} & \end{array}$$

Tabla 4.8: Planillas de cálculo por la teoría actual: (a) B=1.5 m

$$\begin{array}{llll}
 \phi = 0 & s_c = 1 & i_c = 0,956 & d_c = 1,133 \\
 N\phi = 1 & s_q = 1,195 & i_q = 0,956 & d_q = 1 \\
 \mathbf{B} = \mathbf{1,5} & s_\gamma = 0,600 & i_\gamma = 1 & d_\gamma = 1
 \end{array}$$

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	1,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,13	167,4
	1.2	2	1,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,27	206,9
	1.3	4	1,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,53	281,1
2	2.1	2,4	1,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,32	224,7
	2.2	5	1,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,67	325
3	3.1	1	1,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,13	183,1
	3.2	3	1,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,4	263,4

(b) B = 2.5 m.

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
		m		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	2,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,08	160,9
	1.2	2	2,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,16	192,6
	1.3	4	2,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,32	253,7
2	2.1	2,4	2,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,19	207,1
	2.2	5	2,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,4	288,5
3	3.1	1	2,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,08	175,8
	3.2	3	2,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,24	240,2

(c) B=3.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
		M		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	3,5	17,76	7,96	26,49	0	1	5,142	0	1,06	158,3
	1.2	2	3,5	18,19	7,55	26,49	0	1	5,142	0	1,11	186,1
	1.3	4	3,5	17,91	5,10	26,49	0	1	5,142	0	1,23	242
2	2.1	2,4	3,5	16,93	6,10	27,47	0	1	5,142	0	1,14	200,4
	2.2	5	3,5	17,42	6,65	27,47	0	1	5,142	0	1,29	273,7
3	3.1	1	3,5	17,14	6,05	29,43	0	1	5,142	0	1,06	172,9
	3.2	3	3,5	17,76	6,42	29,43	0	1	5,142	0	1,17	230,1

(d) B=4.5 m

APIQ	MUESTRA		B	Densidad		CORTE		N_q	N_c	N_γ	d_c	q_0
	Nº	Prof.D		γ	wn	c	ϕ					
		M		kN/m ³	%	kN/m ²						kN/m ²
1	1.1	1	4,5	17,76	7,96	26,49	26,49	1	5,142	0	1,04	155,7
	1.2	2	4,5	18,19	7,55	26,49	26,49	1	5,142	0	1,09	183,5
	1.3	4	4,5	17,91	5,10	26,49	26,49	1	5,142	0	1,18	235,5
2	2.1	2,4	4,5	16,93	6,10	27,47	27,47	1	5,142	0	1,11	196,3
	2.2	5	4,5	17,42	6,65	27,47	27,47	1	5,142	0	1,22	264,2
3	3.1	1	4,5	17,14	6,05	29,43	29,43	1	5,142	0	1,04	170
	3.2	3	4,5	17,76	6,42	29,43	29,43	1	5,142	0	1,13	224,3

4.5.4. Teoría de cota superior.

SOLUCION DE COTA SUPERIOR

CONSIDERANDO EL MECANISMO CILINDRICO SIMPLE.

se tiene la siguiente expresión, y como único dato se necesita la cohesión.

$$c = 26,49 \text{ kN/m}^2$$

$$q_0 \leq 2\pi c$$

$$q_0 = 166,44 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE	ϕ °	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof. m	c kN/m ²		
1	1.1	1	26,49	0	166,44
	1.2	2	26,49	0	166,44
	1.3	4	26,49	0	166,44
2	2.1	2,4	27,47	0	172,6
	2.2	5	27,47	0	172,6
3	3.1	1	29,43	0	184,91
	3.2	3	29,43	0	184,91

Máximos valores según la cohesión encontrada.

Tabla 4.9: Cota superior por mecanismo cilíndrico simple.

SEGÚN
FELLENIOUS.

$$q_0 \leq 5.53 c$$

$$q_0 = 146,49 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE		
	Nº	Prof. m	c kN/m ²	φ º	q ₀ kN/m ²
1	1.1	1	26,49	0	146,49
	1.2	2	26,49	0	146,49
	1.3	4	26,49	0	146,49
2	2.1	2,4	27,47	0	151,91
	2.2	5	27,47	0	151,91
3	3.1	1	29,43	0	162,75
	3.2	3	29,43	0	162,75

Máximos valores según la cohesión encontrada.

Tabla 4.10: Cota superior Según Fellenius.

4.5.5. Teoría de cota inferior.

SOLUCION DE COTA INFERIOR

MECANISMO DE PRANDTL

También la solución está en función de la cohesión.

$$q_0 \geq (2 + \pi)c$$

$$q_0 = 136,2 \text{ kN/m}^2$$

APIQ	MUESTRA		CORTE	ϕ °	q_0 kN/m ²
	Nº	Prof. m	c kN/m ²		
1	1.1	1	26,49	0	136,2
	1.2	2	26,49	0	136,2
	1.3	4	26,49	0	136,2
2	2.1	2,4	27,47	0	141,24
	2.2	5	27,47	0	141,24
3	3.1	1	29,43	0	151,32
	3.2	3	29,43	0	151,32

Mínimo valor según la cohesión encontrada.

Tabla 4.11: Cota inferior según Mecanismo de Prandtl.

4.5.6. Teoría de Skempton.

$$q_0 = cN_c + \gamma D$$

$$N_c = 6,2$$

APIQ	MUESTRA		Dens In situ		c	Nc	q ₀
	Nº	Prof. D m	w %	γ kN/m ³			
1	1.1	1	7,96	17,76	26,49	6,2	182
	1.2	2	7,55	18,19	26,49	6,2	200,61
	1.3	4	5,10	17,91	26,49	6,2	235,88
2	2.1	2,4	6,10	16,93	27,47	6,2	210,95
	2.2	5	6,65	17,42	27,47	6,2	257,39
3	3.1	1	6,05	17,14	29,43	6,2	199,61
	3.2	3	6,42	17,76	29,43	6,2	235,73

Tabla 4.12: Teoría de Skempton, considerando la profundidad.

4.1. Capacidad portante por métodos in situ.

4.6.1. SPT.

Se puede obtener de manera fácil los valores de la capacidad portante admisible que dispone la correlación y ábacos, que ayudan al SPT, tal como se muestra en la siguiente planilla.

Tabla 4.13: Capacidad Portante por tres métodos.

APIQ	MUESTRA		CLASIF.			C.Inc	Capacidad Portante				Consistencia	
		Prof.	AASHTO		SUCS		qu	N	Houg	Stroud		Hara
			SIMB	IG								
	Nº	m				kN/m²	GOLP	kN/m²	kN/m²	kN/m²	por el N	
1	1.1	1	A-7-5	22,71	CL	26,49	5	44,15	22	92,4	Blanda	
	1.2	2	A-7-5	24,58	CH	26,49	6	49,05	26,4	105,36	Rigidez media	
	1.3	4	A-7-5	22,93	CH	26,49	8	101,04	35,2	129,61	Rigidez media	
2	2.1	2,4	A-7-5	24,48	CH	27,47	5	44,15	22	92,4	Blanda	
	2.2	5	A-7-5	25,28	CH	27,47	8	103,01	35,2	129,61	Rigidez media	
3	3.1	1	A-7-5	32,06	CH	29,43	4	34,34	17,6	78,68	Blanda	
	3.2	3	A-7-5	25,5	CH	29,43	8	103,01	35,2	129,61	Rigidez media	

4.6.2. Cono Holandés

Tabla 4.14: Capacidad Portante por el cono holandés y correlación.

APIQ	MUESTRA		CLASIF.			C.Inc	CONO HOLANDES			
	Nº	Prof. m	AASHTO		SUCS SIMB	qu kN/m²	N	σADM kN/m²	σreal kN/m²	σcorr kN/m²
			SIMB	IG						
1	1.1	1	A-7-5	22,71	CL	26,49	54	71,75	95,67	397,35
	1.2	2	A-7-5	24,58	CH	26,49	66	87,70	116,93	397,35
	1.3	4	A-7-5	22,93	CH	26,49	103	136,86	182,48	397,35
2	2.1	2,4	A-7-5	24,48	CH	27,47	43	57,14	76,19	412,05
	2.2	5	A-7-5	25,28	CH	27,47	94	124,90	166,53	412,05
3	3.1	1	A-7-5	32,06	CH	29,43	61	81,05	108,07	441,45
	3.2	3	A-7-5	25,5	CH	29,43	76	100,99	134,65	441,45

Se observa que el valor directo del cono holandés es un valor asumido como admisible, sin embargo al revisar la formula se encuentra que hay un factor de 0,75 que afecta este valor – No se sabe de dónde se extrajo este valor, al parecer de la experiencia de uso del equipo por los diversos encargados que pasaron por el laboratorio – corrigiendo se encuentra la capacidad portante real.

El último valor se extrajo de una correlación para cono holandés estático, y se realiza una prueba de tal manera se pueda apreciar si la misma tiene valores acordes al resto de valores.