

## **CAPÍTULO I**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **1.1. JUSTIFICACIÓN.**

La necesidad de saber qué es lo que sucede debajo de una fundación, analizar cómo se comporta el suelo bajo cargas transmitidas por la fundación, que representa capacidad portante, cómo puede ser calculada y cómo varían sus resultados, generaron el interés para poder realizar este trabajo de investigación.

Comprender cuál es el criterio que adopta un método de cálculo es de vital importancia para poder determinar un valor de capacidad portante y que sea próximo al real del suelo. Además de la incidencia que la geometría de la fundación pueda tener sobre ella.

Conociendo cuáles son las bases de cálculo y qué parámetros geotécnicos del suelo son necesarios, es posible seleccionar el ensayo de resistencia mecánica de suelo ideal para poder determinar dichos parámetros y que se encuentre disponible en el medio.

Un ensayo de resistencia mecánica de suelo muy conocido y probado a nivel mundial es el ensayo de penetración estándar (SPT), que debido a su configuración, bajo costo y practicidad es el ensayo más usado para proporcionar parámetros geotécnicos del suelo. Debido al amplio uso de SPT, se cuenta con bastante información para diferentes tipos de suelo por medio de correlaciones empíricas y consideraciones técnicas para el ensayo que son esenciales en la correcta obtención de parámetros geotécnicos del suelo.

#### **1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

##### **1.2.1. Situación problemática.**

La necesidad de construir más estructuras en la ciudad de Tarija ha tenido un aumento considerable en los últimos tiempos, la mancha urbana ha ido creciendo debido a un incremento en la población. Al construirse más estructuras adquieren un grado de importancia técnico mayor, gran parte de sus fundaciones presentan deficiencias que generalmente son detectadas en etapa de construcción y otras muy pocas en etapa de operación, pero ambas no son previstas en el diseño. Estas deficiencias responden en gran parte a la carencia de estudios geotécnicos sobre el suelo de fundación o un valor de capacidad portante admisible errado.

El término de capacidad portante de un suelo es muy poco entendido ya que es confundido en gran parte del tiempo por la diferente terminología que adopta, según el tipo de análisis que se le aplicó, y que es usado indistintamente para el diseño de fundaciones superficiales.

Garantizar que una fundación no presente problemas en el suelo dependerá tanto del estudio geotécnico que se realice y del tipo de fundación superficial que se apoye sobre el terreno; por tanto, la falta y/o una interpretación deficiente de estos estudios como seleccionar una fundación que sea adecuada, generan incertidumbre a la hora de diseñar. Es así que el resultado del cálculo de capacidad portante es compensado con factores de seguridad grandes llevando a un sobredimensionamiento de las fundaciones. Realizar este procedimiento es muy común en nuestro medio y tiene una incidencia directa en el encarecimiento de la estructura, además que en algunos casos particulares el suelo aún presenta deformaciones por lo que buscar una solución a estas patologías de la fundación resulta en un incremento adicional a la estructura.

Dentro de los ensayos de resistencia mecánica de suelo *realizados en el medio local* se pudo evidenciar que el ensayo de penetración estándar SPT (siendo este el más usado para el estudio de suelos) presenta falencias desde su ejecución hasta la interpretación de sus resultados y que rara vez son puestos en evidencia por la falta de conocimiento del ensayo.

Es por esta razón que resulta relevante conocer qué expresa el valor de capacidad portante, cómo es su variación respecto del tipo de suelo y tipo de fundación superficial, qué métodos se emplean para el cálculo, qué tan conservador es uno de otro y qué posibles aspectos técnicos se tendrían que corregir en la ejecución del ensayo de penetración estándar para mejorar el cálculo de capacidad portante.

### **1.2.2. Problema.**

¿Se podrá establecer una variación y valoración técnica al hacer uso de tipos de fundaciones superficiales sobre suelos finos y suelos granulares, mediante un análisis de la capacidad portante empleando métodos teóricos y el ensayo de penetración estándar (SPT)?

### **1.3. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.**

#### **1.3.1. Objetivo general.**

Analizar la capacidad portante de fundaciones superficiales, haciendo uso del ensayo de penetración estándar (SPT), consecuentemente aplicando métodos de cálculo teóricos y análisis por estados límites, de tal forma que se observe el comportamiento entre las fundaciones superficiales y el suelo de fundación correspondientes a suelos finos y granulares en la ciudad de Tarija, para contribuir de esta manera en la mejora del cálculo de capacidad portante de un estudio de suelo.

#### **1.3.2. Objetivos específicos.**

- Definir qué aspectos técnicos son de relevancia en la ejecución del ensayo de penetración estándar y cuáles son las posteriores correcciones que se deberían adoptar en la medición de su resistencia a la penetración según el tipo de suelo en estudio.
- Identificar mediante gráfica como es la variación de los resultados obtenidos en el cálculo de capacidad portante para diferentes relaciones de bases de zapatas y profundidades desplante.
- Validar los resultados que se obtienen del análisis de capacidad portante, aplicándolo a los ensayos de suelo y diseño de las fundaciones superficiales realizados del Departamento de Investigación de Ciencias y Tecnología (DICYT).

### **1.4. HIPÓTESIS.**

Si al usar un método teórico de cálculo de capacidad portante identificando la influencia que inciden en él la geometría de fundación y los parámetros geotécnicos propios de un suelo fino o un suelo granular, junto a una estimación aproximada de asentamientos, entonces se tendría como resultado de capacidad portante un valor óptimo y menos conservador que representaría ser el adecuado para ser usado como de diseño.

### **1.5. DEFINICIÓN DE VARIABLES.**

### **1.5.1. Variables dependientes.**

Método teórico de capacidad portante, ecuaciones de capacidad portante última y de capacidad portante de diseño.

Estimación aproximada de asentamientos, cálculo de la deformación vertical en función al tipo de suelo y fundación.

Método de estados límite, análisis que delimita un estado límite de servicio y un estado límite último.

### **1.5.2. Variables independientes.**

Parámetros de rigidez del suelo, ángulo de fricción interna, cohesión, relación de Poisson y módulo de Young.

Geometría de fundación, profundidad de desplante y geometría en planta (cuadrada, rectangular).

## **1.6. ALCANCE.**

El presente trabajo de investigación está dirigido en esencia a laboratorios de suelo, tanto a profesionales como personal técnico que realiza estudios de suelo mediante ensayos de resistencia mecánica de suelos, en la determinación de la capacidad portante de suelos. Como así también, a ingenieros estructurales y personas dentro del área de construcción que tengan conocimientos básicos en estructuras y mecánica de suelos.

Partiendo desde el uso y correcciones al ensayo de penetración estándar (SPT), el uso de criterios y métodos teóricos de cálculo de capacidad portante, hasta llegar a resultados y comparación de diferentes situaciones de diseño de fundaciones superficiales.

## CAPÍTULO II

### FUNDAMENTOS DE CAPACIDAD PORTANTE

#### 2.1. ESFUERZO TOTAL.

El esfuerzo en cualquier punto a través de una masa de suelo puede ser descrito como el conjunto de esfuerzos principales totales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  en dicho punto. Los suelos son considerados como sistemas de fases múltiples (una fase sólida y otra de vacíos), donde las partículas del suelo se encuentran dispersas al azar en un volumen de suelo dado. Los espacios del suelo son continuos (considerados como poros), y están ocupados por agua, aire o ambos. Si los vacíos del suelo son rellenados con agua, aparece una presión  $u$ . Como el agua es considerada incompresible, la presión  $u$  dentro del poro actúa en el agua y sobre las partículas del suelo en cualquier dirección con igual intensidad. Esta presión se la denomina esfuerzo neutro o presión de poro. Entonces, el esfuerzo total de un suelo consiste de dos partes; del esfuerzo neutro y del esfuerzo efectivo,  $\sigma_1 = \sigma'_1 + u$ ,  $\sigma_2 = \sigma'_2 + u$  y  $\sigma_3 = \sigma'_3 + u$ . Es decir que una fracción del esfuerzo total de una masa de suelo a una profundidad dada es absorbida por el agua en los vacíos y otra fracción es absorbida por el propio esqueleto del suelo en los puntos de contacto entre sus partículas.

Cuando una masa de suelo es sometida a una carga vertical, esta actúa sobre el suelo como esfuerzo total  $\sigma_1$ , el esfuerzo generado por el confinamiento de esa masa de suelo en las dos direcciones actúa como  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ . El esfuerzo total  $\sigma_1$  vendría a ser un esfuerzo normal, un esfuerzo de compresión aplicado a la masa de suelo.

Cuando se construye una fundación, genera cargas de compresión sobre el suelo que están distribuidas por su área de apoyo. Este incremento de esfuerzo total genera cambios sobre el suelo de fundación, produciendo una variación en el esfuerzo efectivo del suelo y un exceso de presión de poro, que dependiendo generalmente del tipo de suelo la variación del exceso de presión de poro producirá cambios de volumen en el suelo.

##### 2.1.1. Esfuerzo efectivo.

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección del suelo es definido como la diferencia entre el esfuerzo total en esa dirección y la presión del agua en el poro. Es decir, la

presión que se genera del contacto entre las partículas del suelo cuando este es cargado y genera el escurrimiento del agua de los poros. Dependiendo que tan rápido sea el escurrimiento del agua y de la magnitud del esfuerzo total aplicado, el esfuerzo efectivo del suelo llega a ser igual al esfuerzo total disipando toda la presión en exceso de poro.

Fue Terzaghi (1936) quien claramente propuso por primera vez este comportamiento básico de las propiedades mecánicas de materiales porosos. Pero aun así, hasta el día de hoy el principio de esfuerzo efectivo es imperfectamente y curiosamente explicado en la gran mayoría de textos de mecánica de suelos y, probablemente como resultado de esto, es imperfectamente conocido y entendido por varios ingenieros en la práctica.

El principio de esfuerzo efectivo fue establecido por Bishop (1959) en función a dos simples hipótesis:

Un cambio de volumen y la deformación de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total y la variación de la presión del fluido en el poro, y no del esfuerzo total aplicado. Por lo tanto se tiene la expresión:

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

Donde  $\sigma$  representa el esfuerzo total normal,  $u$  representa la presión de poro y  $\sigma'$  denominado esfuerzo efectivo.

El esfuerzo de corte de un suelo depende del esfuerzo efectivo y no del esfuerzo total normal al plano considerado. Esto podría ser expresado por la ecuación:

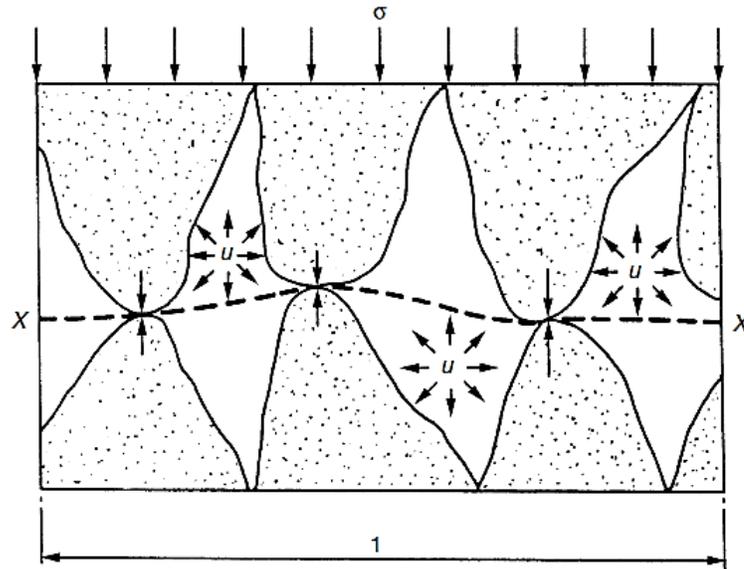
$$\tau = c' + \tan\phi'$$

Donde  $\tau$  representa el esfuerzo de corte,  $\sigma'$  el esfuerzo efectivo en el plano considerado,  $c'$  la cohesión,  $\phi'$  el ángulo de fricción interna, con respecto al esfuerzo efectivo.

El principio de esfuerzo efectivo, expresado anterior, ha probado ser vital en la solución de problemas prácticos en la mecánica de suelos.

Para hacer una exploración más rigurosa del comportamiento físico del esfuerzo efectivo, considere las fuerzas actuando a través de una superficie X-X en el suelo, la cual se aproxima a un plano pero que atraviesa el espacio del poro y los puntos de contacto de las partículas del suelo (Bishop, 1959) como se muestra en la figura (2.1.1.).

**Figura 2.1.1.** Fuerzas inter-granulares actuando sobre la superficie X-X.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

El esfuerzo normal, es entonces, igual a la fuerza media perpendicular a este plano, por área unitaria, y las áreas son consideradas como proyecciones en el plano.

Entonces:

$\sigma$  = Representa el esfuerzo total perpendicular a este plano.

$\sigma'_i$  = La fuerza inter-granular promedio normal por área unitaria al plano.

$u$  = La presión de poro.

$a$  = El área efectiva de contacto de las partículas del suelo por área unitaria del plano.

Por lo tanto  $\sigma = \sigma'_i + (1 - a) \cdot u$ , de donde:

$$\sigma'_i = (\sigma - u) + a \cdot u$$

Así el esfuerzo efectivo  $(\sigma - u)$  no es exactamente igual a la fuerza inter-granular promedio por área unitaria del plano  $\sigma'_i$ , y es dependiente del área de contacto entre partículas. A pesar que esta área es muy pequeña no es igual a cero pues podría implicar esfuerzos locales infinitos del contacto entre partículas.

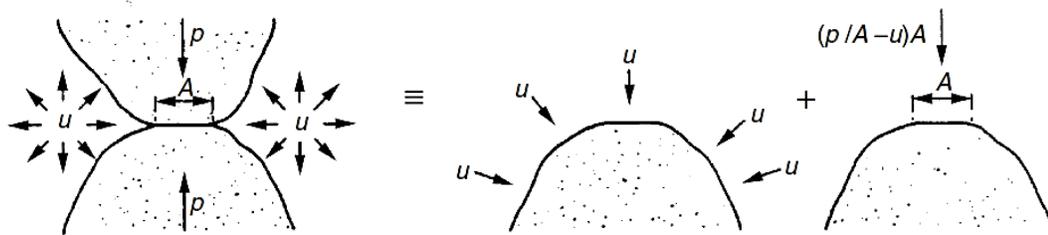
Considere ahora las deformaciones del contacto entre dos partículas de suelo y también la acción de la presión de poro (Fig. 2.1.2).

El sistema de fuerzas podría ser considerado como un conjunto de dos componentes. Si  $P$  es la fuerza promedio de contacto y hay un número  $N$  de contactos por área unitaria, entonces la fuerza inter-granular por área unitaria del plano X-X es:

$$\sigma'_i = N.P$$

Ahora si una partícula homogénea e isotrópica de suelo es sujeta a un esfuerzo isotrópico,  $u$ , en toda su superficie, la deformación producida es una pequeña reducción elástica del volumen de la partícula sin algún cambio en su forma.

**Figura 2.1.2.** Esquema de fuerzas inter-granulares.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

La compresibilidad del esqueleto del suelo, sin embargo, es mucho más grande que la compresibilidad individual de las partículas del suelo en compresión. Por lo tanto, es sólo esta parte del esfuerzo de contacto local que se encuentra en un exceso de presión de poro la que verdaderamente genera una deformación estructural, ya sea por deformación volumétrica, por esfuerzo de corte o por ambos.

Este esfuerzo en exceso que controla las deformaciones estructurales es igual a  $P/A - u$  donde  $A$  es el área de contacto de partículas. Al sumar sus correspondientes componentes de la fuerza inter-particular en exceso se obtiene una expresión para  $\sigma'$  definida como parte de ese esfuerzo normal que controla el cambio de volumen debido a la deformación de la estructura del suelo, de donde la fuerza en exceso por área unitaria del plano X-X es:

$$\begin{aligned}\sigma' &= N.((P/A) - u).A \\ &= N.P - u.N.A \\ &= N.P - u.a \\ \sigma' &= \sigma_i - a.u\end{aligned}$$

Substituyendo  $\sigma'_i = (\sigma - u) + a.u$ , en la ecuación anterior se obtiene:

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

### 2.1.2. Estabilidad a corto y largo plazo.

Una de las razones principales para el desarrollo tardío de la mecánica de suelos como una rama sistemática de la ingeniería civil ha sido la dificultad de reconocer que la

diferencia entre las características de corte de la arena y la arcilla no radica tanto en la diferencia entre las propiedades de fricción de las partículas componentes, como en la gran diferencia, aproximadamente un millón de veces en la permeabilidad. El componente integral de un cambio de tensión aplicado a una arcilla saturada no es, por lo tanto, efectivo para producir ningún cambio en el componente de fricción de la resistencia hasta que haya transcurrido un tiempo suficiente para que el agua escurra (o ingrese), de manera que el cambio de volumen apropiado pueda tener lugar.

### **2.1.3. La interacción de la estructura del suelo y el agua de los poros.**

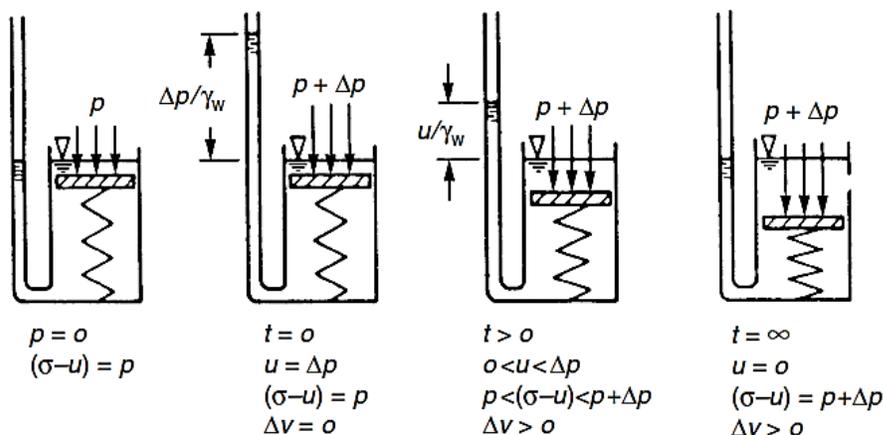
El comportamiento de ingeniería singularmente dependiente del tiempo de los suelos saturados de grano fino se deriva de la interacción del esqueleto compresible del suelo y el agua de poros relativamente incompresible. Los cambios rápidos en la carga externa no provocan un cambio de volumen debido a la resistencia viscosa al deslizamiento del agua de los poros. Por lo tanto la configuración estructural del suelo no cambia inmediatamente y, por lo tanto, según la Ley de Hooke, la carga estructural no cambia.

Sin embargo, mientras que la estructura del suelo compresible requiere un cambio de volumen para cambiar su carga, el agua de poro relativamente incompresible puede cambiar su presión sin mucho cambio de volumen. El cambio en la carga externa se refleja, por lo tanto, por un cambio en la presión de poros. Con el tiempo, este exceso de presión de poro se disipará, el cambio de volumen se producirá por el flujo de agua de poros hasta que el cambio consiguiente en la configuración estructural haga que la carga estructural se equilibre con la carga externa modificada.

Este proceso puede ser examinado por la analogía del resorte demostrado en la figura (2.1.3).

La estructura del suelo está modelada por un resorte, los huecos del suelo modelados por la cámara debajo del pistón y la permeabilidad del suelo modelada por la falta de ajuste del pistón en el cilindro, por lo que se modela un suelo de alta permeabilidad por un pistón que permite muy pocas fugas. Se supone que el pistón no tiene fricción. La presión del poro está indicada por el nivel del agua en un tubo vertical cuyo diámetro es mucho menor que del pistón. Inicialmente, el pistón se carga uniformemente por una intensidad de carga  $P$  que incluye el peso del pistón.

**Figura 2.1.3.** Analogía del resorte para la consolidación del suelo.

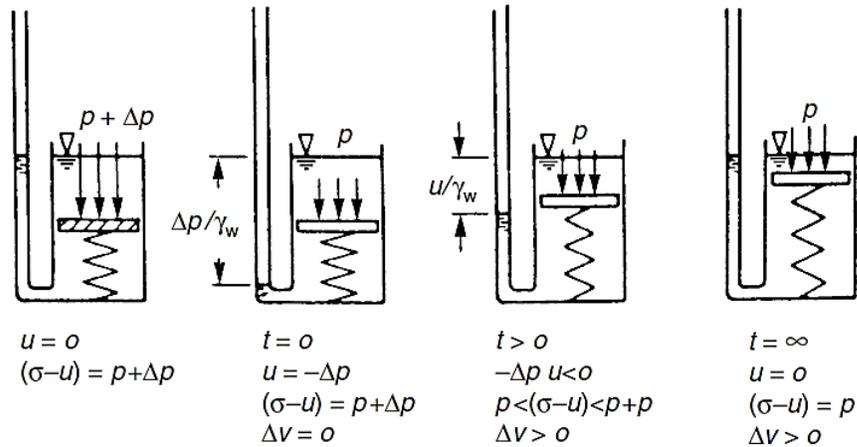


Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Inmediatamente después de que ( $t = 0$ ) aumenta rápidamente la carga por  $\Delta P$ , el resorte (estructura del suelo) no se ve afectado porque no ha transcurrido suficiente tiempo para que el flujo viscoso pase por el pistón para reducir el volumen de la cámara (poros) debajo del pistón y, por lo tanto, permita que el resorte se comprima más y soporte más carga. El incremento de carga  $\Delta P$ , será inicialmente igual al incremento en la presión de poro. A medida que transcurre el tiempo, se produce un flujo, el pistón se desplaza hacia abajo, el incremento de carga aplicado  $\Delta P$  se comparte entre el resorte y la presión de poro. El gradiente hidráulico causa un flujo desde el área de alta presión de poro debajo del pistón hasta el área de cero poros sobre el pistón, se reduce así mismo por el flujo, ya que se permite que el resorte se comprima más y tome más carga. Por lo tanto la ley de los rendimientos decrecientes se aplica y hay una caída exponencial en la presión de poro y un cambio en la longitud del resorte. En última instancia, la presión de los poros se disipa en el valor de equilibrio y la carga total está totalmente soportada por el resorte.

En el instante después de disminuir rápidamente la carga  $\Delta P$ , como se muestra en la figura (2.1.4), el resorte no se ve afectado de nuevo porque ha transcurrido un tiempo insuficiente para que el flujo viscoso pase por el pistón para aumentar el volumen de la cámara debajo del pistón y así permitir que el resorte expanda y desprenda algo de carga.

**Figura 2.1.4.** Analogía del resorte en descarga.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

La reducción de carga  $\Delta P$  se refleja así inicialmente por una disminución numéricamente igual en la presión de poro. Como antes, a medida que transcurre el tiempo, tiene lugar el flujo, el pistón se desplaza hacia arriba y la reducción de la carga  $\Delta P$  se comparte entre el resorte y la presión de poro. En última instancia, la presión negativa de los poros aumenta al valor de equilibrio y la carga en el resorte se reduce a  $P$ .

#### 2.1.4. La generación de presión de poros en la carga de suelos reales.

Las consideraciones de estabilidad de las fundaciones y movimientos de tierras en suelos saturados de grano fino dependen en gran medida del tiempo. Esto es porque el promedio del tamaño de los poros de interconexión es tan pequeño que el desplazamiento del agua de los poros se retrasa por fuerzas viscosas. La resistencia que ofrece un suelo al flujo de agua es su permeabilidad, que es la velocidad del flujo bajo un gradiente hidráulico unitario. En la tabla (2.1.1) se puede ver que la permeabilidad es la mayor diferencia cuantitativa entre los suelos de diferente estabilidad dependiente del tiempo (como lo señalaron Bishop y Bjerrum, 1960).

Tenga en cuenta que la arena y la arcilla normalmente consolidada marcadas por (\*) tienen parámetros de resistencia al corte similares, pero la permeabilidad de la arcilla es varios órdenes de magnitud más baja, lo que explica su exclusiva dependencia del tiempo, mientras que la arena más permeable reacciona casi inmediatamente a los cambios de carga.

**Tabla 2.1.1.** Parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos y permeabilidades de un amplio y variado tipo de material.

| Suelo   | Permeabilidad (m/s)   | c' (kPa) | $\Phi'$ (grados) |
|---|-----------------------|----------|------------------|
| Roca blanda   | 5,0                   | 0,0      | 45,0             |
| Grava   | $5,0 \times 10^{-4}$  | 0,0      | 43,0             |
| Arena media   | -                     | 0,0      | 33,0             |
| Arena fina  | $1,0 \times 10^{-6}$  | 0,0      | 20,0 – 35,0*     |
| Limo  | $3,0 \times 10^{-7}$  | 0,0      | 32,0             |
| Arcilla normalmente consolidada de baja plasticidad | $1,5 \times 10^{-10}$ | 0,0      | 32,0*            |
| Arcilla normalmente consolidada de alta plasticidad | $1,0 \times 10^{-10}$ | 0,0      | 23,0             |
| Arcilla sobre consolidada de baja plasticidad       | $1,0 \times 10^{-10}$ | 8,0      | 32,0             |
| Arcilla sobre consolidada de alta plasticidad       | $5,0 \times 10^{-11}$ | 12,0     | 20,0             |

Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

El comportamiento dependiente del tiempo de los suelos de grano fino cuyas tensiones totales in situ están sujetos a cambios que puede ser considerado útil bajo las condiciones de descarga y carga.

### 2.1.5. La condición de descarga.

Si se descarga una arcilla saturada, como puede ocurrir en una excavación o corte, se produce una reducción general en el esfuerzo total promedio. En un suelo de grano fino como la arcilla, la resistencia viscosa al flujo de agua de poros evita que la estructura del suelo, parcialmente aliviada de su carga externa, se expanda rápidamente y aspire agua de poros del suelo circundante. Con el tiempo esta succión se disipa por el drenaje en el área de presión de poros, disminuida desde el área circundante de presión de poros más alta no afectada por la excavación. Esta migración de agua de poros provoca un aumento en el volumen del suelo en la zona de influencia, la hinchazón del suelo y el ablandamiento de la estructura del mismo, dando lugar a una reducción de la resistencia. El factor mínimo de seguridad ocurre en la condición de equilibrio a largo plazo.

### **2.1.6. La condición de carga.**

Si se carga una arcilla saturada, como ocurre en suelos que soportan cimientos de edificios, se produce un aumento general en el esfuerzo total promedio. En un suelo de grano fino como la arcilla, la resistencia viscosa a la expulsión de agua de los poros evita que la estructura del suelo se contraiga rápidamente. Por lo tanto, en la condición de carga a corto plazo, hay un cambio en el esfuerzo efectivo debido al esfuerzo de corte, sólo junto con un aumento en la presión de poros. Con el tiempo, este exceso de presión de poros se disipa por el drenaje lejos del área de aumento de esta presión en el área circundante de la presión de poros más baja no afectada por la construcción. Este flujo de agua de poros provoca una reducción dependiente del tiempo en el volumen en la zona de influencia, la consolidación del suelo y la rigidez de la estructura del suelo, lo que da lugar a una disminución del asentamiento y al aumento de la resistencia. El factor mínimo de seguridad ocurre en la condición sin drenaje a corto plazo cuando la resistencia es la más baja.

En esta condición sin drenaje, la zona estresada no cambia inmediatamente su contenido de agua o volumen. El incremento de carga sí, sin embargo, distorsiona la zona estresada. Las tensiones efectivas cambian junto con el cambio en la forma de la estructura del suelo. Eventualmente, los cambios en la configuración estructural pueden dejar de producir una condición estable y la inestabilidad consecuente da lugar a un mecanismo plástico o flujo plástico y se produce una falla.

La resistencia está determinada por las tensiones efectivas locales en caso de falla normal a las superficies de falla. Estos están condicionados y generados por la configuración estructural del material de origen (que a su vez está condicionado por la carga in situ de esfuerzos) y su reacción sin drenar a la deformación.

En las obras de ingeniería civil en general, el cambio de carga del suelo se aplica gradualmente durante el periodo de construcción. Las presiones de poro en exceso generadas por la carga se disipan parcialmente al final de la construcción. Por lo tanto para el diseño se idealizan ciertas condiciones: que el suelo se encuentre totalmente saturado con agua incompresible y que la carga del proceso de construcción del edificio aplicada al suelo sea rápida. Asumiendo estas consideraciones para el diseño, en el caso de una arena se presentará una condición drenada a corto y largo plazo en el transcurso

de construcción. Mientras que para una arcilla, el caso más desfavorable en la construcción se presentará a corto plazo, condición no drenada.

## 2.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

La resistencia al corte de un suelo en cualquier dirección es el esfuerzo de corte máximo que se puede aplicar a la estructura del suelo en esa dirección. Cuando se alcanza este máximo esfuerzo, se considera que el suelo ha fallado, y se generan movimientos en la masa del suelo.

### 2.2.1. La naturaleza de la resistencia al corte.

Cuando el suelo falla, lo hace por medio de algún mecanismo de falla plástica que involucra el corte. La resistencia al corte de un suelo se deriva de la resistencia estructural sola, ya que el agua de poro no tiene resistencia al corte. La resistencia de la estructura del suelo al cortante surge de la resistencia de fricción  $F$ , generada por las fuerzas entre partículas  $N$ , figura (2.2.1). En la masa de suelo, la carga transmitida por la estructura del suelo normalmente a la superficie de corte es una medida integrada de estas fuerzas inter-granulares. La resistencia al corte  $\tau$  (esfuerzo de corte en el momento de la rotura), en cualquier plano de un suelo, es una función del esfuerzo efectivo normal a ese plano. Suponiendo que una relación lineal da:

$$\tau = k_1 + k_2 \cdot (\sigma_n - u)$$

Donde,  $\sigma_n$  es el esfuerzo total normal al plano,  $u$  es la presión de agua de poro, y  $k_1$ ,  $k_2$ , son dos constantes determinadas experimentalmente.

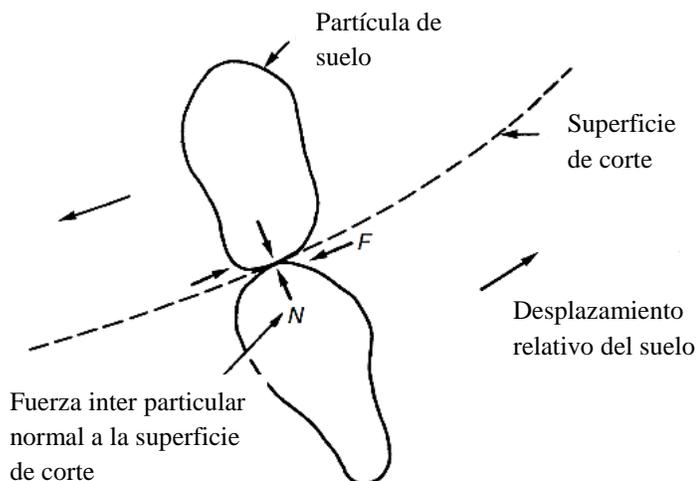
El experimento ha demostrado que esta expresión es sustancialmente correcta en una amplia gama de suelos para un rango limitado de esfuerzos.

Es así que:

$$\begin{aligned} k_1 &= c' \\ k_2 &= \tan\phi' \\ \tau &= c' + (\sigma_n - u) \cdot \tan\phi' \end{aligned}$$

Donde  $c'$  es la cohesión del suelo y  $\phi'$  es el ángulo de resistencia al corte o ángulo de fricción interna del suelo, ambos con respecto al esfuerzo efectivo.

**Figura 2.2.1.** Fuerzas que surgen al deslizamiento entre partículas.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

## 2.2.2. Medición de la resistencia al corte.

### 2.2.2.1. Mediciones directas e indirectas.

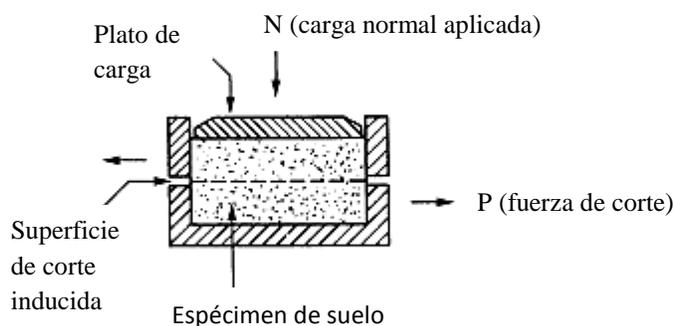
Si se conocen los parámetros de resistencia al corte por esfuerzo efectivo  $c'$  y  $\tan \phi'$ , la resistencia al cortante en cualquier plano puede estimarse a partir del conocimiento del esfuerzo efectivo normal a ese plano ( $\sigma_n - u$ ). De esta manera, la resistencia al corte se evalúa indirectamente utilizando los valores determinados experimentalmente de  $c'$  y  $\tan \phi'$ , y estimando o midiendo el esfuerzo total normal y la presión de agua de poro  $u$ , por lo tanto  $\tau = c' + (\sigma_n - u) \cdot \tan \phi'$ .

Es posible medir la resistencia máxima al corte  $\tau$ , directamente. Un dispositivo que hace esto es la caja de corte directo (figura 2.2.2), que ensaya una muestra prismática de suelo contenida en una caja rígida que se divide en una sección media horizontal. La mitad superior de la caja puede moverse libremente en relación con la mitad inferior. La caja está abierta en su parte superior, donde el espécimen de suelo se carga verticalmente por una placa horizontal rígida. Al restringir la mitad de la caja para que se mueva en relación con la otra mitad, la muestra de suelo se corta en un plano horizontal. La resistencia máxima al corte se encuentra directamente al medir el esfuerzo máximo de corte requerido para el desplazamiento relativo.

La relación entre las medidas directas e indirectas de la resistencia al corte se puede examinar con más detalle. Al considerarse un espécimen de arcilla saturada confinada en

una caja de corte directo y cargado verticalmente en una sección media horizontal con un esfuerzo total normal  $\sigma_v$ . La caja está contenida en una celda abierta que se inunda a una profundidad constante. La presión de poro tiene el valor de equilibrio  $u_0$ . La resistencia al corte se puede encontrar directamente cortando al espécimen. Al cortar la muestra rápidamente, se simula la condición sin drenar, es decir, no hay cambios en el contenido de agua y, por lo tanto, no hay cambios en el volumen general de la muestra, debido a la resistencia viscosa por el rápido desplazamiento de agua de poro en un suelo granulado fino.

**Figura 2.2.2.** Esquema de corte de la caja de corte directo.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

La distorsión por cizallamiento de la estructura del suelo en la zona de corte genera un exceso de presión de agua de poro, que en la falla es  $\Delta u_f$ .

La resistencia al corte obtenido directamente es, por lo tanto, la resistencia al corte sin drenar:

$$s_u = c' + (\sigma_v - u_0 - \Delta u_f) \cdot \tan \phi'$$

Por lo tanto, puede verse que la resistencia al corte sin drenar  $S_u$ , simplemente proporciona una medida directa de la resistencia al corte de una estructura del suelo que se corta rápidamente. Esta resistencia también se puede deducir a partir del conocimiento del esfuerzo efectivo en caso de falla y la relación entre el esfuerzo efectivo y la resistencia al corte para el suelo incorporado en los parámetros  $c'$  y  $\tan \phi'$ .

#### 2.2.2.2. Mediciones drenadas y sin drenaje.

Si un suelo saturado de grano fino es rápidamente cargado (p. ej. Al llenar rápidamente un tanque de aceite grande), a corto plazo el suelo no se drena efectivamente debido a las fuerzas viscosas que resisten el flujo de agua de los poros

dentro del suelo. El exceso de presión de poro generada por la aplicación repentina de disipación de carga por drenaje o consolidación durante un periodo de tiempo que puede, en el caso de los días, extenderse a muchas decenas e incluso a cientos de años. Por lo tanto, los términos breve y repentino son relativos y una aplicación de carga durante varios meses durante un periodo de construcción puede ser relativamente rápida respecto al criterio de corto plazo (fin de construcción), en el caso no drenado. En condiciones de carga positiva, tales como zapatas, la consolidación subsiguiente bajo la influencia del aumento de la carga da lugar a una mayor resistencia y estabilidad. La resistencia más baja y, por lo tanto, la condición de estabilidad más crítica, por lo tanto, se mantiene al final de la construcción cuando se completa la carga. La resistencia crítica es, por lo tanto, la resistencia al cizallamiento sin drenar antes de la consolidación. Una prueba rápida en la caja de corte directo, por ejemplo, representa una simulación a pequeña escala conveniente, aunque enormemente simplificada, o modelo de la probable falla de prototipo o campo a gran escala. Anteriormente se vio que esta rápida medida directa de la resistencia al corte daba la resistencia al corte sin drenaje. Sin embargo, si la prueba se lleva a cabo lentamente, la distorsión de la estructura del suelo en la zona de corte produce un exceso excesivamente pequeño de presión de agua de poro. Esto se debe a que cualquier ligero aumento en la presión de los poros tiene tiempo para disiparse por el drenaje, es decir, la prueba lenta se drena en lugar de sin drenaje en la prueba rápida. Por lo tanto, la presión de poro permanece casi a lo largo de la prueba. La estructura del suelo en la zona de corte es capaz de cambiar su volumen por drenaje. Entonces, la estructura distorsionada por cizallamiento en la prueba drenada será diferente de la prueba no drenada, lo que otorga una resistencia diferente, la resistencia a la cizalla drenada:

$$sd = c' + (\sigma_v - u_0) \cdot \tan\phi'$$

La característica esencial es que, en general:

$$s_d \neq s_u$$

Aunque es una sola muestra de suelo que está siendo probado, las estructuras del suelo en las zonas de falla son diferentes en cada caso de análisis.

En la prueba directa drenada de esfuerzo al corte, la presión del poro es casi cero y por eso el esfuerzo efectivo es conocido. De esto, los parámetros de resistencia al corte  $c'$  y  $\tan\phi'$  pueden ser deducidos de dos o más pruebas como tal. Por lo tanto, esta

prueba no sólo mide directamente la resistencia al corte para las presiones particulares de consolidación,  $\sigma_v$ , de cada prueba sino también provee  $c'$  y  $\phi'$ , a su vez permite que la resistencia al esfuerzo cortante sea estimada para cualquier condición de carga.

### **2.2.3. Criterios de falla idealizados por resistencia al esfuerzo cortante.**

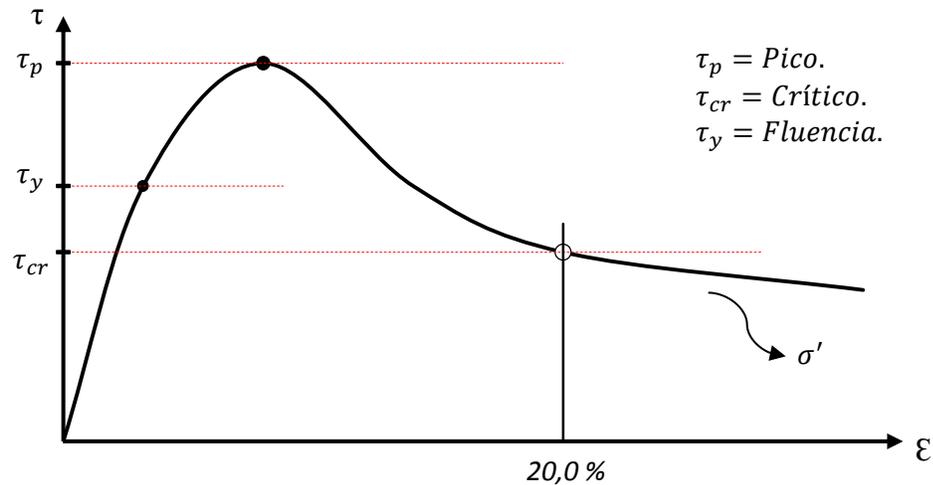
#### **2.2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante en estado drenado.**

Los resultados típicos de las pruebas en la caja de corte directo en muestras de arenas densas y arcillas rígidas (sobre consolidadas), se muestran en la figura (2.2.3). Se genera una resistencia al esfuerzo cortante para cada aplicación de esfuerzo efectivo vertical  $\sigma'_v$ , que en las primeras aplicaciones de carga genera una deformación controlada en la muestra del suelo debido a que no se ha llegado aún al estado de falla del suelo. Debido a que las magnitudes de las cargas aplicadas son pequeñas y se encuentran dentro de su fluencia. Al incrementarse más las cargas, el esfuerzo efectivo incrementa y consiguientemente su resistencia al esfuerzo cortante, generando una mayor deformación sobre la muestra del suelo, donde ya la muestra entra en un estado pico y las deformaciones ya presentan cierto grado de plasticidad. Cuando se incrementa el esfuerzo efectivo de la muestra llegando a un estado crítico, se asume que la muestra de suelo ya ha llegado a su falla. Se presentan deformaciones no controladas y una disminución de su resistencia al esfuerzo de corte, el suelo presenta un flujo plástico. Por esta razón se asume que a un 20,0 % de deformación de la muestra del suelo ha llegado a su falla. Este criterio de falla del suelo es denominado frágil, debido a que el suelo en la primera parte de su carga antes de llegar a un pico ofrece una buena resistencia al corte y poca deformación. Pero, sobrepasando su pico la resistencia al corte disminuye rápidamente y las deformaciones incrementan.

Analizando los puntos pico y crítico, existe una diferencia en el valor de ambos y a su vez una variación de su deformación. Si se adopta el valor del punto crítico como la resistencia al corte de ese suelo, llegado el momento, el suelo presentará dos deformaciones diferentes. Una deformación que podría ser elástica y otra plástica, situación que no sucede en el punto pico. Es así que el estado crítico del suelo representa un valor de resistencia al corte conservador comparado con el estado pico. Los resultados obtenidos de esta muestra de suelo, corresponde a ensayos drenados donde

el valor de la resistencia al esfuerzo de corte  $\tau$ , corresponde a un esfuerzo efectivo  $\sigma'_v$ . Para estos tipos de suelo en general los ensayos a los que se someten las muestras de suelo son de comportamiento drenado. Llegando a un punto donde son considerados suelos cohesivos-friccionantes, porque sus parámetros de resistencia al corte  $c'$  y  $\phi'$ , son efectivos. Como se muestra en la figura (2.2.4).

**Figura 2.2.3.** Falla típica de suelos frágiles.

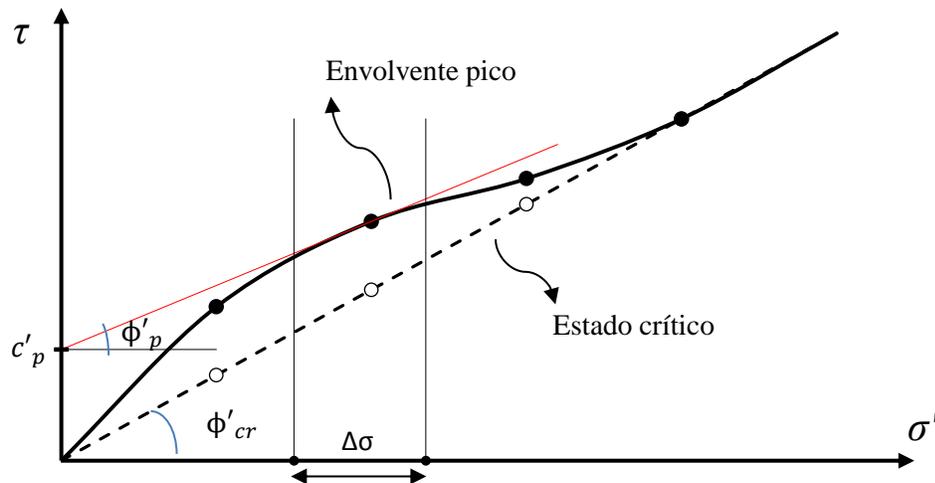


Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Los valores de resistencia al corte pico describen un comportamiento no lineal en sus primeras cargas respecto de los valores críticos, pero que ambos a cierto incremento en la magnitud de esfuerzo presentan valores similares y un comportamiento lineal. Según el criterio de Mohr-Coulomb, si a esta envolvente de falla pico se traza una línea tangente comprendida entre un rango de esfuerzos efectivos, se podría conocer el valor de cohesión efectiva pico ( $c'_p$ ) y ángulo de fricción efectivo pico ( $\phi'_p$ ), si se conoce previamente el valor de rango de esfuerzo efectivo que se quiere aplicar al suelo para conocer su resistencia al esfuerzo cortante para condiciones drenadas.

Varias investigaciones realizadas recomiendan que para este tipo de suelos, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante sean conservadores, para el análisis y diseño de fundaciones. Esto quiere decir, por lo tanto, que se analice la envolvente de falla crítica. Entonces el suelo será considerado únicamente friccionante, la envolvente de falla pasa a través del origen y los parámetros de resistencia al esfuerzo de corte serán efectivos por las condiciones del ensayo drenado. Los parámetros serán entonces, cohesión efectiva crítica  $c'_{cr} = 0$  y ángulo de fricción interna efectivo crítico  $\phi'_{cr} \neq 0$ .

**Figura 2.2.4.** Criterio típico de falla pico.

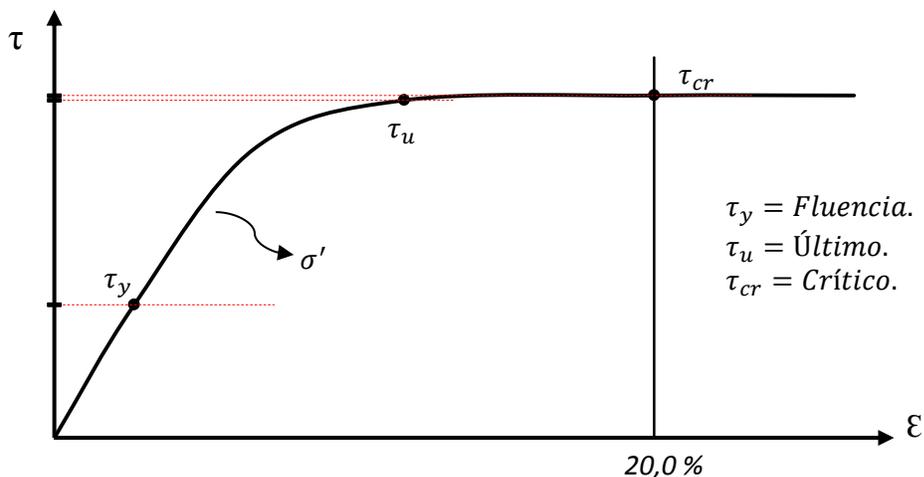


Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Mientras que para el caso de una arena suelta y arcilla blanda (normalmente consolidada), se muestra en la figura (2.2.5). Donde los resultados obtenidos corresponden a un ensayo drenado al igual que el anterior caso. El suelo de la muestra presenta un comportamiento dúctil, el incremento de resistencia el esfuerzo de corte se va generando gradualmente mientras se incrementa el esfuerzo efectivo. Lo que no genera una falla repentina al corte como el caso señalado anteriormente.

Ante la aplicación de esfuerzos efectivos pequeños, los esfuerzos de corte generan deformaciones un tanto mayores en su estado de fluencia, comparado con los del suelo frágil.

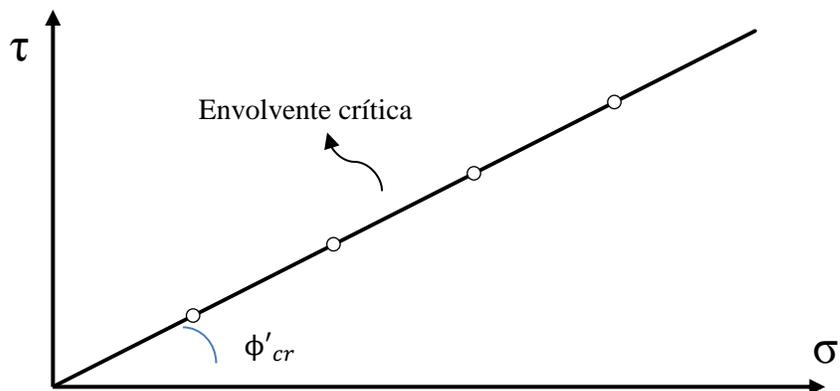
**Figura 2.2.5.** Falla típica de suelos dúctiles.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Al incrementarse los esfuerzos de corte, las deformaciones aumentan sustancialmente, llegando a un punto de esfuerzo último de la muestra de suelo. Un instante después de sobrepasar el esfuerzo último se llega al estado crítico. Donde se asume que el suelo ya ha llegado a su falla, se genera un flujo plástico y se asume que la deformación de la falla corresponde al 20,0 % de la muestra al igual que en el caso anterior. La envolvente de falla tipo para este caso se muestra en la figura (2.2.6).

**Figura 2.2.6.** Criterio típico de falla crítica.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Donde para cada incremento de esfuerzo efectivo la muestra de suelo muestra una resistencia al esfuerzo de corte tal que describe un comportamiento lineal correspondiente que pasa por el origen.

Entonces, estos tipos de suelos al tener un comportamiento dúctil son considerados suelos friccionantes. Donde únicamente el parámetro de resistencia al corte es el ángulo de fricción interna efectivo crítico ( $\phi'_{cr}$ ).

### 2.2.3.2. Resistencia al esfuerzo cortante en estado no drenado.

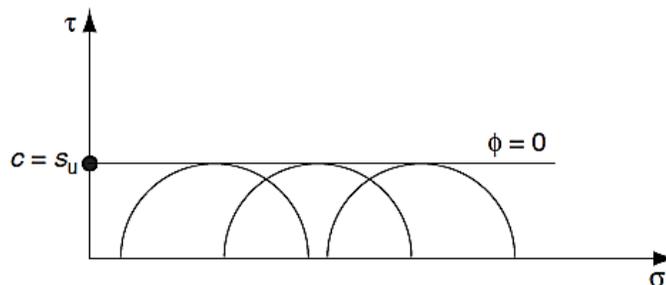
Para las fundaciones, la estabilidad crítica es a corto plazo porque el esfuerzo aumenta con la consolidación a largo plazo. En resumen, las presiones del agua de los poros son desconocidas y, por lo tanto, un análisis efectivo de la tensión no puede ser inadecuado, a menos que las presiones de los poros se puedan estimar. Se debe realizar un análisis  $\phi = 0$ , utilizando la resistencia al corte no drenado  $S_u$ .

Desde el principio del esfuerzo efectivo, se sabe que el esfuerzo efectivo (y por lo tanto la fuerza) no cambiará siempre que la estructura del suelo no se deforme. Este es el caso en la prueba triaxial (U.U), durante las etapas de incremento de presión celular son

isotrópicas. La combinación de la condición sin drenar (sin deformación volumétrica) y el cambio de esfuerzo isotrópico (sin esfuerzo de cizallamiento) no garantiza la deformación y, por lo tanto, no cambia el estado inicial de esfuerzo efectivo, figura (2.2.7). Por lo tanto, la condición  $\phi = 0$  corresponde a una condición de “ausencia de cambio en el estado inicial del esfuerzo efectivo”. Por supuesto la resistencia del esqueleto del suelo se moviliza en la prueba del triaxial UU, por deformación axial que cambia los esfuerzos efectivos. Es solo este esfuerzo que depende del estado inicial de esfuerzo efectivo.

Del principio de similitud, se sigue que el concepto inherente en la condición  $\phi = 0$  (es decir, no hay cambio en la fuerza si el estado inicial de esfuerzo efectivo no se modifica), y se muestra que en la prueba triaxial sin drenaje no consolidada, se debe hacer coincidir con una condición de campo correspondiente si  $S_u$ , medida de esta manera se va a utilizar en un análisis de  $\phi = 0$  para predecir la estabilidad del campo. Esto significa que el análisis solo es totalmente apropiado para una condición de campo donde la actividad de la construcción no está drenada y provoca un aumento isotrópico en el esfuerzo total. Esto ocurre en laboratorio, por ejemplo, en el edómetro en el momento del cambio de carga. En el campo esta condición puede verse afectada por una carga global rápida, como puede ocurrir a corto plazo a poca profundidad por debajo del centro de una zapata ancha.

**Figura 2.2.7.** Envolvente de falla para la condición  $\phi = 0$ , según el círculo de Mohr para un ensayo triaxial UU.



Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

### 2.3. ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.

La relación entre los movimientos del terreno y la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre él, es muy compleja, debido a que existen variados mecanismos

generadores de movimientos del terreno. Por otro lado, existen diversos tipos de estructuras, disponiendo cada uno de capacidad variable para resistir o ser deteriorado por el movimiento.

La mayoría de los daños en las edificaciones, vinculados a movimientos de la fundación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente por investigación inapropiada del suelo o por no haberse identificado el comportamiento del mismo. Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles a cambiar antes, durante y posteriormente a la construcción (Delgado, 1996).

Según el principio de esfuerzos efectivos (Bishop, 1959), descrito anteriormente, cualquier deformación o asentamiento es una función de los esfuerzos efectivos y no así de los esfuerzos totales. Este principio se aplica solamente a esfuerzos normales y no a esfuerzos cortantes.

Los asentamientos de fundaciones deben ser estimados con gran cuidado; siendo los resultados obtenidos sólo una buena estimación de la deformación esperada cuando la carga es aplicada. El asentamiento total de fundaciones puede ser considerado como la suma de tres componentes separadas de asentamiento como se tiene a continuación:

$$S = S_i + S_c + S_s$$

Dónde:

$S$  = Asentamiento total de la fundación.

$S_i$  = Asentamiento inmediato (o asentamiento no drenado). Se considera que este asentamiento ocurre a lo largo de un periodo cercano a 7 días. Según Bowles (1996), el análisis de asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos (incluyendo limos y arcillas) cuyo grado de saturación es  $S \leq 90,0\%$  y para todos los suelos de grano grueso con un coeficiente de permeabilidad grande, es decir, para un valor del coeficiente de permeabilidad mayor a  $10^{-3}$  m/s.

$S_c$  = Asentamiento por consolidación. Este tipo de asentamiento es dependiente del tiempo y toma meses a años en desarrollarse; pero por lo general se considera que se produce en un periodo de 1 a 5 años, salvo casos extremos como el de la Torre de Pisa que ya lleva más de 700 años asentándose. El análisis de asentamiento por consolidación

se usa para todos los suelos saturados o casi saturados de grano fino, en los cuales puede aplicarse la teoría de consolidación.

$S_s$  = Asentamiento por consolidación secundaria o fluencia plástica que es dependiente del tiempo y ocurre durante un periodo extenso de años después de que se ha completado la disipación del exceso de presión de poros, es decir a un valor de esfuerzos efectivos constantes. Es causado por la resistencia viscosa de las partículas de suelo a un reajuste bajo compresión.

Según Das (2001), el asentamiento por consolidación secundaria es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas pre-consolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene una menor importancia práctica.

Al realizar el estudio de asentamientos se asume que la carga es aplicada instantáneamente; sin embargo, en la práctica el proceso de construcción se extiende generalmente a lo largo de varios meses o incluso años.

### **2.3.1. El uso de la teoría elástica en la mecánica de suelos.**

En la mecánica de suelos, las condiciones de asentamiento de la fundación y los esfuerzos en condiciones de carga local (en comparación con la carga global uniforme) se determinan a partir de los procedimientos establecidos de la temática matemática de la elasticidad. Los cambios en los esfuerzos de la cimentación causados por los cambios en la carga aplicada se explican en términos de esfuerzo total y los cambios de presión de poro medidos o calculados deben restarse para producir los cambios resultantes en el esfuerzo efectivo. La teoría matemática de la elasticidad fumiga al ingeniero con disposiciones y distribuciones de esfuerzos causados por bucles que cubren áreas planas, flexibles y rígidas de varias formas geométricas, ya sea sobre o en las superficies horizontales de sólidos elásticos semi infinitos o en capas elásticas de suelo. El procedimiento usa el supuesto de parámetros de desplazamiento constantes: módulo de Young,  $E$ , y la relación de Poisson,  $\nu$ . Estos parámetros varían con el tiempo desde los valores no drenados en el momento de la carga ( $\nu = 0,5$  para el caso no drenado idealizado) hasta los valores drenados al final de la disipación del exceso de presión de poro. Como lo señalaron Davis y Poulos (1968), el supuesto de parámetros elásticos

constantes del suelo no implica que el suelo real se comporte como un sólido elástico ideal. Sin embargo, existen similitudes entre el comportamiento del suelo real y los sólidos elásticos reales. El comportamiento de tipo elástico puede simularse en pequeños esfuerzos, es decir, bajo condiciones de carga que garantizan una alta seguridad contra fallas. Esto es razonablemente cierto, por ejemplo, para cimientos donde el factor de seguridad es del orden de 3,0, pero es improbable para terraplenes donde el factor de seguridad es del orden de 1,5. Además, los esfuerzos menores que la presión de pre consolidación  $p_c'$  (también llamada máxima presión pasada), los esfuerzos son permanentes (o plásticos), es decir,  $p_c'$  es un esfuerzo de fluencia.

En general, sin embargo, los esfuerzos del suelo disminuirán lejos de la carga de la misma manera que en un medio elástico. Las constantes elásticas del suelo deben determinarse experimentalmente en condiciones que simulen el rango de esfuerzos y el tipo de deformación encontrada en el campo, justificando así el uso del modelo analítico elástico para predecir tensiones y asentamientos. Las distribuciones de esfuerzo y desplazamiento en un sólido elástico causadas por una carga distribuida se basan en integraciones del efecto de una carga puntual vertical.

### 2.3.1.1. Asentamientos elásticos.

Como lo señalaron Davis y Poulos (1968), en un suelo estratificado, el asentamiento final total se puede obtener mediante la suma de los esfuerzos verticales en cada estrato de donde generalmente:

$$\delta Z = \sum \frac{1}{E'} (\sigma_z - v' \cdot \sigma_x - v' \cdot \sigma_y) \cdot \delta h$$

Donde  $E'$  y  $v'$  son los parámetros elásticos para la estructura del suelo apropiados para los cambios de tensión en cada estrato,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$ , son los esfuerzos debidos a la cimentación, y  $\delta h$  es el espesor de cada estrato.

Sin embargo, si el perfil del suelo es, por ejemplo, un estrato de arcilla razonablemente homogénea, entonces se pueden asignar valores apropiados de  $E'$  y  $v'$  a la arcilla para toda una profundidad del estrato, dando:

$$\delta Z = \frac{q \cdot B \cdot I}{E'}$$

Donde  $q$  es la presión neta de la base de fundación,  $B$  es una dimensión conveniente de la base de fundación e  $I$  es un factor de influencia dado por la teoría elástica.

### 2.3.1.2. Asentamientos no drenados o inmediatos.

Si se carga localmente un sólido elástico incompresible de gran extensión, se producirán deformaciones locales a un volumen constante. Si un estrato de arcilla saturada se carga de forma rápida y localmente, la baja permeabilidad de la arcilla retrasa el drenaje del agua fuera de los poros y la arcilla se deforma en modo de volumen constante o sin drenar. La similitud es por lo tanto evidente entre un sólido elástico incompresible cargado (por ejemplo,  $\nu = 0,5$ ) y una arcilla saturada cargada al final de construcción. La forma apropiada, por lo tanto, de la ecuación anterior es:

$$\delta u = \delta i = \frac{q \cdot B \cdot I_u}{E'_u}$$

Donde  $I_u$  es el factor de influencia para  $\nu = \nu_u = 0,5$  y  $E'_u$  es el módulo de elasticidad determinado a partir de ensayos triaxiales no drenados. Estos parámetros serán según se trabaje en condiciones drenadas o no drenadas, respectivamente. En la tabla (2.3.1), se presentan algunos valores de relaciones de Poisson para distintos suelos propuestos por Bowles (1986).

**Tabla 2.3.1.** Relación de Poisson para distintos materiales.

| Tipo de material                        | $\nu$       |
|---|-------------|
| Arcilla saturada                        | 0,40 - 0,50 |
| Arcilla no saturada                     | 0,10 - 0,30 |
| Arcilla arenosa                         | 0,20 - 0,30 |
| Arcilla dura S.C.                       | 0,15        |
| Arcillas medias                         | 0,30        |
| Arcillas blandas N.C.                   | 0,40        |
| Limo                                    | 0,30 - 0,35 |
| Arena, arena con grava comúnmente usada | 0,30 - 0,40 |
| Arenas y suelos granulares              | 0,30        |
| Roca                                    | 0,10 - 0,30 |
| Sedimento                               | 0,10 - 0,30 |
| Hielo                                   | 0,36        |
| Concreto                                | 0,15        |
| Acero                                   | 0,33        |

Fuente: *Bowles J. E. (1997), Análisis y Diseño de Fundaciones.*

Por otro lado, Giroud (1968) y Skempton (1951) presentan otra ecuación, desarrollada basándose en la suposición de que el asentamiento inmediato se debe a una compresión elástica.

Es así que los valores más altos de los esfuerzos producidos debido a la aplicación de la carga, se presentan inmediatamente debajo del punto de aplicación de esta y disminuyen lateral y verticalmente a lo largo de este punto. El efecto de no homogeneidad del suelo produce errores significativos solo cuando las diferencias ínter-estrato son considerables. Entonces, para el caso en que una carga vertical uniforme es aplicada, el desplazamiento de la superficie vertical del estrato de suelo de profundidad infinita, está dado por la ecuación:

$$\delta u = \delta i = \frac{q \cdot B \cdot I}{E} (1,0 - \nu^2)$$

Como se ya se definió,  $I$  es un factor de influencia por desplazamiento vertical y, que depende de la forma y rigidez de la fundación, tabla (2.3.2).

**Tabla 2.3.2.** Valores del factor de influencia  $I$ .

| Forma      | Flexible (Giroud, 1968) |         |          | Rígido<br>Skempton (1951) |      |
|------------|-------------------------|---------|----------|---------------------------|------|
|            | Centro                  | Esquina | Promedio |                           |      |
| Círculo    | 1,00                    | 0,64    | 0,85     | 0,79                      |      |
| Rectángulo |                         |         |          |                           |      |
| $L/B$      | 1,0                     | 1,122   | 0,561    | 0,946                     | 0,82 |
|            | 1,5                     | 1,358   | 0,679    | 1,480                     | 1,06 |
|            | 2,0                     | 1,532   | 0,766    | 1,300                     | 1,20 |
|            | 3,0                     | 1,783   | 0,892    | 1,527                     | 1,42 |
|            | 4,0                     | 1,964   | 0,982    | 1,694                     | 1,58 |
|            | 5,0                     | 2,105   | 1,052    | 1,826                     | 1,70 |
|            | 10,0                    | 2,540   | 1,270    | 2,246                     | 2,10 |
|            | 100,0                   | 4,010   | 2,005    | 3,693                     | 3,47 |

Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

Los valores propuestos de la tabla (2.3.2), se pueden calcular también mediante expresiones matemáticas aproximadas. Conociendo previamente la relación entre la longitud (lado mayor) y el ancho (lado menor) de la zapata. Es así que:

$$\xi s = L/B$$

Bajo el centro del rectángulo:

$$I \cong 0,62 \cdot \ln(\xi s) + 1,12$$

Bajo una esquina del rectángulo:

$$I \cong 0,31 \cdot \ln(\xi s) + 0,56$$

### 2.3.2. Asentamiento por consolidación primaria.

El asentamiento por consolidación primaria es el producido debido al cambio de volumen ocasionado por la expulsión del agua presente en los poros del suelo. Esta expulsión se debe a la transferencia de la carga, inicialmente absorbida por el exceso de presión de poros, a las partículas de suelo.

Cuando se estiman asentamientos de consolidación primaria se trabaja mayormente con suelos saturados o suelos muy próximos a esta situación. Es por esta razón que en la figura (2.3.1), se visualiza al agua presente en los poros y a los poros mismos, es decir a los vacíos, como a un solo conjunto componente del suelo. Este conjunto aparece en las figuras 2.3.1 (c) y 2.3.1 (d) con el nombre de vacíos que en realidad representa al conjunto Agua + Vacíos.

En la figura 2.3.1 (a) se observa la aplicación de un incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma_v$ . El asentamiento correspondiente, producido por la expulsión de agua, es observado en la figura 2.3.1 (b).

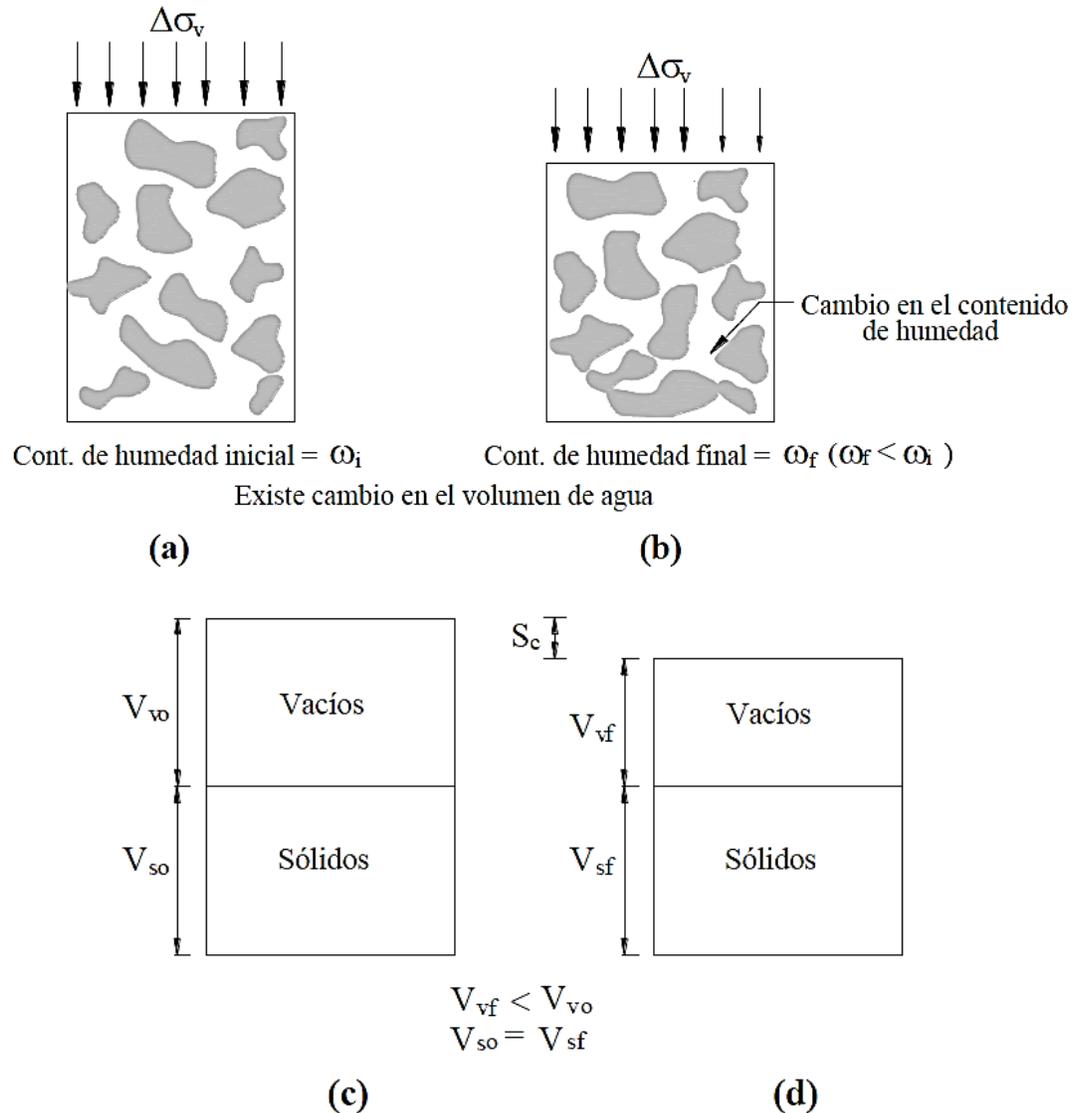
Por tanto, cuando se aplican cargas a fundaciones emplazadas en suelos cohesivos, tiende a producirse una deformación volumétrica. Para el caso de materiales saturados, que es el considerado cuando se determinan asentamientos por consolidación; inmediatamente después de la aplicación de la carga se produce un incremento en la presión de poros, siendo la consolidación el proceso por el cual existe una reducción de volumen, figura 2.3.1 (c) y 2.3.1 (d). Esta reducción se debe a la expulsión del agua presente en los poros; es decir, se debe a la disipación del exceso de presión de poros, y va acompañada a su vez del consiguiente incremento de esfuerzos efectivos.

Luego, tanto el análisis de deformaciones volumétricas como el de los consiguientes asentamientos, es simplificado si se considera que las deformaciones se producen sólo verticalmente.

Esta suposición es razonable cuando la geometría y las condiciones de borde en campo son tales que existe un dominio de deformaciones verticales, es decir, existen condiciones de carga y deformación unidimensionales. En términos prácticos, Holtz (1991) considera que esta condición ocurre cuando, las dimensiones del área cargada son grandes respecto al espesor del estrato compresible, o cuando el estrato compresible se encuentra entre dos estratos rígidos de suelo, cuya presencia tiende a reducir las

deformaciones horizontales. Por tanto, debe quedar claro, que el análisis de asentamientos se realizará considerando que se produce un proceso de consolidación unidimensional.

**Figura 2.3.1.** Asentamiento por consolidación primaria.



Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219*.

Todos los tipos de suelo son una clara representación del comportamiento elasto-plástico que presentan estos bajo una cierta condición de carga. Para entender de manera más clara este comportamiento se considera el elemento de suelo A mostrado en la figura (2.3.2).

En la figura 2.3.2 (a) el elemento A ha sido recientemente depositado; es decir, para  $t = 0$  la parte A del suelo se encuentra sobre la superficie de terreno natural, hecho que es representado por el punto 1 de la gráfica, figura 2.3.2 (e). En esta situación se tiene un valor de esfuerzos efectivos bajo y un índice de vacíos relativamente alto. Posteriormente a esto, figura 2.3.2 (b), para  $t = 1$  se deposita progresivamente una capa de suelo de 10 m de altura llegando el elemento A ha encontrarse enterrado; ocurre entonces un incremento en los esfuerzos efectivos y una disminución en el índice de vacíos. Esta etapa se halla representada por el punto 2 en la figura 2.3.2 (e); siendo esta una etapa en la cual ocurren deformaciones tanto elásticas como plásticas.

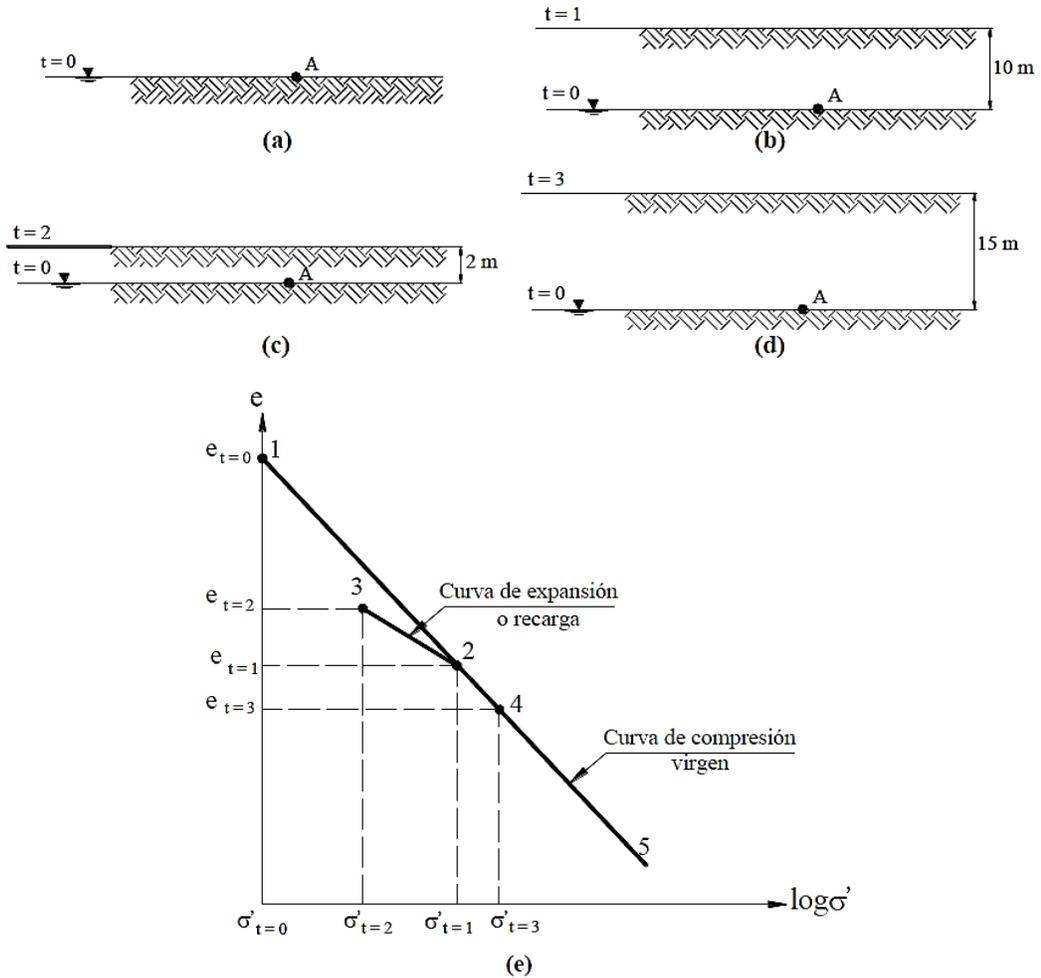
Luego en  $t = 2$ , figura 2.3.2 (c), se erosionan 8 m de este material. Este proceso remueve una parte del esfuerzo de sobrecarga del elemento, es decir produce una disminución de los esfuerzos efectivos, y produce una ligera expansión en la muestra. Esta situación está representada por el punto 3 de la figura 2.3.2 (e). La expansión refleja también la parte elástica de la compresión que ocurrió naturalmente en el terreno. Aunque, existe una parte elástica de la compresión total; la mayor parte de la compresión es plástica; es decir permanente, ya que la curva de expansión 2-3 no alcanza el índice de vacíos inicial del punto 1 debido a que su pendiente es mucho menos empinada que la de la curva 1-2.

Finalmente, para  $t = 3$ , figura 2.3.2 (d), se produce una nueva deposición de una capa de suelo de 15 m de altura. Para esta situación al ser la muestra sometida nuevamente a un incremento de carga, se da lugar a la curva 3-4 que es mostrada en la figura 2.3.2 (e). La porción de curva inicial, curva 3-4, es la curva de recarga del suelo. Esta curva es casi paralela a la curva 1-2 y refleja solamente la parte elástica de la compresión.

Luego, mientras el esfuerzo efectivo sea menor al esfuerzo efectivo pasado máximo no ocurrirá ninguna deformación plástica. Sin embargo, cuando el punto 2 de la curva es alcanzado, el esfuerzo efectivo pasado máximo ha sido sobrepasado y la pendiente cambia repentinamente como signo de que las deformaciones plásticas han comenzado a producirse. La curva 2-5 es la curva denominada como la curva virgen de compresión, mientras que la curva completa observada se denomina curva de consolidación de campo.

Cabe recalcar, que en todos los casos el nivel de agua permanece en el nivel inicial del terreno natural.

**Figura 2.3.2.** Historia de esfuerzos en una masa de suelo.



Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219*.

Por tanto, se puede concluir, que el suelo se comporta de una manera cuando el esfuerzo efectivo es menor al esfuerzo efectivo pasado máximo y de otra muy distinta cuando este esfuerzo máximo ha sido sobrepasado.

El esfuerzo efectivo pasado máximo se denomina presión de pre-consolidación  $\sigma'_c$  y se define como el esfuerzo o presión pasada máxima a la que el suelo ha sido sometido. Esta presión es considerada como el esfuerzo de fluencia del suelo.

Cuando se analiza el proceso de consolidación, es necesario, realizar la diferenciación entre dos condiciones básicas que son el resultado de la comparación entre la presión de pre consolidación  $\sigma'_c$  y el esfuerzo efectivo inicial  $\sigma'_0$ . Estas dos condiciones son:

Condición normalmente consolidada (NC). Esta condición se presenta cuando el valor de  $\sigma'_c$  es igual al valor de  $\sigma'_0$ . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es el esfuerzo efectivo máximo al que el suelo ha sido sometido en toda su historia geológica.

Condición sobre-consolidada (OC). Esta condición se presenta cuando el valor de  $\sigma'_0$  es menor al valor de  $\sigma'_c$ . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es menor al esfuerzo efectivo máximo pasado.

El cálculo del asentamiento por consolidación, se determina en función al cambio del índice de vacíos que se produce en el suelo para una condición de carga dada. Por ejemplo, para la situación observada en la figura (2.3.2), el cambio de volumen producido en el suelo en el tiempo transcurrido de  $t = 2$  a  $t = 3$ , es igual al asentamiento resultante en este tiempo; que en realidad no es más que una función del cambio del índice de vacíos ocurrido en este lapso. La función del índice de vacíos utilizada para la determinación del asentamiento hace también uso del índice de compresión,  $C_c$  y del índice de expansión,  $C_s$  que son iguales a las pendientes de la curvas de compresión virgen y de expansión respectivamente.

Sin embargo, la curva observada en la figura (2.3.2) no es obtenida de manera directa a partir del ensayo de consolidación. Para su obtención, es necesaria la realización de una serie de construcciones hechas a partir de las gráficas obtenidas luego de la conclusión del ensayo. Es importante notar, que a partir del ensayo de consolidación se obtiene la curva de consolidación de laboratorio y a partir de esta la curva virgen de compresión de laboratorio.

Las figuras (2.3.3) y (2.3.4) presentan dos tipos de curvas obtenidas a partir del ensayo de consolidación. La figura (2.3.3) corresponde a la relación existente entre el índice de vacíos y el esfuerzo efectivo, mientras que la figura (2.3.4) corresponde a la relación entre la deformación y el logaritmo del esfuerzo efectivo. A partir de la primera se obtiene el valor del coeficiente de compresibilidad  $a_v$  que es la pendiente de la curva hallada entre los puntos en consideración; mientras que a partir de la curva de la figura (2.3.4) es posible obtener el índice de compresión modificado, llamado también a veces

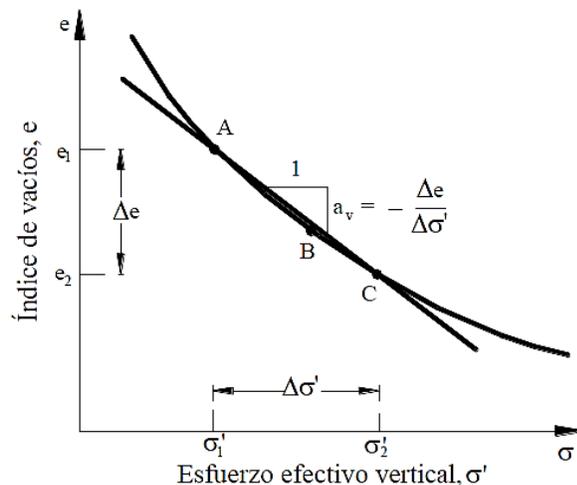
razón de compresión, que es igual a la pendiente de la curva de compresión virgen de laboratorio.

El índice de compresión modificado está relacionado al índice de compresión mediante la siguiente ecuación:

$$Cc_{\varepsilon} = \frac{Cc}{1,0 + e_0}$$

La manera de hallar estas curvas, así como la determinación de todos los índices, es realizada a partir de los resultados obtenidos del ensayo de consolidación. El procedimiento del ensayo juntamente con las expresiones para el cálculo de estos índices es desarrollado a continuación.

**Figura 2.3.3.** Curva de consolidación del suelo, índice de vacíos  $e$  vs. esfuerzo efectivo vertical  $\sigma'_v$ .



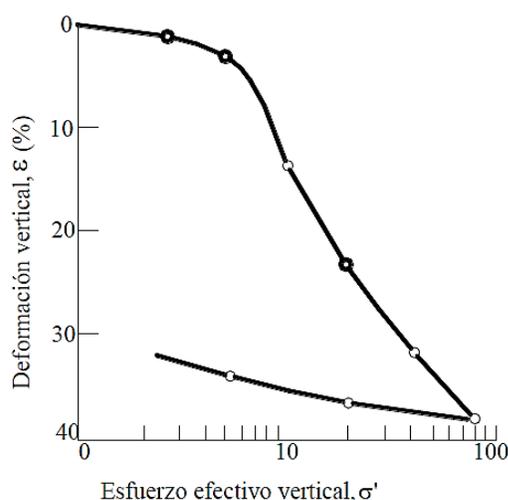
Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005) “Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219”.

Finalmente, se define a la razón de sobre-consolidación OCR, de un suelo o depósito como la relación existente entre el esfuerzo efectivo pasado máximo y el esfuerzo efectivo presente. Esta razón proporciona una idea de la historia de esfuerzos del suelo y es representada por la ecuación:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

Si  $OCR = 1,0$ , el suelo es normalmente consolidado. Si  $OCR > 1,0$  el suelo es sobre-consolidado.

**Figura 2.3.4.** Curva de consolidación del suelo,  $\varepsilon$  (%) vs. esfuerzo efectivo vertical  $\sigma'_v$ .



Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219*.

### 2.3.2.1. Compresibilidad del suelo.

Las pendientes de la gráfica de la curva de consolidación de campo, figura (2.3.2), o curva virgen, reflejan la compresibilidad del suelo. Pendientes empinadas dan la idea de un suelo altamente compresible puesto que para un cierto incremento de carga  $\Delta\sigma'_v$  se producirá una deformación grande, es decir, un cambio grande en el índice de vacíos; mientras que las pendientes relativamente achatadas reflejan suelos ligeramente compresibles.

De esta manera, el índice de compresión  $C_c$  se define como la pendiente de la curva virgen de compresión. Esta pendiente puede ser determinada mediante construcciones gráficas, pero resulta mucho más sencillo determinarla matemáticamente.

La curva virgen de compresión reconstruida es la línea recta de la gráfica  $e$  vs.  $\sigma'_v$  realizada en papel semi-logarítmico. De esta manera  $C_c$  puede ser obtenido seleccionando dos puntos 2 y 4 de la gráfica. A continuación se tiene:

$$C_c = \frac{e_2 - e_4}{(\log \sigma'_v)_4 - (\log \sigma'_v)_2}$$

En teoría, las curvas de compresión y expansión deberían tener pendientes casi iguales, sin embargo, en la práctica esto no es posible. Es así que, a través de varios ensayos se ha demostrado que a partir de la pendiente de la curva de expansión se

obtienen resultados más confiables debido a que esta es menos sensible a los efectos de alteración de la muestra.

El índice de expansión  $C_s$  se define como la pendiente de la curva de expansión. Al igual que  $C_c$  para determinarlo se toman dos puntos cualesquiera 2 y 3 de la curva de consolidación. Entonces el índice de expansión se define como:

$$C_s = \frac{e_2 - e_3}{(\log \sigma'_v)_3 - (\log \sigma'_v)_2}$$

La deducción de las 2 ecuaciones anteriores es la misma y las consideraciones realizadas anteriormente son válidas también para esta parte.

Por otro lado, el índice de compresión  $C_c$  y el índice de expansión  $C_s$  pueden también ser determinados a partir de correlaciones empíricas, tabla (2.3.3).

**Tabla 2.3.3.** Correlaciones empíricas para la determinación de parámetros de compresibilidad del suelo.

| Índice de compresión, $C_c$   | Observaciones                                   | Referencias                              |
|---|---|--|
| $C_c = 0,009 (LL - 10) (\pm 30\% \text{ error})$  | Arcillas de moderada St.                        | Terzaghi y Peck (1967).                  |
| $C_c = 0,37 (e_0 + 0,003 LL + 0,0004w - 0,34)$  | 678 observaciones.                              | Azzouz et al. (1976).                    |
| $C_c = 0,141 G_s (Y_{sat} / Y_d)$   | Todas las arcillas.                             | Rendon-Herrero (1983).                   |
| $C_c = 0,0093w$   | 109 observaciones.                              | Koppula (1981).                          |
| $C_c = -0,0997 + 0,009 LL + 0,0014 IP + 0,0036 w + 0,1165 e_0 + 0,0025\% \text{ finos}$ | 109 observaciones.                              | Koppula (1981).                          |
| $C_c = 0,329 [w G_s - 0,027 LP + 0,0133 IP (1,192 + \% \text{ finos} / IP)]$            | Toda arcilla inorgánica.                        | Carrier (1985).                          |
| $C_c = 0,046 + 0,0104 IP$   | Bueno para $IP < 50\%$                          | Nakase et al. (1988).                    |
| $C_c = 0,00234 LL G_s$  | Toda arcilla inorgánica.                        | Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985, 1986). |
| $C_c = 1,15 (e_0 - 0,35)$   | Todas las arcillas.                             | Nishida (1956).                          |
| $C_c = 0,009 w + 0,005 LL$  | Todas las arcillas.                             | Koppula (1986).                          |
| $C_c = -0,156 + 0,411 e_0 + 0,00058 LL$   | 72 observaciones.                               | Al-Khafaji y Andersland (1992).          |
| Índice de expansión, $C_s$  |   |  |
| $C_s = 0,000463 LL G_s$   |   | Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985).       |
| $C_s = 0,00194 (IP - 4,6) = 0,05 \text{ a } 0,1 C_c$                                    | Bueno para $IP < 50\%$<br>Aproximación grosera. | Nakase et al. (1988).                    |

Fuente: Bowles J. E. (1997), *Análisis y Diseño de Fundaciones*.

Según, Fox (1995), los valores de  $C_c$  obtenidos de los ensayos de consolidación en arcillas saturadas son aproximadamente igual a dos veces el valor de  $C_s$  que se presenta en realidad en campo. Esta diferencia se debe a la expansión producida cuando el suelo

es descargado durante la etapa de muestreo y almacenamiento de la muestra. Este error es aceptable para el diseño de proyectos, ya que el valor de  $C_s$  es lo suficientemente bajo como para no producir asentamientos considerables.

### 2.3.2.2. Cálculo del asentamiento edométrico.

Considerando un estrato de arcilla saturada de espesor  $H$  y área de sección transversal  $A$ , el asentamiento edométrico al final de la consolidación primaria debido a la aplicación de un incremento de esfuerzos  $\Delta\sigma'_v$ , dependerá de la altura del estrato de arcilla  $H$  a la que se le está haciendo la aplicación del incremento de esfuerzo efectivo y por consiguiente, en función al caso de la relación de sobre consolidación OCR, también dependerá del factor ya sea de compresión  $C_c$  o expansión  $C_s$ , determinados anteriormente de la gráfica de la curva de consolidación.

Para estratos de arcilla normalmente consolidada, muestran una curva virgen lineal de la relación entre el índice de vacíos  $e$  y el incremento de esfuerzo efectivo  $\Delta\sigma'$  en escala logarítmica. Por lo tanto se tiene:

$$\delta c = \frac{H \cdot C_c}{1,0 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

Para estratos de arcilla sobre-consolidada, se pueden presentar uno de los dos siguientes casos:

$$\text{Caso I. } \sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c$$

Si el esfuerzo de pre-consolidación de toda su historia de carga de ese suelo es mayor que el esfuerzo efectivo en el punto de análisis más el incremento de esfuerzo efectivo provocado por la cimentación, la curva que se presenta en este caso corresponde a la curva de expansión del suelo, por lo tanto:

$$\delta c = \frac{H \cdot C_s}{1,0 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

$$\text{Caso II. } \sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$$

En este caso, el esfuerzo efectivo en el punto de análisis sumado el incremento de esfuerzo efectivo debido a la cimentación será mayor al esfuerzo registrado en toda su historia de carga de ese suelo, es así que el asentamiento será:

$$\delta c = \frac{H}{1,0 + e_0} \left( C_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

La importancia de conocer el valor del esfuerzo de pre-consolidación de un suelo recae sobre los asentamientos, ya que un suelo sobre-consolidado generará menores asientos de la estructura que un suelo normalmente consolidado.

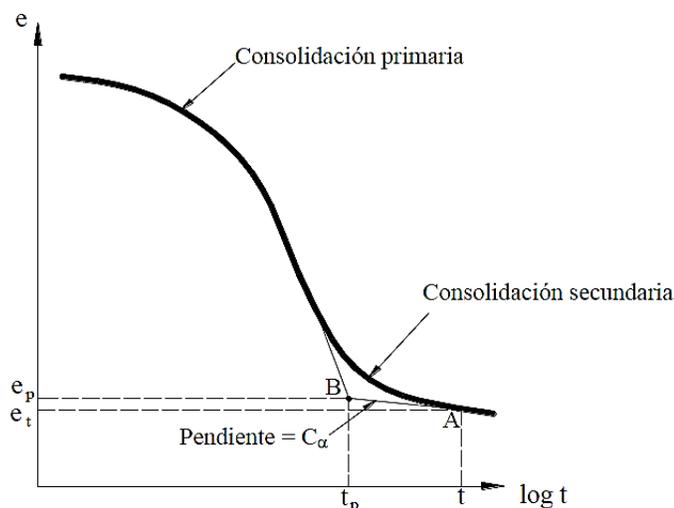
### 2.3.3. Asentamiento por consolidación secundaria.

Una vez que el exceso de presión de poros se ha disipado, el asentamiento por consolidación primaria cesa. Sin embargo, algunos suelos siguen asentándose de alguna manera. Este asentamiento adicional se debe a la consolidación secundaria y ocurre a un valor de esfuerzo efectivo constante.

Este fenómeno aún no ha sido físicamente explicado, pero aparentemente se debe a un reordenamiento o deslizamiento de las partículas o a la posible compresión producida sobre todo cuando se tiene la presencia de materia orgánica.

El asentamiento por consolidación secundaria es significativo para el caso de arcillas altamente plásticas y rellenos sanitarios, mientras que para el caso de arenas, gravas, y arcillas inorgánicas es despreciable.

**Figura 2.3.5.** Asentamiento por consolidación secundaria.



Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219*.

En la figura (2.3.5) se asume que el fin de la consolidación primaria se produce en el punto B. Luego el índice de compresión secundaria  $C_\alpha$  es igual a la pendiente de la curva de consolidación secundaria mostrada en la figura (2.3.5). Luego  $C_\alpha$  es determinado mediante la siguiente relación:

$$C_{\alpha} = \frac{|\Delta e|}{\log \frac{t}{t_p}}$$

Donde:

$t_p, e_p$  = Coordenadas del punto B, en función a consolidación primaria.

$t, e_t$  = Coordenadas de algún punto situado en la curva de consolidación secundaria.

El asentamiento por consolidación secundaria es:

$$\delta s = \frac{H}{1,0 + e_p} C_{\alpha} \cdot \log \frac{t}{t_p}$$

El valor de  $e_p$  se calcula como  $e_p = e_0 - \Delta e_{\text{primaria}}$ .

#### 2.4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).

Las características del terreno se alteran siempre algo al extraer muestras para ensayarlo. Por eso, siempre que sea posible, es conveniente realizar ensayos in situ, en las condiciones naturales en las que se encuentra.

Una de las pruebas más sencillas que pueden realizarse para conocer la resistencia de un terreno es medir la oposición que ofrece a la hincada de un útil a distintas profundidades. Existe una gran variedad de estos ensayos, de los que algunos están normalizados.

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) es probablemente el más extendido de los realizados in situ. El SPT es una prueba de penetración dinámica diseñada para proporcionar información sobre las propiedades geotécnicas de los suelos. El ensayo se originó a finales del año 1930 en EE.UU., y la primera estandarización que se llevó a cabo fue en 1958 por la ASTM bajo la designación D 1586-58T. En la actualidad está cubierto por varias normas nacionales y regionales (es decir, la norma estadounidense ASTM D1586-99: 1999, British BS 1977-9: 1990, Brazilian NBR 6484:2001, Eurocode 7: 1994, en España está normalizado por UNE EN ISO 22476-3 y en Perú por la NTP 339.133) que cumplen totalmente con el procedimiento de prueba de referencia internacional ISSMGE (IRTP) publicado en 1988 en el 1er Simposio Internacional sobre Pruebas de Penetración (Decourt et al., 1988).

El ensayo no se realiza de forma independiente, sino en el fondo de un sondeo y permite, a la vez que se mide la consistencia del terreno, extraer una muestra del mismo

que no puede considerarse inalterada, debido a que el muestreador es de pared gruesa. El muestreador tubular es muy robusto, de 51,0 mm de diámetro exterior y 35,0 mm interior, con la punta biselada. Para atravesar gravas se emplea una puntaza ciega no estandarizada de 60°.

El método consiste en alcanzar la profundidad a la que se va a realizar la prueba, detener la entubación del sondeo (este procedimiento lo realizan solo con el uso de equipos automáticos especiales, de lo contrario se usa lodo bentonítico para otro tipo de equipo), limpiar el fondo y hacer descender el muestreador (cuchara SPT) mediante el varillaje. El diámetro del sondeo no debería ser mayor de 150,0 mm del diámetro del muestreador.

Una vez apoyada la cuchara, se procede a hincarla dejando caer una maza de 63,5 kg sobre la cabeza del varillaje desde una altura de 76,0 cm. El resultado del ensayo, el índice  $N$ , es el número de golpes precisos para profundizar 30,0 cm. El recuento de golpes se efectúa por tramos de 15,0 cm, haciendo para ello penetrar la punta un total de 45,0 cm. El primer tramo (denominado penetración de asiento) no se tiene en cuenta; son el segundo (de 15,0 a 30,0 cm de profundidad) y el tercero (de 30,0 a 45,0 cm) los que intervienen en el resultado, que se expresa como suma de los golpes en ambos tramos.

En caso de que se alcancen los 50 golpes durante la penetración de asiento, o bien en cualquiera de los dos siguientes intervalos (segundo y tercero) de 15,0 cm, se dará por finalizado el ensayo, al haberse obtenido el denominado rechazo en dicha prueba. También se obtendrá el rechazo si en alguno de los tres intervalos no se observa penetración alguna del muestreador al superarse los 10 golpes.

En la ejecución del ensayo, que por estar normalizado debe ser repetible e independiente del operador, hay, no obstante, multitud de factores que pueden alterar su resultado. Algunos son susceptibles de incorporarse en coeficientes de corrección, mientras que otros son de buena práctica. Puede afectar al resultado del ensayo:

Una deficiente limpieza del fondo, o bien que la entubación quede demasiado alta con respecto al fondo o que haya penetrado hasta más abajo del mismo.

Diferente energía aplicada, por varios motivos:

- Maza de diferente peso, o altura de caída diferente a la normalizada.

- Pérdidas por rozamiento en la caída de la maza.
- Varillaje con distinto peso del estándar, con uniones flojas o desviaciones de la vertical.
- Sufridera y guía defectuosas o descentradas, golpeo excéntrico.

Muestreador deteriorado, de biselados romos, o atascado.

Excesivo diámetro del sondeo.

Que un pequeño bolo provoque el rechazo, cuando salvado éste pudiera profundizarse más.

El ensayo se realiza principalmente para determinar las propiedades de resistencia y deformación de suelos no cohesivos, pero también pueden obtenerse datos válidos en otros tipos de suelos.

Como el ensayo consiste en hacer un sondeo al terreno en estudio, se recomienda que se realice por cada metro de sondeo, por lo que se podrá obtener un perfil estratigráfico del terreno y su correspondiente resistencia a la penetración.

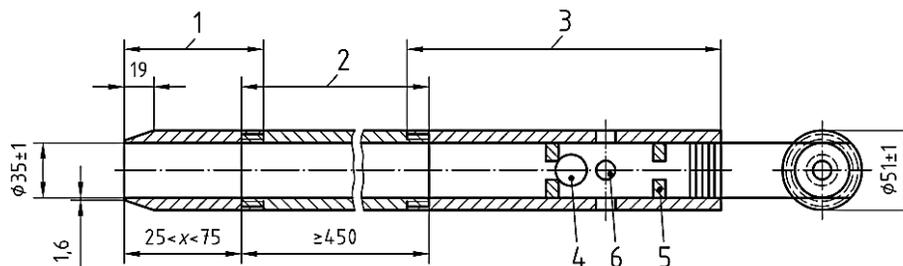
## 2.4.1. Equipo.

### 2.4.1.1. Muestreador.

El muestreador de acero debe tener las medidas indicadas en la figura (2.4.1) y se dispondrá de una válvula antirretorno con el espacio suficiente para permitir la libre circulación del agua y lodo durante la perforación, eliminando cualquier presión parásita que pueda afectar en el ensayo.

**Figura 2.4.1.** Sección longitudinal y transversal de un muestreador SPT.

*Dimensiones en milímetros.*



Fuente: *EUROCÓDIGO 7 (2002), Proyecto Geotécnico, parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo.*

Donde:

1 = Zapata.

2 = Tubo partido.

3 = Acoplamiento.

4 = Válvula antiretorno de bola de acero (diámetro recomendado 25,0 mm, y el orificio de apoyo de bola de 22,0 mm de diámetro).

5 = Topes de retención de la bola.

6 = Orificio de evacuación de presión (diámetro mínimo 12,0 mm).

x = Longitud de la zapata.

#### **2.4.1.2. Varillas.**

Las varillas deben tener una rigidez que evite su pandeo durante el hincado. No deben utilizarse varillas de masa superior a 10,0 kg/m.

Conjunto guía-masa.

El conjunto guía-masa, de una masa total no superior a 115,0 kg, debe comprender:

Una masa de acero de  $(63,5 \pm 0,5)$  kg, convenientemente guiado para asegurar la resistencia mínima durante la caída.

Un mecanismo automático de disparo que asegure una caída libre de  $(760,0 \pm 10,0)$  mm, una velocidad despreciable al soltar la masa, y sin movimientos parásitos inducidos en las varillas guía.

Una cabeza de acero o yunque rígidamente unido a la parte superior de las varillas. Puede ser una parte interna del conjunto, como en los martillos de seguridad.

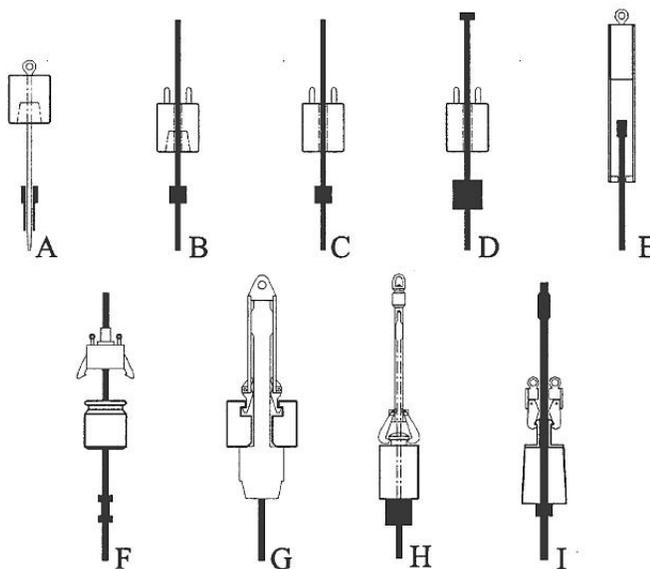
#### **2.4.1.3. Tipos de martillo.**

El ensayo de penetración estándar SPT, presenta algunas variantes del tipo de martillo, que se ve influenciado directamente en la forma de realizar el ensayo. Por lo tanto la energía aplicada tendrá sus variaciones respecto de la energía teórica.

Equipos automáticos ofrecen un accionamiento del martillo de forma hidráulica, la energía aplicada es constante pero inferior comparada con equipos manuales. Equipos manuales aplican diferentes valores de energía, según el tipo de matillo (figura 2.4.2), pero que son superiores a los equipos automáticos.

El problema que presentan estos equipos manuales, es que su energía de aplicación no es constante. Al iniciar el ensayo la energía es alta, pero al transcurrir esta va disminuyendo debido al factor humano.

**Figura 2.4.2.** Tipos de martillo de SPT.



Fuente: Schnaid F. (2008), *Ensayos in situ en Geomecánica, El ensayo principal* .

Donde:

A = Martillo brasileño, con guía unida al martillo.

B = Martillo de dona brasileño, con guía fija al yunque.

C = Martillo de dona de EE.UU., con guía fija al yunque.

D = Martillo de dona de EE.UU., con guía fija al yunque y tope superior para el martillo.

E = Martillo de seguridad de EE.UU.

F = Martillo de dona de Booros Co Ltda, accionado con gatillo.

G = Martillo de dona de EE.UU., accionado con gatillo.

H = Martillo de dona británico, accionado con gatillo.

I = Martillo de dona japonés, accionado con gatillo.

La geometría y las propiedades de los materiales de estos diferentes penetrómetros varían según su configuración de empleo en el ensayo, en la tabla (2.4.1) se puede apreciar la variación que puede tener el equipo respecto de una norma a otra, cada dispositivo entrega diferentes energías de entrada.

Como consecuencia, el proceso de penetración y la penetración real del muestreador reflejan la energía suministrada a la muestra en cada configuración de prueba.

**Tabla 2.4.1.** Detalle técnico de SPT.

| Detalle                                | SPT <sup>a</sup> | SPT <sup>b</sup> |
|--|------------------|------------------|
| Peso de martillo (kg)                  | 65,00            | 63,50            |
| Altura de caida de martillo (m)        | 0,75             | 0,762            |
| Altura de martillo (m)                 | 0,23             | 0,533            |
| Diámetro de martillo (m)               | 0,20             | 14,00            |
| Área de barras (cm <sup>2</sup> )      | 4,10             | 8,00             |
| Peso de barras (kg/m)                  | 3,230            | 6,304            |
| Velocidad de impacto de martillo (m/s) | 3,836            | 3,866            |
| Área de muestreador (cm <sup>2</sup> ) | 10,807           | 8,800            |
| Longitud de muestreador (m)            | 0,45             | 0,45             |
| Peso de muestreador (kg/m)             | 8,516            | 6,934            |
| Energía Potencial (J)                  | 478,00           | 474,00           |

Nota

a = Norma Brasileira NBR 6484.

b = ASTM D 1586.

Fuente: *Schnaid F. (2008), Ensayos in situ en Geomecánica, El ensayo principal.*

De la discusión anterior se desprende claramente que, a pesar de su definición como prueba de penetración estándar, el SPT está lejos de estar estandarizado. A pesar de que el equipo y los procedimientos siguen los requisitos generales de IRTE, se utilizan diferentes equipos y técnicas en todo el mundo.

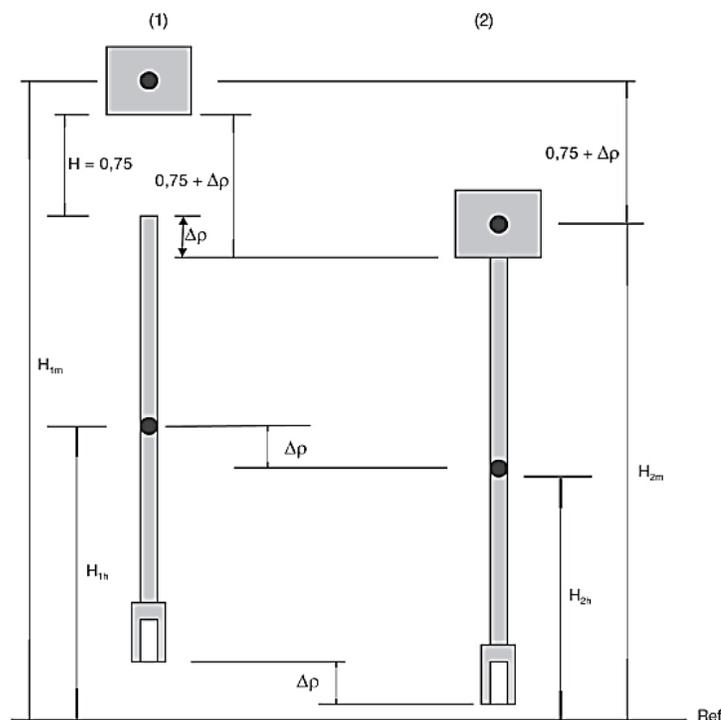
#### 2.4.2. Concepto de energía de SPT.

Actualmente, una parte importante de la variabilidad observada de los resultados de ensayos SPT puede ser comprendida e interpretada en base a la energía aplicada por el golpeo del martillo sobre el conjunto de barras del mismo. Como un cuerpo en reposo y en movimiento posee determinada cantidad energía, y esa energía permanece sin alteración a lo largo del tiempo (conforme propuesto por el principio de conservación de energía, también conocido como principio de Hamilton, p. ej. Aoki y Cintra, 2000), cuando un cuerpo sufre un desplazamiento o una aceleración en un determinado intervalo de tiempo, la energía total al principio y al final del proceso deberá ser la misma. En este balance, es necesario considerar las fuerzas no conservadoras derivadas de pérdidas por fricciones, calentamiento, flexión del conjunto de barras, etc.

En el caso del SPT, estos principios se pueden aplicar a dos instantes bien definidos: cuando el martillo está posicionado a una altura  $H$  arriba de la cabeza de golpe ( $t_1 = 0$ ) y al final del proceso de hincado del muestreador ( $t_2 \sim \infty$ ). En ese intervalo de tiempo, la energía total deberá permanecer constante, como se muestra en la figura (2.4.3). En el instante  $t_1$ , el centro de masa del martillo está posicionado a una altura  $H_{1m}$ , y el centro de masa del conjunto de barras, a una altura  $H_{1h}$  en relación a un nivel referencial fijo y externo al sistema. En el instante  $t_2$ , a su vez, el centro de masa del martillo está posicionado a una altura  $H_{2m}$  y el centro de masa del conjunto de barras está posicionado a una altura  $H_{2h}$  en relación al mismo nivel de referencia. La energía potencial gravitatoria (EPG) puede determinarse en los instantes  $t_1$  y  $t_2$  multiplicando las masas de cada uno de los componentes del sistema por las alturas. La variación o diferencia de energía gravitatoria del martillo y del conjunto de barras ( $\Delta EPG_{m+h}$ ) entre estos instantes es dada por la ecuación:

$$\Delta EPG_{m+h} = (H + \Delta p). M_m \cdot g + \Delta p \cdot M_h \cdot g$$

**Figura 2.4.3.** Esquema del proceso de penetración para un instante inicial y final.



Fuente: *Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones.*

Donde,  $\Delta p$  es la penetración permanente del muestreador en el suelo;  $g$ , la aceleración de la gravedad;  $M_m$ , masa del martillo; y  $M_h$ , la masa del conjunto de barras. La diferencia de energía de la ecuación anterior, es consumida en el hincado del muestreador en el suelo, sin consideración específica de las pérdidas derivadas de fuerzas no conservadoras inherentes al proceso de hincado.

Es así, que la energía asociada con la penetración se convierte en función de tres grupos de parámetros: (1) las propiedades del suelo, (2) masa y altura de caída del martillo, (3) geometría del conjunto de barras (longitud y área de sección transversal), que corresponde a la masa total del conjunto de barras, incluido el yunque.

A partir de la instrumentación por acelerómetros y celdas de carga, es posible evaluar esas pérdidas, identificándose las aportaciones de la geometría del martillo, el conjunto de barras, muestreador, sistema de elevación y liberación del martillo, atrios del cable con poleas, etc. (por ejemplo, Skempton, 1986, Belincanta, 1998, Cavalcante, 2002, Odebrecht, 2003).

Odebrecht (2003) y Odebrecht et al. (2004) evaluaron esas pérdidas para el caso de los equipos estandarizados por la norma brasileña de fundaciones NBR 6484/2001 y propusieron factores de eficiencia aplicados a la ecuación anterior. De este análisis, la energía potencial gravitacional del sistema ( $\Delta EPG^{sistema}$ ) movilizada para hincar efectivamente el muestreador en el suelo es ahora ( $E_{muestreador}$ ):

$$\Delta EPG^{sistema} = E_{muestreador} = n_3 \cdot [n_1 \cdot (H + \Delta p) \cdot M_m \cdot g + n_2 \cdot \Delta p \cdot M_h \cdot g]$$

Donde los valores de  $n$  corresponden a las pérdidas del sistema en lo que se refiere a la eficiencia del martillo ( $n_1 = 0,76$ ), al conjunto de barras ( $n_2 = 1,0$ ), y las pérdidas a lo largo del sistema ( $n_3 = 1,0 - 0,0042 \cdot l$ ), donde  $l$  corresponde a la longitud en metros entre la parte superior del yunque y la parte superior del muestreador. El desplazamiento corresponde al valor medio de la penetración permanente del muestreador en el suelo resultante de un golpe, es decir,  $\Delta p = 30,0 \text{ cm}/N_{SPT}$ .

Estos valores  $n$  propuestos atrás, son una aproximación propuesta por Odebercht (2005), por lo tanto requieren de una calibración previa ( $n_1, n_2$ ).

#### **2.4.2.1. Medida de la eficiencia de SPT.**

Como se pudo ver hasta ahora, la eficiencia del SPT recae en poder transmitir toda la energía teórica de la caída del martillo hacia el muestreador en el suelo. Este principio parte del análisis de la caída libre de un cuerpo y del principio de conservación de la energía.

El cambio de energía potencial gravitatoria que sufre un cuerpo de masa  $m$  al elevarlo a una altura  $\Delta h$  viene dado por:

$$\Delta E_p = m \cdot g \cdot \Delta h$$

Por otro lado, la energía cinética de un cuerpo de masa  $m$  que se mueve a la velocidad  $v$  viene dado por:

$$\Delta E_c = \frac{1}{2} m \cdot v^2$$

De modo que si un cuerpo cae desde una cierta altura, el mismo va perdiendo energía potencial, como el movimiento de caída libre es acelerado, ocurrirá también que la energía cinética aumenta. A la suma de la energía cinética más potencial se la designa como energía mecánica,  $\Delta E_{mec} = \Delta E_c + \Delta E_p$ . Por lo tanto, al inicio de la caída libre de un cuerpo se tiene una energía potencial gravitatoria que se transforma en energía cinética al llegar al final de la caída, es así que ambas energías son iguales. Por lo tanto la velocidad de caída de ese cuerpo puede calcularse como:

$$v = \sqrt{2,0 \cdot g \cdot \Delta h}$$

Entonces si la caída del martillo del SPT se la analiza como la caída libre de un cuerpo, despreciando la resistencia del aire, se puede determinar la energía potencial teórica del martillo cuando impacta sobre la parte superior del yunque. Es así que la ASTM 1586-99 establece una configuración estandarizada; la masa del martillo  $m = 63,5 \text{ kg}$ , la altura de caída del martillo de  $h = 762,0 \text{ mm}$ . Para una aceleración de la gravedad de  $g = 9,806 \text{ m/s}^2$  la energía teórica con la que el martillo impacta en el yunque corresponde a  $474,0 \text{ N.m}$  (474,0 J).

Como se puede observar en la figura (2.4.2), existen diferentes configuraciones en el accionamiento del martillo, por lo tanto no se trata de una caída libre, existe una disminución de la energía teórica entregada. Esta disminución depende de muchos factores, pero el principal se debe a la pérdida de energía por fricción entre el martillo y la guía.

Entonces la eficiencia del martillo  $n_1$  no siempre corresponde a un valor en general (0,76), sino, que depende de la eficiencia de cada tipo de martillo. Es así que la eficiencia del martillo es definida como (Schmertmann y Palacios, 1979 y ASTM D4633-86):

$$n_1 = \frac{T_r}{T_t} \times 100,0 \text{ (\%)}$$

Donde  $T_r$  corresponde a la energía cinética real entregada en la parte superior del yunque y,  $T_t$  es la energía potencial teórica del martillo (474,0 J).

Por su parte la eficiencia del conjunto de barras también puede ser definida como la relación entre la energía cinética entregada por el conjunto de barras a la parte superior del muestreador  $T_b$ , y la energía potencial teórica  $T_t$  (474,0 J), es así:

$$n_2 = \frac{T_b}{T_t} \times 100,0 \text{ (\%)}$$

Resultados típicos de la medida de eficiencia de energía para diferentes equipos son presentados en la tabla (2.4.2). La información sirve como evaluación preliminar a la estimación de factores intervinientes en el índice de resistencia a la penetración ( $N_{SPT}$ ).

**Tabla 2.4.2.** Influencia del tipo de martillo en la eficiencia del equipo.

| Equipo  | Estado del conjunto | Eficiencia de energía promedio |          |                         |                           |          |                         |
|---|---------------------|--------------------------------|----------|-------------------------|---------------------------|----------|-------------------------|
|   |                     | Accionamiento manual           |          |                         | Accionamiento con gatillo |          |                         |
|   |                     | Promedio (%)                   | n° datos | Desviación estándar (%) | Promedio (%)              | n° datos | Desviación estándar (%) |
| Martillo cilíndrico con pasador de guía, de cuerda.         | Viejo               | 69,40                          | 178      | 3,59                    | 75,50                     | 195      | 2,95                    |
|   | Nuevo               | 72,70                          | 153      | 3,59                    | 81,30                     | 90       | 3,98                    |
| Martillo cilíndrico con pasador de guía, de cable de acero. | Viejo               | 63,20                          | 45       | 4,78                    | 74,40                     | 23       | 2,23                    |
|   | Nuevo               | 73,90                          | 54       | 3,43                    | 83,20                     | 26       | 2,52                    |
| Martillo cilíndrico hueco accionado por cuerda.             | Nuevo               | 66,50                          | 50       | 3,74                    | 74,20                     | 39       | 5,30                    |

Fuente: Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), *Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones*.

### 2.4.3. Correcciones del número de golpes de SPT ( $N_{SPT}$ ).

Con las limitaciones involucradas en el ensayo, es posible, por medio de la investigación de factores que influyen los resultados y no están relacionados con las características del suelo, evaluar críticamente las metodologías empleadas en la aplicación de valores de  $N_{SPT}$  en problemas geotécnicos. Para ello los enfoques modernos recomiendan la corrección del valor medido de  $N_{SPT}$  teniendo en cuenta el efecto de la energía de hincado y del nivel de tensiones.

Existe una corrección que se encuentra fuera de las estandarizadas, como se verá a continuación, que corresponde a la disminución del valor obtenido en campo  $N_{SPT}$  cuando se hace el uso de la punta ciega de 60,0 °. Este valor divide a  $N_{SPT}$  y está en el orden de 1,5, cuyo criterio corresponde a la práctica local.

#### 2.4.3.1. Correcciones de energía.

Como se demostró anteriormente, el equipo de SPT está lejos de ser estándar. Cada equipo ofrece diferente eficiencia de energía, equipos comunes manuales brasileños ofrecen una eficiencia de energía que varía entre 70,0 % y 80,0 % (Belincanta, 1998; Décourt, 1989, Danziger, 2004). En comparación con equipos de EE.UU. y Europa, sus sistemas mecanizados ofrecen una eficiencia de aproximadamente 60,0 %.

Es así que nace la necesidad de establecer un nivel de referencia de energía para poder interpretar la relación que existe entre la eficiencia de energía del equipo  $ER$  (%) con el número de golpes obtenidos en campo  $N_{SPT}$ , y poder usar correlaciones de naturaleza empírica. Actualmente la práctica internacional sugiere estandarizar el número de golpes en base a una eficiencia de energía del 60,0 %, por lo tanto el número de golpes patrón es  $N_{60}$ .

Siempre que los resultados de ensayos se interpreten para la estimación de parámetros de comportamiento del suelo, se proporcionaran recomendaciones específicas sobre la necesidad de corrección de los valores medidos de  $N_{SPT}$ .

La corrección para un valor de penetración de referencia, normalizado con base en el estándar internacional  $N_{60}$ , se realiza simplemente por medio de una relación lineal entre la eficiencia de energía del equipo y la energía de referencia. Así:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \times ER (\%)}{60,0}$$

### 2.4.3.2. Correcciones por el nivel de esfuerzo.

Desde el trabajo pionero de Gibbs y Holtz (1957), se ha reconocido que el esfuerzo medio geostático afecta la magnitud del número de golpes en los suelos granulares. Este efecto se puede eliminar normalizando los valores de  $N_{SPT}$  con respecto a un esfuerzo efectivo de referencia. Esta corrección recomendada es esencial porque se sabe que la resistencia a la penetración aumenta aproximadamente linealmente con la profundidad y, a un esfuerzo efectivo vertical constante, la penetración aumenta aproximadamente a medida que el cuadrado de densidad relativa  $D_r$  (Meyerhof, 1957):

$$N_{SPT} = D_r^2 (a + bp')$$

Donde  $a$  y  $b$  son factores dependientes del material,  $p'$  es la tensión efectiva media.

**Tabla 2.4.3.** Cálculo de valores típico de  $C_N$ .

| Referencia              | Factor de corrección, $C_N$                                   | $\sigma'_{v0}$ | Observaciones                                      |
|-------------------------|---|----------------|--|
| Skempton (1986)         | $C_N = \frac{200,0}{100,0 + \sigma'_{v0}}$                    | kPa            | Seed et al. (1983),<br>Dr = 40,0 – 60,0 % arena NC |
| Skempton (1986)         | $C_N = \frac{300,0}{200,0 + \sigma'_{v0}}$                    | kPa            | Seed et al. (1983),<br>Dr = 60,0 – 80,0 % arena NC |
| Peck et al. (1974)      | $C_N = 0,77 \log \frac{2000}{\sigma'_{v0}}$                   | kPa            | Arena NC   |
| Liao y Whitman (1985)   | $C_N = \sqrt{\frac{100,0}{\sigma'_{v0}}}$                     | kPa            | Arena NC   |
| Liao y Whitman (1985)   | $C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0ref}}{\sigma'_{v0}}\right)^k$   | -              | k = 0,4 - 0,6                                      |
| Skempton (1986)         | $C_N = \frac{170,0}{70,0 + \sigma'_{v0}}$                     | kPa            | Arena OC, OCR = 3,0.                               |
| Clayton (1993)          | $C_N = \frac{143,0}{43,0 + \sigma'_{v0}}$                     | kPa            | Arena OC, OCR = 10,0.                              |
| Robertson et al. (2000) | $C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)^{-0,5}$ | kPa            | Arena NC   |

Nota

NC = Normalmente consolidada

OC = Sobre consolidada

Fuente: Schnaid F. (2008), *Ensayos in situ en Geomecánica, El ensayo principal*.

La ecuación anterior a menudo se expresa en función al esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ , ya que puede estimarse con una precisión razonable en cualquier sitio dado. La

influencia de presión de sobrecarga puede entonces expresarse mediante un factor de corrección de profundidad  $C_N$  (por ejemplo, Liao y Whitan, 1985; Skempton, 1986; Clayton, 1993):

$$C_N = \frac{N_1}{N_{SPT}} = \frac{D_f^2 (a+b \cdot 100 \text{ kPa})}{D_f^2 (a+bp')} = \frac{a/b+100}{a/b+p'}$$

Donde  $N_1$ , es la resistencia *SPT* equivalente bajo un esfuerzo vertical efectivo de 100 kPa (1 atm). Sobre la base de este concepto, se han desarrollado varias expresiones para representar  $C_N$  respaldadas por pruebas tanto in situ como de laboratorio (Gibbs y Holtz, 1957; Marcuson y Bieganousky, 1977; Seed et al., 1983; Skempton; 1986) como resumen en la tabla (2.4.3), en particular las correlaciones propuestas por Peck et al. (1974) y Skempton, (1986); tabla (2.4.3).

Eurocódigo 7 (2002), recomienda que los valores de corrección  $C_N$  mayores a 2,0, no deben aplicarse y preferiblemente se usen valores menores o iguales a 1,5.

**Tabla 2.4.4.** Sistema de clasificación de suelos y rocas en base a *SPT*.

| Tipo material   | N corregido  | Valor    | Descripción                       |
|-----------------|--------------|----------|-----------------------------------|
| Arena           | $(N_1)_{60}$ | 0 - 3    | Muy suelta.                       |
|                 |              | 3 - 8    | Suelta.                           |
|                 |              | 8 - 25   | Media.                            |
|                 |              | 25 - 42  | Densa.                            |
|                 |              | 42 - 58  | Muy densa.                        |
| Arcilla         | $N_{60}$     | 0 - 4    | Muy blanda.                       |
|                 |              | 4 - 8    | Blanda.                           |
|                 |              | 8 - 15   | Firme.                            |
|                 |              | 15 - 30  | Rígida.                           |
|                 |              | 30 - 60  | Muy rígida.                       |
|                 |              | > 60     | Dura.                             |
| Suelo residual* | $N_{60}$     | 0 - 5    | Completamente erosionado.         |
|                 |              | 5 - 10   | Muy erosionado.                   |
|                 |              | 10 - 15  | Erosionado.                       |
|                 |              | > 15     | Moderadamente erosionado.         |
| Roca blanda     | $N_{60}$     | 0 - 80   | Muy débil.                        |
|                 |              | 80 - 200 | Débil.                            |
|                 |              | > 200    | Moderadamente débil a muy fuerte. |

Nota

\* = Clasificación propuesta por Clayton, 1993.

Fuente: Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), *Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones.*

Por lo tanto el  $N_{SPT}$  corregido por la influencia de la presión de sobrecarga es:

$$N_1 = C_N \times N_{SPT}$$

De acuerdo a investigaciones realizadas por Clayton (1993), a partir de ensayos SPT aplicados a diferentes tipos de suelos, y realizado sus respectivas correcciones se puede establecer un rango del índice de número de golpes para diferentes condiciones naturales, como se muestra en la tabla (2.4.4).

#### **2.4.4. Aplicación del ensayo de SPT.**

Como es sabido, el ensayo de *SPT* es pocas veces aplicado adecuadamente, indistintamente de la necesidad o la importancia de que cada estructura en particular requiera de un estudio geotécnico. Al no poseer una normativa propia a nivel nacional y regional, lo que se hace es recurrir a normativas y guías internacionales para poder respaldar la necesidad de realizar estudios geotécnicos en el diseño de obras civiles.

Es así, que la normativa peruana (E 050, suelos y cimentaciones) establece ciertos requisitos para la ejecución de estudios geotécnicos, con el fin de ser aplicados en cimentaciones de edificaciones y otras obras.

Por lo tanto se sugiere realizar estudios geotécnicos en los cuatro siguientes casos:

Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.

Cualquier edificación no mencionada anteriormente de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500,0 m<sup>2</sup> de área techada en planta.

Cualquier edificación no mencionada anteriormente de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.

Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.

A su vez, no existe obligatoriedad de realizar estudios geotécnicos, sólo en caso de lugares con condiciones de cimentación conocida, debidas a depósitos de suelos

uniformes tanto vertical como horizontalmente, sin problemas especiales, con áreas techadas en planta menores que  $500,0 \text{ m}^2$  y altura menor de cuatro pisos.

En estos casos, podrán asumirse valores de la presión admisible del suelo, profundidad de cimentación y cualquier otra consideración concerniente a la mecánica de suelos. La estimación efectuada deberá basarse en no menos de 3 puntos de investigación hasta la profundidad mínima  $p$ . El número de puntos de investigación se determina en la tabla (2.4.5) en función al tipo de edificación y del área de superficie a ocupar por éste.

**Tabla 2.4.5.** Número de puntos de investigación.

| Tipo de edificación   | Número de puntos de investigación (n)       |
|---|---|
| De importancia.   | 1 cada $225,0 \text{ m}^2$                  |
| Medianamente importante.                                      | 1 cada $450,0 \text{ m}^2$                  |
| De poca exigencia.  | 1 cada $800,0 \text{ m}^2$                  |
| Urbanizaciones para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos. | 3 por cada <i>ha</i> de terreno habilitado. |

Fuente: *NORMA TÉCNICA E 050 (2018), Suelos y Cimentaciones.*

El número de puntos de investigación nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados anteriormente, cuando no existe obligatoriedad de realizar estudios geotécnicos.

Cuando se conozca el emplazamiento exacto de la estructura, el número de puntos de investigación se determinará en función del área en planta de la misma; cuando no se conozca dicho emplazamiento, el número de puntos de investigación se determinará en función del área total del terreno.

La profundidad mínima, según la norma peruana E 050, a alcanzar en cada punto de investigación para una cimentación superficial, se determina de la siguiente manera:

$$p = D_f + z$$

En el caso de que se tenga conocimiento que la edificación tendrá sótano:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

$D_f$  = Profundidad de desplante. En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones

con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.

$h$  = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$z$  = Distancia vertical entre el nivel del fondo de la cimentación hasta llegar al nivel de profundidad mínima. Esta distancia es  $z = 1,5 \cdot B$ , siendo  $B$  el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del profesional responsable, se podrá adoptar una profundidad  $z$  menor a  $1,5 \cdot B$ . En este caso la profundidad mínima de investigación será la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 1,0 m. En ningún caso  $p$  será menor de 3,0 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad  $p$ , en cuyo caso el profesional responsable deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

Los pozos o calicatas al ser excavaciones de formas diversas, permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Por lo tanto los ensayos de penetración estándar (*SPT*), no se recomiendan ejecutarse en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento. Es por esta razón que el ensayo de *SPT* es realizado en el fondo de sondeos, que pueden ser perforaciones manuales o mecánicas. En la tabla (2.4.6) se puede ver la aplicación y limitaciones del ensayo *SPT*, según recomendación de la norma peruana (E 050, suelos y cimentaciones).

**Tabla 2.4.6.** Aplicación y limitaciones de ensayo.

| Ensayos In Situ | Norma aplicable          | Aplicación recomendada   |                              |                                    | Aplicación restringida   |                              | Aplicación no recomendada |                              |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|------------------------------------|--------------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------------|
|                 |                          | Técnica de investigación | Tipo de suelo <sup>(1)</sup> | Parámetro a obtener <sup>(2)</sup> | Técnica de investigación | Tipo de suelo <sup>(1)</sup> | Técnica de investigación  | Tipo de suelo <sup>(1)</sup> |
| SPT             | NTP 339.133 (ASTM D1586) | Perforación              | SW, SP, SM, SC-SM.           | N                                  | Perforación              | CL, ML, SC, MH, CH.          | Calicata                  | Lo restante                  |

Fuente: *NORMA TÉCNICA E 050 (2018), Suelos y Cimentaciones.*

Donde:

(1) = Según la clasificación SUCS, cuando los ensayos son aplicables a suelos de doble simbología, ambos están incluidos.

(2) =  $N$ , número de golpes por cada 0,30 m de penetración de SPT.

Si bien los suelos finos (excepto el caso de una arena arcillosa, SC), tienen una aplicación restringida del ensayo de penetración estándar SPT, esto no quiere decir que no se pueda usar el equipo en estos tipos de suelos. En estos casos suele subsanarse esta aplicación restringida, mediante un mayor número de ensayos en la zona de estudio, o de lo contrario suelen aplicarse un factor de seguridad mayor en el cálculo de capacidad portante, como se verá más adelante, para disminuir la incertidumbre a la hora de diseñar las fundaciones superficiales.

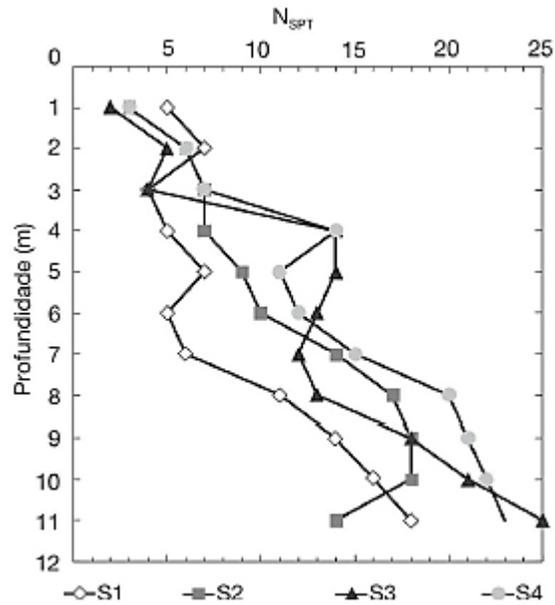
#### **2.4.5. Aplicación de resultados.**

El ensayo de *SPT* se ha utilizado para numerosas aplicaciones: desde muestreos de suelo para su identificación, hasta correlaciones con propiedades geotécnicas. En general, las correlaciones son de origen empírico, que se obtienen en condiciones particulares y específicas, con expresa limitación por parte de los autores, pero acaban siendo extrapoladas en la práctica, muchas veces de forma no apropiada. Además, los resultados de los ensayos *SPT* realizados en un mismo sitio pueden presentar una dispersión significativa. Un ejemplo típico de ensayos *SPT* realizados en una misma región se presenta en la figura (2.4.4), donde el número de golpes  $N_{SPT}$  es trazado vs. la profundidad. La variación observada en el perfil es representativa de la propia variabilidad de las condiciones del subsuelo, siendo necesario para cada proyecto evaluar las implicaciones de la adopción de perfiles mínimos o medios de muestreo para la resistencia.

La primera aplicación atribuida al SPT consiste en la simple determinación del perfil del subsuelo y en la identificación táctil-visual de las diferentes capas a partir del material recogido en el muestreador. Una metodología moderna sobre la interpretación de datos del SPT, propone que se determine la media de un rango de valores máximos y mínimos de resistencia a la penetración de cada profundidad para poder eliminar

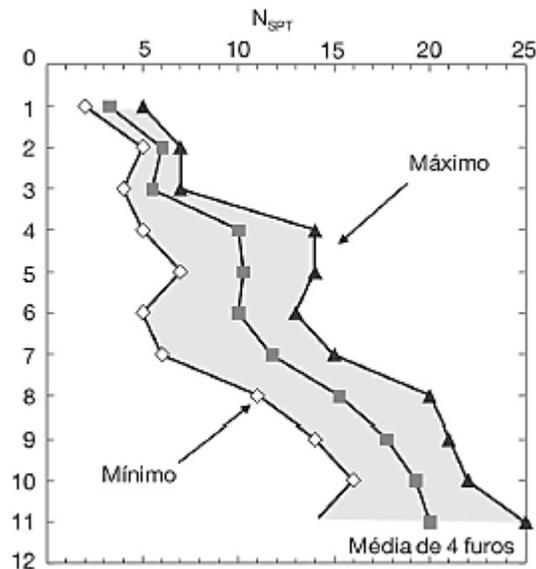
parcialmente la incertidumbre de la variabilidad de resistencias del suelo en la misma zona, como se muestra en la figura (2.4.5).

**Figura 2.4.4.** Resultado típico de 4 ensayos de SPT en una única zona.



Fuente: Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), *Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones.*

**Figura 2.4.5.** Interpretación de la variabilidad de resultados de SPT.



Fuente: Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), *Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones.*

La variación de los resultados de SPT dependen de muchos factores, pero el que sobresale más corresponde a la heterogeneidad del suelo. Analizando la franja de rangos máximos, medios y mínimos de las resistencias a la penetración de la figura (2.4.5), se puede observar que para una profundidad de hasta 3,0 m los valores medios presentan poca variación en la resistencia de penetración. Lo mismo ocurre a una profundidad de 4,0 m hasta 7,0 m y de 8,0 m hasta 11,0 m, esto puede ser interpretado como si se tratase de estratos diferentes con diferentes resistencias. Partiendo de este criterio de interpretación, entonces se tienen 3 estratos y lo que se necesita es poder determinar una sola resistencia para cada estrato. Esto puede hacerse a través de una media de las resistencias en cada estrato por separado, y así poder obtener un solo valor para poder ser usado en correlaciones y determinar para geotécnicos.

Se puede aplicar el mismo análisis de interpretación para los valores máximos y mínimos, pero este último solo presenta dos estratos. Entonces se aplica el mismo procedimiento de determinar una resistencia media para cada estrato, y poder ser correlacionado por separado para determinar sus parámetros geotécnicos.

Con esta particularidad queda claro de que cada zona de estudio presenta sus diferencias y poder interpretar resultados, dependerá del criterio de usar valores medios o mínimos de resistencias a la penetración.

## **2.4.6. Correlaciones de parámetros geotécnicos en base a SPT.**

### **2.4.6.1. Propiedades de suelos granulares.**

Al realizar pruebas dinámicas en suelos granulares, se supone que no se generan excesos de presión de poros. Bajo condiciones totales de drenaje, la medida del número de golpes se usa tradicionalmente como un indicador de resistencia y rigidez para arenas y gravas.

En suelos granulares, el esfuerzo de corte se puede estimar mediante dos enfoques ligeramente diferentes; estimar la densidad relativa  $D_r$ , de la resistencia a la penetración, y luego evaluar el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  utilizando la densidad como un parámetro intermedio; y estimando el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  directamente desde el número de golpes  $N_{SPT}$ .

La densidad relativa  $D_r$ , es definida como:

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

Donde  $e_{max}$  y  $e_{min}$  son las relaciones de vacío máximos y mínimos respectivamente.

Como se pudo evidenciar anteriormente, en un esfuerzo vertical efectivo constante, se sabe que los valores de  $N_{SPT}$  aumentan aproximadamente como el cuadrado de la densidad relativa, un hallazgo que previamente ha sido explorado por Gibbs y Holtz (1957) y Skempton (1986). Según Skempton (1986):

$$D_r = \left( \frac{N_{60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27,0} \right)^{1/2}$$

Según Gibbs y Holtz (1957):

$$D_r = \left( \frac{N_{60}}{0,23 \cdot \sigma'_{v0} + 16,0} \right)^{1/2}$$

Según Szechy y Vargi (1977):

$$D_r(\%) = 25,0 \cdot \sigma_0'^{-0,12} \cdot N_{60}^{0,46}$$

En las tres ecuaciones anteriores,  $\sigma'_{v0}$  se expresa en  $\text{kN/m}^2$  y los valores de  $N_{SPT}$  se corrigen para niveles de energía, adoptando como referencia el 60,0 % de la energía de caída libre (Skempton, 1986).

Una de las correlaciones más aceptadas para el cálculo del ángulo de fricción interna crítico  $\phi'_{cr}$  del suelo en función de SPT, es la propuesta por Peck, Hanson y Thornburn (1974):

$$\phi'_{cr} = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot [(N_1)_{60}]^2$$

En Japón la “Road Bridge Specifications”, Shioi y Fukuri (1982), propuso para  $\phi'_{cr} > 5$ , la relación:

$$\phi'_{cr} = [15,0 \cdot (N_1)_{60}]^{0,5} + 15,0$$

Y así también, la “Design Standars for Structures”, Shioi y Fukuri (1982):

$$\phi'_{cr} = 0,3 \cdot (N_1)_{60} + 27,0$$

Valores típico de ángulo de fricción interna en el estado crítico  $\phi'_{cr}$  son presentados en la tabla (2.4.7).

Look (2007), propone parámetros de resistencia al corte del suelo en función del estado o densidad de la arena, tabla (2.4.8).

**Tabla 2.4.7.** Ángulos de fricción interna típicos.

| Material                                  | Bolton (1979)      | Bolton (1979)         | Robertson y Hughes (1986) |
|---|--------------------|-----------------------|---------------------------|
|   | $\phi'_p$ (grados) | $\phi'_{cr}$ (grados) | $\phi'_{cr}$ (grados)     |
| Arena densa bien graduada o grava.        | 55,0               | 35,0                  | 40,0                      |
| Arena gruesa uniforme medianamente densa. | 40,0               | 32,0                  | 34,0 -37,0                |
| Limo arenoso denso con arcilla.           | 47,0               | 32,0                  | -                         |
| Arena fina y arcilla limo arenosa         | 35,0               | 30,0                  | 30,0 – 34,0               |
| Arcilla.                                  | 35,0               | 25,0                  | -                         |
| Arcilla (Londres).                        | 25,0               | 15,0                  | -                         |

Fuente: *Schnaid F. (2008), Ensayos in situ en Geomecánica, El ensayo principal.*

**Tabla 2.4.8.** Ángulos de fricción interna para arenas.

| Descripción        | $\phi'_{cr}$ (°) |
|--------------------|------------------|
| Muy suelta         | < 30,0           |
| Suelta             | 30,0 – 35,0      |
| Medianamente densa | 35,0 – 40,0      |
| Densa              | 40,0 – 45,0      |
| Muy densa          | > 45,0           |

Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundaciones.*

Una metodología similar fue adoptada por Clayton (1993). Los resultados se resumen en la tabla (2.4.9), en la que el rango probable de relaciones de  $E'/N_{60}$  se da como una función directa de la resistencia a la penetración.

**Tabla 2.4.9.** Rango típico del módulo de Young en función a SPT.

| Resistencia a la penetración $N_{60}$ | $E'/N_{60}$ (MPa)                     |                 |                 |                                |
|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|
|                                       | Suelos sedimentarios, Clayton (1993)* |                 |                 | Suelos residuales <sup>+</sup> |
|                                       | Media                                 | Límite inferior | Límite superior | Límite inferior                |
| 4                                     | 1,6 - 2,4                             | 0,4 - 0,6       | 3,5 - 5,3       | 1,0 – 2,0                      |
| 10                                    | 2,2 - 3,4                             | 0,7 - 1,1       | 4,6 - 7,0       | 2,0 – 3,0                      |
| 30                                    | 3,7 - 5,6                             | 1,5 - 2,2       | 6,6 - 10,0      | 3,0 – 4,0                      |
| 60                                    | 4,6 - 7,0                             | 2,3 - 3,5       | 8,9 - 13,5      | 6,0 – 7,0                      |

Nota

\* = Información de Burland y Burbidge (1985)

<sup>+</sup> = Propuesto por Fernando Schanid (2005)

Fuente: *Schnaid F. (2008), Ensayos in situ en Geomecánica, El ensayo principal.*

Bowles (1986) propone valores del módulo de Young efectivo  $E'$  para suelos granulares, que se presentan en la tabla (2.4.10) con carácter comparativo.

**Tabla 2.4.10.** Módulo de Young, para suelos granulares.

| Suelo                   | $E'$ (MPa)    |
|-------------------------|---------------|
| Arena limosa            | 5,0 – 20,0    |
| Arena suelta            | 10,0 – 25,0   |
| Arena densa             | 50,0 – 81,0   |
| Arena con grava, suelta | 50,0 – 150,0  |
| Arena con grava, densa  | 100,0 – 200,0 |
| Limo                    | 2,0 – 20,0    |

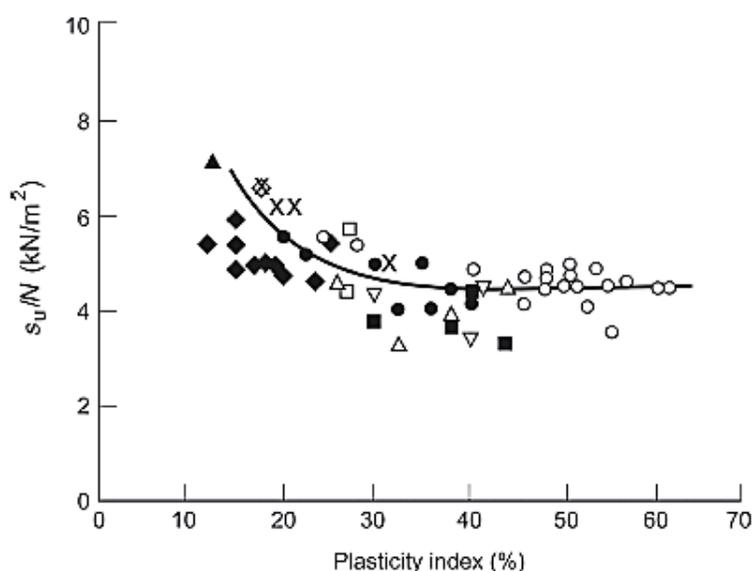
Fuente: *Bowles J. E. (1997), Análisis y Diseño de Fundaciones.*

### 2.4.6.2. Propiedades de suelos finos.

Los SPT en suelos cohesivos no están drenados, lo que implica que se generen presiones de agua durante la penetración. Dado que estas presiones de poro no se registran, la interpretación, que es principalmente empírica, se lleva a cabo contra los parámetros de esfuerzo total, como la resistencia al corte y la rigidez no drenada.

Stroud (1974) ha sugerido que existe un correlación entre el índice de plasticidad ( $IP$ ), valores  $N$ , y  $S_u$  se puede obtener para arcillas demasiado consolidadas insensibles, como se ilustra en la figura (2.4.6). Estos datos producen un enlace inferior a relaciones  $S_u/N$  y se pueden expresar de manera aproximada como:

$$S_u = 4,5 \cdot N_{60} \quad (kN/m^2)$$

**Figura 2.4.6.** Resistencia al corte no drenado para arcillas insensibles.

Fuente: *Schnaid F. y Odebrecht E. (2012), Ensayos de Campo, y sus aplicaciones a la Ingeniería de Fundaciones.*

De ensayos de laboratorio triaxiales no consolidados no drenados, Decourt (1989) ha propuesto una relación  $N-S_u$  menos conservadora:

$$S_u = 10,5 \cdot N_{60} \quad (kN/m^2)$$

De las investigaciones realizadas y recopiladas de otros autores, Look (2007) propone valores de resistencia al corte no drenada para arcillas, tabla (2.4.11).

**Tabla 2.4.11.** Cohesiones no drenadas para arcillas.

| Descripción | $c_u$ (kPa)   |
|-------------|---------------|
| Muy blanda  | 0,0 – 12,0    |
| Blanda      | 12,0 – 25,0   |
| Firme       | 25,0 – 50,0   |
| Rígida      | 50,0 – 100,0  |
| Muy rígida  | 100,0 – 200,0 |
| Dura        | > 200,0       |

Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundación.*

Hara et al (1971), también sugirió la siguiente correlación entre cohesión no drenada y resistencia a la penetración corregida:

$$S_u = 29,0 \cdot N_{60}^{0,72} \quad (kN/m^2)$$

Mello (1971), propone la relación para suelos arcillosos sensibles, a través de diversas observaciones de campo y laboratorio:

$$S_u = (3,5 \text{ á } 6,5) \cdot N_{60} \quad (kN/m^2)$$

El módulo de Young no drenado ( $E_u$ ) de las historias de los casos es (Butler, 1975):

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 1,0 \text{ á } 1,2 \quad (MPa)$$

Los datos recolectados por Stroud (1974), muestran que la relación de la ecuación  $S_u = 4,5 N_{60}$  es adecuada para una amplia variedad de esfuerzos ( $q/q_u$ ). Para ( $q/q_u$ ) por debajo de 0,1, la rigidez aumenta, resultando así:

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 6,3 \text{ á } 10,4 \quad (MPa)$$

En la tabla (2.4.12), se presentan un rango de valores de  $E_u$  propuestos por Bowles (1986).

El nivel de sobre consolidación OCR, de un depósito natural de arcilla también puede ser correlacionado con la resistencia a la penetración. Basados en el análisis de regresión de 110 datos, Mayne y Kemper (1988), obtienen la relación de la ecuación siguiente.

**Tabla 2.4.12.** Módulo de Young no drenado, para suelos finos.

| Suelo                        | $E_u$ (MPa)   |
|------------------------------|---------------|
| Arcilla muy blanda           | 0,5 – 5,0     |
| Arcilla blanda               | 5,0 – 20,0    |
| Arcilla media                | 20,0 – 50,0   |
| Arcilla dura, arcilla limosa | 50,0 – 100,0  |
| Arcilla arenosa              | 25,0 – 200,0  |
| Lutita de arcilla            | 100,0 – 200,0 |

Fuente: Bowles J. E. (1997), *Análisis y Diseño de Fundaciones*.

$$OCR = 0,193 \cdot \left( \frac{N_{60}}{\sigma'_{v0} \text{ (MN/m}^2\text{)}} \right)^{0,689}$$

Usando los resultados de ensayos de campo de Mayne y Kemper (1988) y otros 112 datos, Kulhawy y Mayne (1990) proponen la correlación aproximada:

$$OCR = 58,0 \cdot \frac{N_{60}}{\sigma'_{v0} \text{ (kN/m}^2\text{)}}$$

Kulhawy y Mayne (1990) también proporcionaron una correlación aproximada para el esfuerzo de pre consolidación  $\sigma'_c$  de una arcilla como:

$$\sigma'_c = 47,0 \cdot N_{60} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 2.5. CAPACIDAD PORTANTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.

Las fundaciones son los elementos encargados de impartir, a través de ellos, cargas estructurales en el terreno. Es así, que el terreno de fundación debe ser capaz de soportar esas cargas impartidas por la estructura, entonces el concepto de capacidad portante de un suelo en términos generales representa la capacidad que puede tener un suelo de fundación de resistir cargas o esfuerzos transmitidos por las estructuras a través de sus fundaciones (que generalmente son superficiales).

El diseño de fundaciones debe estar regido por criterios de utilidad y resistencia. El criterio de utilidad, se refiere, a que el comportamiento de la fundación durante la aplicación de las cargas de operación, debe cumplir totalmente con los propósitos para los que fue diseñada considerando las deformaciones en el suelo por debajo de esta. Generalmente el criterio de utilidad se halla limitado por la magnitud de los asentamientos.

El criterio de resistencia, se refiere, al propósito de asegurar que el suelo por debajo de la fundación diseñada sea lo suficientemente resistente ante esfuerzos de corte, evitando llegar al valor límite de rotura que sería la capacidad portante última del terreno y se presente uno de los tres tipos de fallas que se verán más adelante.

Como ya se puso en evidencia varios subtítulos atrás, la capacidad portante representa un esfuerzo vertical total aplicado al suelo y desde el punto de vista de esfuerzo efectivo, puede ser un problema a corto o largo plazo dependiendo de las siguientes características:

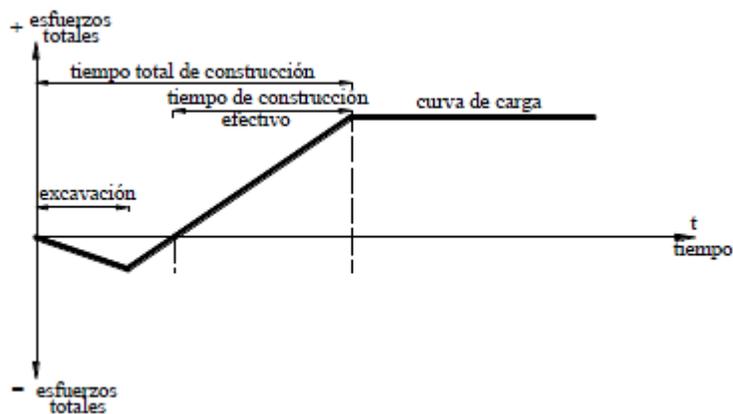
*Condición a corto plazo.* Esta condición se presenta generalmente cuando la carga es aplicada durante el periodo de construcción, es decir durante un periodo corto de tiempo. Una condición a corto plazo será crítica sólo para el caso en que la fundación sea emplazada en un suelo arcilloso, es decir, cuando se produzca una condición no drenada. Una condición no drenada se presenta cuando el suelo tiene muy baja permeabilidad, entonces, se considera que el volumen permanece constante y se ha generado un exceso de presión de poros igual al cambio de esfuerzo total  $\Delta u = \Delta \sigma_v$ . Debe recalcar que para la condición no drenada en suelos arcillosos debe trabajarse con parámetros de esfuerzos totales. Para el caso de suelos granulares se presenta una condición drenada, debido a la permeabilidad alta que tiene un suelo arenoso, por lo tanto debe trabajarse con parámetros de esfuerzos efectivos.

*Condición a largo plazo.* Esta condición se presenta cuando la carga es aplicada a la fundación a través de un periodo largo de tiempo después del final de la construcción. La condición a largo plazo, reúne las características de una condición drenada, tanto para el caso de suelos arcillosos como para el caso de suelos granulares. Una condición drenada es aquella situación en la que el suelo es cargado y no se genera exceso de presión de poros. Para la condición drenada deben utilizarse parámetros de esfuerzos efectivos.

Cuando se construye una estructura las cargas transmitidas al suelo son traducidas como esfuerzos totales y son función del tiempo, tanto el tiempo de construcción como el tiempo de operación de la misma observado en la figura (2.5.1). En la etapa de excavación el esfuerzo total de la masa de suelo a la profundidad de fundación disminuye, lo que genera que el suelo recupere cierta elasticidad. Toda esa carga

removida es luego reemplazada por una fracción del nuevo esfuerzo generado por la carga de la estructura y el peso del nuevo suelo sobre ella, el esfuerzo entonces vuelve a incrementarse hasta alcanzar la condición inicial de carga sobre suelo. A medida que los esfuerzos incrementan, se considera ahora que el tiempo de construcción es efectivo debido a que se aplica todo el esfuerzo total restante al suelo de fundación y alcanzar la carga prevista durante todo su tiempo de operación. Dependiendo del tipo de estructura a construir, el tiempo total de construcción puede asemejarse a una condición a corto plazo donde existe una variación de esfuerzos totales verticales que posteriormente de manera simplificada estos esfuerzos permanecen constantes durante el tiempo de operación, éste último representaría entonces una condición a largo plazo.

**Figura 2.5.1.** Esfuerzo de la fundación transmitida al suelo en función del tiempo.



Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

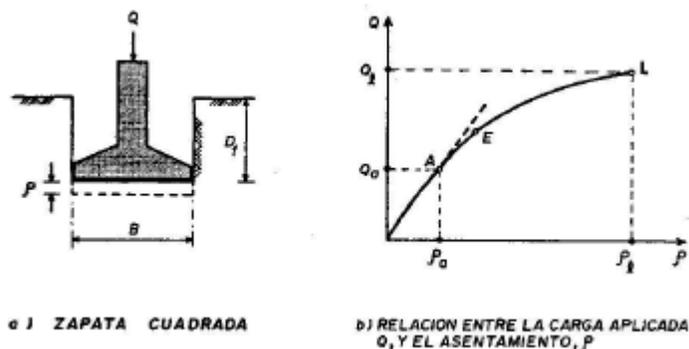
Al aplicar carga a una fundación cualquiera se produce un desplazamiento vertical de esta, comúnmente llamado asentamiento. En la figura (2.5.2.a) se puede observar el desarrollo del asentamiento  $\delta$ , medido en una zapata cuadrada de ancho  $B$  a una profundidad de desplante  $D_f$ , al aplicarle una carga  $Q$ .

La relación entre  $\delta$  y  $Q$  se muestra en la figura (2.5.2.b), en la que el punto L corresponde a la carga máxima  $Q_{max}$  que la zapata puede soportar, en la que se produce la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.

La carga máxima se denomina capacidad portante última ( $q_u$ ). Cuando se alcanza la carga última del suelo la zapata se encuentra a punto de colapso, lo que es obviamente inadmisibles para la estructura apoyada sobre la zapata; pero este valor de la carga resulta

de gran utilidad como punto de referencia para definir la capacidad portante admisible  $q_{adm}$  para la zapata en cuestión, y para cualquier otro tipo de fundación. Esto implica que se encontrará en algún punto de la rama ascendente de la gráfica, en el cual se produce un asentamiento admisible ( $\delta_{adm}$ ).

**Figura 2.5.2.** Relación entre carga y asentamiento de una zapata.



Fuente: Tamez González E. (2001), *Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica*.

Tanto el asentamiento como la capacidad portante, ambos admisibles, deberán estar dentro de los límites tolerables para la estructura; de lo contrario debe elegirse otra forma, geometría, dimensión o tipo de fundación que satisfaga este requisito. Esto significa que, el asentamiento inducido por la capacidad portante de esfuerzos cortantes no necesariamente es aceptable para la estructura, lo que implica que la carga de diseño para la zapata debe ser evaluada también en función del asentamiento admisible para la estructura como se podrá observar más adelante a través de un análisis por estados límites. Por ello, los modelos analíticos para calcular capacidad portante última ( $q_u$ ) de fundaciones derivan de la teoría de la plasticidad; en tanto que, el análisis del asentamiento para la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) se efectúa con modelos basados en la teoría de la elasticidad.

### 2.5.1. Tipos de fundación.

Se llama fundación a la parte inferior de una estructura, que sirve para transmitir al terreno de apoyo las cargas del conjunto estructural.

Se emplean distintas formas o tipos de fundación, que dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta y tanto del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad

de los suelos, se acostumbra a clasificar en dos grupos: las superficiales y las profundas, según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o transmitan las cargas a capas profundas del subsuelo. Aunque no existe un límite bien definido de profundidad que distinga a cada uno de estos grupos, es por esta razón que algunas investigaciones proponen aproximaciones límite para cierto rango de relación como se muestra en la tabla (2.5.1), para fundaciones superficiales.

**Tabla 2.5.1.** Clasificación de fundaciones superficiales para diferentes relaciones.

| Relación          | Referencia   |
|-------------------|--------------|
| $D_f \leq 1,0. B$ | Terzaghi     |
| $D_f \leq 4,0. B$ | Bowles       |
| $D_f \leq 4,0. B$ | NEC-SE-CM    |
| $D_f \leq 5,0. B$ | N.T. - E 050 |

Donde:

$D_f$  = Profundidad de desplante (m)

$B$  = Base de fundación (m)

Fuente: *Elaboración propia.*

La norma técnica peruana (E 050) de suelos y cimentaciones recomienda un rango de relación un poco más amplio para distinguir una fundación superficial de una profunda, comparada con la primera aproximación propuesta por Terzaghi (1943).

Dentro de las fundaciones superficiales y profundas, existen varios tipos de soluciones constructivas como se muestra en la tabla (2.5.2). Siendo las fundaciones superficiales las más usadas en el diseño de las estructuras salvo se presente casos especiales donde la fundación profunda sea la solución más adecuada.

**Tabla 2.5.2.** Tipos de fundaciones.

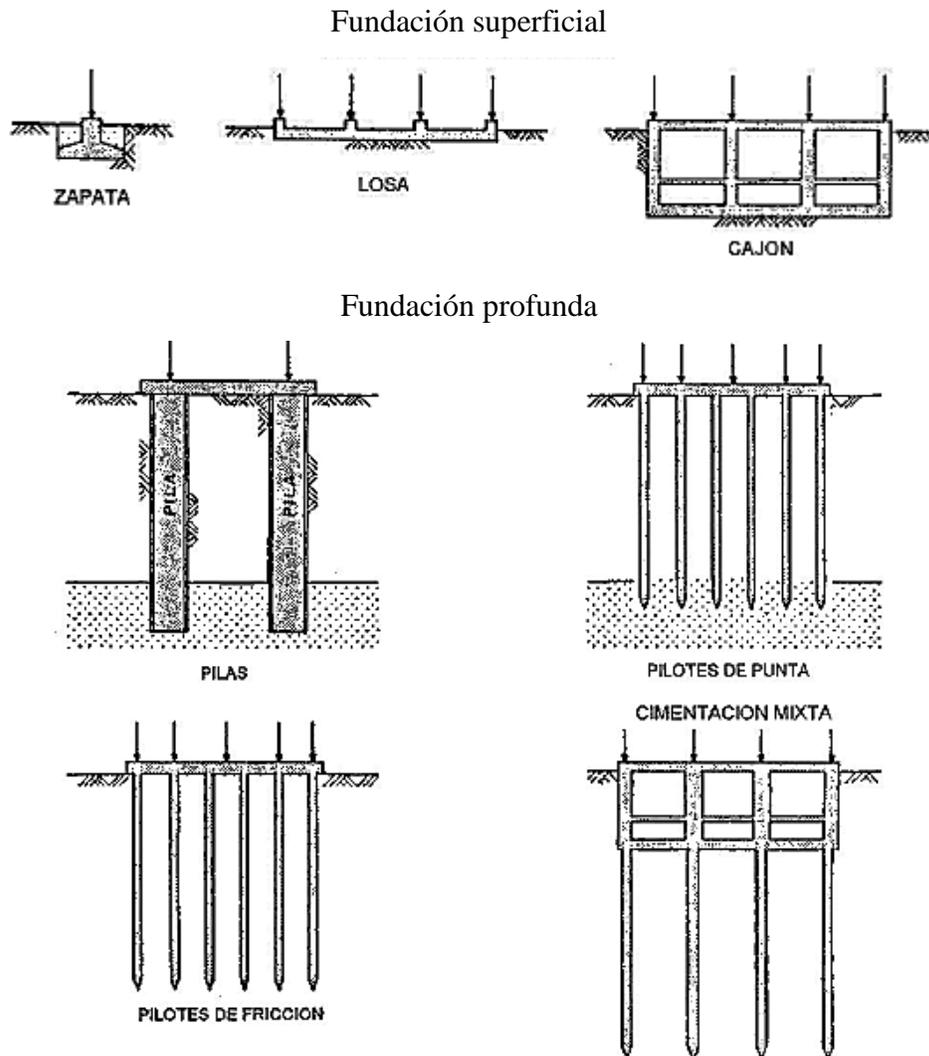
|               |  |
|---------------|--|
| Superficiales | Zapatas aisladas (circulares, cuadradas y rectangulares) |
|               | Zapatas continuas o corridas                             |
|               | Losas planas   |
|               | Cajones  |
| Profundas     | Pilotes  |
|               | Pilas  |

Fuente: *Tamez Gonzáles E. (2001), Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica.*

Desde el punto de vista constructivo las zapatas con geometría circular son poco usadas, debido a la dificultad y costo que estas presentan en el armado del encofrado y

armadura correspondiente. En términos de capacidad portante admisible, éstas presentan cierta eficiencia sobre una zapata de geometría convencional (cuadrada o rectangular), pero al ser mínima, se opta entonces por zapatas de geometría convencional.

**Figura 2.5.3.** Tipos de cimentación comúnmente empleados.



Fuente: *Tamez González E. (2001), Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica.*

Si bien las fundaciones superficiales pueden variar en tipo y en dimensión, de acuerdo con las cargas transmitidas y las propiedades del terreno, geoméricamente tienen en similitud una base y una longitud. Estos aspectos geométricos son de vital importancia en el análisis de capacidad portante, porque esta última no depende

únicamente de las características físico-mecánicas del suelo, sino también de la dimensión de los elementos de la fundación.

Suelen emplearse también ciertas combinaciones de ambos grupos, como se muestra en la figura (2.5.3), donde la selección será posterior al análisis estructural que mejor se adecue a las condiciones del terreno y de carga.

Si bien una zapata rectangular es similar a una continua, en el propósito de que su longitud sea mayor a su base, las zapatas continuas se diferencia a razón de que su longitud es mucho más grande comparada con la de una rectangular. Es por esta razón que para poder diferenciarlas una de otra se establezca una relación donde, una zapata será continua si: la relación longitud sobre base es mayor a 10,0 ( $L/B > 10,0$ ).

#### **2.5.1.1. Profundidad de fundación.**

La profundidad de fundación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la fundación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de fundación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La norma técnica peruana de suelos y cimentaciones (E 050), recomienda que para zapatas aisladas y continuas la profundidad mínima de fundación sea de  $D_f = 0,8 m$ . Y para losas la profundidad mínima de fundación será de  $D_f = 0,4 m$ , medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor.

#### **2.5.1.2. Elección del tipo de fundación.**

La elección del tipo más adecuado a cada caso particular debe hacerse teniendo en cuenta varios factores:

La magnitud y distribución de las cargas de la estructura, así como sus dimensiones y rigidez.

El perfil estratigráfico del terreno de apoyo y la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman el subsuelo del sitio.

Dimensiones de los elementos de fundación.

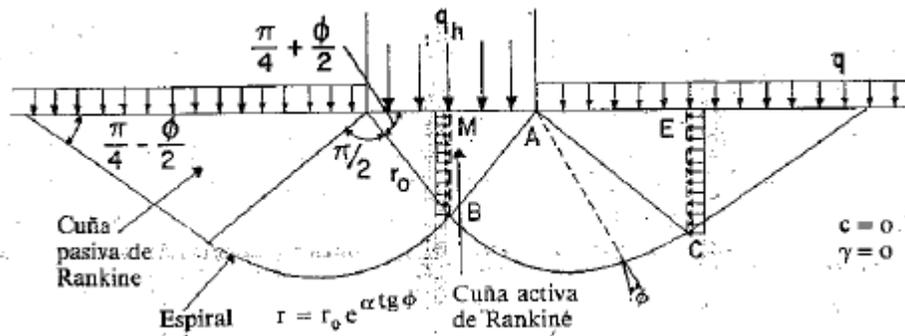
Profundidad de fundación.

## 2.5.2. Determinación teórica de capacidad portante última.

### 2.5.2.1. Fórmula general de capacidad portante última.

Los estudios teóricos de capacidad portante última ( $q_u$ ), se han basado en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Posteriormente se han especificado coeficientes correctores para tener en cuenta la forma de la fundación, su profundidad, la excentricidad o inclinación de las cargas, etc.

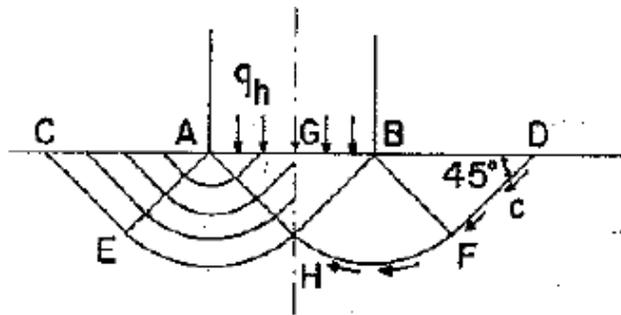
**Figura 2.5.4.** Solución de Prandtl para terreno no cohesivo, sin peso.



$$q_h = q \frac{AB^2 + k_p EC^2}{AM^2 + k_a MB^2} = q \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi} = q N_q$$

Fuente: Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), *Curso aplicado de cimentaciones*.

**Figura 2.5.5.** Mecanismo de rotura propuesto por Prandtl para terreno cohesivo puro.



$$q_h = (\pi + 2)c = c N_c$$

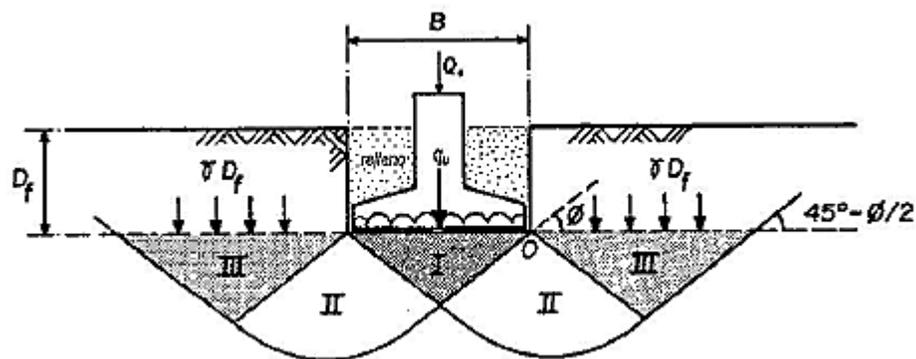
Fuente: Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), *Curso aplicado de cimentaciones*.

Siguiendo el desarrollo histórico, las primeras soluciones fueron las encontradas por Prandtl (1920) para zapatas corridas lisas, en terrenos sin peso y con rozamiento, figura (2.5.4), o con cohesión únicamente, figura (2.5.5), (en este último caso la simetría del

mecanismo hace que el peso no tenga influencia). La deducción por Caquot (1948) del *teorema de los estados correspondientes* permitió superponer ambas soluciones para el caso de suelos con rozamiento y cohesión.

Posteriormente Terzaghi estudió la zapata rugosa superponiendo el modelo de Prandtl con uno ligeramente diferente para el terreno con rozamiento, tomando en cuenta el peso del suelo, para el equilibrio límite de una zapata de longitud infinita y ancho  $B$ , como se muestra en la figura (2.5.6).

**Figura 2.5.6.** Mecanismo de falla para una zapata de longitud infinita.



Fuente: Tamez González E. (2001), *Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica*.

La máxima carga media  $q_u$  aplicada en la base de la zapata produce la falla del mecanismo, el cual está formado por las zonas I, II y III, con las siguientes características:

Zona I. Es una cuña de suelo que desciende junto con la zapata, en donde el suelo se encuentra en equilibrio elástico y su deformación volumétrica es pequeña; su inclinación está dada por el ángulo  $\phi$ .

Zona II. Es una zona de equilibrio plástico radial, donde las superficies de falla curvas son espirales logarítmicas y las planas son radios de la espiral que pasa por el punto  $O$ .

Zona III. En la que las superficies de falla plástica son planas y forman un ángulo de  $(45,0^\circ - \phi/2)$  con la horizontal.

El suelo que se encuentra a los lados de la zapata, sobre su plano de apoyo, ejerce una presión confinante  $q = \gamma \cdot D_f$  sobre la zona III, siendo  $\gamma$  el peso volumétrico del suelo confinante.

El equilibrio límite de este mecanismo se alcanza cuando el desplazamiento vertical de la zapata ( $\delta$ ) es suficientemente grande para desarrollar la deformación plástica del suelo en las zonas II y III. Considerando que dentro de estas zonas plásticas el suelo es homogéneo y su resistencia al corte está dada por la expresión general de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Terzaghi (1943) obtuvo la siguiente ecuación general de la capacidad portante última del suelo bajo una zapata de longitud infinita y ancho B:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

$q_u$  = Capacidad portante última del suelo ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$c$  = Ordenada al origen de la envolvente de resistencia al corte del suelo, cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ ). Según las condiciones de drenaje del suelo.

$q$  = Sobre carga del suelo sobre el nivel de fundación,  $q = \gamma \cdot D_f$  ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo bajo la zapata ( $\text{kg/cm}^3$ ).

$B$  = Base o ancho de la fundación (cm).

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad portante, que son función del ángulo de fricción interna del suelo.

De la ecuación anterior, ecuación general de capacidad portante última del suelo, puede concluirse que, depende de los siguientes tres factores:

Peso volumétrico  $\gamma$ , y resistencia al corte del suelo  $c$  y  $\phi$ .

Ancho de la zapata B.

Profundidad de desplante  $D_f$ .

Los valores teóricos  $N_c, N_q$ , y  $N_\gamma$ , originalmente propuestos por Prandtl, Reissner y Terzaghi, respectivamente, han sido modificados posteriormente por otros investigadores para adaptarlos a los resultados experimentales observados en fundaciones reales y en modelos de laboratorio. Además de introducir adicionalmente otros factores que involucran la geometría de la fundación, profundidad, inclinación, etc.

Los subíndices  $c, q, \gamma$  indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse. El subíndice  $c$  corresponde a la cohesión del terreno (drenada o no

drenada), el subíndice  $q$  en función de la sobre carga del terreno y por último el subíndice  $\gamma$  correspondiente al peso propio del suelo por debajo del nivel de fundación.

Los métodos analíticos utilizados en la actualidad para la determinación de la capacidad de portante última son métodos semi-empíricos cuyo principal objetivo es analizar la falla por capacidad portante en zapatas y poder realizar un diseño que evite tales fallas. Para esto es necesario entender la relación entre capacidad portante, carga, dimensiones de la zapata y propiedades del suelo.

Con afán de entender esta relación han sido utilizados modelos a escala reducida de zapatas, debido mayormente a que el costo de estos modelos es mucho menor que el de ensayos realizados a escala real. Desafortunadamente, el ensayar modelos tiene sus limitaciones, especialmente cuando se trabaja en arenas. Debido a esto, no ha sido posible a través del tiempo encontrar una solución general que satisfaga completamente las leyes de la estática.

Sin embargo, han sido propuestos una serie de métodos semi- empíricos, los que a través de suposiciones simplifican el problema y permiten en la actualidad, según Coduto (1994) estimar la capacidad de apoyo en zapatas con una aproximación bastante buena para problemas prácticos. Estos métodos se basan en el uso de correlaciones determinadas empíricamente y utilizan los resultados obtenidos de la realización de ensayos in- situ, tales como el SPT, el CPT y otros. En todos ellos la capacidad portante es determinada mediante correlaciones empíricas.

### **2.5.3. Tipos de fallas.**

El hundimiento o fallo de una fundación supone asentamientos importantes generalmente acompañados de giros o incluso el vuelco de la estructura sustentada.

Según la estructura y el tipo de terreno, el fallo puede ser:

Por rotura general.

Por punzonamiento.

Por rotura local.

Coduto (1994) presenta los siguientes criterios, que resultan ser muy útiles al momento de determinar cuál de estos tres tipos de falla se presentará en una determinada circunstancia. Estos criterios son:

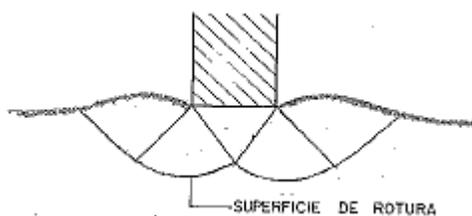
- Fundaciones emplazadas en arcillas son gobernadas por el caso de falla por rotura general.
- Fundaciones emplazadas en arenas densas son gobernadas por el caso de falla por rotura general. En este contexto, una arena densa es aquella cuya densidad relativa  $D_r$  es mayor que 67,0 %.
- Fundaciones emplazadas en arenas sueltas a medianamente densas, es decir, para  $30,0 \% < D_r < 67,0 \%$ , son probablemente gobernadas por la falla por rotura local.
- Fundaciones emplazadas en arenas muy sueltas, es decir  $D_r < 30,0 \%$ , son gobernadas por falla por punzonamiento.

### 2.5.3.1. Falla por rotura general.

Se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma, a una cierta distancia. Aunque la teoría indica una rotura simétrica, pequeños desequilibrios o irregularidades hacen que el fallo se manifieste de modo asimétrico, con giros más o menos importantes según las posibilidades de rotación de la superestructura. Esta forma de rotura es típica de las arenas compactadas y de las arcillas rígidas a medias en condiciones de carga rápida, sin drenajes.

En la figura (2.5.7) se puede observar una fundación superficial de ancho y profundidad de desplante conocida de un depósito de suelo con las características mencionadas anteriormente. Cuando el esfuerzo o presión producida por una carga externa igual a la capacidad última de carga se produce un asentamiento para el cual, el suelo de fundación sufrirá una falla repentina por corte.

**Figura 2.5.7.** Falla por rotura general del suelo.

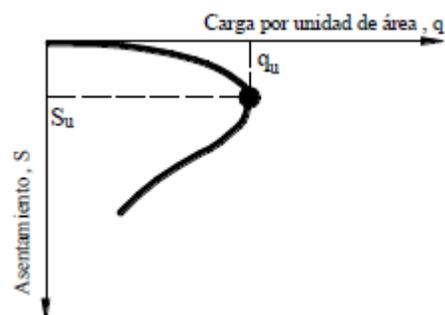


Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

Mientras que en la figura (2.5.8) se observa una gráfica de carga vs asentamiento de la zapata, donde se puede observar un pico correspondiente a su capacidad portante

última del suelo y un posterior flujo plástico. Donde a carga constante o variación de carga se presentan asentamientos o deformaciones no controladas.

**Figura 2.5.8.** Aplicación de carga en función de los asentamientos.

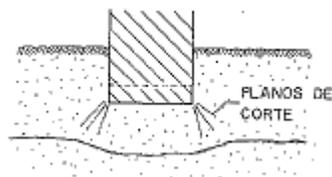


Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

### 2.5.3.2. Falla por punzonamiento.

En este caso la fundación se hunde cortando el terreno en su periferia, con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente como se muestra en la figura (2.5.9). Este tipo de falla se presenta habitualmente en materiales muy compresibles y poco resistentes o en zapatas sobre capas delgadas de estratos medianamente resistentes apoyadas en estratos blandos.

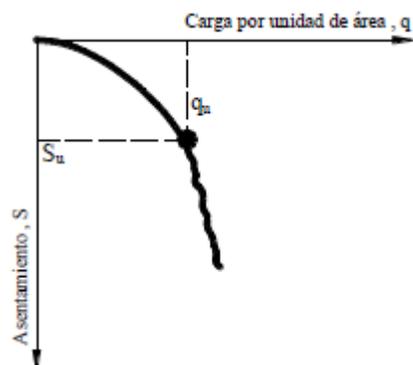
**Figura 2.5.9.** Falla por punzonamiento del suelo.



Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

En este tipo de rotura del suelo, a diferencia del anterior, nunca se observa un valor de carga pico ya que una vez que se ha alcanzado el valor de  $q_u$  este permanece constante, figura (2.5.10). La superficie de falla del suelo no alcanza nunca la superficie del terreno.

**Figura 2.5.10.** Aplicación de carga en función de los asentamientos.



Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

### 2.5.3.3. Falla por rotura local.

Es una situación intermedia en la que el terreno se plastifica en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie del terreno, figura (2.5.11). Este tipo de fallas es típico de suelos arcillosos y limos blandos, y de arenas medias a flojas.

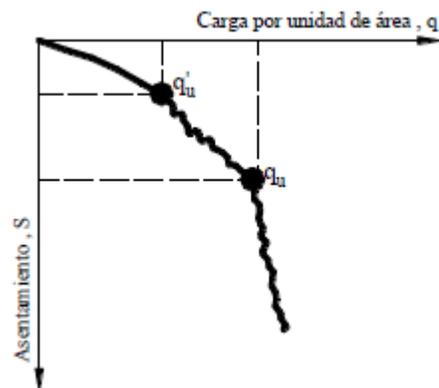
**Figura 2.5.11.** Falla por rotura local del suelo.



Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

En la figura (2.5.12) se observa que a medida que se incrementa la carga se produce también un respectivo asentamiento. Cuando la carga alcanza un valor de  $q'_u$  denominado carga primera de falla, la superficie de falla desarrollada en el suelo se produce hasta alcanzar el nivel de fundación. Si la carga continúa incrementándose, la curva se hace mucho más empinada e irregular. Cuando la carga iguala el valor de  $q_u$ , la superficie de falla puede alcanzar la superficie del terreno. Más allá del valor de  $q_u$ , la curva adquiere una forma lineal, siendo la principal característica de este tipo de falla que nunca es observada una carga pico.

**Figura 2.5.12.** Aplicación de carga en función de los asentamientos.



Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

#### 2.5.4. Método de los estados límite.

En un estado límite de tipo geotécnico, la fundación alcanzaría una situación no deseada que debe evitarse. Atendiendo a la gravedad de sus consecuencias, los estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

En un estado límite último (ELU), en el proyecto de una fundación, se presenta un fallo por corte o deformación excesiva del terreno. Esto quiere decir, que la magnitud de la capacidad portante última ( $q_u$ ) es superada y se produce el fallo en la estructura, presentándose uno de los tres fallos descritos anteriormente.

Para evitar llegar a este estado de falla, lo que se requiere es alejarse del valor de  $q_u$  aplicando un factor de seguridad (muchas veces llamado global), que dependiendo de su valor como se verá más adelante, convierte a  $q_u$  en una nueva capacidad portante llamada capacidad portante segura del terreno ( $q_s$ ).

Un estado límite de servicio (ELS) es aquel estado que, de ser excedido, puede dar lugar a una pérdida de la funcionalidad para la que la estructura fue proyectada, aunque ello no conlleve a un fallo inminente de la misma. Las estructuras podrían dejar de cumplir el cometido para el que se proyectan por razones vinculadas al normal funcionamiento de la misma, durabilidad o estéticas.

En general, un estado límite de servicio que se considera habitualmente en los procesos de cálculo de las fundaciones es el provocado por los movimientos o

asentamientos excesivos. Para tal motivo se fija un asentamiento máximo admisible a la estructura, como se verá más adelante, que limita a la magnitud del valor de capacidad portante del terreno. Esta capacidad portante es denominada ahora capacidad portante admisible del terreno ( $q_{adm}$ ).

Esta capacidad portante admisible muchas veces es adoptada como la de diseño para la fundación, no obstante la magnitud de su valor puede llegar a ser mayor que la capacidad portante segura ( $q_s$ ), lo que significaría que deja de ser de diseño. Para evitar esta situación generando incertidumbres en el diseño de las fundaciones, se analizan los valores de  $q_{adm}$  y  $q_s$ , tomándose como capacidad portante de diseño la menor magnitud.

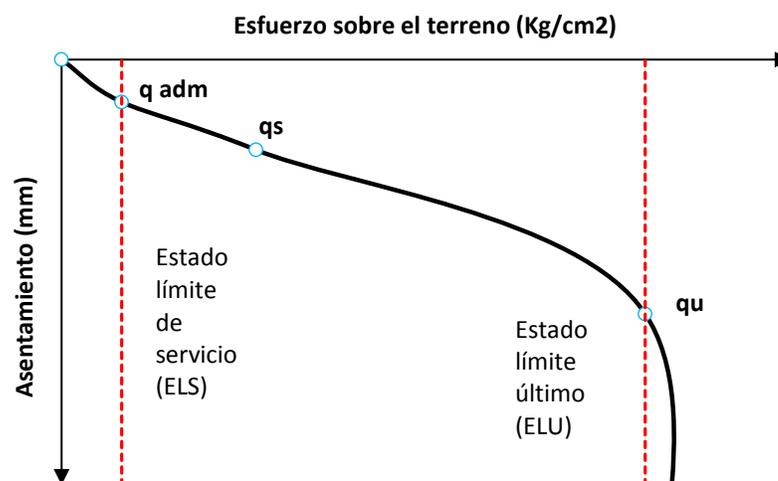
Para entender mejor la correcta toma del valor de capacidad portante de diseño, es necesario realizar una gráfica de esfuerzo sobre el terreno vs asentamientos, como se muestra en la figura (2.5.13). Estableciendo la diferencia de un estado límite de servicio (ELS) de un estado límite último (ELU).

Para la determinación de la capacidad portante del suelo es necesario realizar las siguientes definiciones:

La capacidad portante segura ( $q_s$ ), es aquella que se aleja del fallo de la estructura por medio de un factor de seguridad (F.S.). Su expresión es la siguiente:

$$q_s = \frac{q_u}{FS}$$

**Figura 2.5.13.** Análisis de estados límites.



Fuente: *Elaboración propia.*

Hasta este punto, se tiene un valor seguro de capacidad portante calculado para el nivel de fundación deseado. A partir de este nivel se asume que el terreno se encuentra en equilibrio estático, es decir, que el esfuerzo a ese punto generado por la masa del terreno por encima del nivel de fundación no se encuentra generando deformaciones verticales en el suelo. Cuando se excava la zanja para la fundación todo ese esfuerzo es retirado quedando un restante de capacidad portante última, que se denomina ahora como capacidad portante neta ( $q_{neta}$ ), como se muestra en la figura (2.5.14). Cuya expresión es la siguiente:

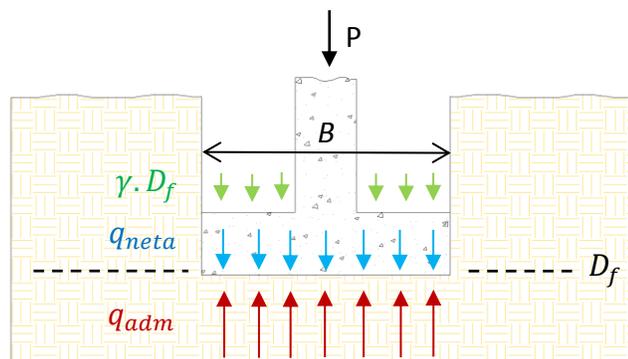
$$q_{neta} = q_s - \gamma \cdot D_f$$

Esta capacidad portante neta es la que generará ahora deformaciones verticales por debajo del nivel de fundación, la cual dependiendo de su magnitud generará asentamientos, los cuales tienen que ser verificados.

Es entonces, que la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ), representa el esfuerzo aplicado admisible tomando en cuenta tanto la capacidad portante segura como el asentamiento admisible, y será diseño el menor valor entre ambos. Donde se tiene que:

$$q_{adm} = (q_s) \text{ o } (q_{asentamiento admisible})$$

**Figura 2.5.14.** Esquema de capacidad portante.



Fuente: *Elaboración propia.*

#### 2.5.4.1. Factores de seguridad.

La elección de un adecuado valor para el factor de seguridad depende tanto del criterio como de la experiencia profesional del ingeniero, que generalmente en la

práctica adopta el valor de 3,0. Coduto (1994) indica que deben tomarse en cuenta los siguientes tres aspectos:

El tipo de suelo. Se recomienda usar valores altos para arcillas y valores bajos para arenas.

El nivel de incertidumbre en la definición del perfil de suelo y en la determinación de los parámetros de resistencia al corte para diseño.

La importancia de la estructura y las consecuencias de una posible falla.

Por lo general el factor de seguridad adoptado es probablemente mucho mayor que el factor de seguridad “seguro”, debido sobre todo a los siguientes tres aspectos:

Los datos de resistencia al corte son normalmente interpretados de manera muy conservativa, de esta manera los valores de diseño de  $c$  y  $\phi$  contienen implícitamente un otro factor de seguridad.

Las cargas de servicio son probablemente menores a las cargas de diseño.

Mayormente es el asentamiento, y no la resistencia por esfuerzo cortante, el que controla el diseño final, por tanto, la fundación tendrá dimensiones mayores a las requeridas para satisfacer el criterio de capacidad portante última.

Finalmente, Coduto (1994) presenta la tabla (2.5.3), que es una tabla adaptada a partir de la versión presentada por Vesic en 1975. Esta sugiere ciertos valores para el factor de seguridad; dependen tales valores fundamentalmente del tipo de estructura.

**Tabla 2.5.3.** Factor de seguridad mínimo para zapatas.

| Categoría | Estructuras típicas  | Características de la categoría  | Factor de seguridad de diseño              |                                |
|-----------|--|--|--|--------------------------------|
|           |  |  | Exploración del suelo completa y cuidadosa | Exploración del suelo limitada |
| A         | Puentes ferroviarios, almacenes, muros de retención hidráulica, silos. | Cargas máximas de diseño próximas a ocurrir a menudo con consecuencias de falla desastrosas. | 3,0  | 4,0                            |
| B         | Puentes carreteros, edificios públicos e industriales.                 | Cargas máximas de diseño pueden ocurrir ocasionalmente con consecuencias de falla serias.    | 2,5  | 3,5                            |
| C         | Edificios de oficinas y apartamentos.                                  | Cargas máximas de diseño es improbable de ocurrir.   | 2,0  | 3,0                            |

Fuente: *Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219.*

### 2.5.4.2. Asentamientos admisibles en fundaciones superficiales.

Una vez calculados los asentamientos para las cargas aplicadas al terreno, debe comprobarse si su magnitud absoluta es inferior a unos de los valores límites prefijados. El problema radica precisamente en la fijación de estos valores límite, pues en ellos influye el tipo de edificio y su estructura así como la naturaleza del terreno y el tipo de movimiento, debiendo saber si el daño afecta al aspecto arquitectónico, funcional o estructural.

Existe además otro problema de fondo referente al origen de las limitaciones, ya que unas veces es la estructura la que exige ausencia total de grietas o, por el contrario, tolera deformaciones apreciables por razones económicas (edificios industriales).

Las primeras indicaciones sobre asientos máximos y diferenciales se remontan a las recomendaciones de Terzaghi y Peck en 1948, junto con las de Skempton y McDonald (1956) y las de las normas de la URSS de 1962, anticipadas por Polshin y Tokar en 1957. Estas recomendaciones se presentan en la tabla (2.5.4).

**Tabla 2.5.4.** Criterios tradicionales sobre asentamientos admisibles.

| Tipos de fundación              | Arena          | Arcilla                  |
|---------------------------------|----------------|--------------------------|
| Fundación por zapatas           |                |                          |
| Asentamiento máximo             | 25,0 - 40,0 mm | 65,0 mm (120,0)*         |
| Asentamiento diferencial máximo | 20,0 - 25,0 mm | 40,0 - 50,0 mm (50,0)*   |
| Fundación por losa              |                |                          |
| Asentamiento máximo             | 40,0 - 65,0 mm | 65,0 - 100,0 mm (200,0)* |

\* = Los valores corresponden a una recopilación realizada por Burland et al. (1977)

Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

A efectos de comparación en la tabla (2.5.5) y tabla (2.5.6), la norma MV-101 y TGL 11464-72 (Alemania Oriental) respectivamente, presentan diferentes valores de asentamientos máximos admisibles para un rango más detallado de diferentes tipos de estructuras.

El hecho de establecer criterios diferentes según se trate de arenas o arcillas, expresa la menor o mayor facilidad de adaptación de los elementos estructurales a las deformaciones del terreno. Pero al final el valor del asentamiento máximo admisible será establecido para cada caso en particular, donde tanto el diseño como el análisis estructural lo permitan. Por lo tanto, en la práctica común suele adoptarse un valor de 25,0 mm.

**Tabla 2.5.5.** Asentamientos generales admisibles, Norma MV-101.

| Características de la estructura.   | Asentamiento máximo admisible en terrenos: |                |
|---|--|----------------|
|   | Sin cohesión (mm)                          | Cohesivos (mm) |
| Obras de carácter monumental.   | 12,0                                       | 25,0           |
| Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez.  | 35,0                                       | 50,0           |
| Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez.<br>Estructuras metálicas hiperestáticas.<br>Edificios con muros de fábrica. | 50,0                                       | 75,0           |
| Estructuras metálicas isostáticas.<br>Estructuras de madera.<br>Estructuras provisionales.  | > 50,0                                     | > 75,0         |

Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

**Tabla 2.5.6.** Asentamientos admisibles, Norma TGL 11464 (1972).

| Tipo de estructura  | Asentamiento admisible (mm)                            |   |
|---|--|---|
|   | Suelo granular o cohesivo de consistencia media a dura | Suelo cohesivo de consistencia plástica |
| Reticulada, de H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> o de acero, con arriostramientos.                                    | 25,0   | 40,0                                    |
| Reticulada hiperestática, o de vigas continuas de H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> o de acero, sin arriostramientos. | 30,0   | 50,0                                    |
| Estructuras isostáticas de H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> o de acero sin arriostramientos.                         | 50,0   | 80,0                                    |
| Muros de carga, sin armar.  | 25,0   | 40,0                                    |
| Muros de carga con zunchos al nivel de los forjados.  | 30,0   | 50,0                                    |

Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

### 2.5.4.3. Capacidades portantes admisibles para fundaciones superficiales.

Capacidades portantes admisibles aproximadas son mostradas en la tabla (2.5.7), usadas generalmente con carácter orientador y para etapas de anteproyectos, obtenidas de la norma británica BS 8004:1986.

**Tabla 2.5.7.** Capacidad portante admisible aproximada, después de BS 8004:1986.

| Grupo                  | Tipo de roca y suelo   | $q_{adm}$<br>aproximada<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | Observación   |
|------------------------|--|--|---|
| 1. Rocas               | Rocas ígneas y gnéicas, en buen estado                       | 102,0  | Basados en la suposición de que los cimientos son cargados sobre rocas no erosionadas.                |
|                        | Calizas duras y areniscas duras                              | 40,8   |   |
|                        | Esquistos y pizarras   | 30,6   |   |
|                        | Pizarras duras, lutitas duras y areniscas blandas            | 20,4   |   |
|                        | Pizarras y lutitas blandas                                   | 6,1 - 10,2                                       |   |
|                        | Tiza de sonido duro, piedra caliza suave                     | 6,1  |   |
|                        | Calizas de lecho fino, areniscas, lutitas                    | Para ser evaluado                                |   |
|                        | Rocas muy destrozadas  |  |   |
| 2. Suelos no cohesivos | Grava compacta, o grava y arena compacta                     | > 6,1  | $B \geq 1,0 m$ .<br>Se supone que el nivel freático está a una profundidad $< B$ , debajo de la base. |
|                        | Grava de densidad media, o arenas y gravas de densidad media | 2,0 - 6,1  |   |
|                        | Grava suelta, o arena y grava suelta                         | < 2,0  |   |
|                        | Arena compacta   | > 3,1  |   |
|                        | Arena medianamente densa                                     | 1,0 - 3,1  |   |
|                        | Arena suelta   | < 1,0  |   |
| 3. Suelo cohesivo      | Arcilla de roca muy rígidas y arcillas duras                 | 3,1 - 6,1  | El grupo 3 es susceptible a asentamientos por consolidación a largo plazo.                            |
|                        | Arcillas rígidas   | 1,5 - 3,1  |   |
|                        | Arcillas firmes  | 0,8 - 1,5  |   |
|                        | Arcillas blandas y limos                                     | < 0,8  |   |
|                        | Arcillas y limos muy blandos                                 | no aplicable                                     |   |

Fuente: *Simons N. y Menzies B. (2000), Un curso corto en Ingeniería de Fundaciones.*

### 2.5.5. Métodos de capacidad portante.

Las cargas excéntricas en fundaciones superficiales ocurren cuando una carga  $P$  es aplicada fuera del centro de gravedad de la fundación, o cuando la fundación es sometida a una carga céntrica  $P$  y a un momento  $M$ .

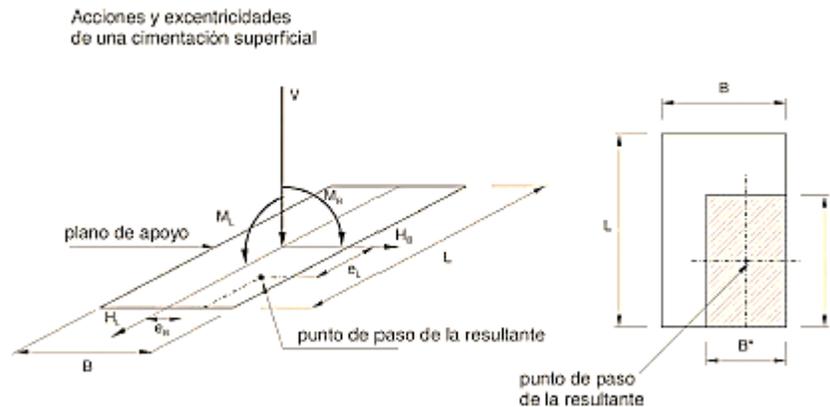
Como paso previo a la introducción de los cálculos por medio de los métodos de capacidad portante última conviene definir, para cada combinación de acciones, la longitud y ancho de la fundación rectangular equivalente. Para ello, es preciso determinar el punto de paso de la resultante de las acciones en el plano de apoyo de la fundación, pues esto proviene del análisis estructural posterior para cada caso en particular de estructura. Los métodos que se verán, calculan la capacidad portante última del suelo usando el área en planta total de la fundación, pero una vez conocidas las

acciones sobre la fundación el área de contacto ya no será la misma, denominándose ahora área equivalente. Para fines de verificación del correcto cálculo de capacidad portante es necesario usar en los métodos el área equivalente de la fundación.

El área equivalente es aquella que, estando íntegramente dentro de la fundación, tiene su centro de gravedad en el punto de paso de la resultante, como se muestra en la figura (2.5.15). Donde a partir de las dimensiones reales  $B$  y  $L$ , se obtendrán las equivalentes  $B^*$  y  $L^*$  en función de los valores de las distintas componentes de la resultante de las acciones sobre el plano de fundación ( $V, H_L, H_B$ ).

Conociendo las acciones sobre el plano de fundación se pueden determinar tanto las excentricidades en las dos direcciones como el ancho y longitud equivalente de la siguiente manera:

**Figura 2.5.15.** Área equivalente para verificación de estado límite último.



Fuente: *España (2009), Guía de cimentaciones en obras de carretera.*

$$e_B = \frac{M_B}{V} ; e_L = \frac{M_L}{V}$$

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

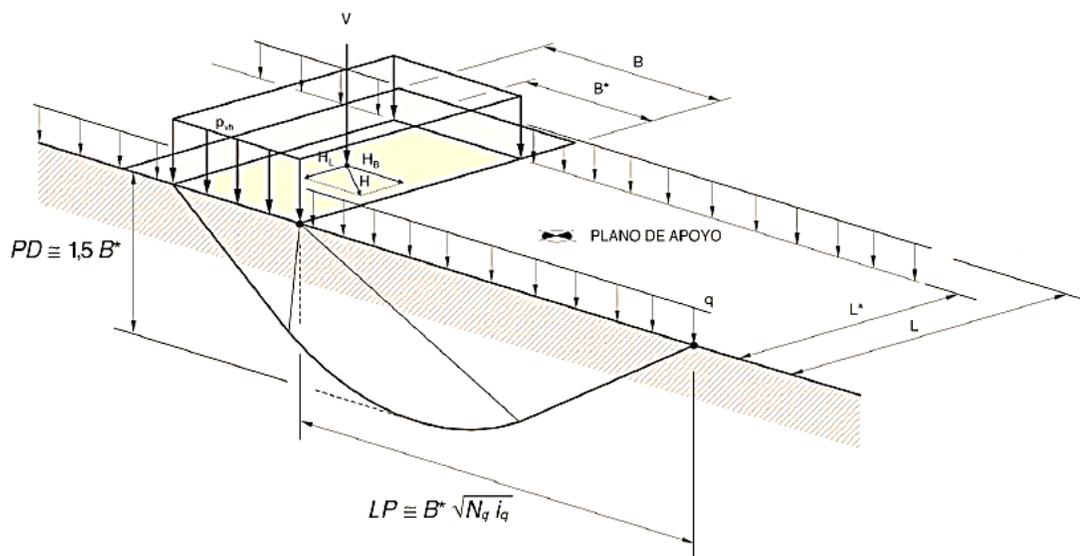
$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$

También tendrán que determinarse, para cada situación de combinación de acciones, el ángulo  $\theta$ , que mide la desviación de la carga respecto de la vertical, así como sus componentes según dos direcciones ortogonales:

$$\tan \theta = \frac{H}{V} ; \tan \theta_B = \frac{H_B}{V} ; \tan \theta_L = \frac{H_L}{V}$$

Una vez definidos estos aspectos previos a considerarse en los métodos de cálculos, cabe recalcar que, de ser así, las dimensiones reales de la fundación  $B$  y  $L$  sean sustituidas por  $B^*$  y  $L^*$  efectivas, ya que estas son, al estar en contacto con la superficie del terreno, las que generan la superficie de falla como se ve en la figura (2.5.16). La superficie de falla en estas condiciones ideales, se producirá hacia la derecha o izquierda según el sentido de la componente  $H_B$ .

**Figura 2.5.16.** Esquema de fundación tipo.



Fuente: España (2009), *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

### 2.5.5.1. Método de Meyerhof.

Meyerhof (1951,1963) propuso una ecuación de capacidad portante similar a la de Terzaghi. Las diferencias básicas entre ambas ecuaciones son las siguientes:

Meyerhof toma en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata.

Asume que la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno.

La ecuación de Meyerhof puede ser aplicada a fundaciones rugosas tanto superficiales como profundas.

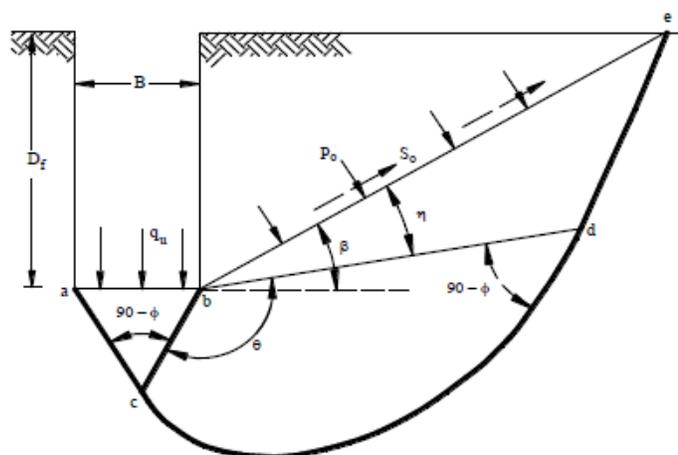
La principal característica de la ecuación de Meyerhof es la inclusión del factor de forma  $s_i$  en el término de la profundidad, además de los factores de profundidad  $d_i$  y los

factores de inclinación  $i_i$  para el caso en el que la carga aplicada a la zapata se halla inclinada en un ángulo  $\theta$  a partir de la vertical.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Los factores  $N$  de Meyerhof fueron obtenidos haciendo ensayos en la Zona I para la cuña elástica triangular  $abc$  de la figura (2.5.17),  $bcd$  es la zona de corte radial con  $cd$  siendo un arco de log-espiral. Por otro lado,  $bde$  es una zona de corte mixta donde el cortante varía entre los límites de corte radial y corte plano, dependiendo de la rugosidad y profundidad de la fundación. El plano  $be$  es denominado superficie libre equivalente y es a lo largo de este donde se producen tanto esfuerzos normales como esfuerzos de corte. Luego, al igual que en el método de Terzaghi se utiliza el método de superposición para la estimación de  $q_u$ .

**Figura 2.5.17.** Método de Meyerhof, campos de líneas de deslizamiento para una fundación continua rugosa.



Fuente: Campos Rodríguez J. y Guardia Niño de Guzmán G. M. (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura de Mecánica de Suelos II CIV-219*.

Realizando una analogía entre los métodos de Terzaghi y Meyerhof, se puede indicar que el método de Meyerhof determina  $q_u$  tomando en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima del nivel de fundación, mientras que Terzaghi se limita a la resistencia al corte del suelo por debajo del nivel de fundación.

Es así, que a continuación se presentan las fórmulas para el cálculo de los distintos factores presentados en la ecuación anterior.

Factores de carga calculados para cualquier valor del ángulo de fricción interna  $\phi$ :

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45,0 + \phi/2 \right)$$

$$N_c = (N_q - 1,0) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1,0) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi)$$

Factores de forma:

$$s_c = 1,0 + 0,2 \cdot \tan^2 \left( 45,0 + \phi/2 \right) \cdot B/L, \text{ para cualquier valor de } \phi.$$

$$s_q = s_\gamma = 1,0 + 0,1 \cdot \tan^2 \left( 45,0 + \phi/2 \right) \cdot B/L, \text{ para } \phi > 10,0^\circ.$$

$$s_q = s_\gamma = 1,0, \text{ para } \phi = 0,0^\circ.$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1,0 + 0,2 \cdot \sqrt{\tan^2 \left( 45,0 + \phi/2 \right) \cdot D_f/B}, \text{ para cualquier valor de } \phi.$$

$$d_q = d_\gamma = 1,0 + 0,1 \cdot \sqrt{\tan^2 \left( 45,0 + \phi/2 \right) \cdot D_f/B}, \text{ para } \phi > 10,0^\circ.$$

$$d_q = d_\gamma = 1,0, \text{ para } \phi = 0,0^\circ.$$

Factores de inclinación de carga, donde  $\theta_B$  representa el ángulo que forma la carga inclinada respecto de la vertical, en la dirección de la componente horizontal  $H_B$ :

$$i_c = i_q = \left( 1,0 - \theta_B^\circ / 90,0^\circ \right)^2, \text{ para cualquier valor de } \phi.$$

$$i_\gamma = \left( 1,0 - \theta_B^\circ / \phi^\circ \right)^2, \text{ para } \phi > 10,0^\circ.$$

$$i_\gamma = 0,0, \text{ para } \phi = 0,0^\circ.$$

En suelos granulares, entendiéndose por tales aquellos que contienen menos de un 15,0 % de finos y cuyo contenido en gruesos de más de 10,0 cm es escaso (menos del 10,0 %), la *guía de cimentaciones en obras de carretera (España, 2009)* recomienda el método de capacidad portante admisible  $q_{adm}$  según el método por correlación directa por SPT (ideado inicialmente para arenas).

La experiencia acumulada durante casi medio siglo desde que Meyerhof propusiera la primera correlación entre capacidad portante admisible del suelo y la resistencia a la penetración  $N$  del *SPT*, para limitar a un valor moderado los asentamientos posteriores, hace recomendable la utilización de siguiente ecuación:

$$q_{adm} = 4 \cdot (N_1)_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_I \cdot f_w$$

Donde:

$q_{adm}$  = Capacidad portante admisible del suelo para diseño (kPa).

$(N_1)_{60}$  = Valor de la resistencia a la penetración del SPT, corregido.

$f_B$  = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la fundación.

Se calcula de la siguiente manera:

$$f_B = \left( \frac{B + 0,3m}{B} \right)^2 \leq 1,5$$

$f_D$  = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de la fundación. Se calcula de la siguiente manera:

$$f_D = \left( 1,0 + \frac{D_f}{3,0 \cdot B} \right) \leq 1,5$$

$f_L$  = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la longitud de la fundación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left( \frac{L + 0,25 \cdot B}{1,25 \cdot L} \right)^2$$

Las ecuaciones anteriores son aplicables para el caso particular de existencia de un nivel freático próximo al plano de apoyo, en situación hidrostática.

Cuando sea esperable una situación no hidrostática y pueda existir un flujo de agua ascendente, la  $q_{adm}$  será menor que la indicada y puede obtenerse mediante el uso del factor de reducción siguiente:

$$f_I = \left( 1,0 - I_v \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \leq 1,0$$

Donde:

$f_I$  = Factor de corrección adimensional por efecto del flujo ascendente del agua.

$I_v$  = Gradiente vertical del flujo del agua.

$\gamma'$  = Peso unitario sumergido del suelo.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

Cuando el flujo del agua sea descendente, no será necesario tenerlo en cuenta en este método de cálculo. En todo caso, cuando el gradiente sea superior a  $I_v > 0,2$ , este método no es aplicable.

Para el caso de arenas no saturadas pueden calcularse mediante el uso del factor de ampliación siguiente:

$$f_w = \left( 1,0 + 0,6 \cdot \frac{h_w}{B} \right) \leq 1,8$$

Donde:

$f_w$  = Factor de corrección adimensional para condiciones de fundación en arenas no saturadas.

$h_w$  = Profundidad mínima del nivel freático bajo el nivel de fundación durante la situación de proyecto considerada.

Este último método de cálculo de  $q_{adm}$ , que podría llamarse *resumido* está sometido, no obstante a las siguientes cinco limitaciones:

Terreno plano, horizontal o con pendiente inferior al 10,0 %.

La inclinación de la carga sobre la fundación debe ser inferior al 10,0 % respecto de la vertical.

El agua del terreno se encuentra en régimen hidrostático (no ascendente).

Aplicable sólo para arenas, hasta una profundidad de  $1,5 \cdot B$  por debajo del nivel de fundación.

$q_{adm}$  calculado para asentamientos de hasta 25,0 mm, después de su construcción.

#### **2.5.5.2. Método de Hansen.**

El método es más conocido como ecuación de Brinch-Hansen. Y la *guía de cimentaciones en obras de carretera (España, 2009)* menciona a este método como inexcusable en fundaciones de gran importancia.

Hansen (1970) propuso una nueva ecuación general de capacidad portante última. La ecuación de Hansen es una extensión al trabajo realizado por Meyerhof, siendo la principal diferencia con las ecuaciones anteriores que:

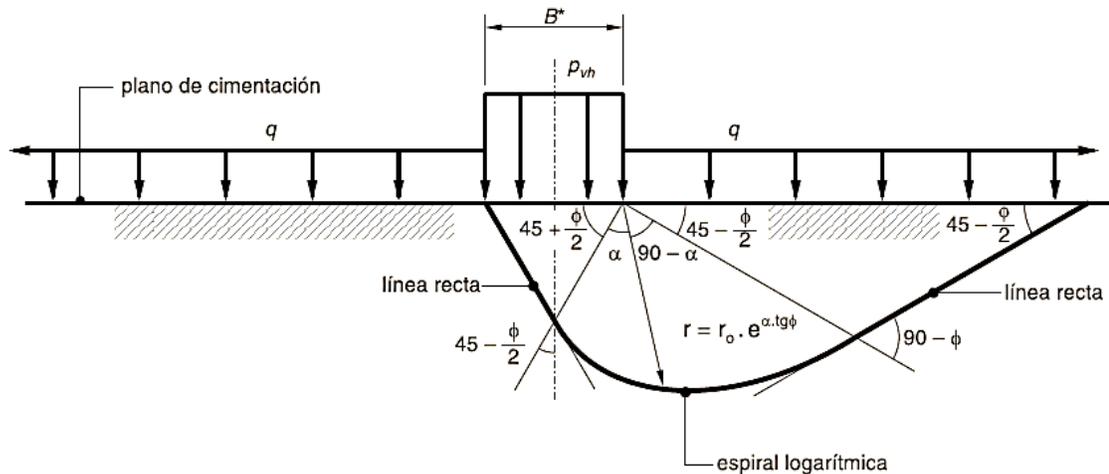
Hansen toma en cuenta un factor  $r_i$  para considerar el efecto de una posible inclinación de la superficie de fundación. Esta inclinación es medida respecto a la horizontal.

Además toma en cuenta el factor  $t_i$  que considera el caso en que la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se halla formando un ángulo  $\beta$  con la horizontal.

Al igual que la ecuación de Meyerhof, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como para fundaciones profundas, ya que esta incluye un factor de profundidad  $d_i$ .

Para el análisis teórico de la superficie de falla, Hansen al igual que Terzaghi, no considera la resistencia al esfuerzo cortante que pueda tener el terreno por encima del nivel de fundación, sino únicamente como una sobrecarga. En la figura (2.5.18) se puede observar cómo se produce la superficie de falla teórica para poder desarrollar la ecuación de capacidad portante última del suelo.

**Figura 2.5.18.** Definición de la superficie de falla teórica.



Fuente: España (2009), *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

La ecuación general de Hansen es presentada como:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot t_c \cdot r_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot t_q \cdot r_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Los factores de carga se calculan mediante las expresiones siguientes:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \frac{1,0 + \sin \phi}{1,0 - \sin \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1,0}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q - 1,0) \cdot \tan \phi$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo (no drenadas), en los que  $\phi = 0,0^\circ$ , los factores de carga toman los siguientes valores:

$$N_q = 1,0$$

$$N_c = \pi + 2,0 = 5,14$$

$$N_\gamma = 0,0$$

En general no es prudente contar con la colaboración debida a la resistencia al corte del terreno situado por encima del nivel de fundación. Únicamente cuando se garantice una profundidad de fundación mínima permanente a lo largo del tiempo, como la propuesta por la E 050. En ese caso se podrán usar las ecuaciones para factores de profundidad:

$$d_q = 1,0 + 2,0 \cdot \tan \phi \cdot (1,0 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan(D_f/B)$$

$$d_c = 1,0 + 2,0 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1,0 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan(D_f/B)$$

$$d_\gamma = 1,0$$

El arco que se menciona en estas ecuaciones se expresa en radianes.

La inclinación de las cargas que actúan sobre la fundación tiene un efecto importante en la capacidad última del terreno. Las fórmulas que permiten el cálculo de los factores de inclinación son las siguientes:

$$i_q = (1,0 - 0,7 \cdot \tan \theta_B)^3 \cdot (1,0 - \tan \theta_L)$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1,0}{N_q - 1,0}$$

$$i_\gamma = (1,0 - \tan \theta_B)^3 \cdot (1,0 - \tan \theta_L)$$

Para el caso particular en el que  $\phi = 0,0^\circ$ , se puede suponer que:

$$i_q = 1,0$$

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left( 1,0 + \sqrt{1,0 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c}} \right)$$

$$i_\gamma = \text{No es de aplicación, pues } N_\gamma = 0,0$$

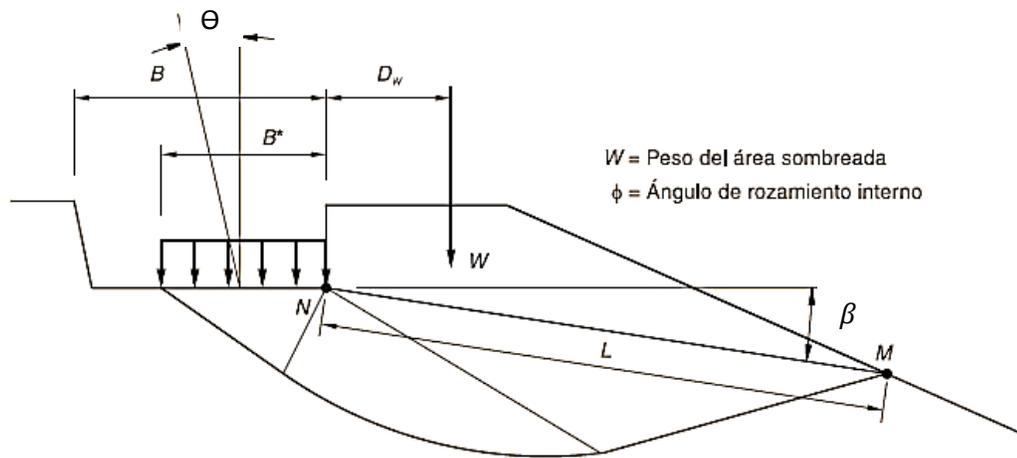
Para tener en cuenta la forma en planta de la cimentación se utilizan los siguientes factores de forma:

$$s_c = s_c = 1,0 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1,0 - 0,3 \cdot \frac{B}{L}$$

Existen fundaciones a media ladera y fundaciones próximas a taludes que tienen su capacidad portante última notablemente reducida debido a dicho efecto. La forma de rotura en estos casos es similar a la indicada en la figura (2.5.19).

**Figura 2.5.19.** Terreno con pendiente en la zona pasiva.



Fuente: España (2009), *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

La longitud de la zona pasiva del suelo por encima del nivel de fundación se encuentra ahora formando un ángulo  $\beta$  (expresado en radianes para todas las expresiones), y se puede calcular de esta manera:

$$L = \overline{MN} = B \cdot \sqrt{i_q \cdot N_q} \cdot e^{-2 \cdot \beta \cdot \tan \phi}$$

El valor de la sobrecarga para la ecuación de capacidad portante se determina ahora de la siguiente manera:

$$q = \frac{2,0 \cdot W \cdot D_w}{L^2}$$

Donde:

$W$  = Es el peso de la zona pasiva sobre el nivel de fundación.

$D_w$  = Distancia de la cara exterior de la fundación al punto de aplicación (centro de gravedad del área) del peso  $W$ .

Para obtener los valores de los factores por efecto de la proximidad a un talud se recomienda usar las siguientes expresiones:

$$t_q = (1,0 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$$

$$t_c = \frac{t_q \cdot N_q - 1,0}{N_q - 1,0}$$

$$t_\gamma = t_q$$

Para el caso particular de  $\phi = 0,0^\circ$ , se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$t_q = (1,0 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$$

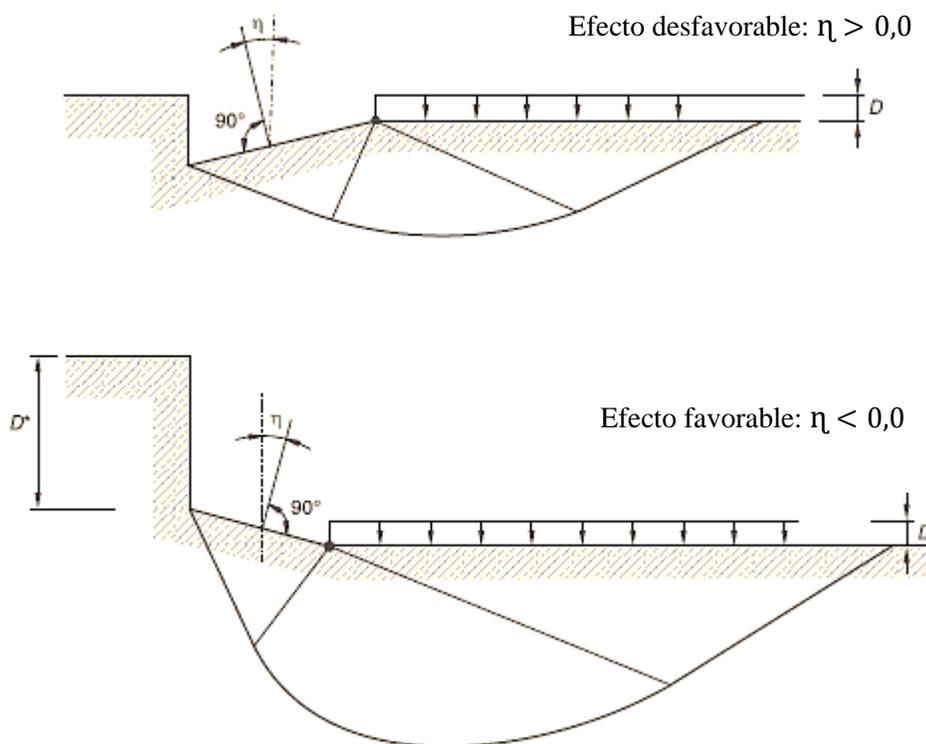
$$t_c = 1,0 - 0,4 \cdot \beta$$

$$t_\gamma = \text{No es de aplicación, pues } N_\gamma = 0,0$$

En ciertas ocasiones resulta conveniente construir fundaciones superficiales sobre terrenos inclinados, ya sea favorable o desfavorablemente. Tales situaciones se muestran en la figura (2.5.20).

Los factores de corrección que se recomiendan para tener en cuenta este efecto se verá a continuación. Para el valor del ángulo  $\eta$  se introducirá en radianes:

**Figura 2.5.20.** Fundaciones sobre planos inclinados.



Fuente: España (2009), *Guía de cimentaciones en obras de carretera*.

$$r_q = e^{-2.\eta.\tan \phi}$$

$$r_c = \frac{r_q \cdot N_q - 1,0}{N_q - 1,0}$$

$$r_\gamma = r_q$$

Para el caso particular de  $\phi = 0,0^\circ$ , se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$r_q = 1,0$$

$$r_c = 1,0 - 0,4.\eta$$

$$r_\gamma = \text{No es de aplicación, pues } N_\gamma = 0,0$$

Debe considerarse además, en estos casos, que los conceptos vertical y horizontal deben cambiarse por normal y tangente al plano de apoyo.

Esta forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación del plano de apoyo no debe utilizarse para inclinaciones del plano mayores que  $3,0.H:1,0.V$ .

### 2.5.5.3. Método de Bowles.

Como el SPT es ampliamente usado para el estudio de suelos, una de las primeras correlaciones para determinar capacidad portante del suelo en función a ensayos SPT fue por Terzaghi y Peck (1967). Aunque esta relación directa fue muy usada, una serie de observaciones de campo mostraron que estas curvas eran demasiado conservadoras. Como ya se vio anteriormente, Meyerhof (1956,1974), propuso una ecuación relacionando la resistencia a la penetración  $N$  con capacidad portante admisible, para asentamientos de 25,0 mm, pero estas curvas aún conservan cierto grado conservativo.

Considerando la acumulación de observaciones de campo y las opiniones de varios otros investigadores, Bowles (1986) hizo un ajuste a la ecuación propuesta inicialmente por Meyerhof, para aproximadamente un 50,0 % de incremento en la capacidad portante admisible del suelo, obteniendo las siguientes ecuaciones:

$$q_{adm} = \frac{(N_1)_{55}}{F_1} \cdot K_d \quad ; \quad B \leq F_4$$

$$q_{adm} = \frac{(N_1)_{55}}{F_2} \cdot \left(\frac{B + F_3}{B}\right)^2 \cdot K_d \quad ; \quad B > F_4$$

$$K_d = 1,0 + 0,33 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \leq 1,33$$

La capacidad portante admisible (kPa) es aplicable para un asentamiento de 25,0 mm, únicamente en suelos granulares hasta  $D_f \leq B$ . La ecuación anterior fue sugerida por Meyerhof (1965). Los valores de los factores  $F$  se muestran en la tabla (2.5.8):

**Tabla 2.5.8.** Factores  $F$ .

| Factor | $(N_1)_{55}$ |     | $(N_1)_{70}$ |     |
|--------|--------------|-----|--------------|-----|
|        | SI           | Fps | SI           | Fps |
| F1     | 0,05         | 2,5 | 0,04         | 2,0 |
| F2     | 0,08         | 4,0 | 0,06         | 3,2 |
| F3     | 0,30         | 1,0 | 0,30         | 1,0 |
| F4     | 1,20         | 4,0 | 1,20         | 4,0 |

Fuente: Bowles J. E. (1997), *Análisis y Diseño de Fundaciones*.

En estas ecuaciones la resistencia a la penetración  $N$ , es el promedio estadístico realizado a una profundidad por debajo del nivel de fundación entre  $0,5.B$  hasta  $2,0.B$ .

Para poder usar estas ecuaciones, para una eficiencia de energía de  $N$  en el orden de 60 %, se recomienda el uso de las siguientes ecuaciones:

$$q_{adm} = \frac{(N_1)_{60}}{0,046} \quad ; \quad B \leq 1,2m$$

$$q_{adm} = \frac{(N_1)_{60}}{0,073} \cdot \left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D_f}{B}\right) \quad ; \quad B > 1,2m$$

$$(N_1)_{55} = (N_1)_{60} * \frac{60}{55}$$

Para el uso de este método de cálculo es válido el uso de las ecuaciones propuestas anteriormente o del ábaco propuesto en la figura (2.5.21).

Cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad del nivel de fundación igual o menor a  $2,0.B$ , Peck et al. (1974) propone la siguiente corrección para la capacidad portante admisible:

$$q_{adm\ corr} = q_{adm} \cdot C_w$$

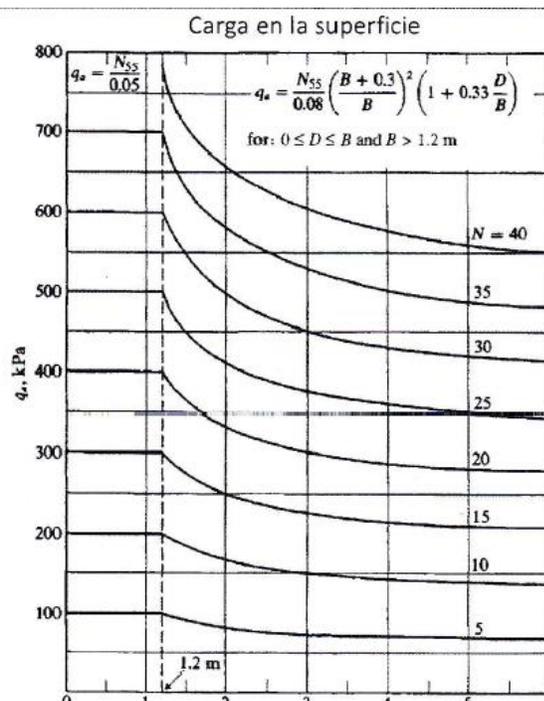
$$C_w = 0,5 \cdot \left(0,5 + \frac{D_w}{D_f + B}\right)$$

Donde  $D_w$ , representa la profundidad del nivel freático respecto al nivel del terreno.

Cuando el asentamiento admisible sea diferente de 25,0 mm, es aceptable el uso de la siguiente corrección para capacidad portante admisible:

$$q'_{adm} = \frac{\delta_{adm}}{25,0\ mm} \cdot q_{adm\ corr} \quad ; \quad \delta_{adm} \neq 25,0\ mm$$

**Figura 2.5.21.** Capacidad portante admisible, Bowles (1986).



Fuente: Bowles J. E. (1997), *Análisis y Diseño de Fundaciones*.

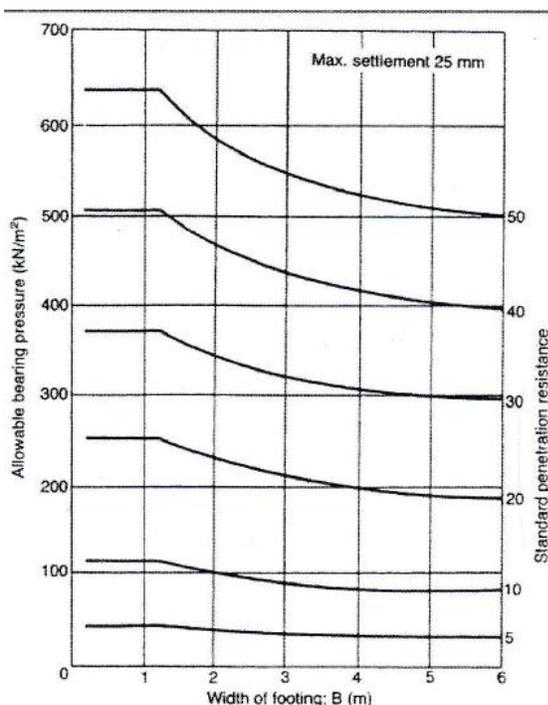
#### 2.5.5.4. Método de Lambe.

Dada la dificultad del muestreo y ensayo en laboratorio para suelos granulares, lo usual es usar parámetros de resistencia o deformabilidad deducidos de medidas in situ, como las realizadas por ensayos de penetración estándar SPT.

Una investigación posterior a la de Terzaghi y Peck (1967), fue realizada por Lambe y Whitman (1969), de la observación de campo acumulada establecieron una relación entre la resistencia a la penetración  $N$  y la capacidad portante admisible a través de un ábaco como se muestra en figura (2.5.22).

Donde la capacidad portante admisible ( $\text{kN/m}^2$ ), es función de la base de apoyo de la fundación y no así de su profundidad, y es limitada para un asentamiento admisible de 25,0 mm. Los valores de la resistencia a la penetración fueron luego corregidos para un nivel de energía de 60,0 % ( $(N_1)_{60}$ ) y para un nivel freático superior a  $2,0B$ .

**Figura 2.5.22.** Capacidad portante admisible, Lambe y Whitman (1969).



Fuente: *Rodríguez Ortiz J. M<sup>a</sup> (1982), Curso aplicado de cimentaciones.*

Este método al igual que el de Bowles (1986), cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad del nivel de fundación igual o menor a  $2,0.B$ , es válido el uso de la corrección de capacidad portante admisible propuesta por Peck et al. (1974):

$$q_{adm\ corr} = q_{adm} \cdot C_w$$

$$C_w = 0,5 \cdot \left( 0,5 + \frac{D_w}{D_f + B} \right)$$

Donde  $D_w$ , representa la profundidad del nivel freático respecto al nivel del terreno.

#### 2.5.5.5. Método de Hough.

B.K. Hough (1969), propone una selección de valores de capacidades portantes supuestas para diferentes tipos de suelo en función a la resistencia a la penetración  $N$ . Tomando en cuenta bases para la selección.

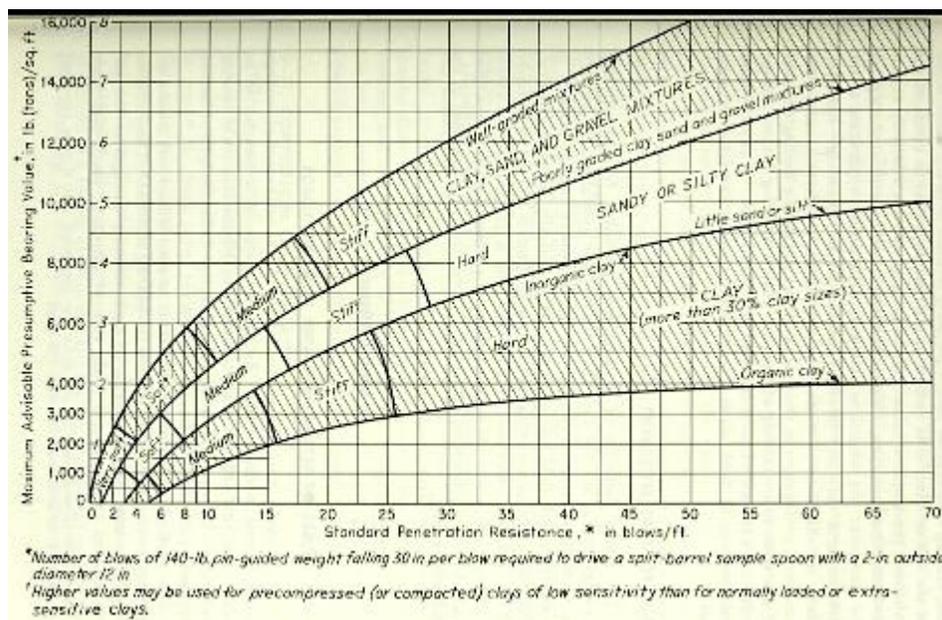
Las tabulaciones de los presuntos valores de capacidad portante se organizan de manera que un valor en particular se relacione o se asigne a una clase particular de suelo. Por lo tanto, el uso de estas tabulaciones implica la clasificación de los suelos de soporte en cualquier sitio de construcción propuesto.

Los códigos modernos establecen dos bases para la clasificación. Una es la naturaleza textural del suelo. El otro es su densidad o consistencia en el lugar. Ninguna clasificación puede considerarse satisfactoria a menos que se cumplan ambos criterios.

La clasificación textural depende del rango de tamaño de partícula y la gradación. Las distinciones entre arena fina y limo, y entre limo y arcilla son las más difíciles de hacer incluso para un experto a simple vista, pero en algunos casos pueden ser muy importantes, no tanto en la selección del valor de soporte sino en el comportamiento probable del suelo en el fondo de la excavación de la fundación al momento de la construcción.

Es obvio que una arena muy compacta tendrá una mayor capacidad de carga que el mismo material en condiciones muy sueltas, y que la arcilla dura soportará una mayor carga que la arcilla blanda. De hecho, tales distinciones en cuanto a la condición de los materiales de soporte, por densidad o consistencia en el lugar, son a menudo más importantes que las distinciones en cuanto a características de textura.

**Figura 2.5.23.** Capacidad portante admisible asumible, suelos finos.

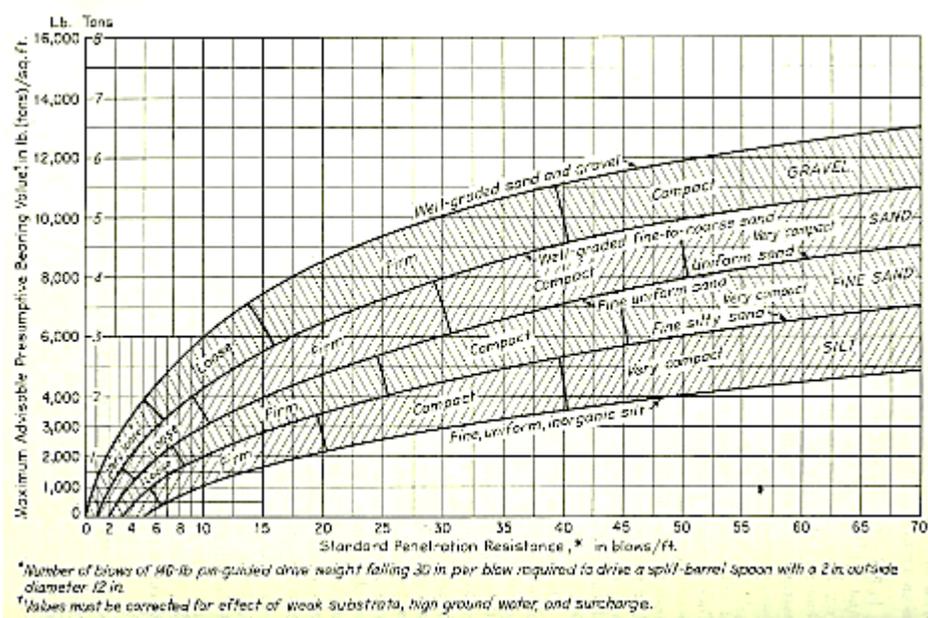


Fuente: B. K. Hough (1969), *Ingeniería básica de Suelos*.

Se ha convertido en una práctica muy común juzgar la condición *in-situ* de los materiales del suelo por su resistencia a la penetración de una cuchara de muestreo (SPT). Basándose generalmente en las relaciones propuestas por varias investigaciones, entre capacidades portantes estimadas en función del tipo del suelo. Cuando se requiera

conocer el valor de capacidad portante de un suelo en particular, y no exista una tabulación directamente aplicable proporcionada por norma (cuando el trabajo se realiza en un área no sujeta a regulación de la norma), que proporcione un valor aproximado de capacidad portante, se puede hacer referencia a las curvas presentadas en las figuras (2.5.23) y (2.5.24), para suelos finos y suelos granulares respectivamente.

**Figura 2.5.24.** Capacidad portante admisible asumible, suelos granulares.



Fuente: B. K. Hough (1969), *Ingeniería básica de Suelos*.

### 2.5.6. Criterio para la elección de la ecuación utilizada para la determinación de la capacidad portante última.

Una buena elección de un valor adecuado de la capacidad portante de un suelo sería realizada en función a ensayos de zapatas construidas a escala real; sin embargo el realizar este tipo de ensayos es muy complicado debido al alto costo de inversión para su realización y también a la poca disponibilidad del equipo necesario para su ejecución.

A lo largo del tiempo se han logrado registrar muy pocos datos acerca de este tipo de ensayos, por tanto no se cuenta con valores que podrían ayudar sustancialmente a la elección adecuada de la ecuación a utilizar.

La tabla (2.5.9) es un resumen de ocho ensayos de carga realizados por Milovic y Muhs (1965); en cada uno de los cuales se determinó la capacidad portante última del

suelo. En la parte inferior de la tabla se observa los valores de capacidad portante obtenidos a partir de las ecuaciones desarrolladas por Terzaghi, Meyerhof., Hansen y Vesic.

Realizadas las comparaciones, se puede decir, que el método de Terzaghi, que fue el primer método propuesto, es de fácil uso, da buenos resultados siendo su mayor desventaja la de no poder ser aplicado para el caso de fuerzas o superficies inclinadas así como también para el caso donde existe momentos o fuerzas horizontales.

Los métodos de Meyerhof y Hansen son también ampliamente usados dando resultados muy parecidos, mientras que el método de Vesic es algo menos utilizado.

**Tabla 2.5.9.** Comparación de valores de capacidad portante última entre métodos semi-empíricos y valores experimentales obtenidos por Milovic (1965) y Muhs.

| Método de capacidad portante     | Ensayo                       |              |              |                         |       |       |       |       |
|----------------------------------|------------------------------|--------------|--------------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|
|                                  | 1                            | 2            | 3            | 4                       | 5     | 6     | 7     | 8     |
| D = 0,0 m                        |                              | 0,5          | 0,5          | 0,5                     | 0,4   | 0,5   | 0,0   | 0,3   |
| B = 0,5 m                        |                              | 0,5          | 0,5          | 1,0                     | 0,71  | 0,71  | 0,71  | 0,71  |
| L = 2,0 m                        |                              | 2,0          | 2,0          | 1,0                     | 0,71  | 0,71  | 0,71  | 0,71  |
| $\gamma = 15,69 \text{ kN/m}^3$  |                              | 16,38        | 17,06        | 17,06                   | 17,65 | 17,65 | 17,06 | 17,06 |
| $\Phi = 37,0^\circ (38,5^\circ)$ |                              | 35,5 (36,25) | 38,5 (40,75) | 38,5                    | 22,0  | 25,0  | 20,0  | 20,0  |
| c = 6,37 kPa                     |                              | 3,92         | 7,8          | 7,8                     | 12,75 | 14,7  | 9,8   | 9,8   |
| Milovic (ensayo)                 | -                            | -            | -            | qu = kg/cm <sup>2</sup> | 4,1   | 5,5   | 2,2   | 2,6   |
| Muhs (ensayo)                    | qu = 10,8 kg/cm <sup>2</sup> | 12,2         | 24,2         | 33,0                    | -     | -     | -     | -     |
| Terzaghi                         | qu = 9,4*                    | 9,2          | 22,9         | 19,7                    | 4,3*  | 6,5*  | 2,5   | 2,9*  |
| Meyerhof                         | 8,2*                         | 10,3         | 26,4         | 28,4                    | 4,8   | 7,6   | 2,3   | 3,0   |
| Hansen                           | 7,2                          | 9,8          | 23,7*        | 23,4                    | 5,0   | 8,0   | 2,2*  | 3,1   |
| Vesic                            | 8,1                          | 10,4*        | 25,1         | 24,7                    | 5,1   | 8,2   | 2,3   | 3,2   |
| Balla                            | 14,0                         | 15,3         | 35,8         | 33,0*                   | 6,0   | 9,2   | 2,6   | 3,8   |

\* = El método más aproximado.

Fuente: *Bowles J. E. (1997), Análisis y Diseño de Fundaciones.*

Bowles (1988) sugiere para la elección de ecuaciones el criterio escrito en la tabla (2.5.10). Sin embargo, por lo general, es buena práctica usar al menos dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método. Si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método. Otra buena práctica es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.

**Tabla 2.5.10.** Criterio para la elección de ecuaciones.

| Ecuación                 | Mejor para:  |
|--------------------------|--|
| Terzaghi                 | Suelos muy cohesivos donde $D_f \leq B$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida de $q_u$ . No debe ser usada para casos en que se presenten zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en la superficie de un talud. |
| Hansen, Meyerhof y Vesic | Puede ser usada en cualquier situación dependiendo la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.   |
| Hansen y Vesic           | Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un talud, o cuando $D_f > B$ .   |

Fuente: Bowles J. E. (1997), *Análisis y Diseño de Fundaciones*.

### 2.5.7. Corrección por nivel freático.

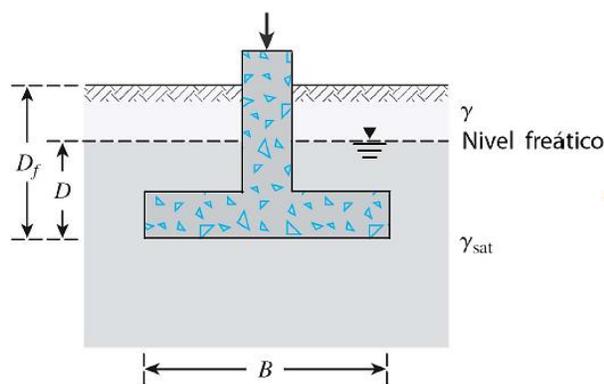
Algunas de las ecuaciones desarrolladas anteriormente consideran que el nivel freático está situado debajo de la superficie de falla que se produce en el suelo de fundación.

Cuando el nivel freático se encuentra cerca del nivel de fundación, en la ecuación de capacidad portante última deben realizarse correcciones por efecto del nivel freático (métodos de Meyerhof y Hansen). Estas correcciones deben ser realizadas para ambas condiciones, drenadas y no drenadas. Tanto la condición drenada como la condición no drenada fueron definidas al inicio del presente capítulo.

Considerando que el nivel freático se halla ubicado a una distancia  $D$  de la superficie, la corrección por efecto del nivel freático es realizada en los siguientes casos:

Caso I. Cuando  $0,0 \leq D < D_f$ .

**Figura 2.5.25.** Caso I, corrección por efecto del nivel freático.



Fuente: Braja M. D. (2014), *Principios en Ingeniería de Fundaciones*.

En este caso, el nivel freático se encuentra por encima del nivel de fundación como se muestra en la figura (2.5.25). La sobrecarga sobre el nivel de fundación, perteneciente al segundo miembro de la ecuación general de capacidad portante, se ve afectada como se muestra en la ecuación siguiente. El peso del suelo por debajo del nivel de fundación, correspondiente al tercer término de la ecuación de capacidad portante, se calcula como en la ecuación siguiente.

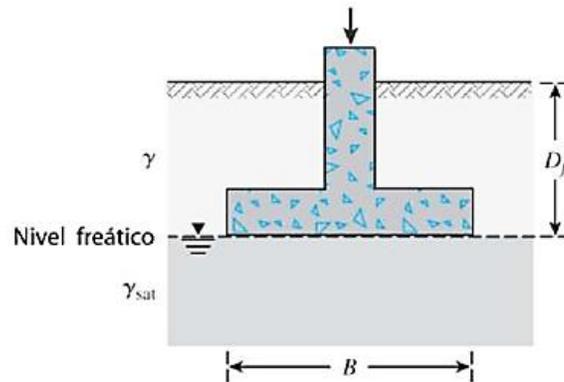
$$q = D_1 \cdot \gamma + D_2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Caso II. Cuando  $D = D_f$ .

En este caso el nivel freático se encuentra a la misma profundidad del nivel de fundación, mostrado en la figura (2.5.26). La sobre carga del segundo miembro de la ecuación general de capacidad portante se calcula como se presenta en la ecuación siguiente. Y el peso del suelo del tercer miembro de la ecuación de capacidad portante de calcula como en la ecuación siguiente.

**Figura 2.5.26.** Caso II, corrección por efecto del nivel freático.



Fuente: Braja M. D. (2014), *Principios en Ingeniería de Fundaciones*.

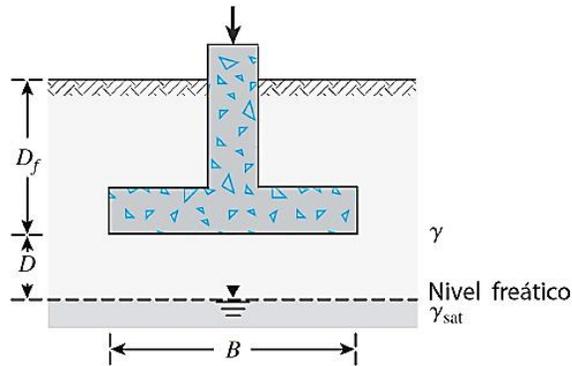
$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Caso III. Cuando  $D \leq B$ .

En este caso el nivel freático se encuentra por debajo del nivel de fundación, a una profundidad menor o igual a la base de fundación como se muestra en la figura (2.5.27). La sobrecarga del segundo miembro y el peso del suelo del tercer miembro de la ecuación general de capacidad portante se calculan como en las ecuaciones siguientes respectivamente.

**Figura 2.5.27.** Caso III, corrección por efecto del nivel freático.



Fuente: Braja M. D. (2014), *Principios en Ingeniería de Fundaciones*.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$\bar{\gamma} = \frac{1}{B} [\gamma \cdot D + \gamma' \cdot (B - D)]$$

Caso IV. Cuando  $D > B$ .

En este caso el nivel freático se encuentra muy por debajo del nivel de fundación, a una profundidad mayor a la base de fundación, mostrado también en la figura (2.5.27). La sobrecarga del segundo miembro y peso del suelo del tercer miembro de capacidad portante permanecen sin modificación, como a continuación:

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$\bar{\gamma} = \gamma$$

Donde:

$D_f$  = Profundidad de desplante de la fundación.

$D_1$  = Parte de la profundidad de desplante, que queda por encima del nivel freático.

$D_2$  = Parte de la profundidad de desplante, que queda bajo el nivel freático.

$\gamma'$  = Peso unitario del suelo sumergido en el espesor  $D_2$ .

$\gamma$  = Peso unitario aparente del suelo, correspondiente a la humedad media del terreno en el espesor  $D_1$ .

$\gamma_{sat}$  = Peso unitario del suelo saturado, bajo el nivel freático.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$\bar{\gamma}$  = Peso unitario promedio del suelo, debajo del nivel de fundación.

$q$  = Sobre carga del suelo por encima del nivel de fundación.

## CAPÍTULO III

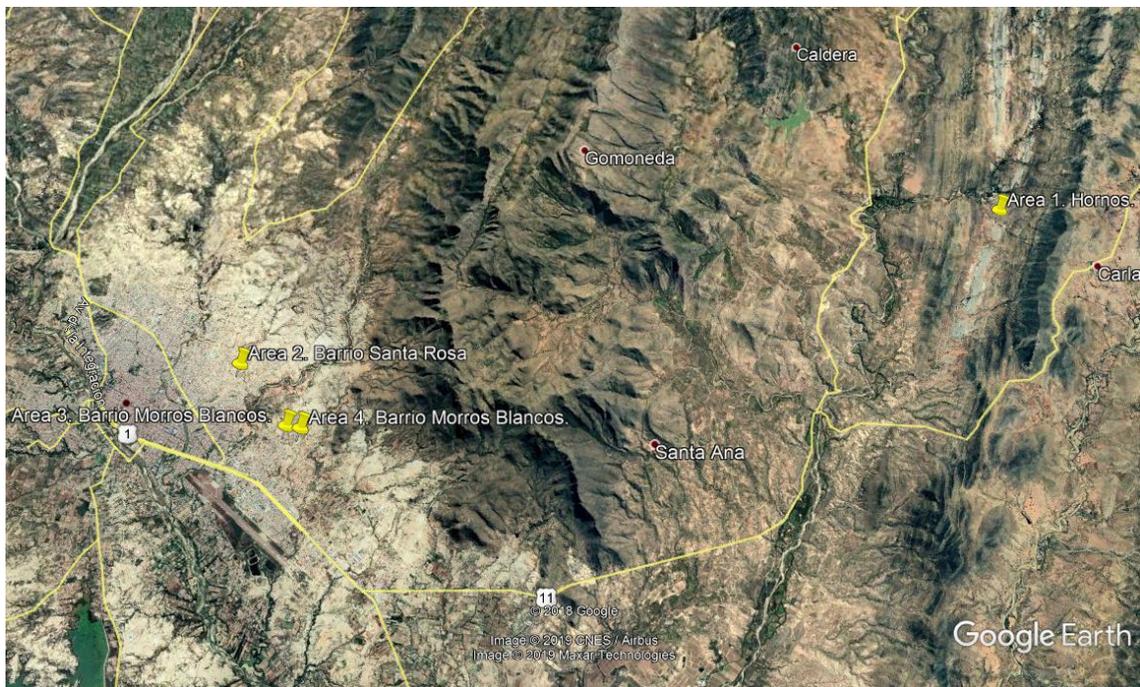
### TRATAMIENTO DE DATOS Y CÁLCULOS

#### 3.1. UBICACIÓN.

Con conocimiento previo del tipo de suelo representativo de varios lugares dispersos del valle central de Tarija (correspondiente a suelos tanto finos como suelos granulares), se pudo seleccionar, por inspección visual, 4 áreas de trabajo aleatorias cuyos tipos de suelo entran en la clasificación de suelos finos y suelos granulares. Lo que equivale a ser suficiente para poder hacer el análisis de capacidad portante en condiciones drenadas y no drenadas.

En la figura (3.1.1) se muestran las ubicaciones de las 4 áreas de trabajo en las cuales se hizo el presente estudio de investigación, realizando ensayos de penetración estándar SPT y extracción de muestras para la posterior caracterización y clasificación.

**Figura 3.1.1.** Ubicación de las áreas de trabajo.



Fuente: *Elaboración propia.*

En la tabla (3.1.1) se presenta la ubicación geográfica, de las áreas representadas en la figura (3.1.1), en coordenadas UTM.

**Tabla 3.1.1.** Ubicación geográfica de las áreas de trabajo.

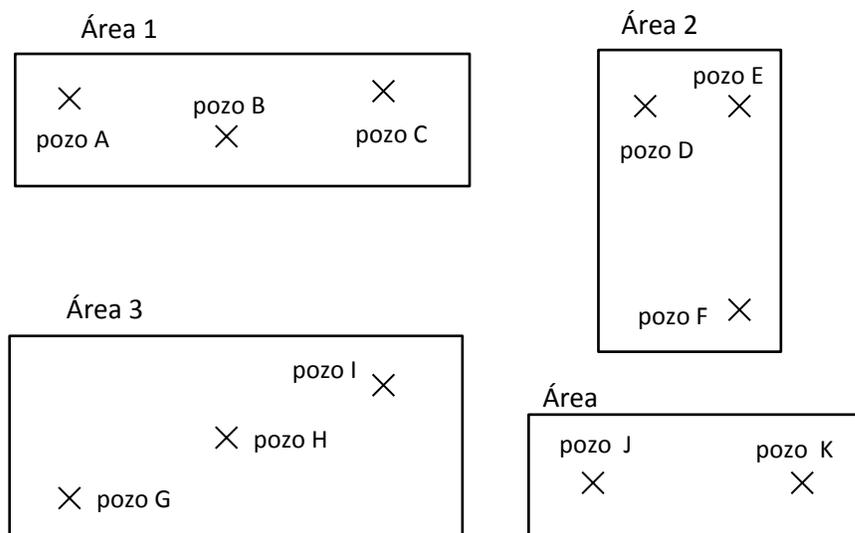
| Descripción | Lugar             | Coordenadas UTM |               |                |
|-------------|-------------------|-----------------|---------------|----------------|
|             |                   | Zona            | Este          | Norte          |
| Área 1      | Hornos            | 20 K            | 341198,00 m E | 7624883,00 m S |
| Área 2      | B. Santa Rosa     | 20 K            | 322990,94 m E | 7618832,16 m S |
| Área 3      | B. Morros Blancos | 20 K            | 324389,08 m E | 7617463,53 m S |
| Área 4      | B. Morros Blancos | 20 K            | 324741,00 m E | 7617450,00 m S |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.2. OBTENCIÓN DE DATOS.

Siguiendo lo establecido en el subtítulo 2.4.4, se realizaron los ensayos de SPT con un número de 3 pozos para cada área de trabajo, a excepción del Área 4 donde sólo se realizaron 2 pozos. El esquema de la ubicación de los pozos se representa en la figura (3.2.1). Cabe mencionar también, que para cada pozo independiente se realizó SPT a cada metro de profundidad, hasta llegar a una profundidad de 3,0 m. Haciendo un total de 33 ensayos de SPT realizados en las 4 áreas de trabajo y con el mismo número de extracción de muestras para la clasificación del suelo y determinación de su peso específico relativo.

**Figura 3.2.1.** Esquema de distribución en planta de los pozos para SPT.



Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.2.1. Ensayo de penetración estándar SPT.

#### 3.2.1.1. Resistencia a la penetración.

La tabla (3.2.1) presenta las resistencias a la penetración  $N_{SPT}$ , medidas en campo.

**Tabla 3.2.1.**  $N_{SPT}$ , medidos en campo.

| N° | Designación                      |         | Prof.<br>(m) | $N_{SPT}$ |    |    |       |
|----|----------------------------------|---------|--------------|-----------|----|----|-------|
|    |                                  |         |              | 1°        | 2° | 3° | Total |
| 1  | ÁREA 1<br>"Hornos"               | Pozo: A | 1,0          | 2         | 3  | 5  | 8     |
| 2  |                                  |         | 2,0          | 2         | 4  | 5  | 9     |
| 3  |                                  |         | 3,0          | 5         | 7  | 6  | 13    |
| 4  |                                  | Pozo: B | 1,0          | 2         | 3  | 5  | 8     |
| 5  |                                  |         | 2,0          | 4         | 5  | 6  | 11    |
| 6  |                                  |         | 3,0          | 5         | 6  | 7  | 13    |
| 7  |                                  | Pozo: C | 1,0          | 2         | 4  | 5  | 9     |
| 8  |                                  |         | 2,0          | 4         | 5  | 6  | 11    |
| 9  |                                  |         | 3,0          | 5         | 6  | 8  | 14    |
| 10 | ÁREA 2<br>"B. Santa<br>Rosa"     | Pozo: D | 1,0          | 7         | 9  | 11 | 20    |
| 11 |                                  |         | 2,0          | 6         | 10 | 13 | 23    |
| 12 |                                  |         | 3,0          | 7         | 9  | 14 | 23    |
| 13 |                                  | Pozo: E | 1,0          | 5         | 8  | 13 | 21    |
| 14 |                                  |         | 2,0          | 4         | 11 | 13 | 24    |
| 15 |                                  |         | 3,0          | 5         | 11 | 14 | 25    |
| 16 |                                  | Pozo: F | 1,0          | 5         | 13 | 17 | 30    |
| 17 |                                  |         | 2,0          | 5         | 13 | 16 | 29    |
| 18 |                                  |         | 3,0          | 7         | 12 | 19 | 31    |
| 19 | ÁREA 3<br>"B. Morros<br>Blancos" | Pozo: G | 1,0          | 4         | 8  | 10 | 18    |
| 20 |                                  |         | 2,0          | 3         | 7  | 9  | 16    |
| 21 |                                  |         | 3,0          | 3         | 9  | 12 | 21    |
| 22 |                                  | Pozo: H | 1,0          | 5         | 9  | 12 | 21    |
| 23 |                                  |         | 2,0          | 4         | 9  | 14 | 23    |
| 24 |                                  |         | 3,0          | 5         | 11 | 13 | 24    |
| 25 |                                  | Pozo: I | 1,0          | 3         | 6  | 11 | 17    |
| 26 |                                  |         | 2,0          | 5         | 9  | 11 | 20    |
| 27 |                                  |         | 3,0          | 5         | 10 | 14 | 24    |
| 28 | ÁREA<br>"B. Morros<br>Blancos"   | Pozo: J | 1,0          | 3         | 9  | 12 | 21    |
| 29 |                                  |         | 2,0          | 4         | 9  | 14 | 23    |
| 30 |                                  |         | 3,0          | 3         | 7  | 13 | 20    |
| 31 |                                  | Pozo: K | 1,0          | 7         | 10 | 12 | 22    |
| 32 |                                  |         | 2,0          | 4         | 8  | 11 | 19    |
| 33 |                                  |         | 3,0          | 5         | 9  | 12 | 21    |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.2.1.2. Mediciones de tiempo de caída del martillo.

Al no contarse con la eficiencia de energía del equipo usado para la elaboración de los ensayos de SPT, se tuvo que recurrir al cálculo “aproximado” de dicha energía. Ya establecidas las bases del principio de conservación de energía, y de los factores de corrección por eficiencia del martillo, se hizo necesaria la medición de los tiempos de caída del martillo del equipo resultando en la tabla (3.2.2). Para medir los tiempos se hizo el uso de un cronómetro digital instalado en una computadora portátil, con precisión de milésimas de segundo, conectado a un dispositivo externo colocado al inicio y final de caída del martillo.

**Tabla 3.2.2.** Tiempos cronometrados de caída del martillo.

| N° | Tiempo (s) | N° | Tiempo (s) | N° | Tiempo (s) |
|----|------------|----|------------|----|------------|
| 1  | 0,221      | 22 | 0,215      | 43 | 0,245      |
| 2  | 0,253      | 23 | 0,237      | 44 | 0,237      |
| 3  | 0,247      | 24 | 0,231      | 45 | 0,235      |
| 4  | 0,221      | 25 | 0,253      | 46 | 0,253      |
| 5  | 0,233      | 26 | 0,237      | 47 | 0,242      |
| 6  | 0,216      | 27 | 0,227      | 48 | 0,235      |
| 7  | 0,229      | 28 | 0,231      | 49 | 0,237      |
| 8  | 0,249      | 29 | 0,247      | 50 | 0,257      |
| 9  | 0,231      | 30 | 0,231      | 51 | 0,245      |
| 10 | 0,216      | 31 | 0,249      | 52 | 0,267      |
| 11 | 0,237      | 32 | 0,231      | 53 | 0,271      |
| 12 | 0,227      | 33 | 0,242      | 54 | 0,249      |
| 13 | 0,223      | 34 | 0,238      | 55 | 0,263      |
| 14 | 0,213      | 35 | 0,226      | 56 | 0,247      |
| 15 | 0,262      | 36 | 0,247      | 57 | 0,235      |
| 16 | 0,247      | 37 | 0,236      | 58 | 0,238      |
| 17 | 0,207      | 38 | 0,235      | 59 | 0,243      |
| 18 | 0,208      | 39 | 0,248      | 60 | 0,235      |
| 19 | 0,219      | 40 | 0,247      | 61 | 0,261      |
| 20 | 0,222      | 41 | 0,259      | 62 | 0,258      |
| 21 | 0,232      | 42 | 0,219      | 63 | 0,243      |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.2.2. Caracterización de suelos.

En la tabla (3.2.3), se muestra un resumen de la clasificación realizada a las muestras de suelo extraídas del ensayo SPT. El proceso de clasificación se detalla en las planillas de laboratorio presentadas en ANEXOS.

**Tabla 3.2.3.** Clasificación del suelo.

| N° | Designación                         | Prof.<br>(m) | Clasificación |        |             |                                |
|----|-------------------------------------|--------------|---------------|--------|-------------|--------------------------------|
|    |                                     |              | SUCS          | AASHTO | Detalle     |                                |
| 1  | ÁREA 1<br>"Hornos"                  | Pozo:<br>A   | 1,0           | SC-SM  | A-2-4 ( 0 ) | Arena limo-arcillosa           |
| 2  |                                     |              | 2,0           | SC     | A-2-6 ( 1 ) | Arena arcillosa                |
| 3  |                                     |              | 3,0           | SC     | A-2-6 ( 0 ) | Arena arcillosa con grava      |
| 4  |                                     | Pozo:<br>B   | 1,0           | SC-SM  | A-2-4 ( 0 ) | Arena limo-arcillosa con grava |
| 5  |                                     |              | 2,0           | SC-SM  | A-1-b ( 0 ) | Arena limo-arcillosa con grava |
| 6  |                                     |              | 3,0           | SC     | A-2-4 ( 0 ) | Arena arcillosa con grava      |
| 7  |                                     | Pozo:<br>C   | 1,0           | SC     | A-2-4 ( 0 ) | Arena arcillosa                |
| 8  |                                     |              | 2,0           | SC     | A-2-4 ( 0 ) | Arena arcillosa con grava      |
| 9  |                                     |              | 3,0           | SC-SM  | A-2-4 ( 0 ) | Arena limo-arcillosa con grava |
| 10 | ÁREA 2<br>"B. Santa<br>Rosa"        | Pozo:<br>D   | 1,0           | CL     | A-4 ( 6 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 11 |                                     |              | 2,0           | CL     | A-4 ( 5 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 12 |                                     |              | 3,0           | CL-ML  | A-4 ( 4 )   | Arcilla limo-arenosa           |
| 13 |                                     | Pozo:<br>E   | 1,0           | CL     | A-6 ( 9 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 14 |                                     |              | 2,0           | CL     | A-6 ( 10 )  | Arcilla ligera arenosa         |
| 15 |                                     |              | 3,0           | CL     | A-6 ( 13 )  | Arcilla ligera arenosa         |
| 16 |                                     | Pozo:<br>F   | 1,0           | CL     | A-4 ( 4 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 17 |                                     |              | 2,0           | CL-ML  | A-4 ( 3 )   | Arcilla limo-arenosa           |
| 18 |                                     |              | 3,0           | CL     | A-4 ( 7 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 19 | ÁREA 3<br>"B.<br>Morros<br>Blancos" | Pozo:<br>G   | 1,0           | CL-ML  | A-4 ( 1 )   | Arcilla limosa con arena       |
| 20 |                                     |              | 2,0           | CL-ML  | A-4 ( 2 )   | Arcilla limosa con arena       |
| 21 |                                     |              | 3,0           | CL     | A-4 ( 3 )   | Arcilla ligera con arena       |
| 22 |                                     | Pozo:<br>H   | 1,0           | CL     | A-4 ( 8 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 23 |                                     |              | 2,0           | CL     | A-4 ( 4 )   | Arcilla ligera con arena       |
| 24 |                                     |              | 3,0           | CL     | A-4 ( 5 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 25 |                                     | Pozo:<br>I   | 1,0           | CL-ML  | A-4 ( 1 )   | Arcilla limosa con arena       |
| 26 |                                     |              | 2,0           | CL     | A-4 ( 5 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 27 |                                     |              | 3,0           | CL-ML  | A-4 ( 3 )   | Arcilla limosa con arena       |
| 28 | ÁREA<br>"B.<br>Morros<br>Blancos"   | Pozo:<br>J   | 1,0           | CL     | A-4 ( 4 )   | Arcilla ligera con arena       |
| 29 |                                     |              | 2,0           | CL-ML  | A-4 ( 0 )   | Arcilla limosa                 |
| 30 |                                     |              | 3,0           | SC     | A-4 ( 0 )   | Arena arcillosa                |
| 31 |                                     | Pozo:<br>K   | 1,0           | CL     | A-4 ( 7 )   | Arcilla ligera arenosa         |
| 32 |                                     |              | 2,0           | SC-SM  | A-4 ( 0 )   | Arena limo-arcillosa           |
| 33 |                                     |              | 3,0           | SC-SM  | A-4 ( 0 )   | Arena limo-arcillosa           |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.3. PROCESAMIENTO DE DATOS.

Una vez obtenidos los datos de resistencia a la penetración y clasificación del suelo de las áreas de trabajo definidas atrás, prosigue el procesamiento de los datos usando las bases teóricas propuestas en el CAPÍTULO II del presente trabajo para obtener un análisis de capacidad portante lo más preciso posible.

#### 3.3.1. Eficiencia del equipo de SPT.

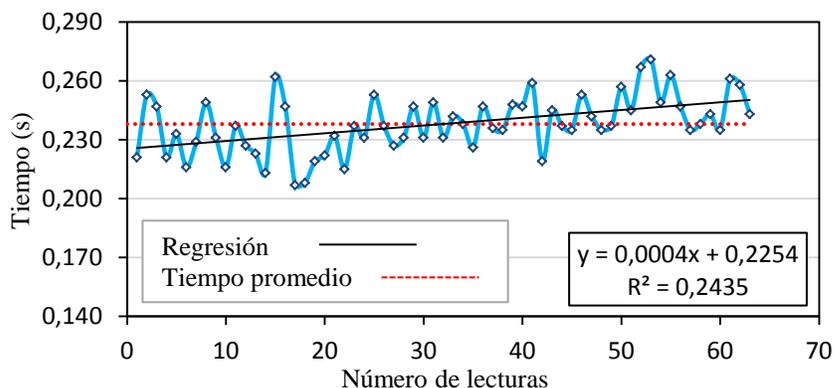
##### 3.3.1.1. Aproximación del factor de eficiencia del martillo.

Para determinar el valor aproximado del coeficiente de eficiencia del martillo ( $n_1$ ) se hace uso de su ecuación propuesta en el subtítulo 2.4.2.1. Pero antes, es necesario determinar el tiempo de caída promedio del martillo realizando un análisis estadístico con el modelo de distribución de probabilidad normal, tabla (3.3.1), al ser esta la más importante dentro de la estadística, debido a que en la práctica muchos fenómenos siguen un comportamiento “normal” con el mayor porcentaje de los datos alrededor de su valor promedio. Pudiendo observarse a la vez la variación de tiempos de los tiempos de caída del martillo recolectados de campo, presentados en la figura (3.3.1).

**Tabla 3.3.1.** Distribución de probabilidad normal del tiempo de caída del martillo.

| Descripción                    | Valor  |
|--------------------------------|--------|
| Media (s)                      | 0,238  |
| Error típico (s)               | 0,002  |
| Mediana (s)                    | 0,237  |
| Moda (s)                       | 0,247  |
| Desviación estándar (s)        | 0,015  |
| Rango (s)                      | 0,064  |
| Mínimo (s)                     | 0,207  |
| Máximo (s)                     | 0,271  |
| Total de tiempo (s)            | 14,995 |
| Número de datos                | 63     |
| Nivel de confianza al 95 % (s) | 0,004  |
| Intervalo de confianza         |        |
| límite inferior (s)            | 0,234  |
| límite superior (s)            | 0,242  |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.1.** Cálculo del tiempo promedio de caída del martillo.

Fuente: *Elaboración propia.*

Una vez calculado el tiempo promedio es posible calcular la velocidad de impacto del martillo, así también la energía cinética y la energía potencial teórica. Por último determinar en valor de la eficiencia del martillo. En la tabla (3.3.2) se muestran los resultados obtenidos del uso de las ecuaciones del subtítulo 2.4.2. Información más relevante del equipo de SPT usado es presentada en la tabla (3.3.3).

**Tabla 3.3.2.** Eficiencia de energía del martillo.

| Tiempo promedio (s) | Velocidad de impacto (m/s) | Energía cinética (J) | Energía teórica (J) | $n_1$ (%) |
|---------------------|----------------------------|----------------------|---------------------|-----------|
| 0,238               | 3,15                       | 322,70               | 476,85              | 67,67     |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.3.** Datos técnicos del equipo de penetración estándar.

|                              |         |
|------------------------------|---------|
| Altura de caída del martillo | 0,75 m  |
| Masa del martillo            | 65,0 kg |
| Masa del conjunto de barras  | 30,0 kg |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.3.1.2. Eficiencia de energía del equipo.

El equipo de SPT usado para los ensayos, al tener la particularidad de no presentar conjunto de barras, está configurado de tal forma que el yunque conecta casi directamente con la parte superior del muestreador resultando en que la transmisión de la energía cinética es instantánea. Por lo tanto la eficiencia de energía del conjunto de barras ( $n_2$ ) y las pérdidas a lo largo del sistema ( $n_3$ ) se presentan en la tabla (3.3.4). Según la figura (2.4.2) el martillo del equipo usado es del tipo  $G =$  Martillo de dona de EE.UU., accionado con gatillo.

**Tabla 3.3.4.** Eficiencias por transferencia de energía.

| $n_1$ (%) | $n_2$ (%) | $n_3$ (%) |
|-----------|-----------|-----------|
| 67,67     | 100,0     | 100,0     |

Fuente: *Elaboración propia.*

La energía aplicada por el muestreador para los suelos de las áreas de trabajo puede ser ahora estimada a través del criterio de conservación de energía propuesto en el subtítulo 2.4.2. Es así que resulta la tabla (3.3.5) para cada pozo en estudio.

**Tabla 3.3.5.** Eficiencias por transferencia de energía.

| Designación | Prof. (m) | $N_{SPT}$ | $\Delta P$ (m) | $E_{muestreador}(J)$ |
|-------------|-----------|-----------|----------------|----------------------|
| Pozo: A     | 1,0       | 8         | 0,038          | 349,84               |
|             | 2,0       | 9         | 0,033          | 346,82               |
|             | 3,0       | 13        | 0,023          | 339,40               |
| Pozo: B     | 1,0       | 8         | 0,038          | 349,84               |
|             | 2,0       | 11        | 0,027          | 342,43               |
|             | 3,0       | 13        | 0,023          | 339,40               |
| Pozo: C     | 1,0       | 9         | 0,033          | 346,82               |
|             | 2,0       | 11        | 0,027          | 342,43               |
|             | 3,0       | 14        | 0,021          | 338,20               |
| Pozo: D     | 1,0       | 20        | 0,015          | 333,55               |
|             | 2,0       | 23        | 0,013          | 332,14               |
|             | 3,0       | 23        | 0,013          | 332,14               |
| Pozo: E     | 1,0       | 21        | 0,014          | 333,04               |
|             | 2,0       | 24        | 0,013          | 331,74               |
|             | 3,0       | 25        | 0,012          | 331,38               |
| Pozo: F     | 1,0       | 30        | 0,010          | 329,93               |
|             | 2,0       | 29        | 0,010          | 330,18               |
|             | 3,0       | 31        | 0,010          | 329,70               |
| Pozo: G     | 1,0       | 18        | 0,017          | 334,76               |
|             | 2,0       | 16        | 0,019          | 336,27               |
|             | 3,0       | 21        | 0,014          | 333,04               |
| Pozo: H     | 1,0       | 21        | 0,014          | 333,04               |
|             | 2,0       | 23        | 0,013          | 332,14               |
|             | 3,0       | 24        | 0,013          | 331,74               |
| Pozo: I     | 1,0       | 17        | 0,018          | 335,47               |
|             | 2,0       | 20        | 0,015          | 333,55               |
|             | 3,0       | 24        | 0,013          | 331,74               |
| Pozo: J     | 1,0       | 21        | 0,014          | 333,04               |
|             | 2,0       | 23        | 0,013          | 332,14               |
|             | 3,0       | 20        | 0,015          | 333,55               |
| Pozo: K     | 1,0       | 22        | 0,014          | 332,57               |
|             | 2,0       | 19        | 0,016          | 334,12               |
|             | 3,0       | 21        | 0,014          | 333,04               |

Fuente: *Elaboración propia.*

Con las energía entregadas al muestreador es posible ahora calcular el valor de eficiencia de energía promedio aproximada entregada por el equipo SPT usado. Para tal efecto, consiste en realizar una relación con la energía teórica (tabla (3.3.2)) y la energía en el muestreador para la totalidad de ensayos realizados. Es así, entonces la tabla (3.3.6).

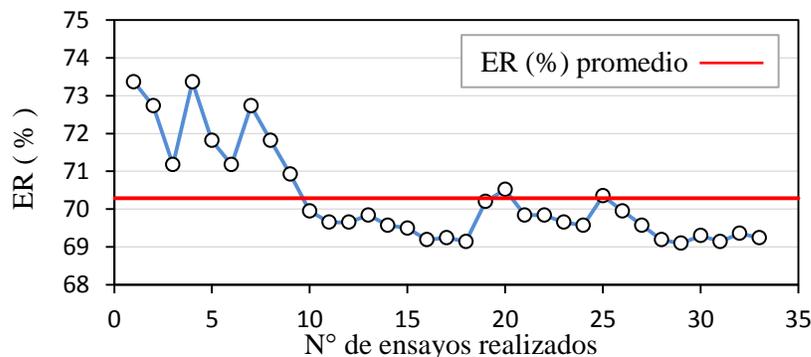
**Tabla 3.3.6.** Eficiencia de energía del equipo transmitida al suelo.

| N°         | Designación                   | Prof. (m) | ER (%)  | Tipo de suelo |                                |
|------------|-------------------------------|-----------|---------|---------------|--------------------------------|
| 1          | ÁREA 1<br>"Hornos"            | Pozo: A   | 1,0     | 73,36         | Arena limo-arcillosa           |
| 2          |                               |           | 2,0     | 72,73         | Arena arcillosa                |
| 3          |                               |           | 3,0     | 71,18         | Arena arcillosa con grava      |
| 4          |                               | Pozo: B   | 1,0     | 73,36         | Arena limo-arcillosa con grava |
| 5          |                               |           | 2,0     | 71,81         | Arena limo-arcillosa con grava |
| 6          |                               |           | 3,0     | 71,18         | Arena arcillosa con grava      |
| 7          |                               | Pozo: C   | 1,0     | 72,73         | Arena arcillosa                |
| 8          |                               |           | 2,0     | 71,81         | Arena arcillosa con grava      |
| 9          |                               |           | 3,0     | 70,92         | Arena limo-arcillosa con grava |
| 10         | ÁREA 2<br>"B. Santa Rosa"     | Pozo: D   | 1,0     | 69,95         | Arcilla ligera arenosa         |
| 11         |                               |           | 2,0     | 69,65         | Arcilla ligera arenosa         |
| 12         |                               |           | 3,0     | 69,65         | Arcilla limo-arenosa           |
| 13         |                               | Pozo: E   | 1,0     | 69,84         | Arcilla ligera arenosa         |
| 14         |                               |           | 2,0     | 69,57         | Arcilla ligera arenosa         |
| 15         |                               |           | 3,0     | 69,49         | Arcilla ligera arenosa         |
| 16         |                               | Pozo: F   | 1,0     | 69,19         | Arcilla ligera arenosa         |
| 17         |                               |           | 2,0     | 69,24         | Arcilla limo-arenosa           |
| 18         |                               |           | 3,0     | 69,14         | Arcilla ligera arenosa         |
| 19         | ÁREA 3<br>"B. Morros Blancos" | Pozo: G   | 1,0     | 70,20         | Arcilla limosa con arena       |
| 20         |                               |           | 2,0     | 70,52         | Arcilla limosa con arena       |
| 21         |                               |           | 3,0     | 69,84         | Arcilla ligera con arena       |
| 22         |                               | Pozo: H   | 1,0     | 69,84         | Arcilla ligera arenosa         |
| 23         |                               |           | 2,0     | 69,65         | Arcilla ligera con arena       |
| 24         |                               |           | 3,0     | 69,57         | Arcilla ligera arenosa         |
| 25         |                               | Pozo: I   | 1,0     | 70,35         | Arcilla limosa con arena       |
| 26         |                               |           | 2,0     | 69,95         | Arcilla ligera arenosa         |
| 27         |                               |           | 3,0     | 69,57         | Arcilla limosa con arena       |
| 28         | ÁREA<br>"B. Morros Blancos"   | Pozo: J   | 1,0     | 69,19         | Arcilla ligera con arena       |
| 29         |                               |           | 2,0     | 69,10         | Arcilla limosa                 |
| 30         |                               |           | 3,0     | 69,30         | Arena arcillosa                |
| 31         |                               | Pozo: K   | 1,0     | 69,14         | Arcilla ligera arenosa         |
| 32         |                               |           | 2,0     | 69,36         | Arena limo-arcillosa           |
| 33         |                               |           | 3,0     | 69,24         | Arena limo-arcillosa           |
| Promedio = |                               |           | 70,29 % |               |                                |

Fuente: *Elaboración propia.*

La representación gráfica de la eficiencia de energía del equipo es presentada en la figura (3.3.2), observándose la variación de resultados y el valor promedio de  $ER$  (%).

**Figura 3.3.2.** Eficiencia de energía promedio del equipo.



Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.3.2. Correcciones de resistencia a la penetración.

Como ya se estableció en el marco teórico, la resistencia a la penetración  $N_{SPT}$  tiene que ser corregida por eficiencia de energía  $N_{60}$ , y en el caso particular de una arena se adiciona la corrección por el nivel de esfuerzos  $(N_1)_{60}$ .

Para el caso de suelos arenosos los factores de corrección  $C_N$  fueron presentados en la tabla (2.4.3), con la sugerencia de que el valor de los factores no sobrepase en 2,0 y preferentemente sean menores o iguales a 1,5 sin perder de vista su  $D_r$ . No obstante, conocer la densidad relativa aproximada de la arena es necesario en la obtención de  $C_N$ .

En la tabla (3.3.7) se presentan las densidades relativas aproximadas calculadas a partir de correlaciones con SPT, para los pozos con suelos granulares.

**Tabla 3.3.7.** Densidades relativas para suelos granulares.

| Designación | Prof. (m) | Skempton (1986) | Gibbs y Holtz (1957) | Szechy y Vargi (1977) |
|-------------|-----------|-----------------|----------------------|-----------------------|
| Pozo: A     | 1,0       | 0,55            | 0,70                 | 0,51                  |
|             | 2,0       | 0,55            | 0,69                 | 0,50                  |
|             | 3,0       | 0,63            | 0,78                 | 0,56                  |
| Pozo: B     | 1,0       | 0,55            | 0,70                 | 0,51                  |
|             | 2,0       | 0,61            | 0,75                 | 0,54                  |
|             | 3,0       | 0,62            | 0,76                 | 0,55                  |
| Pozo: C     | 1,0       | 0,58            | 0,74                 | 0,54                  |
|             | 2,0       | 0,61            | 0,76                 | 0,54                  |
|             | 3,0       | 0,65            | 0,80                 | 0,58                  |
| Pozo: J     | 3,0       | 0,76            | 0,92                 | 0,67                  |
| Pozo: K     | 2,0       | 0,78            | 0,96                 | 0,68                  |
|             | 3,0       | 0,78            | 0,96                 | 0,69                  |

Fuente: *Elaboración propia.*

Los valores del factor  $C_N$  son presentados en la tabla (3.3.8), para los pozos con suelos granulares respectivamente.

**Tabla 3.3.8.** Factor de corrección  $C_N$ .

| Pozo | Referencia              | Prof. 1,0 m |             | Prof. 2,0 m |             | Prof. 3,0 m |             |
|------|-------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|      |                         | $C_N$       | $C_N$ usado | $C_N$       | $C_N$ usado | $C_N$       | $C_N$ usado |
| A    | Skempton (1986)         | 1,76        | 1,76        | 1,58        | 1,44        | 1,43        | 1,31        |
|      | Skempton (1986)         | 1,41        |             | 1,32        |             | 1,25        |             |
|      | Peck et al. (1974)      | 1,67        |             | 1,44        |             | 1,31        |             |
|      | Liao and Whitman (1985) | 2,73        |             | 1,93        |             | 1,58        |             |
|      | Skempton (1986)         | 2,04        |             | 1,75        |             | 1,55        |             |
|      | Clayton (1993)          | 2,54        |             | 2,04        |             | 1,72        |             |
|      | Robertson et al. (2000) | 2,73        |             | 1,93        |             | 1,58        |             |
| B    | Skempton (1986)         | 1,74        | 1,74        | 1,55        | 1,41        | 1,38        | 1,27        |
|      | Skempton (1986)         | 1,40        |             | 1,31        |             | 1,23        |             |
|      | Peck et al. (1974)      | 1,64        |             | 1,41        |             | 1,27        |             |
|      | Liao and Whitman (1985) | 2,61        |             | 1,85        |             | 1,49        |             |
|      | Skempton (1986)         | 2,01        |             | 1,71        |             | 1,48        |             |
|      | Clayton (1993)          | 2,48        |             | 1,98        |             | 1,63        |             |
|      | Robertson et al. (2000) | 2,61        |             | 1,85        |             | 1,49        |             |
| C    | Skempton (1986)         | 1,76        | 1,76        | 1,56        | 1,43        | 1,40        | 1,28        |
|      | Skempton (1986)         | 1,40        |             | 1,32        |             | 1,23        |             |
|      | Peck et al. (1974)      | 1,66        |             | 1,43        |             | 1,28        |             |
|      | Liao and Whitman (1985) | 2,69        |             | 1,89        |             | 1,52        |             |
|      | Skempton (1986)         | 2,03        |             | 1,74        |             | 1,50        |             |
|      | Clayton (1993)          | 2,51        |             | 2,01        |             | 1,66        |             |
|      | Robertson et al. (2000) | 2,69        |             | 1,89        |             | 1,52        |             |
| J    | Skempton (1986)         | -           | -           | -           | -           | 1,33        | 1,23        |
|      | Skempton (1986)         | -           |             | -           |             | 1,20        |             |
|      | Peck et al. (1974)      | -           |             | -           |             | 1,23        |             |
|      | Liao and Whitman (1985) | -           |             | -           |             | 1,41        |             |
|      | Skempton (1986)         | -           |             | -           |             | 1,42        |             |
|      | Clayton (1993)          | -           |             | -           |             | 1,54        |             |
|      | Robertson et al. (2000) | -           |             | -           |             | 1,41        |             |
| K    | Skempton (1986)         | -           | -           | 1,48        | 1,36        | 1,35        | 1,25        |
|      | Skempton (1986)         | -           |             | 1,28        |             | 1,21        |             |
|      | Peck et al. (1974)      | -           |             | 1,36        |             | 1,25        |             |
|      | Liao and Whitman (1985) | -           |             | 1,70        |             | 1,45        |             |
|      | Skempton (1986)         | -           |             | 1,62        |             | 1,44        |             |
|      | Clayton (1993)          | -           |             | 1,84        |             | 1,58        |             |
|      | Robertson et al. (2000) | -           |             | 1,70        |             | 1,45        |             |

Fuente: *Elaboración propia.*

Para los suelos granulares la resistencia a la penetración corregida  $(N_1)_{60}$  se la obtiene a través de las correcciones por eficiencia de energía y nivel de esfuerzos en el suelo respectivamente. Los suelos finos son únicamente corregidos por el nivel de eficiencia de energía, resultando la resistencia a la penetración corregida  $N_{60}$ .

La tabla (3.3.9) presenta la resistencia a la penetración corregida para cada pozo, donde la obtención de los valores de peso unitario se encuentra en las planillas de laboratorio del ensayo SPT en ANEXOS.

**Tabla 3.3.9.** Resistencia a la penetración corregida.

| Designación | Prof. (m) | $N_{SPT}$ | N. F | P. unit. (kN/m <sup>3</sup> ) | $\sigma'_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $C_N$ | $N_{60}$ | $(N_1)_{60}$ |
|-------------|-----------|-----------|------|-------------------------------|-------------------------------------|-------|----------|--------------|
| Pozo: A     | 1,0       | 8         | n.e. | 13,38                         | 13,38                               | 1,76  | 9        | 17           |
|             | 2,0       | 9         | n.e. | 13,48                         | 26,97                               | 1,44  | 11       | 15           |
|             | 3,0       | 13        | n.e. | 13,32                         | 39,96                               | 1,31  | 15       | 20           |
| Pozo: B     | 1,0       | 8         | n.e. | 14,66                         | 14,66                               | 1,74  | 9        | 16           |
|             | 2,0       | 11        | n.e. | 14,64                         | 29,28                               | 1,41  | 13       | 18           |
|             | 3,0       | 13        | n.e. | 14,92                         | 44,75                               | 1,27  | 15       | 19           |
| Pozo: C     | 1,0       | 9         | n.e. | 13,88                         | 13,88                               | 1,76  | 11       | 19           |
|             | 2,0       | 11        | n.e. | 13,99                         | 27,98                               | 1,43  | 13       | 18           |
|             | 3,0       | 14        | n.e. | 14,39                         | 43,18                               | 1,28  | 16       | 21           |
| Pozo: D     | 1,0       | 20        | n.e. | 18,18                         | 18,18                               | 1,57  | 23       | -            |
|             | 2,0       | 23        | n.e. | 19,34                         | 38,68                               | 1,32  | 27       | -            |
|             | 3,0       | 23        | n.e. | 18,58                         | 55,74                               | 1,20  | 27       | -            |
| Pozo: E     | 1,0       | 21        | n.e. | 17,71                         | 17,71                               | 1,58  | 25       | -            |
|             | 2,0       | 24        | n.e. | 17,77                         | 35,55                               | 1,35  | 28       | -            |
|             | 3,0       | 25        | n.e. | 18,23                         | 54,70                               | 1,21  | 29       | -            |
| Pozo: F     | 1,0       | 30        | n.e. | 17,76                         | 17,76                               | 1,58  | 35       | -            |
|             | 2,0       | 29        | n.e. | 16,35                         | 32,70                               | 1,38  | 34       | -            |
|             | 3,0       | 31        | n.e. | 18,32                         | 54,96                               | 1,20  | 36       | -            |
| Pozo: G     | 1,0       | 18        | n.e. | 14,09                         | 14,09                               | 1,66  | 21       | -            |
|             | 2,0       | 16        | n.e. | 15,35                         | 30,71                               | 1,40  | 19       | -            |
|             | 3,0       | 21        | n.e. | 17,21                         | 51,64                               | 1,22  | 25       | -            |
| Pozo: H     | 1,0       | 21        | n.e. | 15,89                         | 15,89                               | 1,62  | 25       | -            |
|             | 2,0       | 23        | n.e. | 17,41                         | 34,83                               | 1,36  | 27       | -            |
|             | 3,0       | 24        | n.e. | 16,93                         | 50,78                               | 1,23  | 28       | -            |
| Pozo: I     | 1,0       | 17        | n.e. | 17,21                         | 17,21                               | 1,59  | 20       | -            |
|             | 2,0       | 20        | n.e. | 17,49                         | 34,98                               | 1,35  | 23       | -            |
|             | 3,0       | 24        | n.e. | 17,84                         | 53,52                               | 1,21  | 28       | -            |
| Pozo: J     | 1,0       | 21        | n.e. | 16,19                         | 16,19                               | 1,61  | 25       | -            |
|             | 2,0       | 23        | n.e. | 16,34                         | 32,67                               | 1,37  | 27       | -            |
|             | 3,0       | 20        | n.e. | 16,54                         | 49,62                               | 1,23  | 23       | 29           |
| Pozo: K     | 1,0       | 22        | n.e. | 18,03                         | 18,03                               | 1,57  | 26       | -            |
|             | 2,0       | 19        | n.e. | 17,30                         | 34,59                               | 1,36  | 22       | 30           |
|             | 3,0       | 21        | n.e. | 16,02                         | 48,05                               | 1,25  | 25       | 31           |

Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.3.3. Correlaciones de SPT.

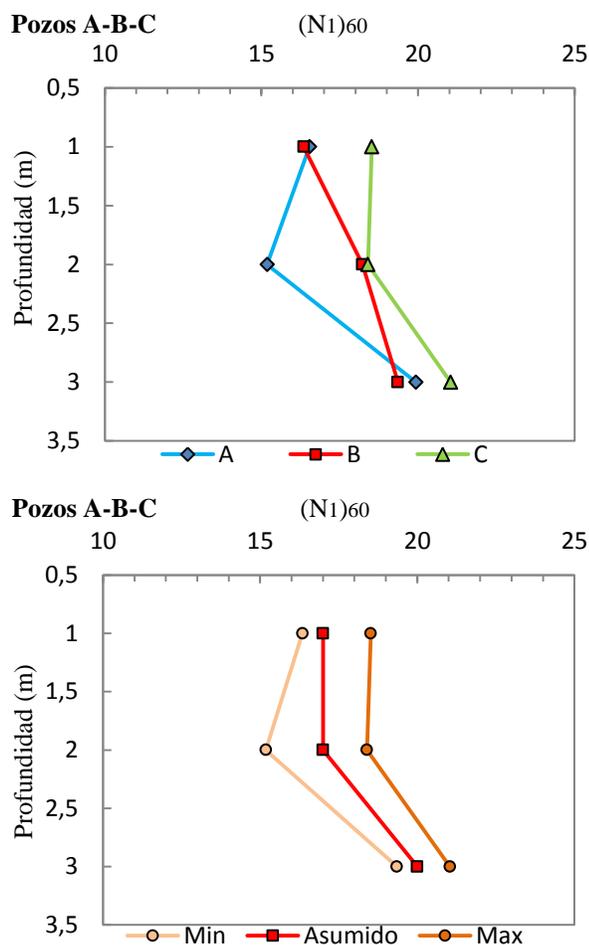
Para poder hacer uso de correlaciones con SPT, es necesaria la aplicación de la metodología de interpretación de ensayos SPT realizados a las áreas de trabajo.

**Tabla 3.3.10.** Interpretación de datos SPT, área 1.

| Prof. (m) |     | Clasificación del Suelo |        |        |       | $(N_1)_{60}$ |        |        |         |       |
|-----------|-----|-------------------------|--------|--------|-------|--------------|--------|--------|---------|-------|
|           |     | Pozo A                  | Pozo B | Pozo C | Tipo  | Pozo A       | Pozo B | Pozo C | Asumido | Prom. |
| 0,0       | 1,0 | SC-SM                   | SC-SM  | SC     | SC-SM | 17           | 16     | 19     | 17      | 18    |
| 1,0       | 2,0 | SC                      | SC-SM  | SC     | SC    | 15           | 18     | 18     | 17      |       |
| 2,0       | 3,0 | SC                      | SC     | SC-SM  | SC    | 20           | 19     | 21     | 20      |       |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.3.** Análisis del ensayo SPT, área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

Para el área 1, que comprende los pozos A, B y C, el tipo de suelo presentado se establece en la tabla (3.3.10), donde se selecciona un suelo tipo de los tres pozos para cada profundidad con sus respectivas resistencias a la penetración y por último se adopta

una resistencia a la penetración promedio por estrato. La figura (3.3.3) muestra una representación gráfica de los valores de la tabla (3.3.10) respectivamente.

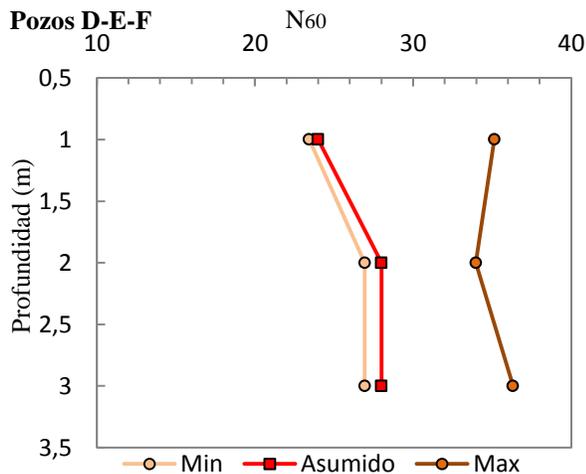
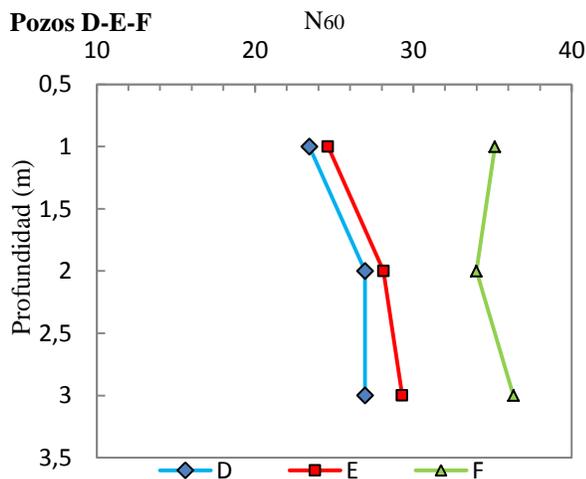
Para los suelos finos de las áreas 2 y 3, el proceso de interpretación es el mismo que el realizado atrás, y se presentan en las tablas (3.3.11) y (3.3.12), conjuntamente con sus gráficas respectivas, figura (3.3.4) y (3.3.5).

**Tabla 3.3.11.** Interpretación de datos SPT, área 2.

| Prof. (m) |     | Clasificación del Suelo |        |        |      | N <sub>60</sub> |        |        |         |       |
|-----------|-----|-------------------------|--------|--------|------|-----------------|--------|--------|---------|-------|
|           |     | Pozo D                  | Pozo E | Pozo F | Tipo | Pozo D          | Pozo E | Pozo F | Asumido | Prom. |
| 0,0       | 1,0 | CL                      | CL     | CL     | CL   | 23              | 25     | 35     | 24      | 27    |
| 1,0       | 2,0 | CL                      | CL     | CL-ML  | CL   | 27              | 28     | 34     | 28      |       |
| 2,0       | 3,0 | CL-ML                   | CL     | CL     | CL   | 27              | 29     | 36     | 28      |       |

Fuente: *Elaboración propia.*

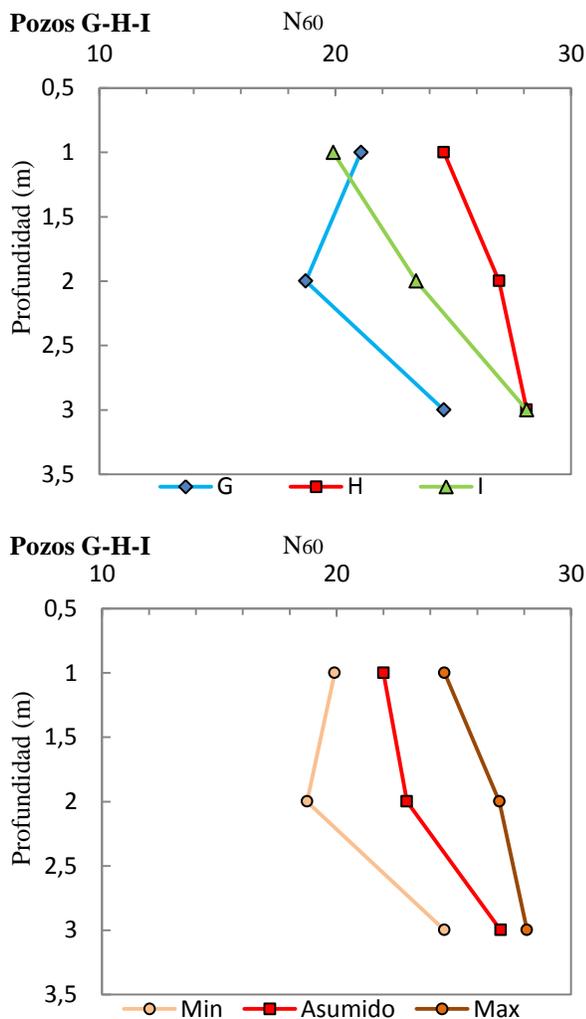
**Figura 3.3.4.** Análisis del ensayo SPT, área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.12.** Interpretación de datos SPT, área 3.

| Prof.<br>(m) |     | Clasificación del Suelo |        |        |       | $N_{60}$ |        |        |         |       |
|--------------|-----|-------------------------|--------|--------|-------|----------|--------|--------|---------|-------|
|              |     | Pozo G                  | Pozo H | Pozo I | Tipo  | Pozo G   | Pozo H | Pozo I | Asumido | Prom. |
| 0,0          | 1,0 | CL-ML                   | CL     | CL-ML  | CL-ML | 21       | 25     | 20     | 22      | 24    |
| 1,0          | 2,0 | CL-ML                   | CL     | CL     | CL    | 19       | 27     | 23     | 23      |       |
| 2,0          | 3,0 | CL                      | CL     | CL-ML  | CL    | 25       | 28     | 28     | 27      |       |

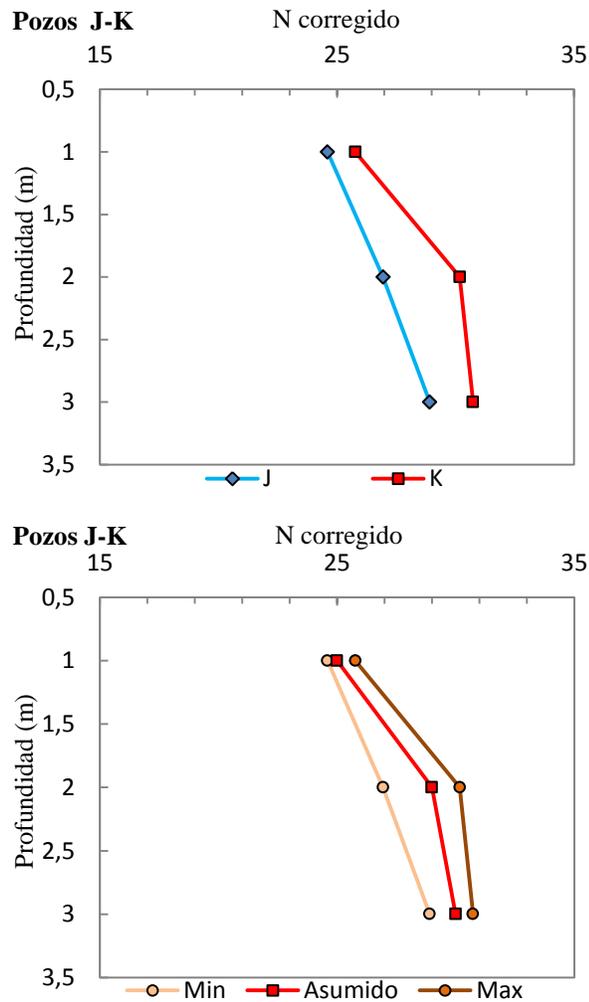
Fuente: *Elaboración propia.***Figura 3.3.5.** Análisis del ensayo SPT, área 3.Fuente: *Elaboración propia.*

En el área 4 se presenta un caso particular, en el pozo J a partir de la profundidad de 2,0 m el suelo pasa de ser fino a granular, lo propio con el pozo K el suelo a partir de 1,0 m pasa de ser fino a granular. Es así, que la interpretación llevada a cabo corresponde a la presentada en la tabla (3.3.13) y figura (3.3.6).

**Tabla 3.3.13.** Interpretación de datos SPT, área 4.

| Prof.<br>(m) |     | Clasificación del Suelo |        |       | Poza J |    | $(N_1)_{60}$ |        | $N_{60}$ |
|--------------|-----|-------------------------|--------|-------|--------|----|--------------|--------|----------|
|              |     | Pozo J                  | Pozo K | Tipo  |        |    | Pozo J       | Pozo K |          |
| 0,0          | 1,0 | CL                      | CL     | CL    | 25     | 26 | -            |        | 25       |
| 1,0          | 2,0 | CL-ML                   | SC-SM  | SC-SM | 27     | 30 | 29           | 30     |          |
| 2,0          | 3,0 | SC                      | SC-SM  | SC-SM | 29     | 31 | 30           |        | -        |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.6.** Análisis del ensayo SPT, área 4.

Fuente: *Elaboración propia.*

Ya establecidas las resistencias a la penetración corregidas de cada área, ahora bien es posible correlacionar con los parámetros de rigidez del suelo, los cuales a ser hallados dependerán del tipo de suelo de cada área.

Para los suelos granulares correspondientes al área 1 y área 4, los parámetros a ser hallados corresponden a los mostrados en las tablas (3.3.14) y (3.3.15).

**Tabla 3.3.14.** Parámetros de rigidez calculados, área 1.

| Área<br>1 | Ángulo de fricción interna, $\phi'_{cr}(\circ)$ |                       |                           |                          |       |
|-----------|---|-----------------------|---------------------------|--------------------------|-------|
|           | $(N_1)_{60}$                                    | Peck et al.<br>(1974) | Shioi y Fukuri<br>(1982)  | Shioi y Fukuri<br>(1982) | Prom. |
|           | 18  | 32,33                 | 31,43                     | 32,40                    | 32,05 |
|           | Módulo de Young, $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )      |                       |                           |                          |       |
|           | $(N_1)_{60}$                                    | Mello<br>(1976)       | Kilhawy y<br>Mayne (1990) | Webb (1969)              | Prom  |
| 18        | 21422,52  | 9000,00               | 15807,00                  | 18614,26                 |       |

Fuente: *Elaboración propia.***Tabla 3.3.15.** Parámetros de rigidez calculados, área 4.

| Área<br>4 | Ángulo de fricción interna, $\phi'_{cr}(\circ)$ |                       |                           |                          |       |
|-----------|---|-----------------------|---------------------------|--------------------------|-------|
|           | $(N_1)_{60}$                                    | Peck et al.<br>(1974) | Shioi y Fukuri<br>(1982)  | Shioi y Fukuri<br>(1982) | Prom. |
|           | 30  | 35,61                 | 36,21                     | 36,00                    | 35,94 |
|           | Módulo de Young, $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )      |                       |                           |                          |       |
|           | $(N_1)_{60}$                                    | Mello<br>(1976)       | Kilhawy y<br>Mayne (1990) | Webb (1969)              | Prom  |
| 30        | 30811,78  | 15000,00              | 21555,00                  | 26183,39                 |       |

Fuente: *Elaboración propia.*

Para los suelos finos correspondientes del área 2, área 3 y área 4 (1,0 m), los parámetros correspondientes de estos suelos son de carácter no drenado y se muestran en las tablas (3.3.16), (3.3.17) y (3.3.18).

**Tabla 3.3.16.** Parámetros de rigidez calculados, área 2.

| Área<br>2 | Cohesión no drenada, $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) |                  |                   |                       |                 |        |
|-----------|---|------------------|-------------------|-----------------------|-----------------|--------|
|           | $N_{60}$  | Stroud<br>(1974) | Decourt<br>(1989) | Hara et al.<br>(1971) | Mello<br>(1971) | Prom.  |
|           | 27  | 121,50           | 283,50            | 311,16                | 175,50          | 222,91 |
|           | Módulo de Young, $E_u$ (kN/m <sup>2</sup> )     |                  |                   |                       |                 |        |
|           | $N_{60}$  | Butler<br>(1975) | Stroud<br>(1974)  | Prom.                 |                 |        |
| 27        | 27000,00  | 170100,00        | 98550,00          |                       |                 |        |

Fuente: *Elaboración propia.***Tabla 3.3.17.** Parámetros de rigidez calculados, área 3.

| Área<br>3 | Cohesión no drenada, $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) |                  |                   |                       |                 |        |
|-----------|---|------------------|-------------------|-----------------------|-----------------|--------|
|           | $N_{60}$  | Stroud<br>(1974) | Decourt<br>(1989) | Hara et al.<br>(1971) | Mello<br>(1971) | Prom.  |
|           | 24  | 108,00           | 252,00            | 285,86                | 156,00          | 200,46 |
|           | Módulo de Young, $E_u$ (kN/m <sup>2</sup> )     |                  |                   |                       |                 |        |
|           | $N_{60}$  | Butler<br>(1975) | Stroud<br>(1974)  | Prom.                 |                 |        |
| 24        | 28800,00  | 151200,00        | 90000,00          |                       |                 |        |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.18.** Parámetros de rigidez calculados, área 4 ( $D_f = 1,0$  m).

|                   |          | Cohesión no drenada, $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) |   |                |                    |              |
|-------------------|----------|---|---|----------------|--------------------|--------------|
|                   |          | $N_{60}$  | Stroud (1974)                               | Decourt (1989) | Hara et al. (1971) | Mello (1971) |
| Área 4<br>(1,0 m) | 25       | 112,50  | 262,50                                      | 294,38         | 87,50              | 189,22       |
|                   |          |   | Módulo de Young, $E_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) |                |                    |              |
|                   | $N_{60}$ | Butler (1975)                                   | Stroud (1974)                               | Prom.          |                    |              |
|                   | 25       | 30000,00  | 157500,00                                   | 93750,00       |                    |              |

Fuente: *Elaboración propia.***Tabla 3.3.19.** Nivel de sobre consolidación.

| Designación     |                                   | Nivel de sobre consolidación      |                         |                         |                |
|-----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------|
| Área 2          | 1,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>29,91   | Kulhawy (1990)<br>87,57 | Prom.<br>58,74 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>10,74          | Kulhawy (1990)<br>12,97 | Asum.<br>11,86 |
|                 | 2,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>18,52   | Kulhawy (1990)<br>43,66 | Prom.<br>31,09 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>11,40          | Kulhawy (1990)<br>12,97 | Asum.<br>12,19 |
|                 | 3,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>14,05   | Kulhawy (1990)<br>29,25 | Prom.<br>21,65 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>11,85          | Kulhawy (1990)<br>12,97 | Asum.<br>12,41 |
| Área 3          | 1,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>30,13   | Kulhawy (1990)<br>88,49 | Prom.<br>59,31 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>9,54           | Kulhawy (1990)<br>11,53 | Asum.<br>10,54 |
|                 | 2,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>18,65   | Kulhawy (1990)<br>44,11 | Prom.<br>31,38 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>10,12          | Kulhawy (1990)<br>11,53 | Asum.<br>10,83 |
|                 | 3,0 m                             | OCR                               | Mayne (1988)<br>13,67   | Kulhawy (1990)<br>28,10 | Prom.<br>20,89 |
|                 |                                   | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>10,58          | Kulhawy (1990)<br>11,53 | Asum.<br>11,05 |
| Área 4<br>1,0 m | OCR                               | Mayne (1988)<br>28,88             | Kulhawy (1990)<br>83,24 | Prom.<br>55,06          |                |
|                 | $\sigma'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Prom.<br>9,98                     | Kulhawy (1990)<br>12,01 | Asum.<br>11,00          |                |

Fuente: *Elaboración propia.*

Si bien para la determinación de capacidad portante es importante conocer los parámetros de rigidez del suelo, tanto por esfuerzo cortante y deformación del suelo,

para el caso de arcillas aproximar el nivel de sobre consolidación OCR es fundamental en la estimación de los asentamientos, porque un suelo sobreconsolidado genera menores asentamientos que un suelo normalmente consolidado. Es así, que la tabla (3.3.19) representa una estimación del valor de OCR para los asentamientos en las áreas con suelos finos.

#### **3.3.4. Capacidad portante.**

Para poder realizar el cálculo de capacidad portante por los diferentes métodos propuestos en el capítulo anterior, en función al tipo de suelo, es necesario establecer ciertas situaciones igualitarias para poder analizar los resultados de capacidad portante.

Las fundaciones a ser consideradas en el cálculo serán; zapatas cuadradas, con bases de hasta 6,0 m; y zapatas rectangulares, también con bases de hasta 6,0 m haciendo variar sus longitudes para obtener diferentes relaciones entre longitud y base. Cabe resaltar que para losas de fundación y zapatas continuas, el procedimiento de cálculo es el mismo, con la diferencia que para zapatas continuas la relación longitud y base de fundación es mayor a la propuesta. Esto indica que las fundaciones superficiales tienen un factor en común, que es la geometría en planta (base y longitud). Además, se considerará que la zapata es flexible y que la acción de la carga puntual sobre ella a ser considerada posteriormente es completamente vertical y que actúa sobre su eje, esto implica además que no será necesaria la corrección de la geometría en planta de las fundaciones por área efectiva de contacto con el terreno.

La superficie del terreno es horizontal y no existe un talud próximo. Las profundidades del nivel de fundación serán las mismas a las que se realizaron los ensayos de SPT. El módulo de Poisson será general, con valores de 0,3 y 0,5, para arenas y arcillas respectivamente.

El factor de seguridad asumido corresponde a un valor de 3,0, tanto para arcillas como para arenas. Así, como el asentamiento máximo admisible de 25,0 mm para ambos suelos. En los pozos realizados no se observó el nivel freático, por esta razón se asume que no se encuentra cercano al nivel de fundación y no será necesaria la corrección.

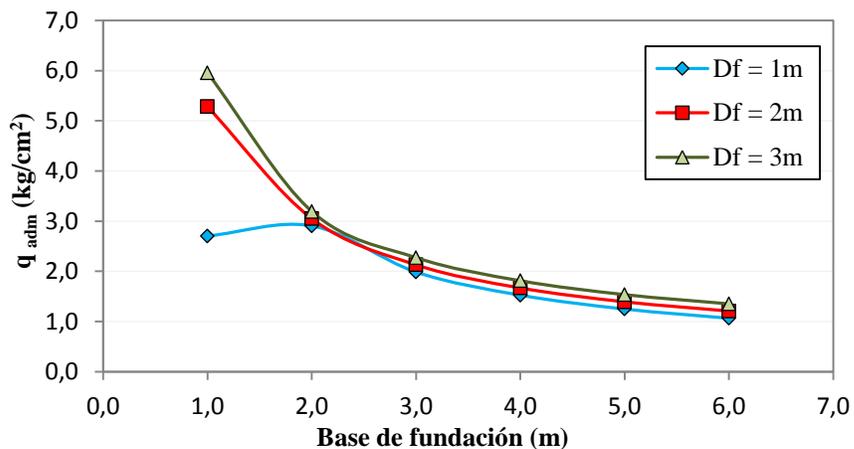
El cálculo de capacidad portante para el área 1 se presenta en las siguientes tablas, para cada método y con sus respectivas gráficas.

**Tabla 3.3.20.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación (m)                                       |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 2,70  | 2,91 | 1,99 | 1,52 | 1,25 | 1,06 |
| 2,0                                | 5,28  | 3,05 | 2,13 | 1,67 | 1,39 | 1,21 |
| 3,0                                | 5,96  | 3,19 | 2,27 | 1,81 | 1,54 | 1,35 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.7.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 1.



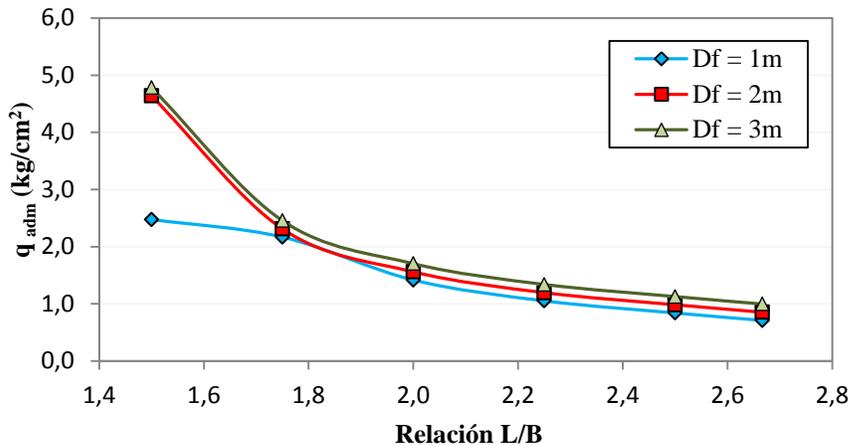
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.21.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 2,48  | 2,17 | 1,42 | 1,05 | 0,84 | 0,71 |
| 2,0                                | 4,64  | 2,31 | 1,56 | 1,20 | 0,99 | 0,86 |
| 3,0                                | 4,78  | 2,46 | 1,70 | 1,34 | 1,13 | 1,00 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.8.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 1.



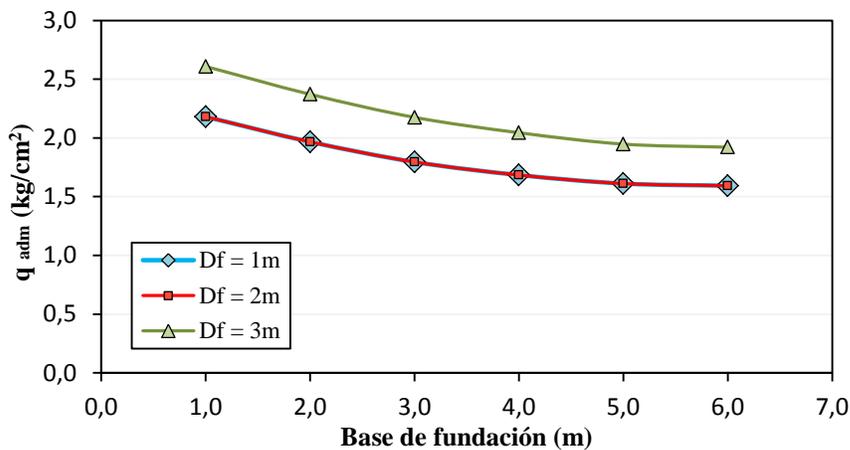
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.22.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Lambe para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | $(N_1)_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|--------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |              | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    |              | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 17           | 2,18  | 1,97 | 1,80 | 1,68 | 1,61 | 1,59 |
| 2,0                                | 17           | 2,18  | 1,97 | 1,80 | 1,68 | 1,61 | 1,59 |
| 3,0                                | 20           | 2,61  | 2,37 | 2,18 | 2,04 | 1,95 | 1,92 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.9.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Lambe para el área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.23.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof resumido para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 1,47  | 1,14 | 0,99 | 0,92 | 0,88 | 0,86 |
| 2,0                                | 1,66  | 1,30 | 1,09 | 0,99 | 0,94 | 0,90 |
| 3,0                                | 1,66  | 1,46 | 1,19 | 1,06 | 0,99 | 0,95 |

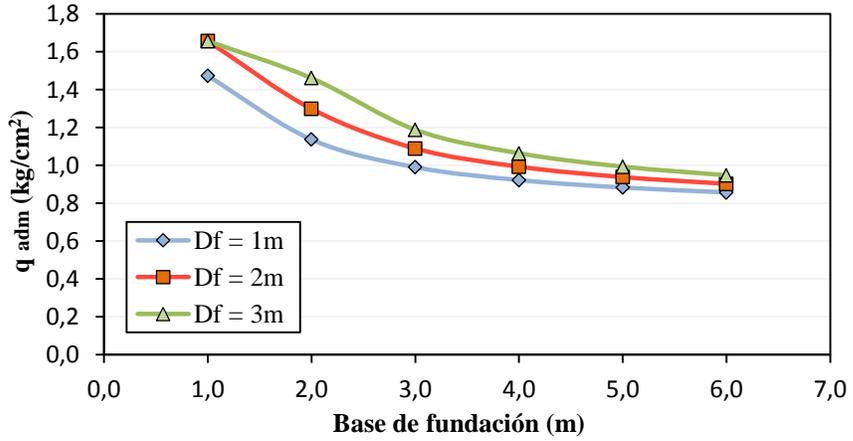
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.24.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof resumido para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 1,28  | 0,95 | 0,80 | 0,73 | 0,68 | 0,66 |
| 2,0                                | 1,44  | 1,08 | 0,88 | 0,78 | 0,73 | 0,69 |
| 3,0                                | 1,44  | 1,22 | 0,96 | 0,84 | 0,77 | 0,72 |

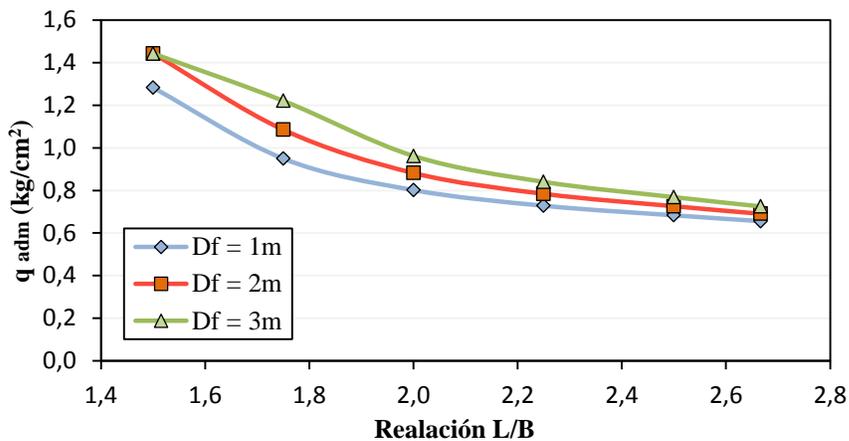
Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.10.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof resumido para el área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.11.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof resumido para el área 1.



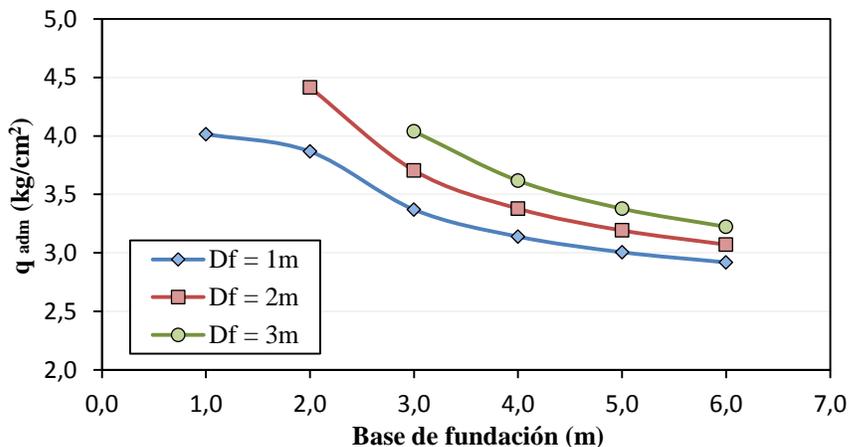
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.25.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Bowles para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | $(N_1)_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|--------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |              | Base de fundación (m)                                       |      |      |      |      |      |
|                                    |              | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 18           | 4,01  | 3,87 | 3,37 | 3,14 | 3,01 | 2,92 |
| 2,0                                | 18           | ---   | 4,41 | 3,70 | 3,38 | 3,19 | 3,07 |
| 3,0                                | 18           | ---   | ---  | 4,04 | 3,62 | 3,38 | 3,22 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.12.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Bowles para el área 1.



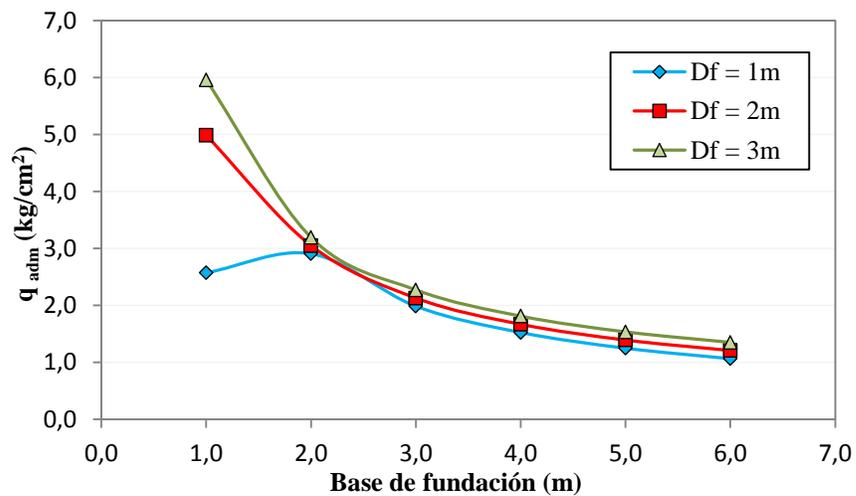
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.26.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación (m)                                       |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 2,57  | 2,91 | 1,99 | 1,52 | 1,25 | 1,06 |
| 2,0                                | 4,99  | 3,05 | 2,13 | 1,67 | 1,39 | 1,21 |
| 3,0                                | 5,96  | 3,19 | 2,27 | 1,81 | 1,54 | 1,35 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.13.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 1.



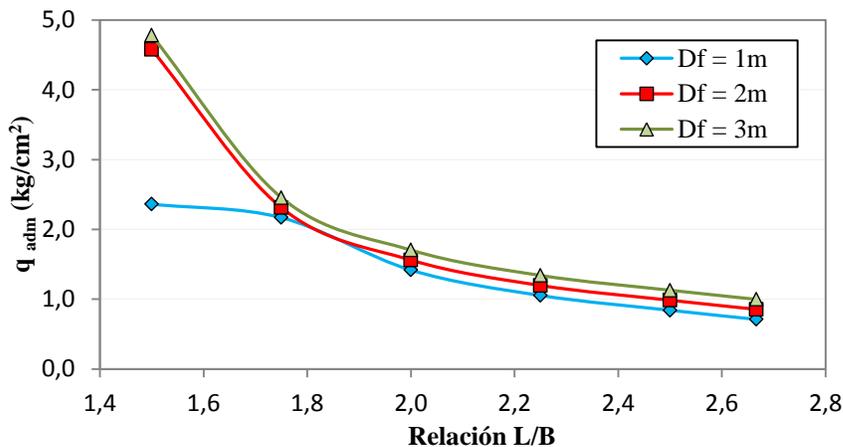
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.27.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 2,36  | 2,17 | 1,42 | 1,05 | 0,84 | 0,71 |
| 2,0                                | 4,58  | 2,31 | 1,56 | 1,20 | 0,99 | 0,86 |
| 3,0                                | 4,78  | 2,46 | 1,71 | 1,34 | 1,13 | 1,00 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.14.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 1.



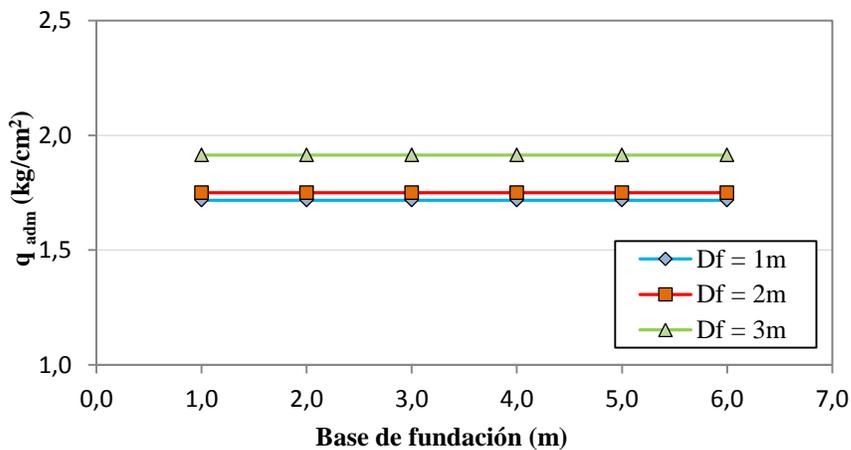
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.28.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 1.

| Profundidad de desplante D <sub>f</sub> (m) | Tipo de suelo | (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> | Capacidad portante admisible (q <sub>adm</sub> = kg/cm <sup>2</sup> ) |      |      |      |      |      |
|---|---------------|---------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|   |               |                                 | Base de fundación ( m )   |      |      |      |      |      |
|   |               |                                 | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0   | SC-SM         | 17                              | 1,72  | 1,72 | 1,72 | 1,72 | 1,72 | 1,72 |
| 2,0   | SC-SM         | 17                              | 1,75  | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 |
| 3,0   | SC            | 20                              | 1,91  | 1,91 | 1,91 | 1,91 | 1,91 | 1,91 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.15.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

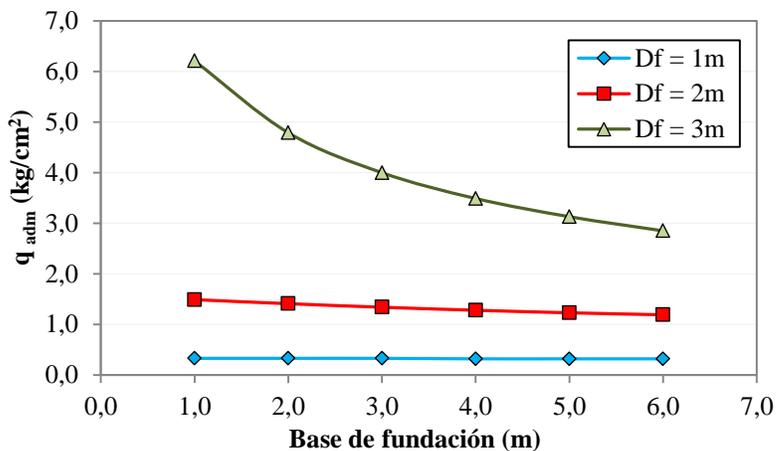
El cálculo de capacidad portante admisible para el área 2 se presenta en las siguientes tablas, para cada método y con sus respectivas gráficas.

**Tabla 3.3.29.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 2.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 0,33  | 0,33 | 0,33 | 0,32 | 0,32 | 0,32 |
| 2,0                                | 1,49  | 1,41 | 1,34 | 1,28 | 1,23 | 1,19 |
| 3,0                                | 6,21  | 4,79 | 4,00 | 3,49 | 3,13 | 2,85 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.16.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 2.



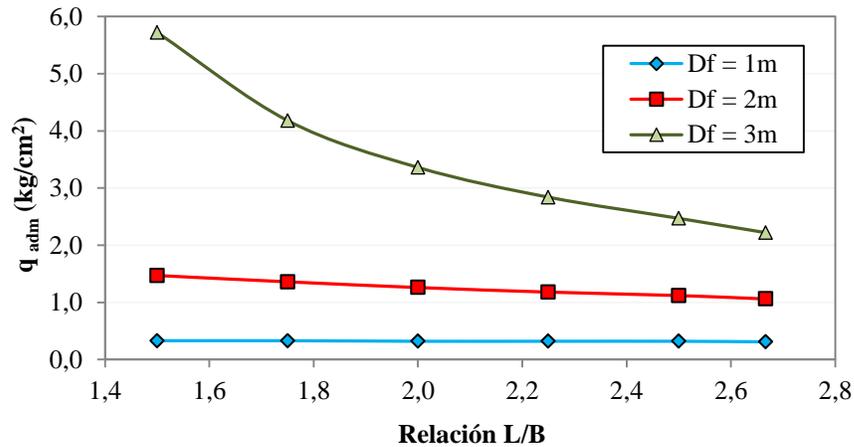
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.30.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 2.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 0,33  | 0,33 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,31 |
| 2,0                                | 1,47  | 1,36 | 1,26 | 1,18 | 1,12 | 1,06 |
| 3,0                                | 5,72  | 4,18 | 3,36 | 2,84 | 2,47 | 2,22 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.17.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.31.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 2.

| Profundidad de desplante<br>$D_f$ (m) | Capacidad portante admisible<br>( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|---------------------------------------|--|------|------|------|------|------|
|                                       | Base de fundación ( m )  |      |      |      |      |      |
|                                       | 1,0  | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                   | 0,33   | 0,33 | 0,33 | 0,32 | 0,32 | 0,32 |
| 2,0                                   | 1,49   | 1,41 | 1,34 | 1,28 | 1,23 | 1,19 |
| 3,0                                   | 6,21   | 4,79 | 4,00 | 3,49 | 3,13 | 2,85 |

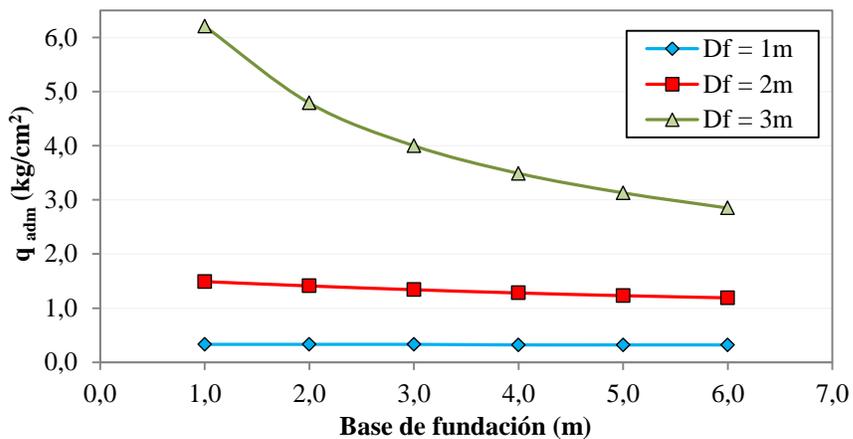
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.32.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 2.

| Profundidad de desplante<br>$D_f$ (m) | Capacidad portante admisible<br>( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|---------------------------------------|--|------|------|------|------|------|
|                                       | Relación L/B   |      |      |      |      |      |
|                                       | 1,50   | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                   | 0,33   | 0,33 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,31 |
| 2,0                                   | 1,47   | 1,36 | 1,26 | 1,18 | 1,12 | 1,06 |
| 3,0                                   | 5,72   | 4,18 | 3,36 | 2,84 | 2,47 | 2,22 |

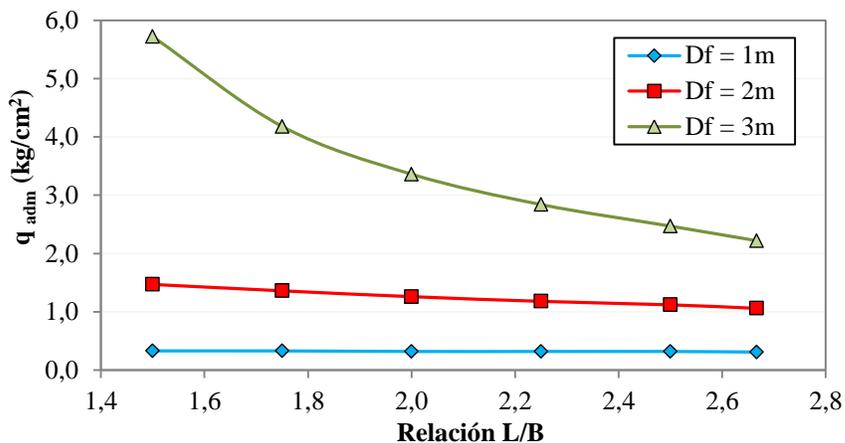
Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.18.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.19.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 2.



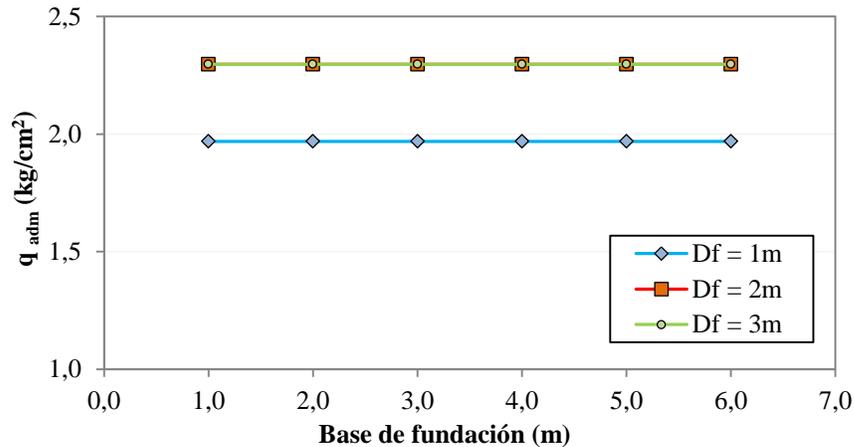
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.33.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 2.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Tipo de suelo | $N_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---------------|----------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |               |          | Base de fundación (m)                                       |      |      |      |      |      |
|                                    |               |          | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | CL            | 24       | 1,97  | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 |
| 2,0                                | CL            | 28       | 2,30  | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 |
| 3,0                                | CL            | 28       | 2,30  | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.20.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

El cálculo de capacidad portante admisible para el área 3 presenta similitud con el área 2, presentándose en las siguientes tablas, para cada método y con sus respectivas gráficas.

**Tabla 3.3.34.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 3.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 0,35  | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,33 | 0,33 |
| 2,0                                | 1,35  | 1,27 | 1,21 | 1,16 | 1,11 | 1,07 |
| 3,0                                | 5,72  | 4,40 | 3,68 | 3,21 | 2,87 | 2,62 |

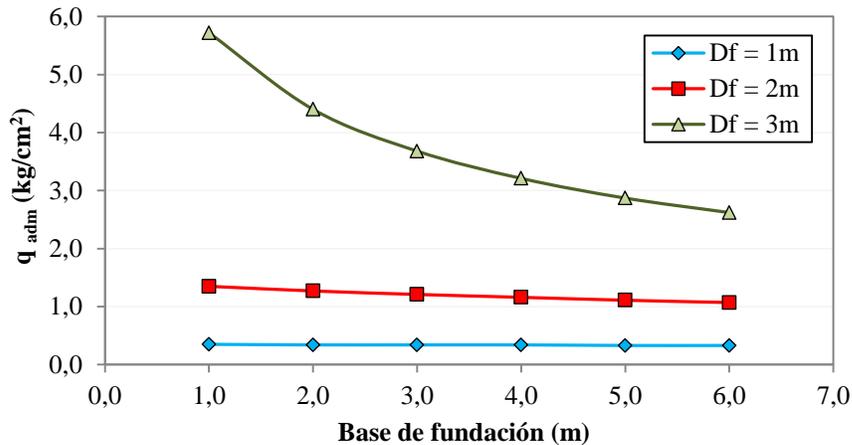
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.35.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 3.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 0,35  | 0,34 | 0,34 | 0,33 | 0,33 | 0,32 |
| 2,0                                | 1,33  | 1,23 | 1,14 | 1,07 | 1,01 | 0,95 |
| 3,0                                | 5,26  | 3,84 | 3,08 | 2,61 | 2,27 | 2,04 |

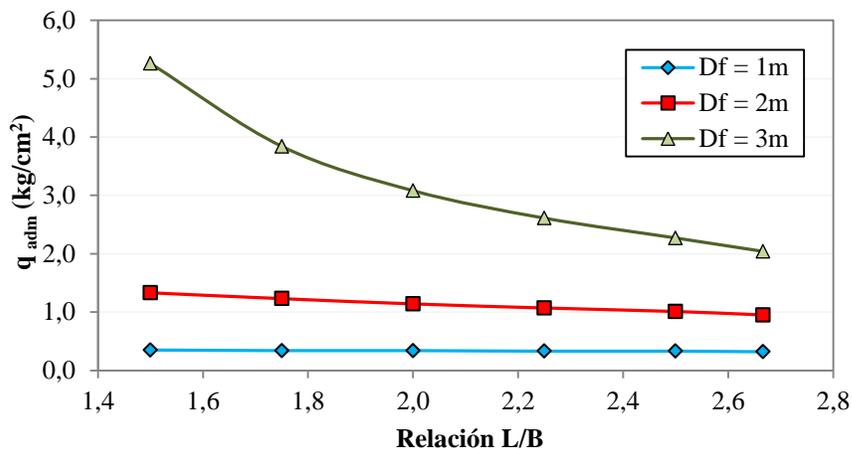
Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.21.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 3.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.22.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 3.



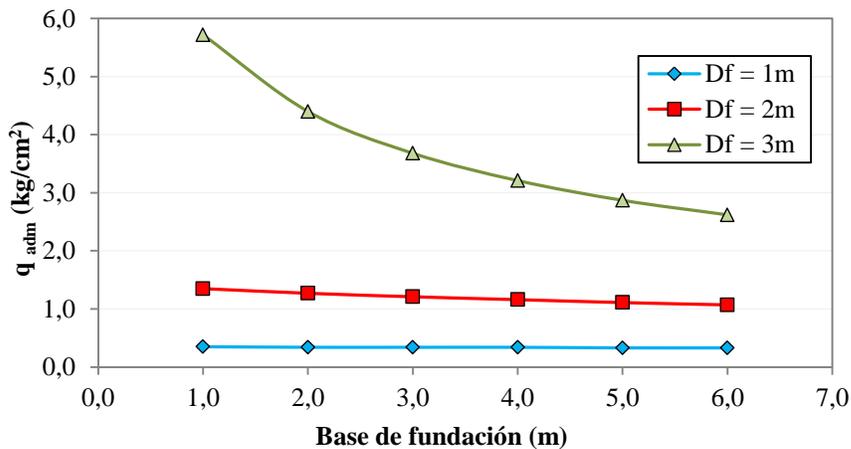
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.36.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 3.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 0,35  | 0,34 | 0,34 | 0,34 | 0,33 | 0,33 |
| 2,0                                | 1,35  | 1,27 | 1,21 | 1,16 | 1,11 | 1,07 |
| 3,0                                | 5,72  | 4,40 | 3,68 | 3,21 | 2,87 | 2,62 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.23.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 3.



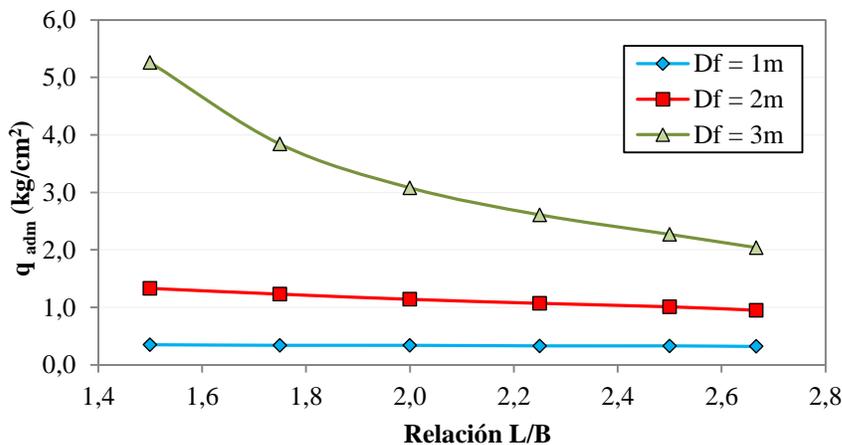
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.37.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 3.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 0,35  | 0,34 | 0,34 | 0,33 | 0,33 | 0,32 |
| 2,0                                | 1,33  | 1,23 | 1,14 | 1,07 | 1,01 | 0,95 |
| 3,0                                | 5,26  | 3,84 | 3,08 | 2,61 | 2,27 | 2,04 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.24.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 3.



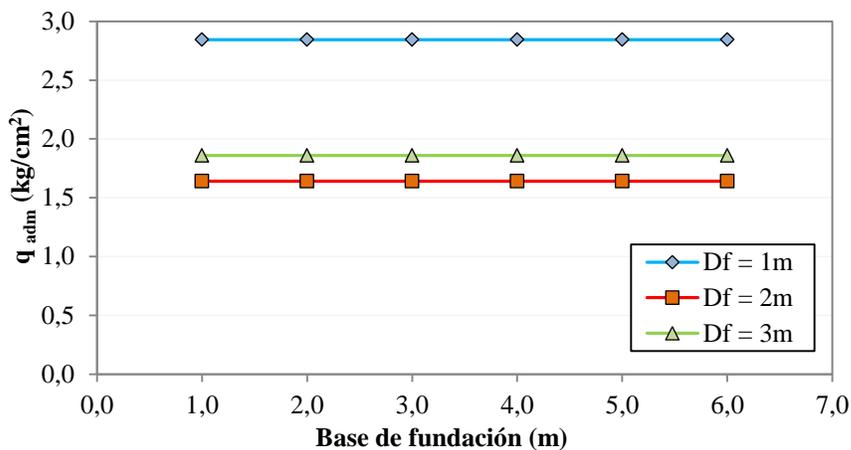
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.38.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 3.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Tipo de suelo | $N_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---------------|----------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |               |          | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    |               |          | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | CL-ML         | 22       | 2,84  | 2,84 | 2,84 | 2,84 | 2,84 | 2,84 |
| 2,0                                | CL            | 23       | 1,64  | 1,64 | 1,64 | 1,64 | 1,64 | 1,64 |
| 3,0                                | CL            | 27       | 1,86  | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 1,86 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.25.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 3.



Fuente: *Elaboración propia.*

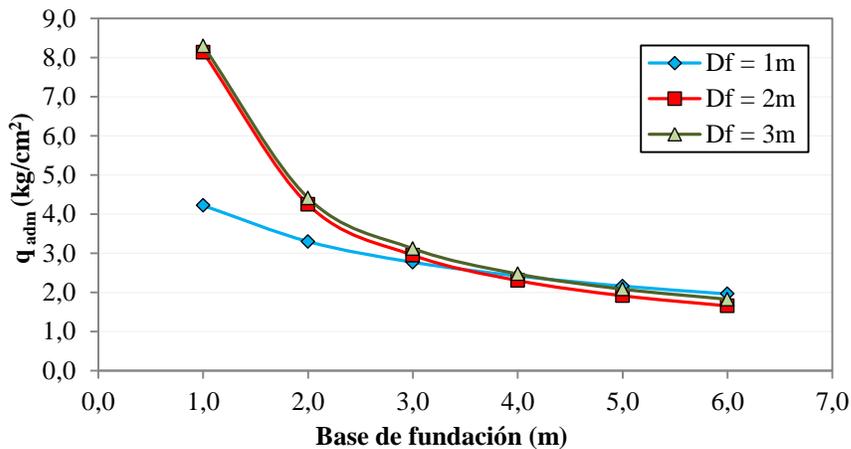
Para el área 4, el cálculo de capacidad tiene una ligera variación, usándose hasta el primer metro de profundidad del nivel de fundación solamente los métodos de Meyerhof, Hansen y Hough. Posterior a esto, se usan los demás métodos propuestos con la finalidad de comparar los resultados del cálculo de capacidad portante admisible.

**Tabla 3.3.39.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 4,22  | 3,30 | 2,77 | 2,42 | 2,16 | 1,96 |
| 2,0                                | 8,13  | 4,25 | 2,95 | 2,30 | 1,91 | 1,65 |
| 3,0                                | 8,30  | 4,41 | 3,12 | 2,47 | 2,08 | 1,82 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.26.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Hansen para el área 4.



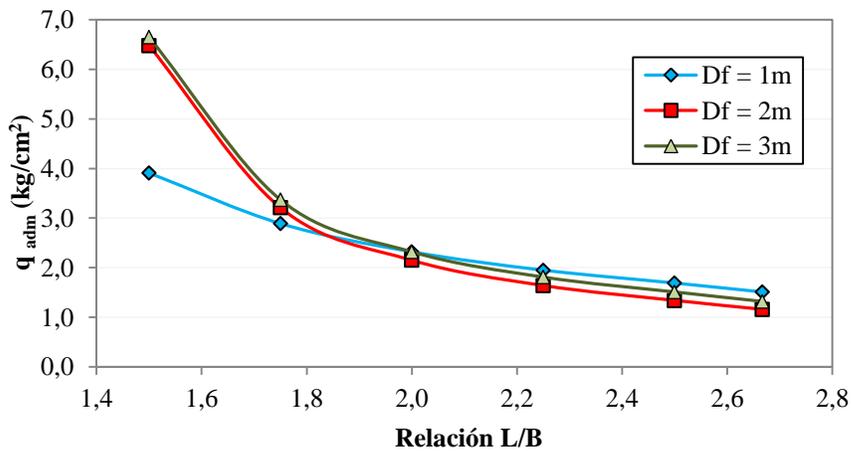
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.40.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | 3,91  | 2,89 | 2,32 | 1,95 | 1,69 | 1,51 |
| 2,0                                | 6,48  | 3,21 | 2,15 | 1,64 | 1,34 | 1,16 |
| 3,0                                | 6,65  | 3,37 | 2,32 | 1,81 | 1,51 | 1,32 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.27.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Hansen para el área 4.



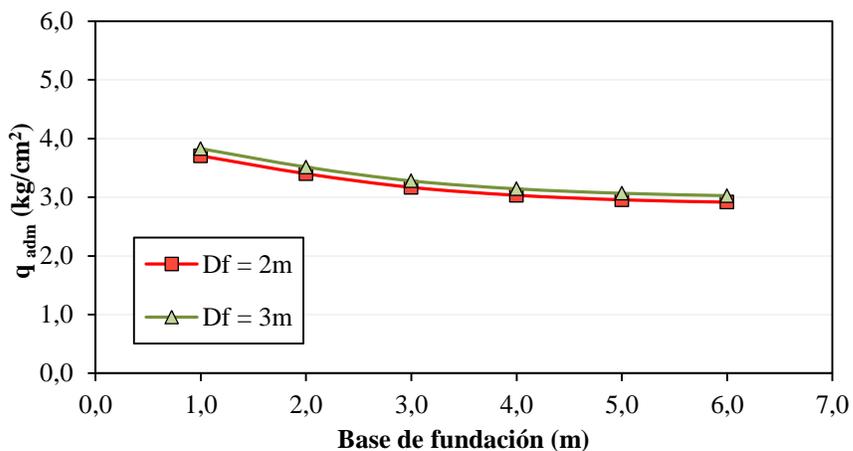
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.41.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Lambe para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | $(N_1)_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|--------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |              | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    |              | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | ---          | ---   | ---  | ---  | ---  | ---  | ---  |
| 2,0                                | 29           | 3,71  | 3,40 | 3,17 | 3,03 | 2,96 | 2,92 |
| 3,0                                | 30           | 3,83  | 3,51 | 3,28 | 3,14 | 3,07 | 3,03 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.28.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Lambe para el área 4.



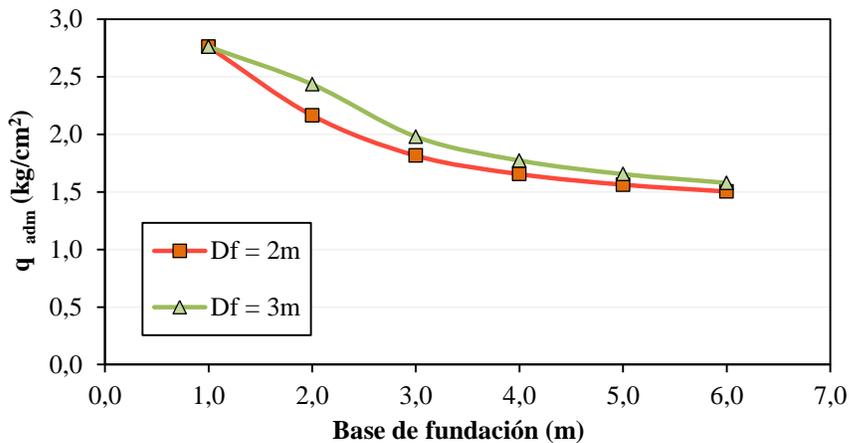
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.42.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof resumido para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | ---   | ---  | ---  | ---  | ---  | ---  |
| 2,0                                | 2,76  | 2,16 | 1,81 | 1,65 | 1,56 | 1,50 |
| 3,0                                | 2,76  | 2,43 | 1,98 | 1,77 | 1,65 | 1,58 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.29.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof resumido para el área 4.



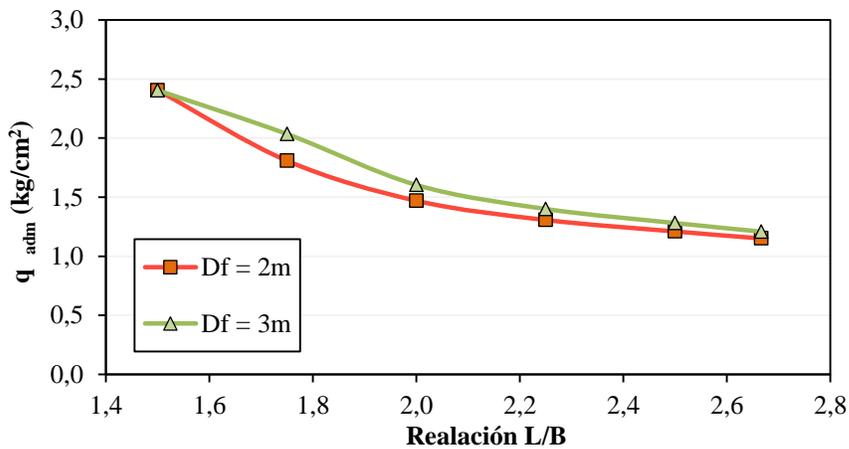
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.43.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof resumido para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0                                | ---   | ---  | ---  | ---  | ---  | ---  |
| 2,0                                | 2,40  | 1,81 | 1,47 | 1,31 | 1,21 | 1,15 |
| 3,0                                | 2,40  | 2,03 | 1,60 | 1,40 | 1,28 | 1,21 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.30.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof resumido para el área 4.



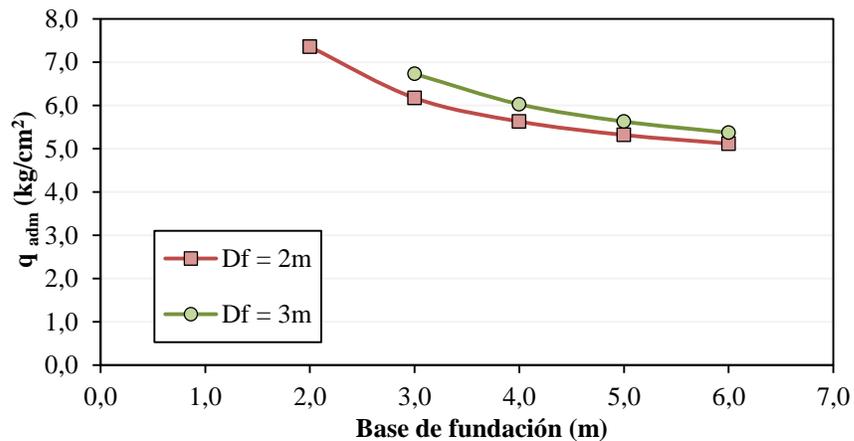
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.44.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Bowles para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | $(N_1)_{60}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|--------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |              | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    |              | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | ---          | ---   | ---  | ---  | ---  | ---  | ---  |
| 2,0                                | 30           | ---   | 7,36 | 6,17 | 5,63 | 5,32 | 5,12 |
| 3,0                                | 30           | ---   | ---  | 6,73 | 6,03 | 5,63 | 5,37 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.31.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Bowles para el área 4.



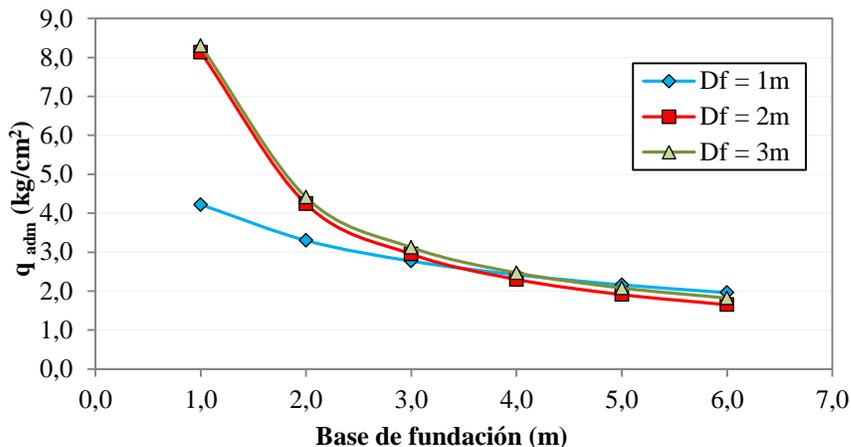
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.45.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | 4,22  | 3,30 | 2,77 | 2,42 | 2,16 | 1,96 |
| 2,0                                | 8,13  | 4,24 | 2,95 | 2,30 | 1,91 | 1,65 |
| 3,0                                | 8,30  | 4,41 | 3,12 | 2,47 | 2,08 | 1,82 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.32.** Capacidad portante admisible para zapata cuadrada, método de Meyerhof para el área 4.



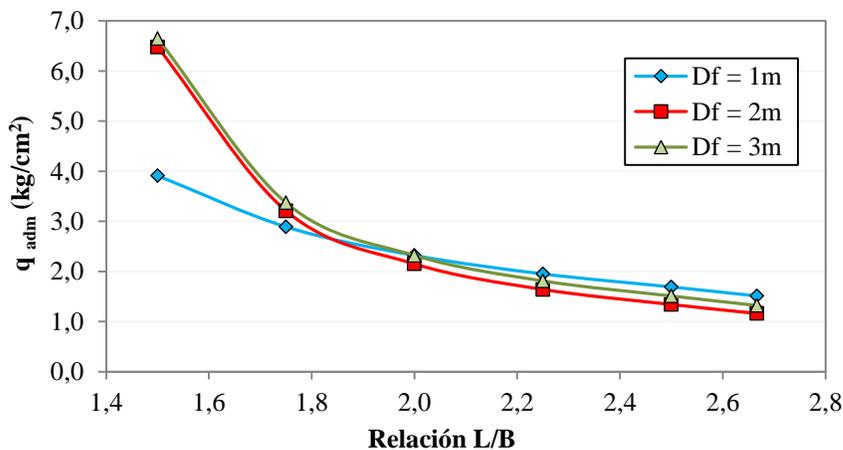
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.46.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 4.

| Profundidad de desplante D <sub>f</sub> (m) | Capacidad portante admisible (q <sub>adm</sub> = kg/cm <sup>2</sup> ) |      |      |      |      |      |
|---|---|------|------|------|------|------|
|   | Relación L/B  |      |      |      |      |      |
|   | 1,50  | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,67 |
| 1,0   | 3,91  | 2,89 | 2,32 | 1,95 | 1,69 | 1,51 |
| 2,0   | 6,48  | 3,21 | 2,15 | 1,64 | 1,34 | 1,16 |
| 3,0   | 6,65  | 3,37 | 2,32 | 1,81 | 1,51 | 1,32 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.33.** Capacidad portante admisible para zapata rectangular, método de Meyerhof para el área 4.



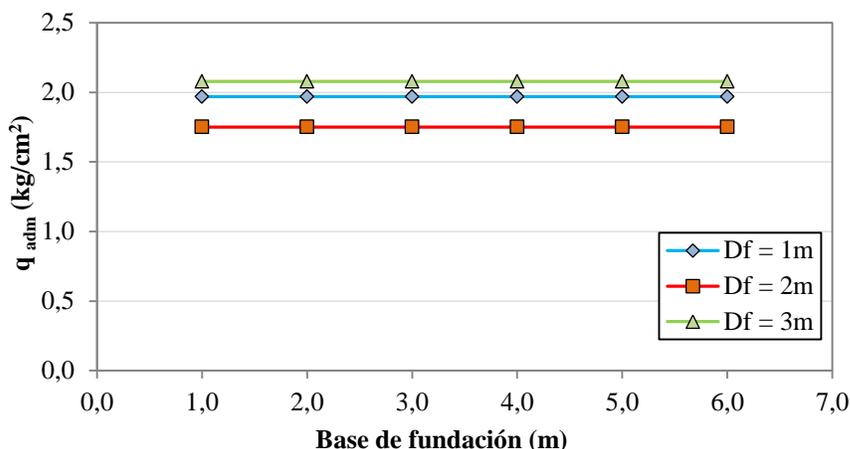
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.47.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 4.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Tipo de suelo | $N_{corr}$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|---------------|------------|---|------|------|------|------|------|
|                                    |               |            | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |
|                                    |               |            | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |
| 1,0                                | CL            | 25         | 1,97  | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 |
| 2,0                                | SC-SM         | 29         | 1,75  | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 |
| 3,0                                | SC-SM         | 30         | 2,08  | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.34.** Capacidad portante admisible supuesta para zapatas, método de Hough para el área 4.



Fuente: *Elaboración propia.*

### 3.3.5. Resultados y análisis.

En la determinación del tiempo de caída promedio del martillo de 0,238 s, se obtuvo un nivel de confianza de 95 %. Lo que significa que el intervalo de confianza tiene una variación de 0.004 s, respecto de su valor medio, esto nos quiere decir que el valor promedio real de tiempo de caída del martillo (media poblacional) es 95 % probable que se encuentre dentro de ese rango. El motivo principal de variación de tiempos es debido al rozamiento entre martillo y guía, a su vez por la lectura del dispositivo elaborado, o bien por la altura misma de caída del martillo, que es la que se buscaba.

Para la medición indirecta de la energía ofrecida por el martillo, se hizo bajo la suposición que la altura de caída del martillo permanecería constante, pero se evidenció

que en la ejecución del ensayo el accionamiento del gatillo del martillo en algunas ocasiones se hacía unos cuantos centímetros por encima afectando directamente la velocidad de caída. No obstante, para una primera aproximación de la eficiencia de energía del equipo se pudo determinar un valor razonable comparado con otro equipo con las mismas características técnicas señaladas en el CAPÍTULO II, mostrándose la siguiente tabla:

**Tabla 3.3.48.** Comparación de eficiencia de energía.

| Martillo<br>cilíndrico hueco<br>accionado por<br>cuerda. | Eficiencia de energía (%) |           |
|--|---------------------------|-----------|
|  | Referencia                | Calculado |
|  | 74,20                     | 70,29     |

Fuente: *Elaboración propia.*

Si bien la eficiencia de energía de referencia corresponde a un equipo nuevo, la pérdida de dicha eficiencia podría ser un tanto menor para equipos viejos, como en el caso de los demás equipos, lo que respalda que el cálculo aproximado de eficiencia de energía del equipo de SPT usado en los ensayos, podría ser cercano al real.

Los parámetros de rigidez del suelo calculados de las distintas áreas a partir de las ecuaciones propuestas son presentados ahora en la tabla (3.3.49), señalando que están dentro de rangos típicos de suelos propuestos por varios investigadores. Para tal efecto además, según la clasificación para diferentes condiciones naturales del suelo según SPT, se muestra la tabla (3.3.50) respectivamente.

**Tabla 3.3.49.** Resumen de parámetros de rigidez del suelo.

| Área    | Ángulo de fricción (°)        |           | Módulo de Young (MPa) |           | Descripción    |
|---------|-------------------------------|-----------|-----------------------|-----------|----------------|
|         | Referencia                    | Calculado | Referencia            | Calculado |                |
| 1       | 30,0 – 35,0                   | 32,05     | 10,0 – 25,0           | 18,61     | Arena media    |
| 4       | 34,0 – 40,0                   | 35,94     | 50,0 – 81,0           | 26,18     | Arena densa    |
|         | Cohesión (kN/m <sup>2</sup> ) |           | Módulo de Young (Mpa) |           |                |
| 2       | 100,0 – 200,0                 | 222,91    | 50,0 – 100,0          | 98,55     | Arcilla rígida |
| 3       | 100,0 – 200,0                 | 200,46    | 50,0 – 100,0          | 90,00     | Arcilla rígida |
| 4 (1 m) | 100,0 – 200,0                 | 189,22    | 50,0 – 100,0          | 93,75     | Arcilla rígida |

Fuente: *Elaboración propia.*

Si bien para el área 4, el módulo de Young está por debajo del rango para una arena densa, pero para arena limosa (5,0 – 20,0 MPa) si corresponde. Por lo tanto, se decide mantener el uso del valor calculado.

**Tabla 3.3.50.** Clasificación del suelo según SPT.

| Área | Designación | Prof. (m) | $N_{60}$ | $(N_1)_{60}$ | Rango   | Descripción        |
|------|-------------|-----------|----------|--------------|---------|--------------------|
| 1    | Pozo: A     | 1         | -        | 17           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 2         | -        | 15           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 3         | -        | 20           | 8 - 25  | Arena media        |
|      | Pozo: B     | 1         | -        | 16           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 2         | -        | 18           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 3         | -        | 19           | 8 - 25  | Arena media        |
|      | Pozo: C     | 1         | -        | 19           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 2         | -        | 18           | 8 - 25  | Arena media        |
|      |             | 3         | -        | 21           | 8 - 25  | Arena media        |
| 2    | Pozo: D     | 1         | 23       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 27       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | 27       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      | Pozo: E     | 1         | 25       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 28       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | 29       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      | Pozo: F     | 1         | 35       | -            | 30 - 60 | Arcilla muy rígida |
|      |             | 2         | 34       | -            | 30 - 60 | Arcilla muy rígida |
|      |             | 3         | 36       | -            | 30 - 60 | Arcilla muy rígida |
| 3    | Pozo: G     | 1         | 21       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 19       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | 25       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      | Pozo: H     | 1         | 25       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 27       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | 28       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      | Pozo: I     | 1         | 20       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 23       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | 28       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
| 4    | Pozo: J     | 1         | 25       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | 27       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 3         | -        | 29           | 25 - 42 | Arena densa        |
|      | Pozo: K     | 1         | 26       | -            | 15 - 30 | Arcilla rígida     |
|      |             | 2         | -        | 30           | 25 - 42 | Arena densa        |
|      |             | 3         | -        | 31           | 25 - 42 | Arena densa        |

Fuente: *Elaboración propia.*

Según el criterio de Coduto (1994), se puede determinar cuál sería la falla probable en caso de alcanzarse la capacidad portante última del suelo. Es así que se presenta la tabla siguiente; en función a la densidad relativa en caso de arenas.

**Tabla 3.3.51.** Tipos de falla probables de las fundaciones.

| Área | $D_r$ prom. | Tipo de falla      |
|------|-------------|--------------------|
| 1    | 0,57        | Por rotura local   |
| 2    | -           | Por rotura general |
| 3    | -           | Por rotura general |
| 4    | 0,72        | Por rotura general |

Fuente: *Elaboración propia.*

Como se pudo observar, los resultados del cálculo de capacidad portante admisible se incrementan mientras más profundo es el nivel de fundación. El caso contrario sucede con la dimensión de la geometría, más propiamente hablando de la base de fundación, a mayor base, mayor será el asentamiento generado y por consiguiente menor será la capacidad portante admisible del suelo.

La capacidad portante última del suelo es calculada por medio de los métodos de Hansen y Meyerhof, los cuales son los únicos en el presente trabajo que pueden ser analizados por medio de estados límites, como se muestra en las tablas (3.3.52) y (3.3.53), para el caso del área 1 y área 2 respectivamente, a una profundidad de fundación de 2,0 m.

**Tabla 3.3.52.** Capacidad portante última, área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante última ( $q_u = \text{kg/cm}^2$ ) |       |       |       |       |       | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|---|
|                                    | Base de fundación ( m )                              |       |       |       |       |       |   |
|                                    | 1,0  | 2,0   | 3,0   | 4,0   | 5,0   | 6,0   |   |
| 2,0                                | 15,84  | 16,27 | 17,08 | 18,12 | 19,28 | 20,51 | Hansen y Brinch                         |
| 2,0                                | 14,96  | 15,49 | 17,08 | 18,94 | 20,91 | 22,93 | Meyerhof                                |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.53.** Capacidad portante última, área 2.

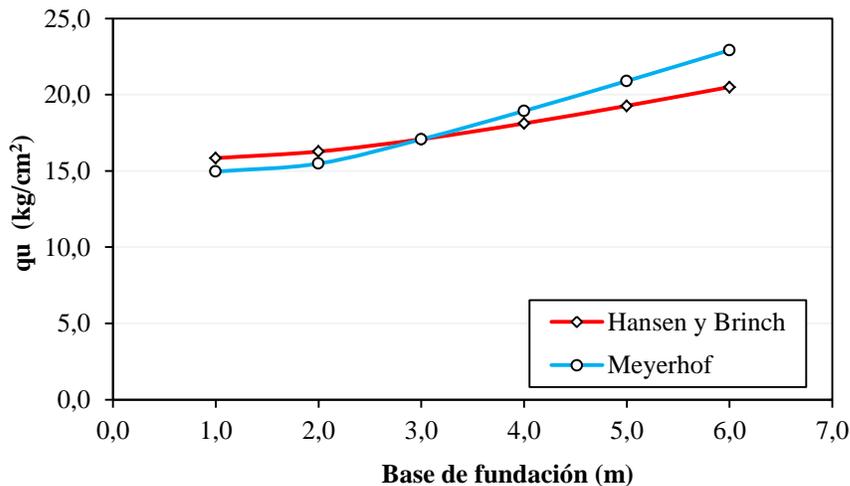
| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante última ( $q_u = \text{kg/cm}^2$ ) |       |       |       |       |       | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|---|
|                                    | Base de fundación ( m )                              |       |       |       |       |       |   |
|                                    | 1,0  | 2,0   | 3,0   | 4,0   | 5,0   | 6,0   |   |
| 2,0                                | 20,46  | 18,71 | 17,63 | 16,96 | 16,50 | 16,18 | Hansen y Brinch                         |
| 2,0                                | 20,05  | 17,24 | 16,30 | 15,83 | 15,55 | 15,36 | Meyerhof                                |

Fuente: *Elaboración propia.*

Observando con detalle los valores arrojados por los cálculos, es correcto señalar que para una arena, figura (3.3.35), la capacidad portante última tiene una tendencia

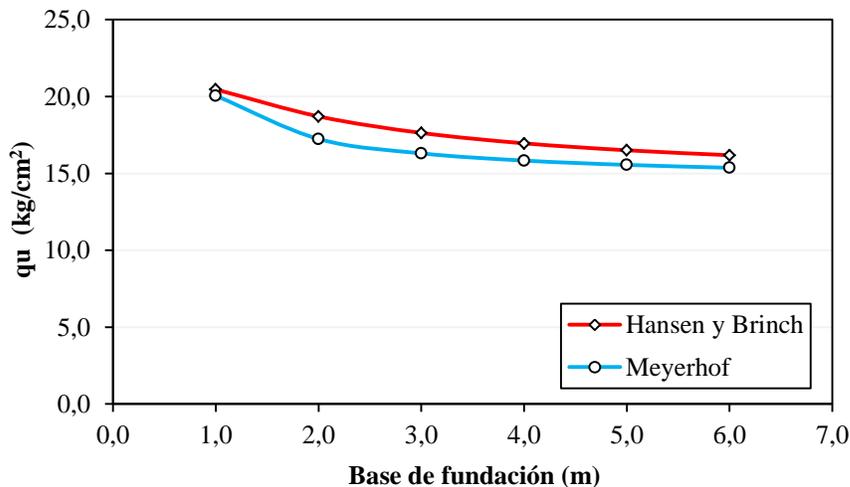
creciente debido a que el tercer término de la ecuación se incrementa conforme lo hace la base. Para el caso de arcilla, figura (3.3.36), sucede lo contrario, la capacidad portante última adquiere una tendencia decreciente ya que el primer término de la ecuación disminuye mientras la base es mayor.

**Figura 3.3.35.** Capacidad portante última, área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.36.** Capacidad portante última, área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

La capacidad portante segura, representa una disminución de la capacidad portante última a razón de (1/3), siguiendo la misma tendencia de esta última, ya se decreciente o creciente según sea el caso de una arcilla o una arena respectivamente.

En la tabla (3.3.54), con el objeto de resaltar la importancia de realizar un análisis por estados límites, se establece la frontera de un estado límite último y un estado límite de

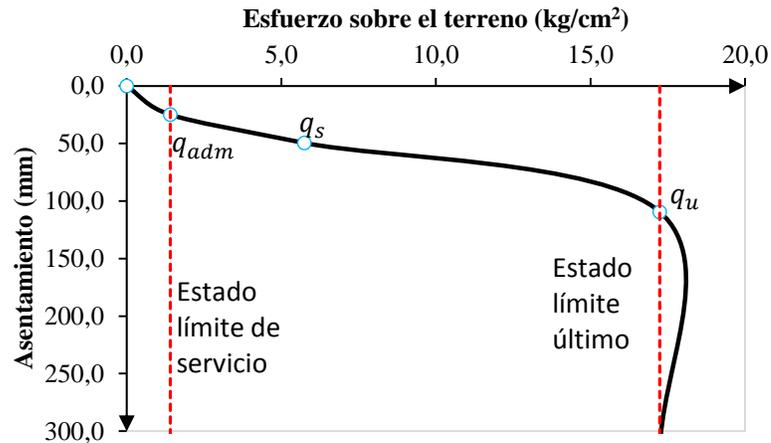
servicio, correspondiente para el tipo de capacidad portante como se muestra también en la gráfica representativa de la figura (3.3.37).

**Tabla 3.3.54.** Análisis de estados límite, para el método de Meyerhof del área 2.

| Profundidad de desplante $D_f$ | Base de fundación 2,0 m |                       |                       |
|--------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
|                                | $q_u$                   | $q_s$                 | $q_{adm}$             |
|                                | (kg/cm <sup>2</sup> )   | (kg/cm <sup>2</sup> ) | (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 2,0 m                          | 17,24                   | 5,75                  | 1,41                  |
| Asentamiento (mm)              | 109,43                  | 49,54                 | 25,00                 |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.37.** Gráfica representativa de análisis de estados límite, para el método de Meyerhof del área 2.



Fuente: *Elaboración propia.*

Para el área 1 y área 4 (pasando primer metro de profundidad), son aplicables todos los métodos propuestos por tratarse de una arena. Para el área 2, área 3 y área 4 (en el primer metro de profundidad), son solamente aplicables los métodos de Hansen, Meyerhof y Hough.

Si se analiza por separado el área 1, para una zapata cuadrada, se observa que los resultados de capacidad portante admisible son muy variados (tabla (3.3.55)), reflejando los diferentes criterios para la elaboración de los métodos a excepción de Hansen y Meyerhof, que presentan un comportamiento similar, incluso para zapatas rectangulares. Y lo mismo sucede para las demás áreas, donde independientemente se trate de un suelo arcilloso o uno arenoso Hansen y Meyerhof presentan una similitud de resultados.

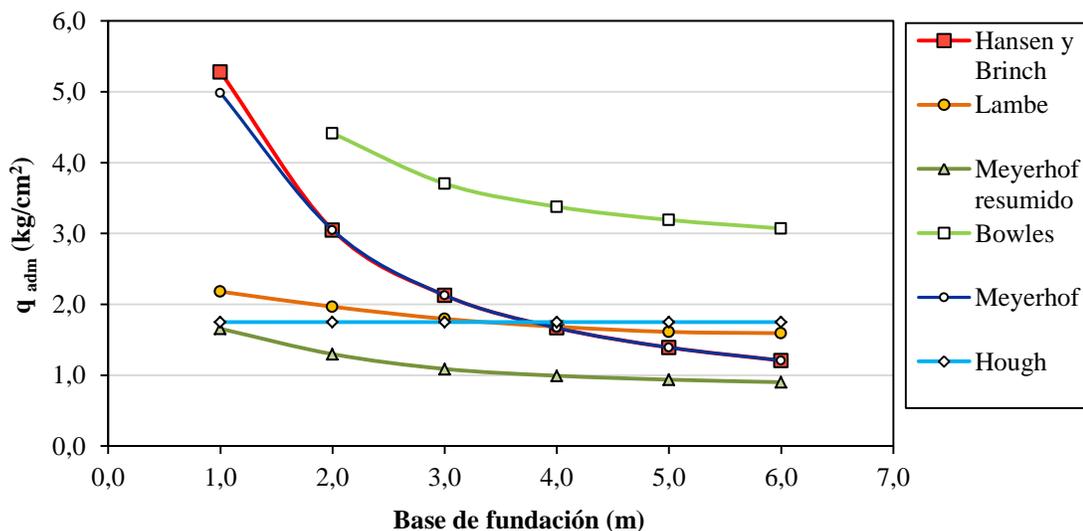
Es así, entonces, que el criterio de seleccionar dos métodos teóricos que representen un cálculo de capacidad portante admisible del suelo próximo al real queda respaldado, figura (3.3.38). Ya que resulta casi imposible, como se señaló en el capítulo anterior, poder medir directamente la capacidad portante admisible del suelo con ensayos de carga. Adicionalmente, el método de Hansen al ser el más completo de todos debido a que calcula diferentes situaciones de proyecto, es establecido como método obligatorio para diseño según la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (validada por el Gobierno de España).

**Tabla 3.3.55.** Variación de resultados de capacidad portante admisible para zapatas cuadradas del área 1.

| Profundidad de desplante $D_f$ | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      | Método de cálculo de capacidad portante |
|--------------------------------|---|------|------|------|------|------|---|
|                                | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |   |
|                                | 1,0   | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  |   |
| 2,0                            | 5,28  | 3,05 | 2,13 | 1,67 | 1,39 | 1,21 | Hansen y Brinch                         |
| 2,0                            | 2,18  | 1,97 | 1,80 | 1,68 | 1,61 | 1,59 | Lambe                                   |
| 2,0                            | 1,66  | 1,30 | 1,09 | 0,99 | 0,94 | 0,90 | Meyerhof resumido                       |
| 2,0                            | ---   | 4,41 | 3,70 | 3,38 | 3,19 | 3,07 | Bowles                                  |
| 2,0                            | 4,99  | 3,05 | 2,13 | 1,67 | 1,39 | 1,21 | Meyerhof                                |
| 2,0                            | 1,75  | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | Hough                                   |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.38.** Variación de capacidad portante admisible para zapatas cuadradas del área 1.



Fuente: *Elaboración propia.*

Con lo anterior señalado, queda establecido como razonable recurrir a la normativa internacional, que en este caso valida el método de Hansen y Brinch como el que mejor representa una medición real de capacidad portante de un suelo. Se justifica entonces que para el presente trabajo, este método sea adoptado como patrón y sirva además para comparar los resultados arrojados por los demás métodos teóricos de cálculo, validando el cálculo de capacidad portante para las cuatro áreas de trabajo.

Consecuentemente, se hace necesaria además la validación de los resultados que arrojan estos métodos comparándolos con situaciones de proyectos ya ejecutados en el medio. Es por esta razón que se analizarán y compararán los resultados de capacidad portante admisible calculados con los métodos propuestos en el presente trabajo de investigación, a partir de los ensayos de laboratorio y diseño de las fundaciones del Departamento de Investigación de Ciencias y Tecnología (DICYT) ubicado dentro del Campus Universitario, cuya información ha sido proporcionada por el Departamento de Infraestructura de la UAJMS.

De la información proporcionada se cuenta con tres ensayos de penetración estándar (SPT) realizados en tres calicatas y cada una de ellas a una única profundidad. En el Pozo 1 se cuenta con un suelo tipo GW (A-1a (0)) con capacidad portante admisible de  $2,50 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 3,00 m; en el Pozo 2 se cuenta con un tipo de suelo ML (A-4 (3)) con capacidad portante admisible de  $3,20 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 3,50 m; y por último un Pozo 3 con un suelo GW (A-1b (0)) con capacidad portante admisible de  $2,20 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 3,00 m. Del diseño de las fundaciones superficiales se tiene que se usaron zapatas cuadradas con bases que varían entre 1,45 m a 6,50 m y zapatas rectangulares con relaciones L/B de entre 2,5 a 5,0. Todas las zapatas fundadas a una profundidad de entre 2,75 m a 2,80 m.

**Tabla 3.3.56.** Resistencia a la penetración corregida, para la DICYT.

| Designación | Prof. (m) | $N_{SPT}$ | N. F | P. unit. ( $\text{kN/m}^3$ ) | $\sigma'_{v0}$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | $C_N$ | $N_{60}$ | $(N_1)_{60}$ |
|-------------|-----------|-----------|------|------------------------------|------------------------------------|-------|----------|--------------|
| Pozo 1      | 3,0       | 11        | n.e. | 19,00                        | 57,00                              | 1,32  | 13       | 17           |
| Pozo 2      | 3,5       | 29        | n.e. | 18,00                        | 63,00                              | -     | 34       | -            |
| Pozo 3      | 3,0       | 10        | n.e. | 18,00                        | 54,00                              | 1,36  | 12       | 16           |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.57.** Interpretación de datos de SPT, para la DICYT.

| Prof. (m) |     | Tipo de Suelo |        |        |      | (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> |        |        |         |       |
|-----------|-----|---------------|--------|--------|------|---------------------------------|--------|--------|---------|-------|
|           |     | Pozo 1        | Pozo 2 | Pozo 3 | TIPO | Pozo 1                          | Pozo 2 | Pozo 3 | Asumido | Prom. |
| 0,0       | 3,0 | GW            | ML     | GW     | GW   | 17                              | 34     | 16     | 17      | 17    |

Fuente: *Elaboración propia.***Tabla 3.3.58.** Parámetros de rigidez calculados, para la DICYT.

| Ángulo de fricción interna $\phi'_{cr}$ (°) |                    |                       |                       |          |
|---|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------|
| (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>             | Peck et al. (1974) | Shioi y Fukuri (1982) | Shioi y Fukuri (1982) | Prom.    |
| 17  | 32,04              | 30,97                 | 32,10                 | 31,70    |
| Módulo de Young $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )   |                    |                       |                       |          |
| (N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>             | Mello (1976)       | Kilhaw y Mayne (1990) | Webb (1969)           | Prom     |
| 17  | 20639,00           | 8500,00               | 15328,00              | 17983,50 |

Fuente: *Elaboración propia.*

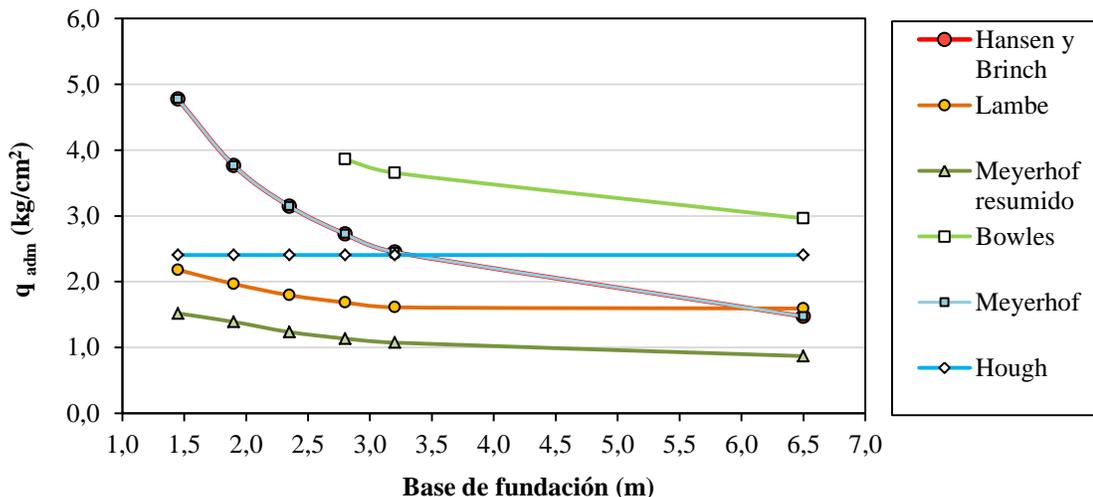
Si bien no es recomendable el uso de SPT en suelos granulares gruesos como en este caso, aun así es usado indistintamente. Por esta razón y valorando su resistencia a la penetración se puede asumir que el suelo se encuentra en un estado suelto cercano a un estado medio, sus valores de parámetros de rigidez no se encuentran dentro del rango establecido por la literatura (35,0 °-40,0 ° y 50000,0-150000,0 kN/m<sup>2</sup>), pero que por reflejar ser conservadores serán usados en el cálculo de capacidad portante.

**Tabla 3.3.59.** Resultados obtenidos del análisis de capacidad portante admisible de zapatas cuadradas, para la DICYT.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|---|
|                                    | Base de fundación ( m )                                     |      |      |      |      |      |   |
|                                    | 1,5   | 1,9  | 2,4  | 2,8  | 3,2  | 6,5  |   |
| 2,8                                | 4,77  | 3,77 | 3,15 | 2,72 | 2,45 | 1,47 | Hansen y Brinch                         |
| 2,8                                | 2,18  | 1,97 | 1,80 | 1,68 | 1,61 | 1,59 | Lambe                                   |
| 2,8                                | 1,52  | 1,39 | 1,24 | 1,14 | 1,07 | 0,87 | Meyerhof resumido                       |
| 2,8                                | ---   | ---  | ---  | 3,86 | 3,65 | 2,96 | Bowles                                  |
| 2,8                                | 4,77  | 3,77 | 3,15 | 2,72 | 2,45 | 1,47 | Meyerhof                                |
| 2,8                                | 2,41  | 2,41 | 2,41 | 2,41 | 2,41 | 2,41 | Hough                                   |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.39.** Resultados obtenidos del análisis de capacidad portante admisible de zapatas cuadradas, para la DICYT.



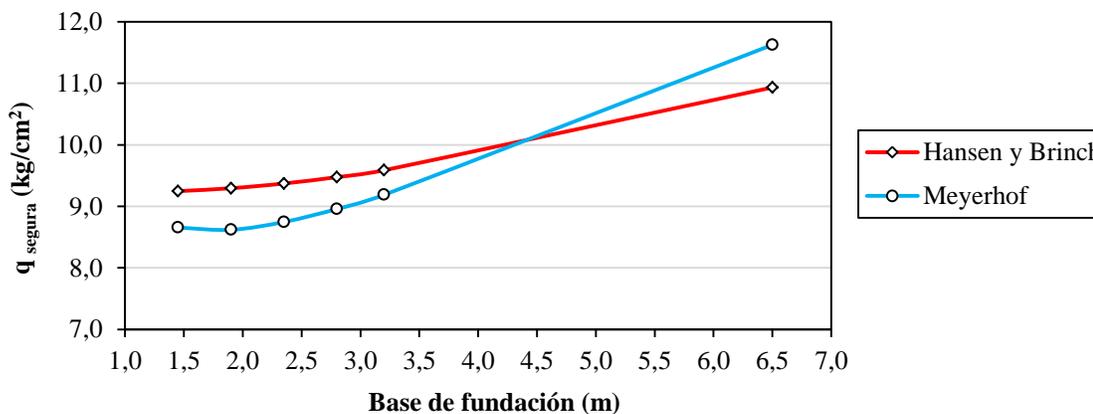
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.60.** Capacidad portante segura de zapatas cuadradas, para la DICYT.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante segura ( $q_s = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |       | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|--|------|------|------|------|-------|---|
|                                    | Base de fundación ( m )                              |      |      |      |      |       |   |
|                                    | 1,5  | 1,9  | 2,4  | 2,8  | 3,2  | 6,5   |   |
| 2,8                                | 9,25   | 9,29 | 9,37 | 9,48 | 9,59 | 10,93 | Hansen y Brinch                         |
| 2,8                                | 8,65   | 8,62 | 8,75 | 8,96 | 9,19 | 11,63 | Meyerhof                                |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.40.** Capacidad portante segura de zapatas cuadradas, para la DICYT.



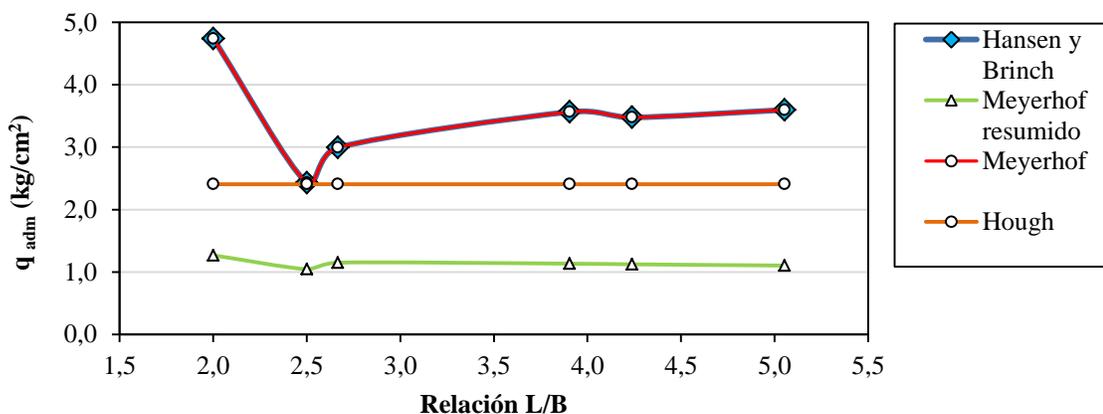
Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.61.** Resultados obtenidos del análisis de capacidad portante admisible de zapatas rectangulares, para la DICYT.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante admisible ( $q_{adm} = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|---|
|                                    | Relación L/B  |      |      |      |      |      |   |
|                                    | 2,0   | 2,5  | 2,7  | 3,9  | 4,2  | 5,1  |   |
| 2,8                                | 4,74  | 2,43 | 2,99 | 3,56 | 3,48 | 3,60 | Hansen y Brinch                         |
| 2,8                                | 1,27  | 1,04 | 1,15 | 1,13 | 1,12 | 1,10 | Meyerhof resumido                       |
| 2,8                                | 4,74  | 2,43 | 2,99 | 3,56 | 3,48 | 3,60 | Meyerhof                                |
| 2,8                                | 2,41  | 2,41 | 2,41 | 2,41 | 2,41 | 2,41 | Hough                                   |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.41.** Resultados obtenidos del análisis de capacidad portante admisible de zapatas rectangulares, para la DICYT.

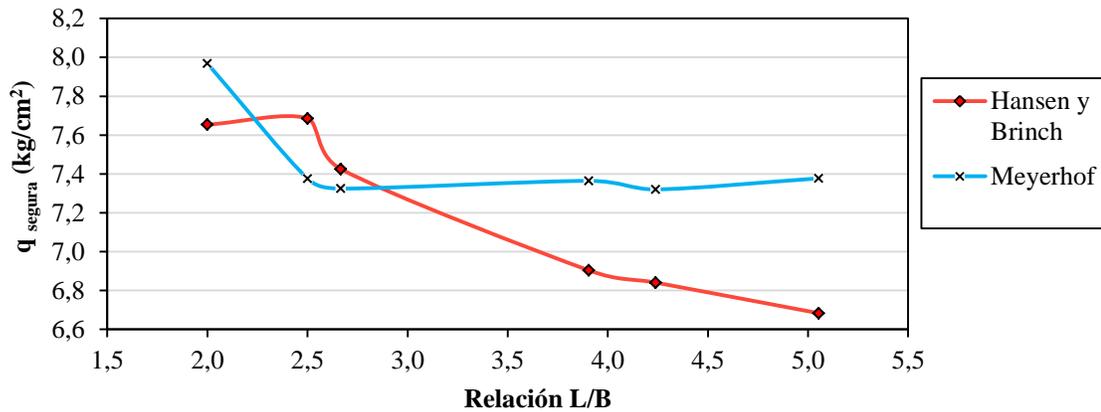


Fuente: *Elaboración propia.*

**Tabla 3.3.62.** Capacidad portante segura de zapatas rectangulares, para la DICYT.

| Profundidad de desplante $D_f$ (m) | Capacidad portante segura ( $q_s = \text{kg/cm}^2$ ) |      |      |      |      |      | Método de cálculo de capacidad portante |
|------------------------------------|--|------|------|------|------|------|---|
|                                    | Relación L/B   |      |      |      |      |      |   |
|                                    | 2,0  | 2,5  | 2,7  | 3,9  | 4,2  | 5,1  |   |
| 2,8                                | 7,65   | 7,69 | 7,43 | 6,90 | 6,84 | 6,68 | Hansen y Brinch                         |
| 2,8                                | 7,97   | 7,38 | 7,32 | 7,36 | 7,32 | 7,38 | Meyerhof                                |

Fuente: *Elaboración propia.*

**Figura 3.3.42.** Capacidad portante segura de zapatas rectangulares, para la DICYT.Fuente: *Elaboración propia.*

Si bien los parámetros de rigidez calculados no se encuentran dentro del rango típico, siendo inferiores, los resultados obtenidos del cálculo de capacidad portante mediante Hansen y Meyerhof por consecuencia son conservadores pero aun así se pudo obtener resultados mayores a los usados en el diseño de las fundaciones. Claramente a excepción de la zapata cuadrada de 6,5 m, la capacidad portante calculada representa un 62,5 % de la considerada para esa zapata, lo que muy probablemente se hayan generado asentamientos mayores como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 3.3.63.** Estados límites para DICYT, zapata cuadrada.

| Profundidad de desplante $D_f$<br>2,8 m | Base de fundación 6,5 m     |                             |                                 |                                 |
|---|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
|   | Meyerhof                    |                             |                                 | Hough                           |
|   | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_s$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|   | 34,88                       | 11,63                       | 1,47                            | 2,41                            |
| Asentamiento (mm)                       | 906,34                      | 292,88                      | 25,00                           | 49,63                           |

Fuente: *Elaboración propia.*

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. CONCLUSIONES.

Las conclusiones al finalizar el presente trabajo, basadas en los resultados obtenidos del análisis de capacidad portante, son las siguientes:

- El tipo de fundación superficial, de acuerdo a su geometría, tiene una incidencia directa en el resultado de capacidad portante, como también la calidad de los parámetros de rigidez del suelo según su tipo. Mediante las gráficas propuestas la capacidad portante tiene una variación, que según su análisis por estados límites pueden tener una tendencia ascendente o descendente en función de la fundación superficial y tipo de suelo.
- Las correcciones de la medida de resistencia a la penetración del ensayo de SPT, son necesarias para minimizar las posibles incertidumbres en la correlación de parámetros de rigidez del suelo y su proyección con la calidad de los resultados de capacidad portante del suelo. Estas quedan definidas de acuerdo a la eficiencia de energía del equipo y el nivel de esfuerzos en el suelo, además de la metodología de interpretación propuesta que sea aplicable al ensayo de penetración estándar.
- Para el conjunto de parámetros determinados mediante correlaciones, estos representan una correspondencia razonable en función al rango según el tipo de suelo presente en diferente literatura.
- Al no poderse realizar una medición directa de capacidad portante por métodos prácticos, queda establecido entonces, como consecuencia, el método de Hansen & Brinch como patrón además de contar con su validación respectiva, y como método que respalda además sus resultados por su cercanía el método de Meyerhof.
- Si bien los resultados arrojados por el método de Hough son cercanos a los demás métodos, su recomendabilidad se ve comprometida por no representar una relación con las características de la fundación y estimación de asentamientos. Además de no contar con información de que los valores de entrada del número de golpes de SPT estén corregidos, por lo tanto se concluye que sus resultados pueden ser asumidos como supuestos o de referencia.

#### 4.2. RECOMENDACIONES.

- Analizando el trabajo de campo, se recomienda que tanto el equipo como el ensayo de penetración estándar se deban realizar en lo posible como lo describen las normas. Esto quiere decir, que el muestreador sea la cuchara partida de Terzaghi y no la puntaza ciega, que si bien en el presente trabajo se obtuvo una aproximación de la eficiencia de energía del equipo aproximada y respaldada por la literatura descrita, este tiene que ser calibrado con equipo especial y bajo norma, que su medida de resistencia a la penetración tiene que ser corregida según el suelo ensayado y que si bien su interpretación representa cierto grado de complejidad se la realice conforme se fue detallando en el presente trabajo.
- Si bien el uso de algunas de las correlaciones del ensayo de penetración estándar con los parámetros de rigidez del suelo es aceptable, es recomendable que para futuras investigaciones se lleve a cabo un estudio de correspondencia de estas correlaciones aplicadas a las condiciones reales de los suelos en la ciudad de Tarija.
- Los métodos teóricos empleados en el presente trabajo no representan la totalidad de los métodos o las formas de cálculo, existiendo muchos otros en el medio con un uso indiscriminado. Por lo tanto, es aconsejable que los métodos o formas de cálculo de capacidad portante que no tengan una fundamentación teórica o un criterio bien establecido sean evitados, y aquellos que sí lo posean, que su uso sea correspondiente a sus limitaciones o alcances. Además, es aconsejable usar el método de Hanse & Brinch por las características ya detalladas en el análisis de resultados, y como respaldo el método de Meyerhof.
- Se recomienda que, cuando se lleve a cabo un estudio de suelo con el objeto de determinar la capacidad portante en el terreno, haciendo uso de cualquier método de cálculo y empleando cualquier ensayo de suelo, si no se tiene las características de la fundación y la estimación de los asentamientos no es correcto usar el término de capacidad portante ni mucho menos admisible, como lo manifiestan expertos en el área.