

FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.L.P.



PARAMETRIZACION DE SUELOS

Prof. Ing. Augusto José Leoni

CAPITULO 7: Parametrización de suelos**Índice**

7.1	INTRODUCCIÓN	5
7.2	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN	5
7.2.1	Descripción metodológica	5
7.2.1.1	Ejecución de la perforación	6
7.2.1.2	Procedimiento de ensayo	7
7.2.1.3	Consideraciones especiales a tener en cuenta	10
7.2.1.4	Consideraciones adicionales	12
7.2.1.5	Correcciones adicionales del SPT	13
7.2.1.6	Corrección por presión de la tapada	14
7.2.1.7	Corrección por presencia de la napa de agua	17
7.2.1.8	Uso de sacamuestras no normalizados	17
7.3	PARAMETRIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS	18
7.3.1	Ensayos SPT y parámetros de corte	19
7.3.2	Parámetros sobre arcillas amasadas	21
7.4	MÓDULO DE CORTE	22
7.4.1	Definición	22
7.4.2	Ensayos de laboratorio	25
7.4.3	Fórmula de cálculo	28
7.4.4	Velocidad de la onda de corte	30
7.5	MÓDULO DE DEFORMACIÓN	35
7.5.1	Definición	35
7.5.2	Distintos módulos de deformación	36
7.5.3	Determinación del módulo de deformación edométrico	38
7.5.4	Determinación del módulo de deformación inicial	41
7.5.5	Determinación del módulo de deformación secante	43
7.5.6	Módulo inicial en suelos finos	45
7.6	COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL	48
7.6.1	Definición	49
7.6.2	Coeficiente de balasto vertical en suelos finos	50
7.6.2.1	Obtención indirecta del coeficiente de balasto vertical	53
7.6.2.2	Variación del coeficiente de balasto en los casos prácticos	54
7.6.2.3	Coeficiente de balasto horizontal en suelos finos (excluyendo las arcillas blandas normalmente consolidadas)	55
7.7	RELACIÓN ENTRE EL ENSAYO SPT Y EL VALOR SOPORTE	57
7.8	SUELOS GRANULARES	60
7.8.1	Ensayos de SPT y densidad relativa	60
7.8.2	Ensayos de SPT y parámetros de corte	61
7.8.2.1	Angulo de fricción interna en función de la densidad relativa	62
7.8.3	Ensayo SPT y módulo de deformación	62
7.8.4	Módulo de deformación inicial	63
7.8.5	Módulo de deformación secante	65
7.8.6	Coeficiente de balasto en suelos granulares	66

	7.8.6.1	Coeficiente de balasto en suelos granulares para bases cuadradas	68
	7.8.6.2	Coeficiente de balasto en suelos granulares para bases rectangulares	68
	7.8.6.3	Coeficiente de balasto en suelos granulares para zapatas continuas	69
	7.8.6.4	Reducción máxima del coeficiente de balasto en función del ancho real de la base	69
	7.8.6.5	Otras consideraciones sobre el coeficiente de balasto	70
	7.8.7	Coeficiente de balasto horizontal en suelos granulares	74
7.9	SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS		75
7.10	ANALISIS CRITICOS		76
	7.10.1	Coeficiente de balasto inicial en suelos finos	79
	7.10.1.1	Ejemplo de aplicación	80
	7.10.2	Coeficiente de balasto inicial en suelos granulares	80
	7.10.2.1	Aplicaciones del coeficiente de balasto en suelos granulares	81
7.11	ESTADO TENSIONAL IN SITU		83
7.12	VELETA DE CORTE IN SITU (Vane Test)		85
	7.12.1	Resistencia al corte en arcillas de la Fm. Post Pampeano	88
	7.12.2	Módulo de deformación en arcillas del Post Pampeano	93
7.13	ENSAYOS PRESIOMETRÍCOS		94
	7.13.1	Descripción del equipo	95
	7.13.2	La sonda	96
	7.13.3	Panel de control	98
	7.13.4	Tubos conectores	99
	7.13.5	Inicio del ensayo	99
	7.13.5.1	Drenaje del equipo	99
	7.13.5.2	Determinaciones previas para evitar errores en la medición de la presión	99
	7.13.5.3	Determinaciones previas para evitar errores en la medición del volumen	100
	7.13.5.4	Presión diferencial a aplicar	100
	7.13.5.5	Presión diferencial debida a la elevación de la caja de monitoreo	102
	7.13.5.6	Registro de parámetros	104
	7.13.5.7	Interpretación del ensayo	104
	7.13.6	Resultados en suelos de nuestra zona	108
7.14	DILATOMETRO DE MARCHETTI		109
	7.14.1	Descripción general	109
	7.14.2	Elaboración de datos	113
	7.14.3	Parámetros intermedios	115
	7.14.3.1	Índice del material I_p	115
	7.14.3.2	Índice del empuje horizontal K_p	116
	7.14.3.3	Módulo dilatométrico E_D	116
	7.14.4	Historia tensional, parámetros de estado físicos	117
	7.14.5	Relación de sobre consolidación OCR	118
	7.14.6	Coeficiente de empuje horizontal en el sitio K_o	118

7.1.- INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se exponen aspectos básicos de la geotecnia, que nos permiten estimar en etapas de anteproyecto, parámetros de cálculo que facilitan resolver los problemas geotécnicos de la obra.

Para ello se detallan más de 150 ecuaciones de aplicación directa con aproximadamente 90 gráficos de suma utilidad.

Se brindan también ejemplos que nos permiten interpretar y fijar los conceptos, fundamentalmente tanto en el caso de los suelos finos como en el de los suelos gruesos.

Finalmente hacemos hincapié en la necesidad imperiosa, para aplicar estas ecuaciones, de una fuerte formación conceptual de los aspectos básicos de la ingeniería geotécnica.

7.2. ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN

7.2.1 Descripción Metodológica

Haciendo una pequeña referencia a los antecedentes de los ensayos in situ que dieron origen a la mecánica de suelos, debemos mencionar que en el año 1902 el ingeniero C. R. Gow, que tenía una empresa de fundaciones, para verificar la ubicación de los mantos de suelos compactos en profundidad, para la instalación de pilotes, hincaba a percusión en el terreno natural un caño de 1" en varios tramos.

En el año 1922 aparecen las primeras referencias de una cuchara partida de 2" de diámetro exterior, que se hincaba en el terreno a distintas profundidades y que luego en la superficie se podía abrir, quedando la muestra de suelos recuperada, expuesta para su revisión ocular. Esta referencia está vinculada a la empresa Raymond Concrete Pile, que para ese entonces, había adquirido a la empresa del Ing. C. R. Gow.

En el año 1929 se conocen las primeras reglamentaciones del procedimiento de hinca de esta cuchara partida para medir la resistencia a la penetración de los suelos, y se establece que el pisón para la hinca tendrá un peso de 140 libras (63,5 kg) que será lanzado desde una altura de 30 pulgadas (76,2 cm) y se medirán los golpes para que la cuchara penetre 12 pulgadas (30 cm) en el terreno virgen.

La primera publicación al respecto se hace mediante un artículo titulado: "Exploration of soil conditions and sampling operations" (H.A.Mohr) que publica la Universidad de Harvard en 1937 donde se resumen los ensayos ejecutados por la Raymond Concrete Pile.

Finalmente en el libro de "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Terzaghi – Peck en 1948 se hace referencia, por primera vez en un libro de texto, al (Standard Penetration Test) (SPT) o "Ensayo Normal de Penetración" ENP .

El ensayo está normalizado por la Norma ASTM D1586-84 y en los párrafos que siguen se da una descripción de su ejecución.

7.2.1.1.- Ejecución de la perforación:

Primeramente se ejecuta una perforación que se realiza según el esquema de la figura 7.1, el procedimiento consiste básicamente en una cañería que en su extremo inferior tiene una mecha roscada que al girarse, en forma manual o mecánica, puede remover el suelo natural en el que se la apoya.

Esta cañería de aproximadamente $1\frac{3}{4}$ de diámetro, está conectada por una cabeza de inyección y una manguera, a una bomba de lodos (de rotor abierto) que succiona de un pozo de decantación hecho en el terreno, o si se trabaja con caño camisa desde una batea.

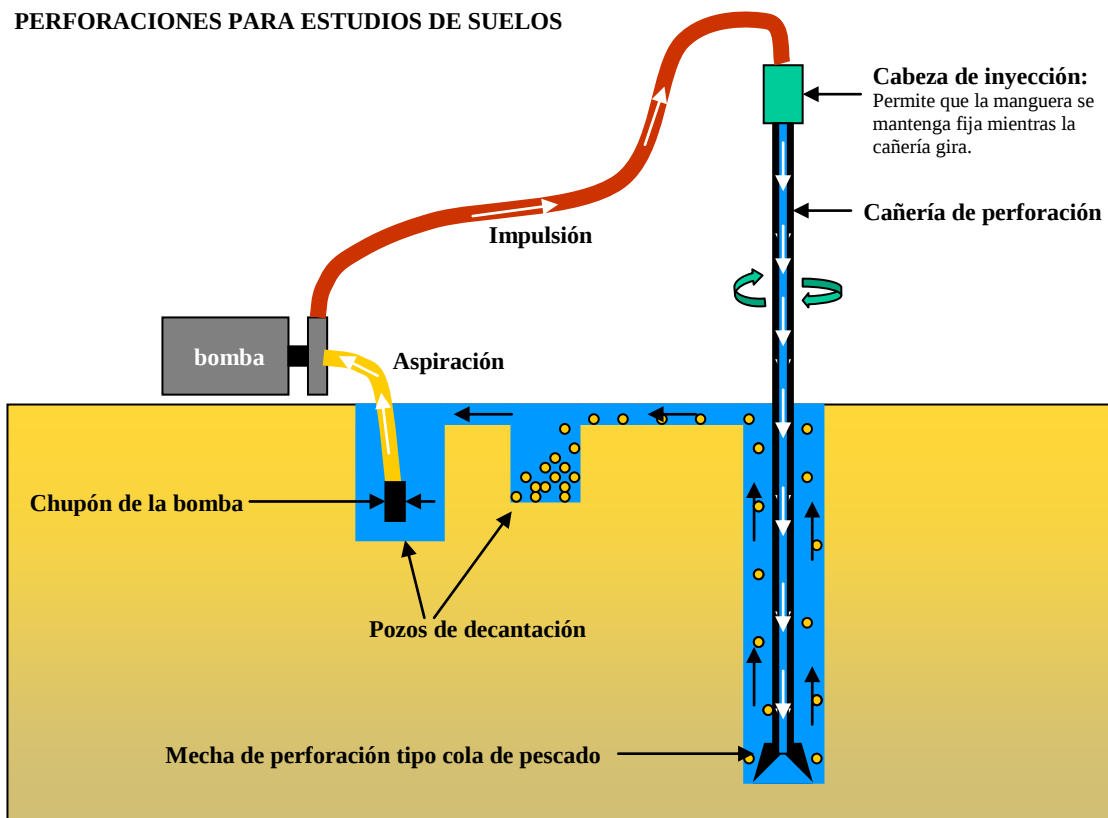


Figura N° 7.1: Esquema de una perforación para estudio de suelos

Esta bomba impulsa el agua de perforación a través de la cañería y una vez que alcanza el extremo inferior de la misma, retorna por el espacio anular que queda entre la cañería de perforación y el pozo que se construye.

Como las secciones que recorre el agua bombeada en el retorno es pequeña, se logra que la misma tenga una velocidad de ascenso importante, con lo cual arrastra los detritus que corta la mecha de perforación en el extremo de la cañería.

Estos detritus son depositados en superficie en un primer pozo de decantación, donde la velocidad disminuye y los detritus se depositan o decantan y desde donde son retirados constantemente para evitar que tapen el extremo de la manguera desde donde succiona la bomba “chupón”. Posteriormente hay un segundo pozo de decantación donde el agua llega más limpia y sin detritus, en el que se coloca el chupón de la bomba.

Cuando se trabaja en suelos finos (limos y/o arcillas) el agua de la perforación se mezcla rápidamente con las partículas más pequeñas que desprende la mecha de perforación y se transforma en un lodo que va aumentando paulatinamente de viscosidad. Por esa razón cuando se habla de perforaciones, no se dice “agua de perforación” sino “lodo de perforación”.

El aumento de la viscosidad del lodo favorece la tarea de perforación ya que levanta detritus o rodados más grandes y de mayor peso. Es por ello que cuando se perforan suelos gruesos (arenas o gravas pequeñas) se le adiciona al agua de perforación bentonita en polvo para aumentar la viscosidad del lodo de perforación para levantar los granos más pesados y para estabilizar las paredes de la perforación.

7.2.1.2.- Procedimiento de ensayo

Previamente a la ejecución del ensayo, se deberá alcanzar mediante una perforación, el nivel donde se realizará el ensayo de penetración. Posteriormente se retiran las barras de perforación del sondeo, se cambia la mecha de corte y se la reemplaza por el sacamuestras normalizado que se indica en la figura N° 7.2

Posteriormente se coloca un taco de madera apoyado en el terreno y contra la cañería para tenerlo como referencia y se miden tres tramos consecutivos de 15 cm cada uno (total 45 cm) que se marcan en la cañería de perforación.

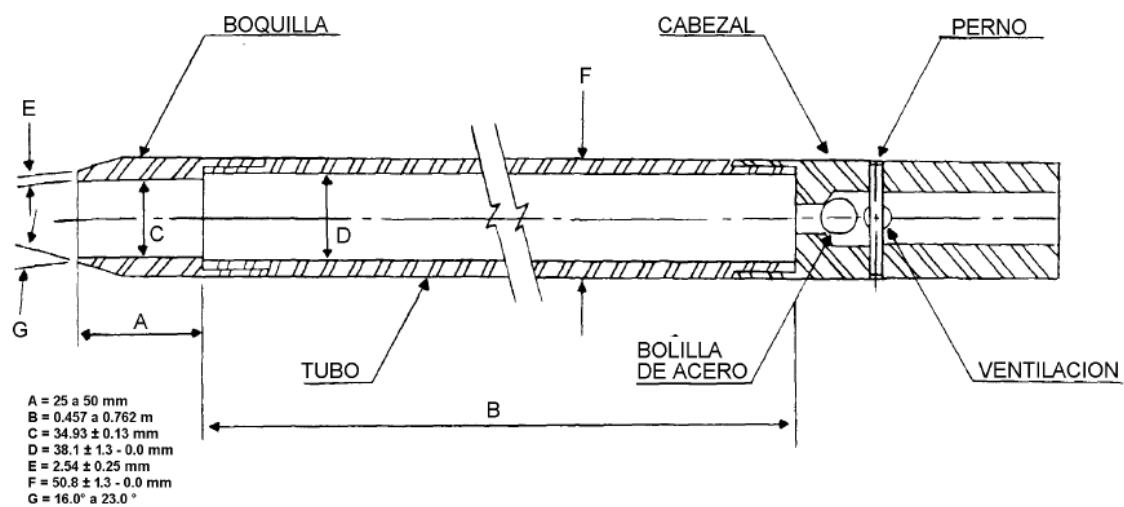


Figura N° 7.2: Cucharita normalizada de Terzaghi

Posteriormente la cañería es impactada en su extremo superior para provocar la hincada en el terreno del sacamuestras, el hincado se produce por golpes de un martinete de peso normalizado (140 libras) que cae desde una altura normalizada (30 pulgadas), hasta que el sacamuestras penetre 45 cm en el terreno virgen. Figura N° 7.4.

El valor del ensayo, o índice “N” o “SPT”, está definido como los números de golpes que se le deben dar a la cañería para que el sacamuestras normalizado, penetre en el terreno 30 cm con un trabajo de 48,39 kg.m en cada golpe.

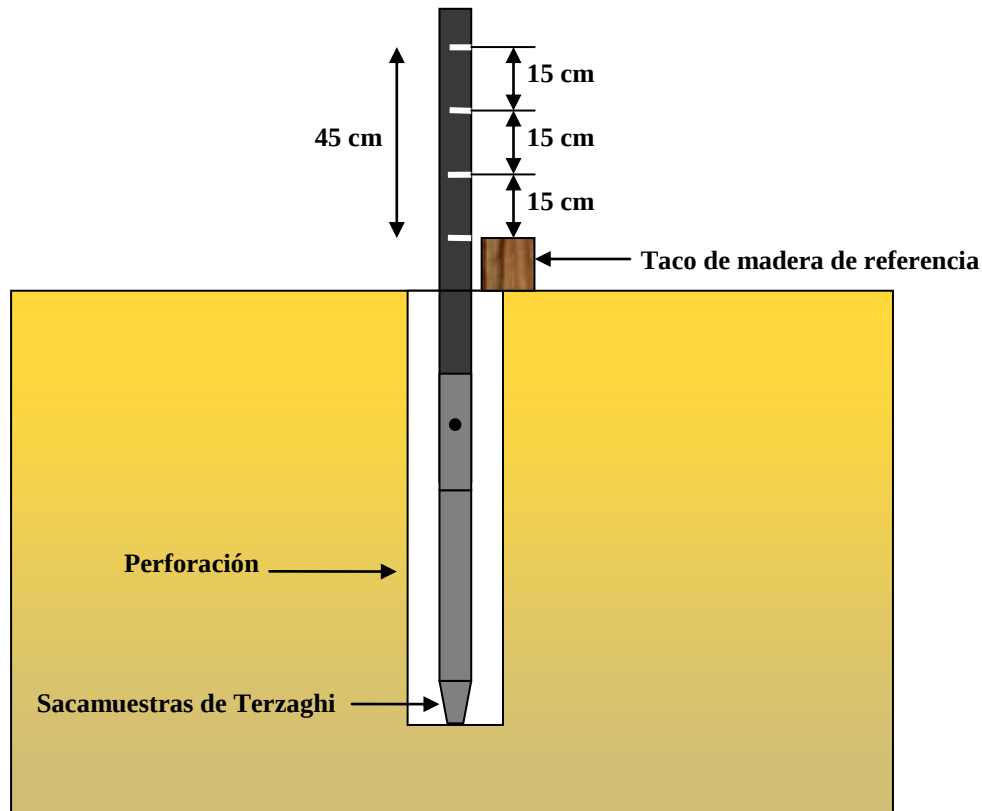


Figura N° 7.3: Procedimiento de marcado previa a la hincada del sacamuestras

En la práctica y para descartar la posible alteración que pueda tener el terreno virgen como consecuencia de la operación de la mecha de perforación, se hace penetrar al sacamuestras 45 cm, para asegurarnos que estamos en terreno virgen ya que en el fondo de la perforación pueden haber quedado restos de suelos que decantan en el lodo que se utiliza para el lavado de la perforación, o se desprenden de las paredes de la perforación durante los trabajos de perforado y el sacamuestras puede, erróneamente apoyarse en ellos. De estos 45 cm, los primeros 15 cm son descartados y los últimos 30 cm son los que suman los golpes para obtener el valor de “N” ó del “SPT”.

El sistema para suministrar los golpes sobre la cañería que se utiliza en nuestro País, se muestra en el esquema de la figura N° 7.4. El mismo consiste en izar el pisón mediante un aparejo desde un disparador de acero de $\frac{1}{2}$ ” que tiene un gancho en la parte inferior que se ensambla con el aro que tiene el pisón en la parte superior.

El pisón por su parte, tiene en su parte inferior, una barra guía de acero de 1” de diámetro que se coloca dentro de la cañería.

En la operación de izado se eleva el pisón con el aparejo y el operador que en su mano tiene el mango del disparador, observa la barra guía hasta que ve aparecer la muesca blanca que le indica que el mismo se ha elevado 76,2 cm sobre la cañería. En este momento tira para abajo el mango del pisón y el pisón se desengancha y golpea sobre una cabeza de golpeo que se coloca sobre la cañería para no arruinar la rosca de los caños que se utilizan en ésta operación.

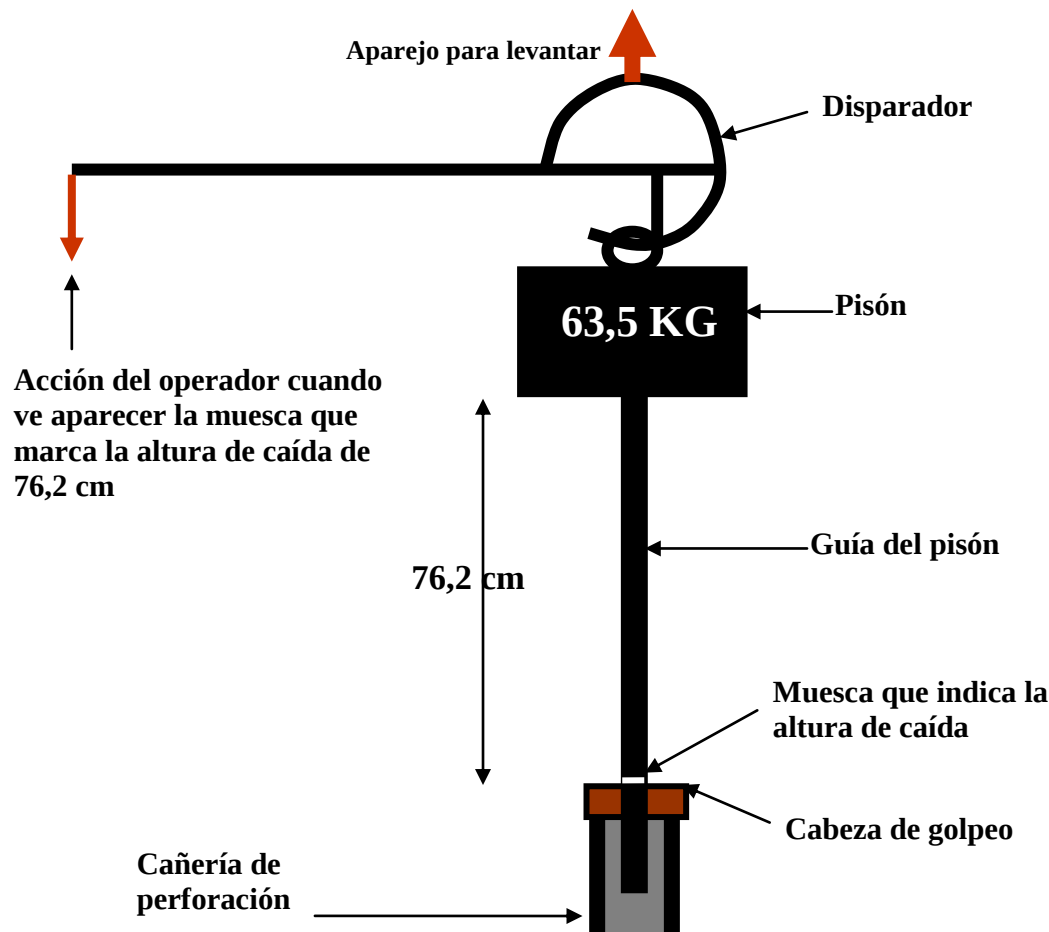


Figura N° 7.4: Mecanismo utilizado en Argentina para ejecutar los ensayos de “SPT”

Esta operación se repite hasta que la cañería haya penetrado 45 cm en el terreno.

En la figura N° 7.5 se puede apreciar el esquema básico completo que se utiliza en la República Argentina para ejecutar el ensayo de “SPT”. El mismo consiste en un trípode liviano que fácilmente se monta y se desmonta a mano con tres operarios, desde donde se cuelga un aparejo de sogas para el manipuleo de la cañería de perforación y del pisón para ejecutar el ensayo de “SPT” que además nos permite recuperar muestras del suelo investigado.

Cundo se están investigando suelos muy resistentes ó cementados, como se da en los suelos de nuestra región ubicada en la Pampa húmeda, en los suelos arenosos de la Formación “Puelche”, subyacente a la Formación “Pampeano”, los ensayos de penetración, pueden ser detenidos aún cuando no hayan alcanzado a penetrar en el terreno los 45 cm descriptos anteriormente, para preservar el equipo y las roscas de las barras de perforación, cuando se dan las siguientes causas:

- 1º) Cuando en un ensayo se requieren dar 50 golpes o más, para penetrar 15 cm.
- 2º) Cuando se aplican 100 golpes en total y no se logra alcanzar los 45 cm de penetración.

3º) Cuando no se observa penetración alguna, luego de aplicar 10 golpes a la cañería y se nota que el martinete rebota sobre las barras de perforación.

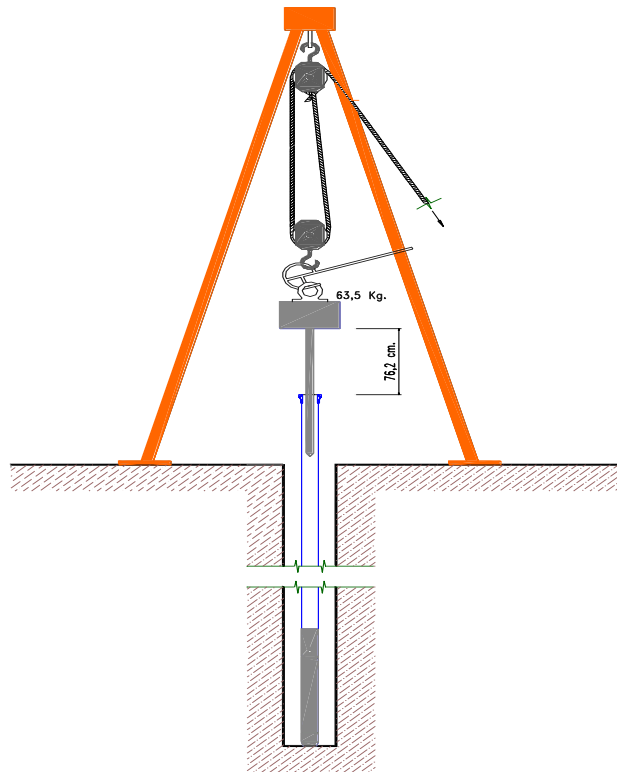


Figura N° 7.5: Equipo básico para la ejecución del Ensayo Normal de Penetración “SPT”

7.2.1.3.- Consideraciones especiales a tener en cuenta:

Es muy importante que hagamos una consideración especial sobre los resultados de los ensayos de SPT y que las tengamos muy en cuenta al momento de su aplicación.

Dada la simpleza del ensayo de penetración o SPT, se puede decir que es el ensayo que más ha sido utilizado a nivel mundial durante muchos años, con lo cual se dispone de una enorme base de datos de suelos investigados con esta técnica, de los que además se conocen sus características físicas (propiedades índices, densidad, parámetros de corte, etc). Ello permitió a los investigadores de todo el mundo y de instituciones de mucho prestigio, realizar correlaciones entre parámetros de corte y/o de deformación y los ensayos de penetración SPT, que son de mucha utilidad para el ingeniero geotécnico a la hora de evaluar condiciones de estabilidad y de deformaciones en los distintos **anteproyectos** en los que tiene que intervenir.

Desgraciadamente los ensayos que describimos, no se ejecutan en la misma forma en todas partes a nivel mundial, si, se respetan, los valores básicos del ensayo como ser, peso del pisón, altura de caída, penetración en el terreno, etc. Lo que varía es la metodología de aplicación del impacto del pisón y con ello la energía que se entrega en cada golpe.

Las formas más comunes de aplicación del impacto del pisón sobre la cañería, que se aplican en numerosos países, incluido EEUU son las que se muestran en la figura N° 7.6.

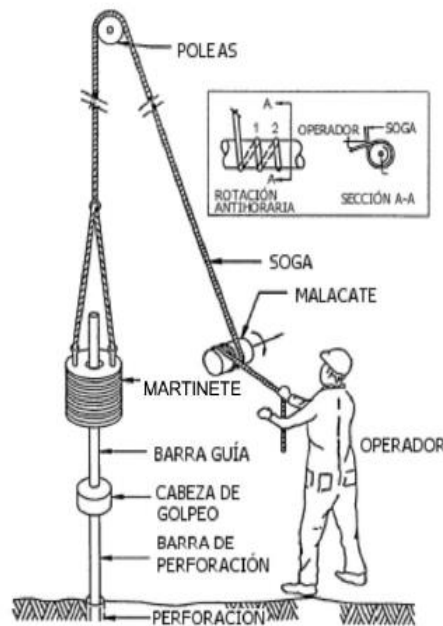


Figura N° 7.6: Metodología de aplicación de los golpes del pisón en EEUU

En ella se observa que el pisón es izado mediante un sistema de poleas y un malacate de fricción y que no se utiliza el disparador sino que para provocar el impacto, el operador afloja la soga y el pisón tiene que arrastrar en su caída a la soga que pasa por la polea superior y por el malacate de fricción. Ello lógicamente frena la caída y el impacto se produce entregando una energía menor en cada impacto.

Si llamamos “ V_t ” a la velocidad teórica que tendría un pisón del mismo peso que cayera en caída libre desde una altura de 76,2 cm, sin ningún tipo de pérdida de energía o roce y si llamamos “ V_m ” a la velocidad medida con cada sistema, podríamos encontrar la fracción de la energía entregada en cada caso haciendo.

$$\frac{E}{E_t} = \frac{\frac{1}{2} m \cdot v_m^2}{\frac{1}{2} m \cdot v_t^2} = \frac{v_m^2}{v_t^2} \quad 7.1$$

Se han efectuado mediciones de la velocidad del pisón al impactar contra la cañería mediante ambos sistemas, el de Argentina y el de EEUU. De estas mediciones se concluye que con el sistema utilizado en Argentina se brinda una energía del 90 % con respecto a la teórica, mientras que con el sistema utilizado en EEUU, se entrega tan solo el 60 % de la energía teórica.

Podemos relacionar los valores que obtenemos con cada uno de estos sistemas, para lo cual debemos tener en cuenta que si efectuamos un ensayo de SPT con un sistema, obtendremos un número de golpes que será inversamente proporcional a la energía entregada por el sistema utilizado.

$$N_1 = f\left(\frac{1}{E_1}\right)$$

Quiere decir que si en un mismo suelo y a la misma profundidad efectuamos dos ensayos de SPT, con dos sistemas que entregan en el golpeo energías diferentes, se deberá cumplir la siguiente igualdad

$$N_1 \times E_1 = N_2 \times E_2 \quad 7.2$$

Si ello es cierto podemos hacer:

$$N_1 = \frac{N_2 \times E_2}{E_1} \quad 7.3$$

Ejemplo:

Sabemos que los equipos de EEUU entregan en cada golpe una energía de $E_1 = 60$ % de la teórica. Tenemos un equipo que utiliza la metodología que se utiliza en Argentina que entrega una energía del 90 % en cada impacto y se miden N_2 golpes para hacer el ensayo de SPT. Si queremos transformar el ensayo hecho en Argentina para que sea similar a los ejecutados en EEUU, tenemos que hacer:

$$N_1 = \frac{N_2 \times E_2}{E_1} = \frac{N_2 \times 90}{60} = 1,5 \times N_2 \quad 7.4$$

Es decir que a los resultados de los SPT ejecutados en Argentina para transformarlos a ensayos similares ejecutados con equipos de EEUU, tenemos que multiplicarlos por 1,5.

Debido a estas diferencias de fundamental incidencia, en mucha bibliografía técnica a nivel mundial, se aclara con un subíndice, la energía aplicada en el ensayo. (N_{60}), (N_{70}) o (N_{90}).

7.2.1.4.- Consideraciones adicionales:

De acuerdo a lo que hemos detallado respecto de la metodología de ejecución del ensayo SPT, es evidente que hay varios factores que pueden influir en sus resultados, atendiendo esta situación, detallamos a continuación las variables más destacadas y las incidencias de las mismas, evaluadas por distintos y prestigiosos especialistas.

a) **Referente al sistema de lanzar el pisón** (Seed et al 1985): Para pisones con forma anular izado con soga y con polea, recomiendan el siguientes factor de corrección: $C_{HT} = 0,75$. Para pisón lanzado con disparador automático, con una energía del 80 % de la teórica, recomienda utilizar un factor de corrección $C_{HT} = 1,33$.

b) **Referente al peso del pisón y a la altura de caída** (Seed et al 1985): Cuando el pisón tiene un peso diferente a las 63,50 kg o cuando la altura de caída no es de 76,2 cm, recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$C_{HW} = \frac{H \times W}{63,5 \times 762} \quad 7.5$$

c) **Referente al sacamuestras no Standard** (Seed et al 1983): Cuando el sacamuestras está preparado para ser utilizado con tubos en su interior, pero es usado sin tubos, recomendando utilizar los siguientes factores de corrección, $C_{SS} = 1,10$ para arenas sueltas y $C_{SS} = 1,10$ para arenas densas.

d) **Referente al sacamuestras no Standard** (Skempton 1986): Cuando el sacamuestras está preparado para ser utilizado con tubos en su interior y es usado con tubos en su interior, recomienda los siguientes factores de corrección, $C_{SS} = 0,90$ para arenas sueltas y $C_{SS} = 0,80$ para arenas densas.

e) **Referente a las barras de perforación** (Seed et al 1983): Cuando se utilizan en el ensayo barras cortas cuya longitud sea menor a los 3,00 m recomienda utilizar un factor de corrección $C_{RL} = 0,75$.

f) **Referente al diámetro de la perforación** (Skempton 1986): Cuando el diámetro de la perforación es menor a 4" no se debe aplicar ningún factor de corrección. Cuando el diámetro es de 150 mm el factor de corrección será de $C_{BD} = 1,05$ y para un diámetro de 200 mm será de $C_{BD} = 1,15$.

Por lo tanto el factor de corrección del SPT, para una energía del 60% de la teórica quedará determinado mediante la siguiente ecuación:

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD} \quad 7.6$$

Si el número de golpes resultante de un ensayo de SPT es "N" el valor corregido será:

$$N_{60} = N \cdot C_{60} \quad 7.7$$

7.2.1.5.- Correcciones adicionales del SPT.

En los suelos granulares, el valor resultante del SPT, es afectado por la presión de tapada existente al nivel en que se efectúa el ensayo " σ_v " y por la presencia o no, de la napa de agua.

Por esta razón, para hacer comparables estos valores y poder correlacionarlos con otros parámetros, el valor de "N" que se obtiene en el ensayo de campo debe ser corregido teniendo en cuenta estas circunstancias.

Esta corrección tiene por lo tanto que tener en cuenta entre otros parámetros la presión de la tapada existente al nivel donde se realiza el ensayo y la posición relativa del nivel de la napa de agua con relación al nivel de ejecución del ensayo.

Es decir que a las correcciones ya vistas que valían tanto para los suelos cohesivos y no cohesivos, tenemos que adicionarle estas dos correcciones, válidas para los suelos granulares, con lo que nos queda entonces la siguiente expresión:

$$N_{corr.} = N \times C_N \times C_W \times C_{HT} \times C_{SS} \times C_{HW} \times C_{RL} \times C_{BD}$$

Donde: $N_{corr.}$ = Valor corregido del SPT

N = Valor obtenido en el Ensayo.

C_N = Factor de corrección por la presión de la tapada

C_W = Factor de corrección por la presencia de la napa de agua

C_{HT} = Factor de corrección por la energía entregada por el martillo ($0,45 \leq \eta_1 \leq 1$)

C_{SS} = Corr. por fricción en el revestimiento interno del sacamuestras ($0,80 \leq \eta_2 \leq 1$)

C_{HW} = Corrección por diferencias en el peso y en la altura de caída del pisón

$$C_{HW} = \frac{H.W}{63,5 \times 762}$$

C_{RL} = Factor de corrección por la longitud de la cañería de perforación ($0,75 \leq C_{RL} \leq 1$)

C_{BD} = Factor de corrección por el diámetro de la perforación ($>1 \phi = 5''$; $= 1,5 \phi = 8''$)

7.2.1.6.- Corrección por presión de la tapada

Para el análisis de la corrección por presión de la tapada " C_N " tenemos que recordar algunas cuestiones ya vistas.

Cuando estudiamos las tensiones de corte en los suelos a través de ensayos triaxiales, habíamos visto cuando ensayamos muestras de suelos cohesivos, que el módulo elástico no cambiaba para un aumento de la presión de confinamiento, cosa que si ocurría cuando hacíamos ensayos sobre muestras granulares, incluso de una misma densidad relativa. Figura 7.7.

Cuando analizamos un perfil de suelo en estado natural, la presión de la tapada que se genera a medida que nos metemos en profundidad y aumentamos el valor de " z " si se trata de un suelo cohesivo, homogéneo e isótropo, el módulo de elasticidad del mismo no varía con la profundidad " z ", es decir que para distintas presiones de la tapadas que se traducen en forma proporcional a presiones de confinamiento, se mantiene constante.

Si en cambio analizamos un manto homogéneo de arena, con la misma densidad relativa en profundidad, el módulo de elasticidad del manto irá en aumento a medida que avancemos en profundidad y aumente la tapada Figura 7.8.

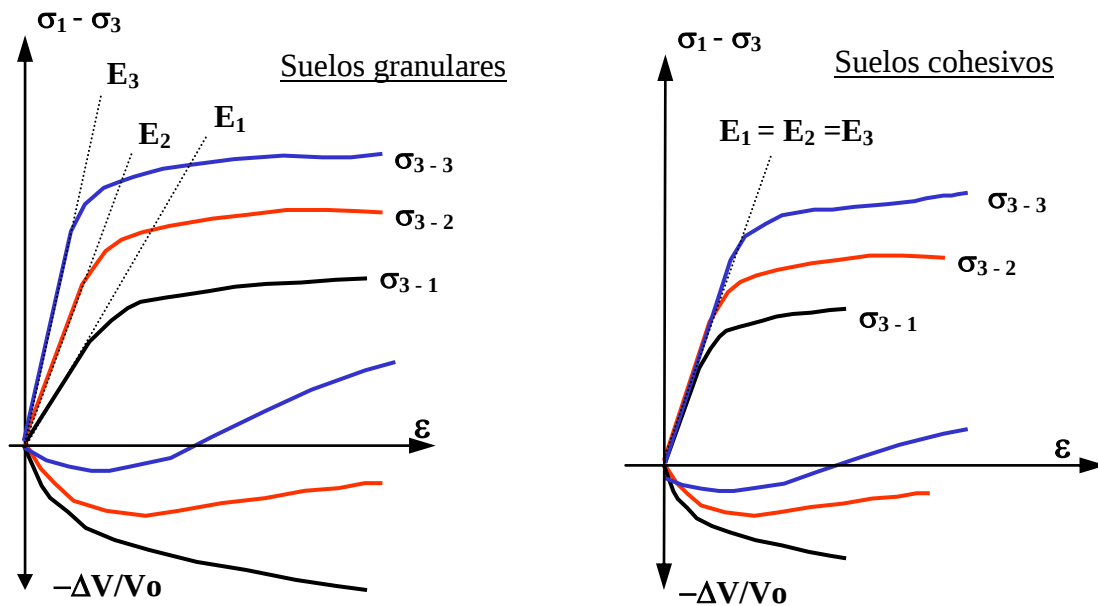


Figura N° 7.7: Ensayos triaxiales drenados en suelos granulares y en suelos arcillosos

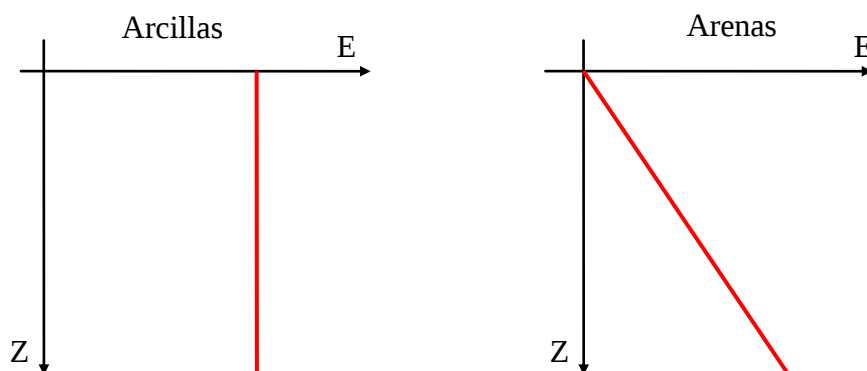


Figura N° 7.8: Variación de la rigidez del suelo en profundidad para suelos cohesivos y granulares

Esto nos indica que a medida que aumenta la presión de la tapada, aumenta la rigidez del manto en los suelos granulares por lo tanto este fenómeno afecta el valor del SPT y debemos tenerlo en cuenta para calcular ciertos parámetros con este ensayo.

A través del ensayo SPT en los suelos granulares podemos obtener en forma indirecta la densidad relativa del manto “ D_r ”, el ángulo de fricción interna “ ϕ' ” y el módulo de elasticidad “ E ” o de corte “ G ” del manto.

Para los dos primeros “ D_r ” y “ ϕ' ”, el valor del ensayo SPT **debe ser corregido por la presión de la tapada**, ya que según vimos el manto puede tener la misma densidad relativa y sin embargo el valor del SPT aumenta con la profundidad.

Cuando en cambio tenemos que calcular los módulos elásticos “ E ” o de corte “ G ”, el valor del SPT, **no debe ser corregido por presión de la tapada**, ya que es justamente la presión de la tapada, la que genera el aumento de éstos parámetros.

El factor de corrección por presión de la tapada toma en cuenta la presión de la misma al nivel en donde se está ejecutando el ensayo, e intenta corregirlo llevándolo al valor que tendría, si tuviera una presión efectiva vertical de la tapada de, 1 kg/cm².

Las fórmulas para el cálculo del factor de corrección “C_N”, son varias y de diversos autores. Las más recomendadas o utilizadas son las siguientes:

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad \text{Meyerhof – Ishihara} \quad 7.8$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad \text{Skempton} \quad 7.9$$

$$C_N = 0,77 \cdot \text{Log} \left(\frac{20}{\sigma'_v / Pa} \right) \quad \text{Peck} \quad 7.10$$

$$C_N = \frac{32,5}{12 + 20,5 \cdot \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad \text{Schmertmann} \quad 7.11$$

$$C_N = \sqrt{\frac{Pa}{\sigma'_v}} \quad \text{Liao – Witmann} \quad 7.12$$

(Pa = Presión atmosférica σ_v' = Presión de la tapada)

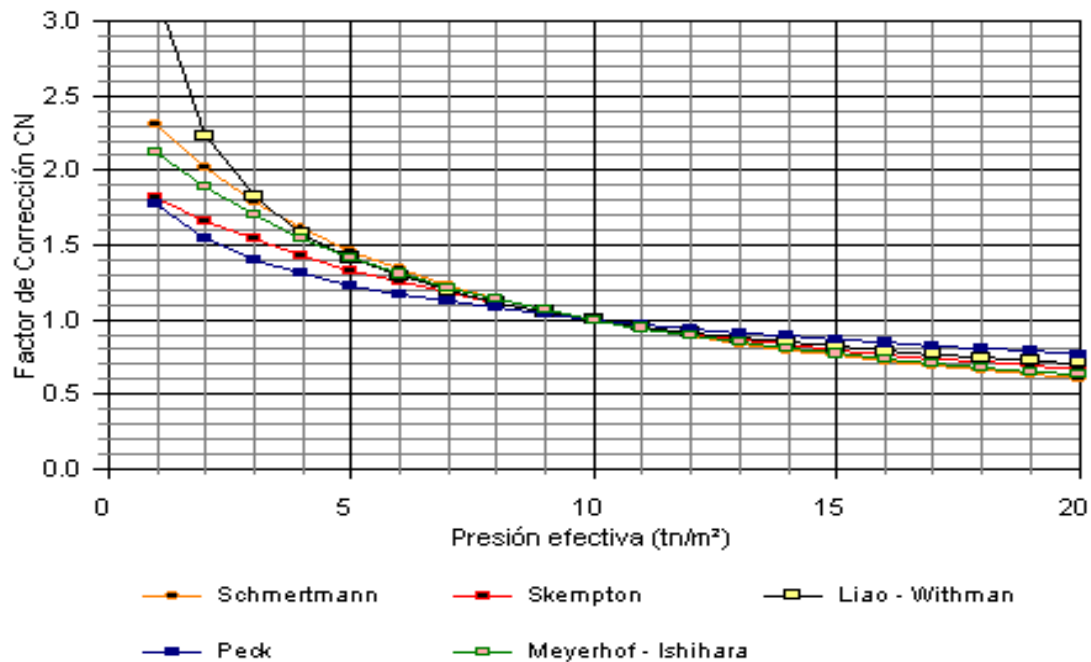


Figura N° 7.9: Variación de “C_N” según los distintos autores mencionados

Entre ellas, las debidas a Liao – Withmann, Meyerhof – Ishihara y Schmertmann deben ser limitadas a un valor máximo de 2.

Vimos que los valores del ensayo SPT corregidos por energía entregada quedaban individualizados por “ N_{60} ”, si además este valor del ensayo es corregido por la presión de la tapada la notación utilizada a nivel mundial es la siguiente: $(N_1)_{60}$ = Valor del ensayo SPT ejecutado en suelos granulares y corregido para una energía del golpe del pisón del 60 % de la teórica y por la presión efectiva de la tapada.

7.2.1.7.- Corrección por presencia de la napa de agua

Finalmente debemos considerar también un factor de corrección del SPT ejecutado en suelos granulares, debido a la presencia cercana de la napa de agua “ C_w ” Esta corrección, tal como se aprecia en la figura N° 7.10, depende del ancho “ B ” de la base que se proyecta, de la distancia del apoyo de la base al nivel de la napa de agua “ D_w ”, y de la altura de la tapada de suelos existentes sobre la misma “ D ”.

$$C_w = 0,5 + 0,5 \frac{D_w}{D + B} \quad 7.13$$

En éste cálculo, siempre debe cumplirse que el término: $\frac{D_w}{D + B}$ sea menor o igual a 1 ya que para valores mayores que la unidad (>1) se tomará siempre un valor de $C_w = 1$

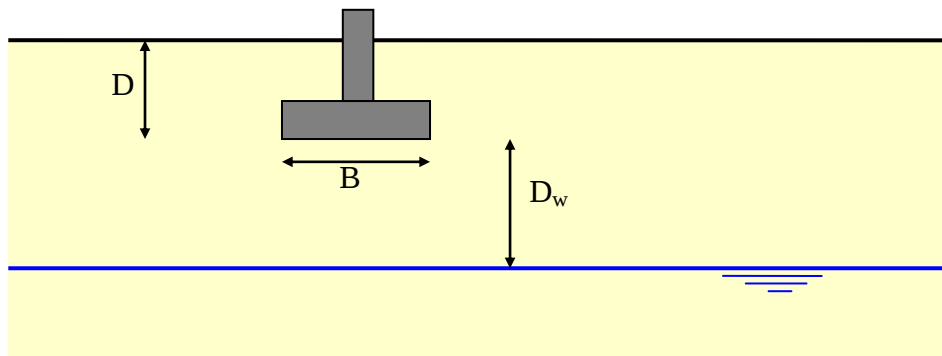


Figura N° 7.10: Corrección por la presencia de la napa de agua

7.2.1.8.- Uso de sacamuestras no normalizados

Con la finalidad de reducir la alteración que produce el sacamuestras normalizado de Terzaghi, el profesor Oreste Moretto de Argentina, implementó el uso en gran parte de nuestro país, de lo que él denominó Sacamuestras de Zapatas Intercambiables “SZI”, con tubos portamuestras de pvc en su interior, a los efectos de recuperar muestras de suelos cohesivos, que pudieran ser ensayados en un estado triaxial de tensiones.

El esquema del sacamuestras es el que se detalla en la figura N° 7.11, la particularidad es que tiene 50 mm de diámetro interno y cuatro zapatas de corte con distintos labios de corte, que permiten obtener muestras con menor alteración que el sacamuestras de Terzaghi.

Para suelos granulares se utiliza la zapata N° 4, mientras que para los cohesivos, se debe estimar la consistencia del suelo (tema difícil de resolver cuando se está haciendo una perforación de estudio) y emplear la zapata adecuada según resulte la compacidad del manto investigado.

- Suelos “blandos” a “medianamente compactos”: Zapata N° 1
- Suelos “compactos”: Zapata N° 2
- Suelos “muy compactos”: Zapata N° 3

A los efectos de poder relacionar los números de golpe del ensayo de penetración ejecutado con el Sacamuestras de Zapatas Intercambiables “SZI”, a un ensayo SPT ejecutado con el sacamuestras de Terzaghi, se puede aplicar la siguiente relación:

$$N_{(SPT)} = 0,8 N_{(SZI)} \quad 7.14$$

Teniendo en cuenta esta situación, es muy importante al momento de evaluar los perfiles resistentes de un estudio de suelo realizado en Argentina, determinar previamente con que sacamuestras fue ejecutado el estudio de suelos.

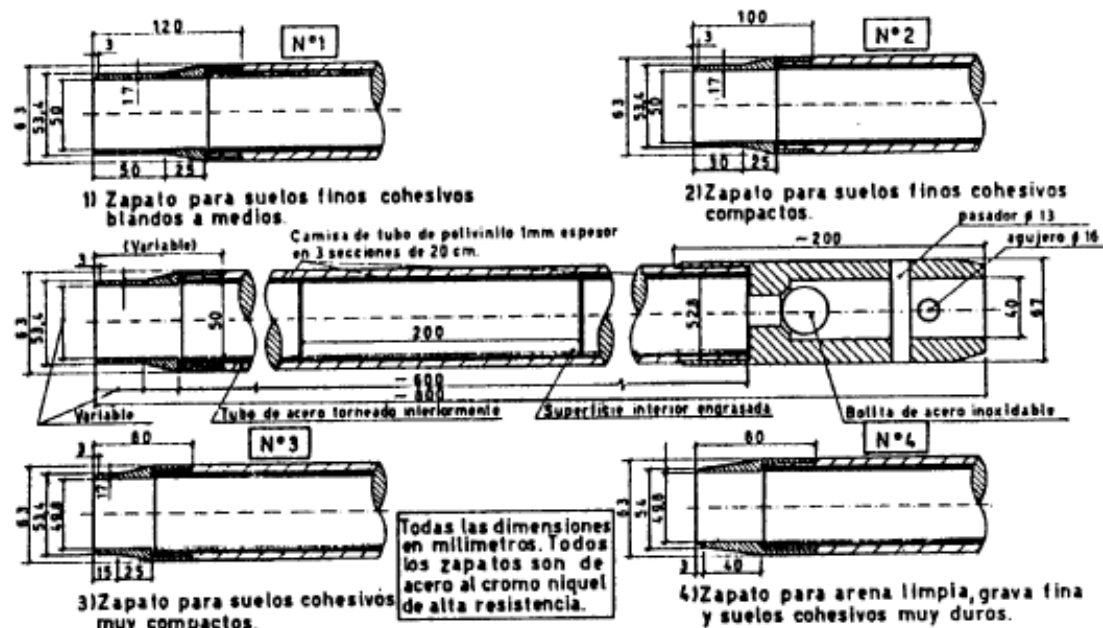


Figura N° 7.11: Sacamuestras de Zapatas Intercambiables

7.3.- PARAMETRIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS

Si bien en el presente apartado comenzaremos a ver una serie de ecuaciones empíricas que nos permitirán aproximar un orden de valores de parámetros de suelos cohesivos y granulares que en las etapas de anteproyecto, pueden ser de gran utilidad, es necesario hacer hincapié, en que a nivel de proyecto es indispensable contar con datos fieles, provenientes de ensayos específicos de los suelos del lugar.

Sin embargo cuando tratamos con suelos granulares (Arenas y/o gravas) la gran mayoría de las correlaciones y fórmulas empíricas que se obtienen a partir del ensayo normal de penetración “SPT” son de aplicación a todo nivel del proyecto ya que como se sabe, no existe ninguna posibilidad de obtener muestras inalteradas de estos tipos de suelos, por lo tanto estas correlaciones adquieren una importancia que va más allá de una simple evaluación para un anteproyecto, y son también aplicables en las etapas de proyecto.

Los resultados de los ensayos de SPT ejecutados en suelos finos, pueden ser relacionados con la consistencia de los mismos en su estado natural y con los valores aproximados de las tensiones de rotura a la compresión simple de probetas cilíndricas inalteradas, de acuerdo a lo que se indica en la tabla 1.

TABLA N° 1: Consistencia de Suelos Finos

Suelos finos	Valores del SPT	Resistencia a la compresión simple “ q_u ” en (kg/cm ²)	Valores de la cohesión tomando $c_u = q_u/2$ (kg/cm ²)
Muy Blando	< 2	< 0,25	< 0,125
Blando	2 a 4	0,25 a 0,50	0,125 a 0,25
Medianamente compacto	4 a 8	0,50 a 1,00	0,25 a 0,50
Compacto	8 a 15	1,00 a 2,00	0,50 a 1,00
Muy Compacto	15 a 30	2,00 a 4,00	1,00 a 2,00
Duro	> 30	> 4,00	> 2,00

7.3.1.- Ensayo de SPT y parámetros de corte

La determinación de los parámetros de corte de los suelos cohesivos, a partir de los valores del ensayo de “SPT”, es prácticamente imposible debido a la cantidad de variables que intervienen en la generación de los mismos (cohesión y fricción).

Sin embargo se pueden aplicar ecuaciones simples que nos permiten obtener aproximaciones de estos parámetros, para ser aplicados exclusivamente a etapas de anteproyectos de las obras de ingeniería.

Nuestra experiencia indica que una ecuación que se puede aplicar para determinar la cohesión no drenada “ c_u ” en los suelos finos plásticos y saturados que se expresa en las unidades de la presión atmosférica “Pa”, es la siguiente:

$$c_u = \frac{(1 + I_p) \cdot N_{90} \cdot Pa}{20} \quad (\text{Leoni 2005}) \quad 7.15$$

Donde I_p es el índice de plasticidad del suelo analizado, expresado en decimales, N_{90} es el valor del SPT ejecutado con una energía del 90% y Pa es la presión atmosférica.

Existen otras ecuaciones para determinar la cohesión no drenada, expresada en kN/m² como la siguiente:

$$c_u = 0,07 \cdot N_{90} \cdot Pa \quad (\text{Decour 1989}) \quad 7.16$$

Kulhawy y Maine (1990) presentan la siguiente ecuación en función de los resultados del SPT ejecutados con una energía del 60 %:

$$c_u = 0,145.(N_{60})^{0,72}.Pa \quad 7.17$$

Otra ecuación (Mayne 2010) es la siguiente en la que, el valor del Índice plástico está limitado al entorno de $15\% < I_p < 50\%$.

$$c_u = \frac{f_1 \cdot N_{60} \cdot Pa}{100} \quad 7.18$$

Donde:

$$f_1 = 5,93 - 0,0286 \cdot I_p \quad \text{Válido para valores comprendidos entre } 15\% < I_p < 50\%.$$

Transformando esta ecuación a para valores del SPT obtenidos con una energía del 90% nos quedará:

$$c_u = (0,089 - 0,000429 \cdot I_p) \cdot N_{90} \cdot Pa \quad 7.19$$

También puede utilizarse la ecuación propuesta por D.F. McCarthy que propone $c_u = 0,06 \cdot N_{60} \cdot Pa$ y que traducida para un SPT ejecutado con una energía del 90 % de la teórica y nos queda

$$c_u = 0,09 \cdot N_{90} \cdot Pa \quad 7.20$$

Con relación al ángulo de fricción interna, en condición no drenada para suelos cohesivos, la podemos aproximar con la siguiente ecuación:

$$\phi_u = 2^\circ + 0,66 \cdot N_{60} \quad 7.21$$

Obviamente los valores de la cohesión están también influenciados por la humedad del suelo, se supone que estas ecuaciones tendrán validez para suelos con una humedad natural, en el entorno de su límite plástico o algo menor. En el gráfico de la figura 7.12, se representan los resultados de la cohesión no drenada en función del resultado de SPT ejecutado con una energía del 60 % de la teórica, para las ecuaciones que a nuestro entender son las que mejores resultados arrojan.

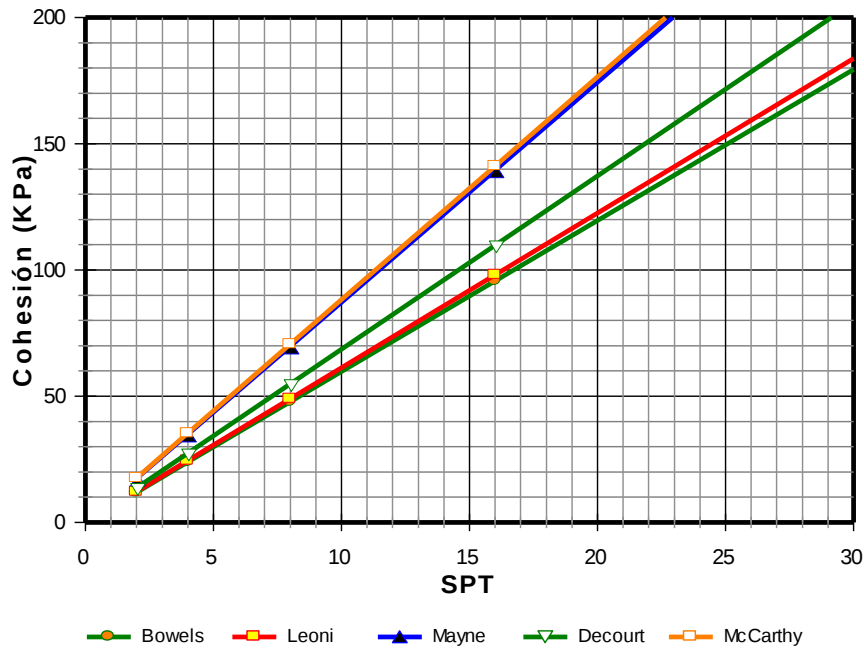


Figura 7.12: Cohesión no drenada en función de los resultados del ensayo SPT para distintos autores

7.3.2.- Parámetros sobre arcillas amasadas

Para las arcillas plásticas de la Fm. Post Pampeano, de nuestra región, conformadas por arcillas de origen marino, normalmente consolidadas. Hemos determinado a través de ensayos de laboratorio con el penetrómetro de bolsillo y la veleta de corte (Torvane), los valores de la tensión de corte sobre muestras amasadas y para distintos valores de su contenido unitario de agua.



Figura Nº 7.13: Determinación de la resistencia al corte de arcillas amasadas en el laboratorio

Los ensayos se pueden apreciar en las fotografías que se adjuntan en la Figura Nº 7.13 y los resultados en el cuadro de la figura Nº 7.14.

Podemos aplicar la siguiente ecuación que nos da el valor de la cohesión no drenada, en función del Índice de Liquidez " I_L " de la muestra y obtenida a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras remoldeadas:

$$c_u = \frac{6,5 - I_L}{(I_L + 0,28)^{2,4}} \quad \text{Leoni (2008)} \quad 7.22$$

O también a partir de la humedad “w” expresada en % de la muestra y obteniendo el resultado en kN/m², aplicando:

$$c_u = \frac{2 \times 10^7}{(w)^{3,4773}} \quad \text{Leoni (2008)} \quad 7.23$$

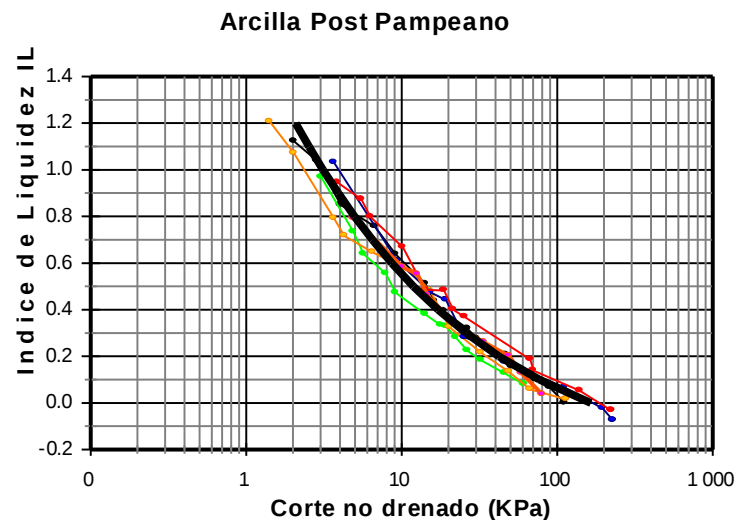


Figura N° 7.14: Resistencia al corte en arcillas amasadas para distintos valores del índice de liquidez

7.4.- MÓDULO DE CORTE

7.4.1.- Definición

La determinación del Módulo de Corte en los suelos, es siempre de mucha utilidad en todos los problemas de ingeniería donde intervienen cargas cíclicas.

Como sabemos los suelos y las rocas son materiales particulares cuya estructura está conformada por partículas sólidas que forman el esqueleto de la masa, agua y gases que completan los vacíos que deja esta estructura sólida del material.

Por otra parte, la estructura del material, puede experimentar cambios importantes, debidos a la amplitud de las tensiones aplicadas (tensiones efectivas) o a su permanencia en el tiempo.

Por lo tanto es de suma importancia analizar la respuesta de los suelos a las cargas cíclicas que lo solicitan ya que las mismas se trasladan en trenes de ondas que viajan por la estructura sólida y que provocan deformaciones angulares que, de acuerdo a su magnitud y a su permanencia pueden llevar al colapso o la falla de la estructura.

El Módulo de Corte “G” queda definido por el cociente entre la tensión de corte “ τ ” y la deformación angular “ γ ” que la misma provoca.

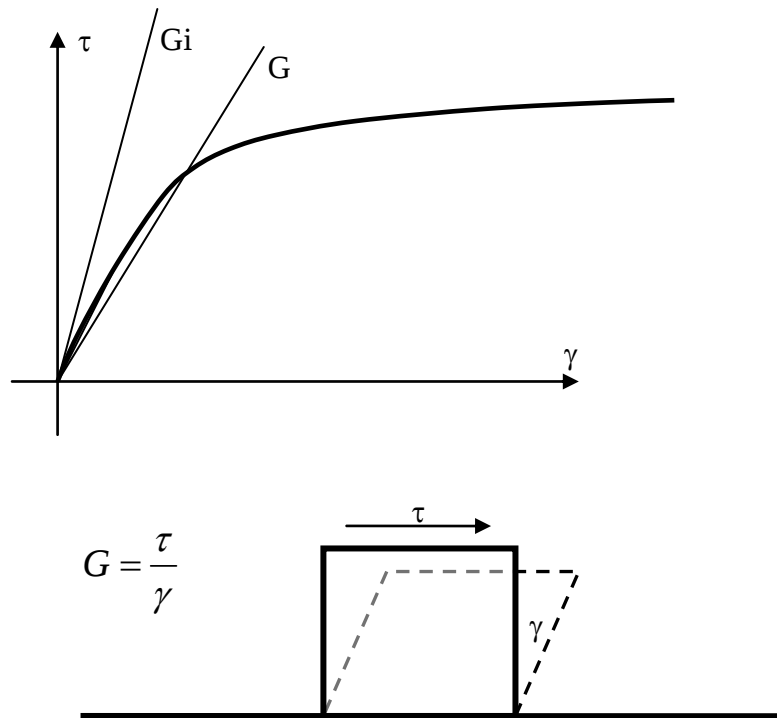


Figura N° 7.15: Módulo de Corte, definición

Cuando este Módulo se lo calcula para una deformación muy pequeña, que por lo general es menor a $0,25 \times 10^{-4} \%$ se lo denomina Módulo de Corte Inicial y se lo identifica como “ G_o ”.

El módulo de corte por lo tanto, tiene un valor máximo para una deformación muy pequeña y tiende a un valor nulo para muy grandes deformaciones, es decir para cuando la tensión de corte, representada en función de la deformación, se hace horizontal.

Si consideramos que la gráfica de la curva Tensión de Corte (τ) – Deformación angular (γ) es de forma hiperbólica, vemos que la variación del Módulo de Corte se alinearía según una recta en la gráfica $\tau - k$ como la que se muestra en la Figura N° 7.16 de la cual se puede deducir el valor del Módulo de Corte Inicial “ G_o ”.

Esta representación nos permite hacer las siguientes deducciones:

$$\frac{\tau_u}{G_o} = \frac{(\tau_u - \tau)}{G}$$

$$G = G_o \frac{(\tau_u - \tau)}{\tau_u}$$

$$G = G_o \left(1 - \frac{\tau}{\tau_u} \right) \quad 7.24$$

Lo que nos permite obtener una ecuación hiperbólica que representa la variación de la tensión de corte en función de la deformación angular provocada.

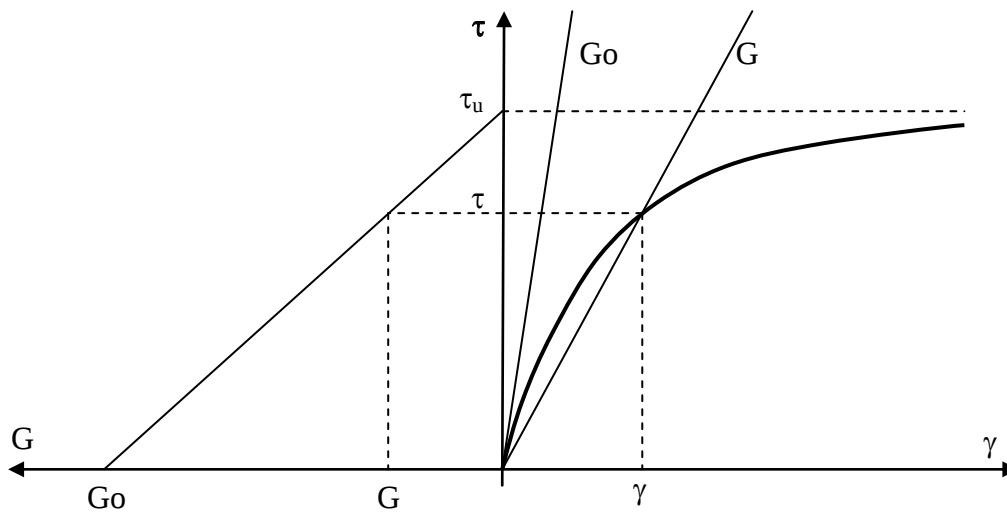


Figura N° 2.16: Representación de la gráfica “τ - γ - G”

Como $G = \frac{\tau}{\gamma}$

$$G = G_o \left(1 - \frac{G \cdot \gamma}{\tau_u} \right)$$

$$G = \left(\frac{1}{\frac{1}{G_o} + \frac{\gamma}{\tau_u}} \right)$$

El valor de τ_u se puede obtener a partir de la siguiente ecuación:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \sqrt{\left(\frac{1+Ko}{2} \cdot \sigma_v' \cdot \text{sen} \phi' + \cos \phi' \right) - \left(\frac{1-Ko}{2} \cdot \sigma_v' \right)^2} \quad 7.25$$

Con $\sigma_v' =$ Tensión vertical efectiva

c' y $\phi' =$ Parámetros de corte efectivos del material

$$Ko = \text{Coeficiente de empuje en reposo} = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

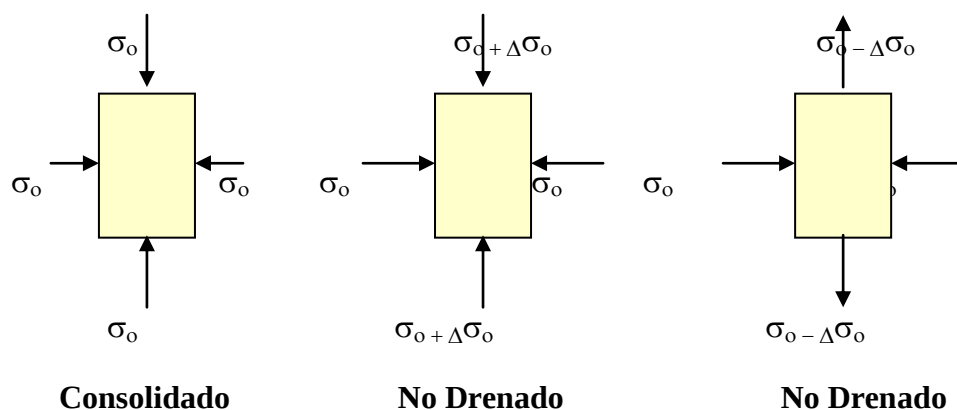
7.4.2.- Ensayos de Laboratorio:

Existen distintos tipos de ensayos de laboratorio que nos permiten determinar el módulo de corte, entre los que podemos mencionar al ensayo de columna resonante, que consiste en aplicar en la cabeza de una probeta colocada en una especie de cámara triaxial, un par cíclico horizontal que puede ser variable tanto en frecuencia como en magnitud, mientras se miden las deformaciones que se generan en la muestra con transductores electrónicos y se grafican los resultados en un ordenador.

Otros tipos de ensayos, son los ensayos de carga cíclica, que consisten en aplicar cargas cíclicas (en una dirección y en la opuesta) sobre muestras ubicadas en cajas de corte ó en cámaras triaxiales, donde la muestra en una primera etapa se la consolida bajo una carga σ_o y luego se la aplican las cargas cíclicas sin permitir el drenaje del agua.

En el ensayo triaxial cíclico, la secuencia de ensayos se detalla en los esquemas que se detallan.

Este tipo de ensayo se practica en un equipo triaxial que tiene la posibilidad de aplicar tanto cargas de compresión como de tracción de la misma magnitud y con los elementos electrónicos adecuados como para variar su magnitud, su frecuencia y en algunos casos la forma de la onda de carga. También estos equipos cuentan con transductores electrónicos que registran las deformaciones de la probeta en tiempo real.



Durante la realización de este ensayo se generan esfuerzos de corte en un sentido y en otro, de manera que la trayectoria de tensiones generadas son las que se indican en la figura siguiente:

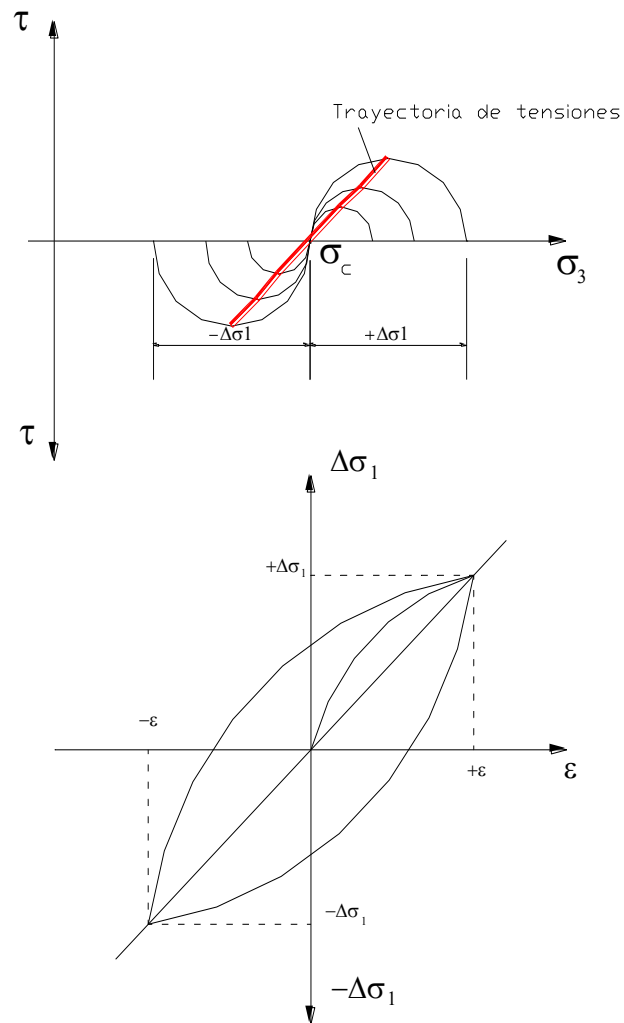


Figura N° 7.17: Camino de tensiones que se generan en un ensayo cíclico y curva de histéresis provocada con las cargas cíclicas y las deformaciones

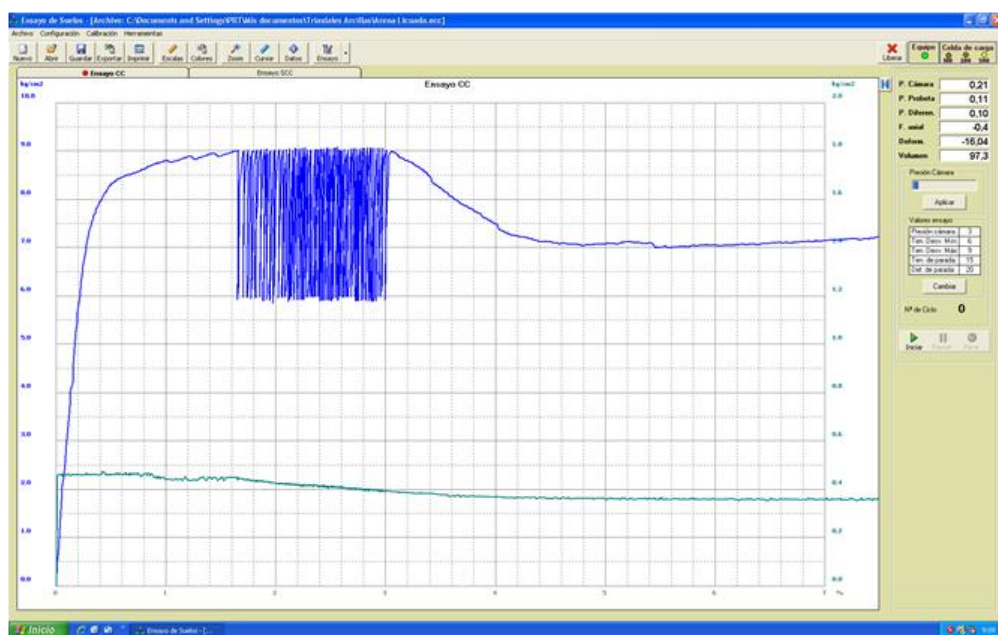




Figura N° 7.18: Ensayo triaxial cíclico sobre una probeta de arena

En estos ensayos la deformación de corte se calcula con la ecuación que se deduce de la siguiente relación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 7.26$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

$$E = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon} = \frac{2\tau}{\varepsilon}$$

$$G = \frac{\tau}{(1 + \nu) \cdot \varepsilon}$$

Lo que nos lleva a:

$$\gamma = (1 + \nu) \cdot \varepsilon \quad 7.27$$

De los distintos métodos de ensayos para determinar el módulo de corte, se observa que los valores de la relación G/G_0 varían sensiblemente con el valor de la deformación angular que se genera en la muestra ensayada “ γ ” tal como se observa en la figura 7.19.

En ella se aprecia que para determinar el módulo de corte inicial “ G_0 ” hay que recurrir a los ensayos geofísicos midiendo la velocidad de onda de corte “ V_s ”. Se nota además que para otras metodologías de estudio como ser el “Presiómetro de Menard” los valores del módulo de corte se ubican en el orden del 65% al 40% del valor de G_0 , mientras que los valores de “ G ” que se obtienen con extracción de muestras y ejecución de ensayos triaxiales, por el manipuleo de la muestra al extraerla, al recortarla y al colocarle los cabezales de carga, se generan alteraciones y falsos contactos que derivan en valores del orden del 10 % de G_0 .

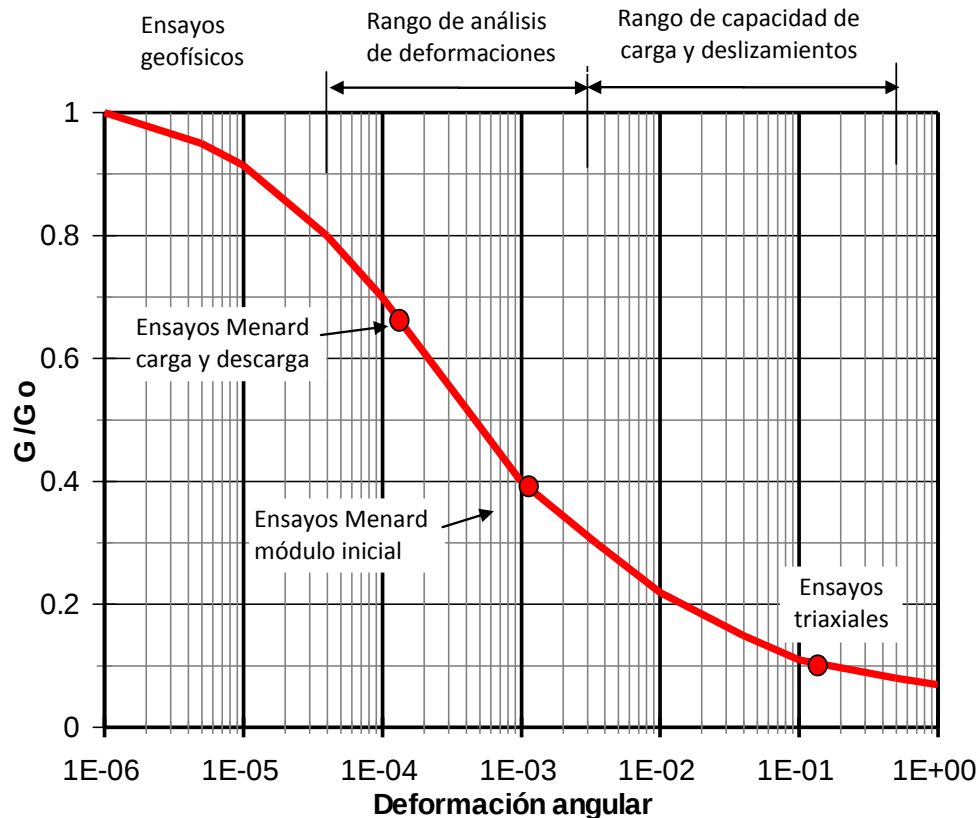


Figura N° 7.19: Variación del módulo de corte en función de la deformación angular observada

7.4.3.- Fórmulas de Cálculo

Existen fórmulas prácticas que nos permiten obtener el módulo de corte inicial “ G_o ”, teniendo en cuenta las distintas compacidades de los suelos que se consideran y las distintas tensiones de confinamiento a las que se encuentran.

Dentro del grupo de ecuaciones, podemos mencionar la expresiones brindadas por Hardin y Richart que son aplicables a arenas con una relación de vacíos $e \leq 0,8$ donde la presión de confinamiento se expresa en tn/m^3 y el módulo se obtiene en tn/m^2 .

Para arenas de granos redondeados:

$$G_i = 2205 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{\sigma'_o} \quad 7.28$$

Para arenas de granos angulosos:

$$G_i = 1030 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{\sigma'_o} \quad 7.29$$

Donde: e = Relación de vacíos

$$\sigma_o' = \text{Tensión de confinamiento o tensión octaédrica efectiva} = (\sigma_v' + 2.\sigma_h')/3$$

$$\sigma_v' = \gamma'.z \quad \text{Tensión vertical efectiva}$$

$$\sigma_h' = K_o.\gamma'.z \quad \text{Tensión horizontal efectiva}$$

$$\text{Por lo tanto podemos expresar: } \sigma_o' = \gamma'.z \cdot \left[\frac{1 + 2.K_o}{3} \right]$$

También Hardin y Drnevich presentan una ecuación similar que nos permite evaluar el módulo de corte inicial tanto para suelos arenosos como para suelos arcillosos, y en estos últimos haciendo intervenir la relación de sobreconsolidación (OCR) en la que se encuentre y su plasticidad.

$$Gi = 1030 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{(1 + e)} \cdot (OCR)^k \cdot \sqrt{\sigma_o'} \quad 7.30$$

Donde además de los parámetros ya definidos en las fórmulas anteriores tenemos la relación de sobreconsolidación

$$OCR = \text{Tensión de preconsolidación} / \text{Tensión efectiva de la tapada} = \frac{P_c'}{\sigma_o'}$$

k = Constante que depende de la plasticidad del suelo de acuerdo a la tabla que se adjunta:

Ip (%)	K
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

Veamos un ejemplo de la utilidades de estas fórmulas, suponiendo que tenemos que evaluar la magnitud del módulo de corte inicial de una arena densa ($\phi' = 35^\circ$), normalmente consolidada ($OCR = 1$), de granos redondeados de cuarzo ($\gamma_s = 2,65 \text{ gr/cm}^3$) que tiene una humedad saturada de $w_{sat} = 19 \%$, ubicada a 30 m de profundidad y donde la napa de agua se encuentra al nivel del terreno natural.

1º) Como la arena está saturada podemos hacer $e = w_{sat} \cdot \gamma_s = 0.19 \times 2,65 = 0,503$

2º) $K_o = (1 - \text{sen } \phi') \times OCR^{(\text{sen } \phi')} = 0,426$

$$\sigma_o' = \gamma'.z \cdot \left[\frac{1 + 2.K_o}{3} \right] = 18,52 \text{ tn/m}^2$$

3°) Aplicando la fórmula (2.28)

$$G_i = 2205 \cdot \frac{(2,17 - 0,503)^2}{1,503} \cdot \sqrt{18,52} = 17.545 \text{ tn/m}^2$$

4°) Aplicando la fórmula (2.30)

$$G_i = 1030 \cdot \frac{(2,973 - 0,503)^2}{1,503} \cdot \sqrt{18,52} = 17.993 \text{ tn/m}^2$$

Diversos autores e investigadores, han considerado la evaluación del cálculo del módulo de corte a través de la variación de la relación G/G_i como función de la deformación de corte " γ ".

7.4.4.- Velocidad de onda de corte

Dentro de las ondas generadas en el terreno por efectos externos a la corteza terrestre (impactos en superficie, hincas de pilotes, vibraciones de máquinas, explosiones, etc) ó internos a la misma (terremotos), podemos diferenciar entre otras a las ondas de presión " P " y las ondas de corte " S ". Figura N° 7.20

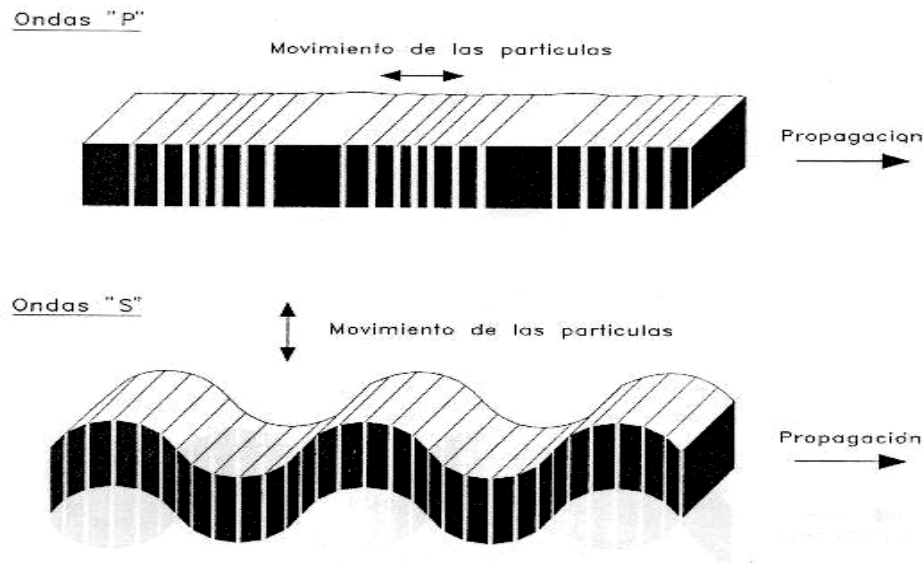


Figura N° 7.20: Ondas vibratorias generadas en el terreno

Las primeras son ondas que producen una compresión en el terreno haciendo que las partículas del suelo se muevan en forma oscilante en la dirección en que se desplazan y por lo general no provocan grandes daños a las estructuras que afectan.

Las ondas " S " en cambio generan un movimiento oscilatorio vertical de las partículas con respecto a la dirección en que se desplazan, similar al de las olas del mar.

Estas ondas son provocadas en el terreno por distintas acciones como ser: por terremotos, por el impacto generado durante la hincas de pilotes, por la vibración de equipos pesados ó por la vibración de las bases de grandes motores y son además las

responsables de los mayores daños provocados en las estructuras que encuentran en su paso.

El efecto del impacto de una masa en el terreno, genera varias ondas de este tipo por cada impacto, lográndose lo que se da en llamar el “espectro de ondas” ó “tren de ondas”, que son representadas por varias ondas agrupadas que viajan en el terreno donde han sido generadas. Este tren de ondas se desplaza en el terreno según una velocidad que depende de las características del suelos y fundamentalmente de su módulo de Poisson “ ν ”, de su módulo de Corte “ G ” y de su módulo Elástico “ E ”.

Las dos diferentes ondas que vimos, tienen distintas velocidades de propagación dentro de la masa del suelo. Las ondas de compresión o ondas “P” se trasladan con una velocidad dada por:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}}$$

Mientras que las ondas de corte se trasladan según:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \rho}}$$

Que nos permite obtener:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}}$$

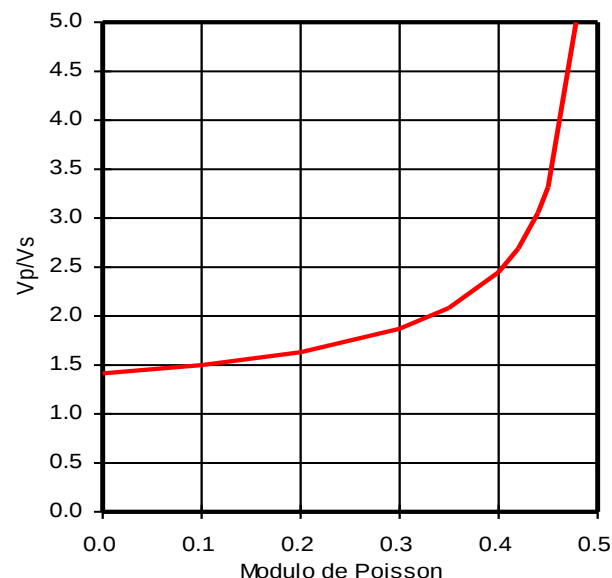


Figura N° 7.21: Relación entre las velocidades para distintos valores del módulo de Poisson

Se aprecia que la velocidad de las ondas de compresión son sensiblemente más elevadas que las de las ondas de corte y que esta diferencia se magnifica cuando nos acercamos a

las características de las arcillas blandas saturadas ($\nu = 0,5$) esto se explica claramente entendiendo que una sollicitación de compresión instantánea en estos suelos es tomada íntegramente por el agua por lo que la velocidad de propagación en este medio tiende a infinito.

La velocidad de la onda de corte “Vs” en los suelos y en las rocas son de gran utilidad para solucionar problemas de cargas dinámicas sobre estos elementos. La velocidad de onda se mide en m/seg y para medirlo en el terreno se utilizan los denominados “Ensayos Geofísicos” que consisten en emitir una onda vibratoria en el terreno y medir mediante geófonos instalados en profundidad a distancias conocidas, los distintos tiempos de llegada de la onda emitida.

Dentro de este tipo de ensayos los más divulgados son el “Crosshole” y el “Downhole”, los mismos se detallan en los gráficos que se muestran en las figuras N° 7.22 y 7.23. En estos ensayos la diferencia de velocidades entre Vs y Vp, indicada en el párrafo anterior, se subsana por la diferente energía que transmite cada una de ellas. Como se manifestó anteriormente las ondas de corte, por la energía que transmiten, son magnificadas en forma notoria en los osciloscopios en comparación con las ondas de compresión.

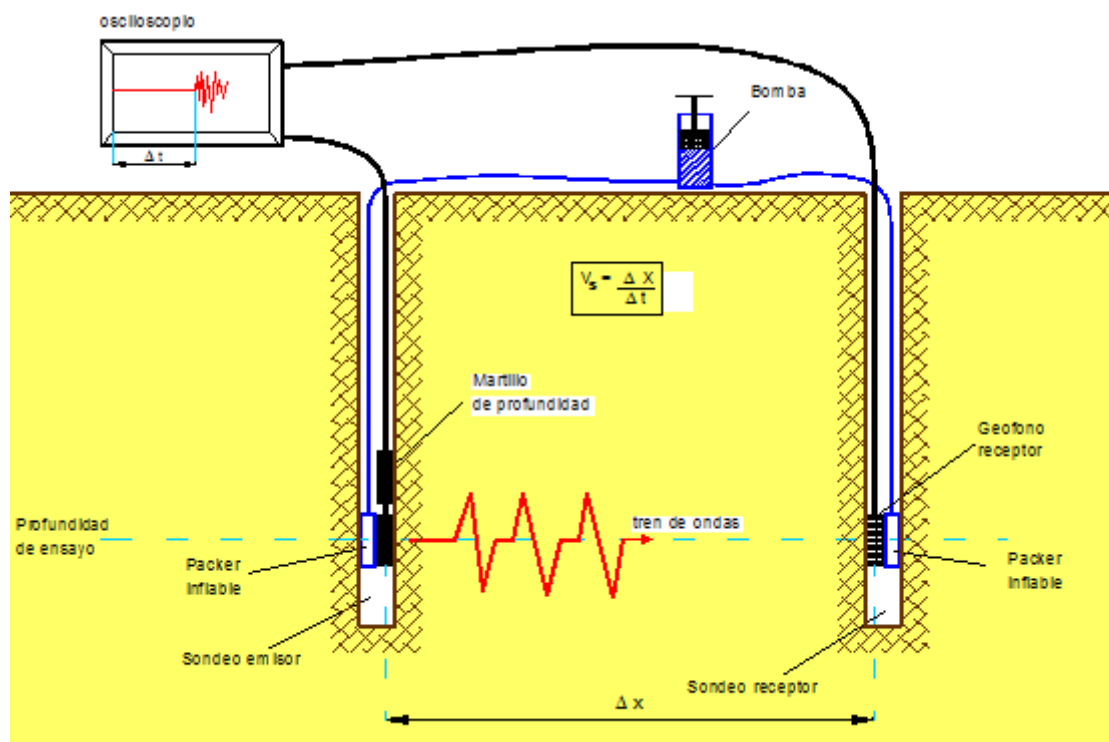


Figura N° 7.22: Esquema del ensayo geofísico de Crosshole para medir la velocidad de onda de corte

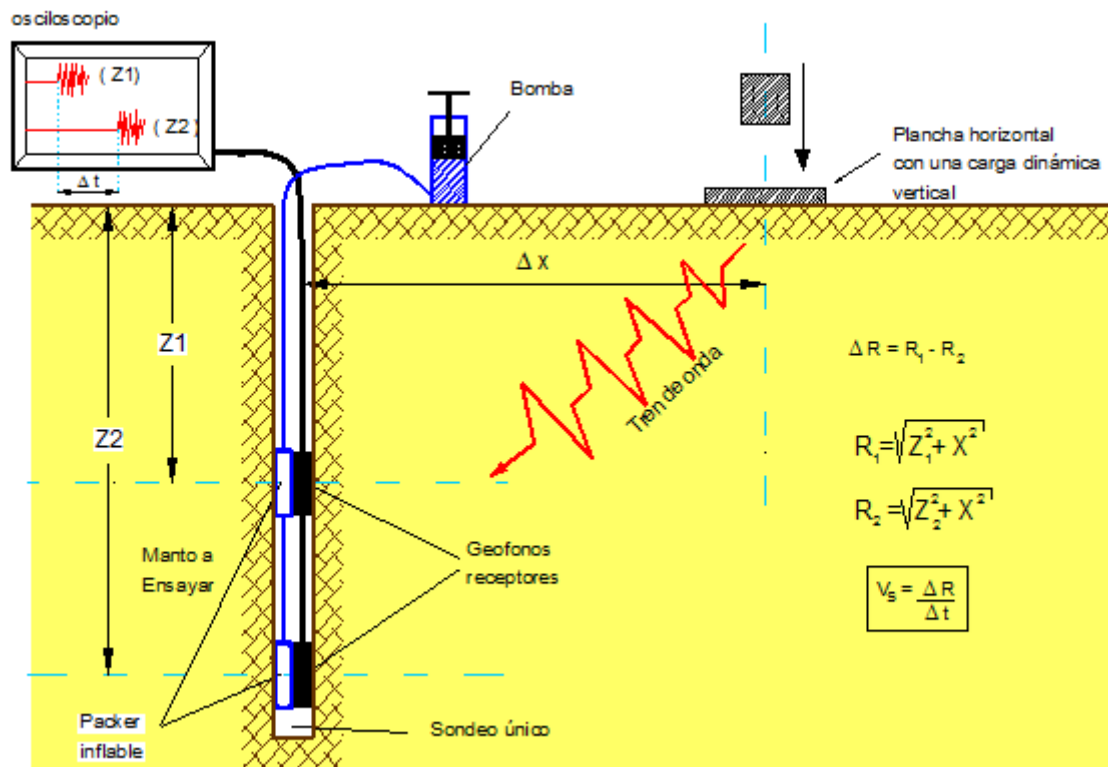


Figura N° 7.23: Esquema del ensayo geofísico de Downhole para medir la velocidad de onda de corte

A partir de la velocidad de la onda de corte en el terreno, podemos calcular el módulo de corte inicial, mediante la aplicación de la siguiente relación matemática:

$$Gi = \rho_T \cdot V_s^2 \quad 7.31$$

En la que:

$$\rho_T = \frac{\gamma_T}{g} \quad 7.32$$

Es la densidad másica del suelos que resulta del cociente entre la densidad total “ γ_T ” y la aceleración de la gravedad $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Este Módulo de Corte Inicial tiene aplicación en numerosos problemas de ingeniería civil y se relaciona con el módulo elástico de Young’s mediante la siguiente ecuación:

$$Ei = 2.Gi.(1 + \nu) \quad 7.33$$

Existen fórmulas expeditivas que nos permiten evaluar en forma rápida la velocidad de la onda de corte en el suelo, a partir de los valores obtenidos con el ensayo SPT ejecutado con una energía del 60%.

Un de estas relaciones que nos brinda la bibliografía, es la que presenta Imai y Tonouchi 1982, en el manual (MIL-HDBK-1007/3).

$$V_s = 98,1 \cdot N_{60}^{0,32} \quad (\text{m/s}) \quad 7.34$$

A partir de esta ecuación podemos calcular el valor del módulo de corte inicial con la ecuación 7.31

$$Gi = \rho_T \cdot V_s^2 = \frac{\gamma}{g} \cdot (98,1 \cdot N_{60}^{0,32})^2$$

Si asumimos que el valor medio de la densidad del suelos puede estar en el entorno de $\gamma = 1,85 \text{ tn/m}^3$ podemos resumir:

$$Gi = \frac{18,15 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} \cdot 9.624 \cdot N_{60}^{0,64}$$

$$Gi = 17,8 \cdot N_{60}^{0,64} \quad (\text{MPa}) \quad 7.35$$

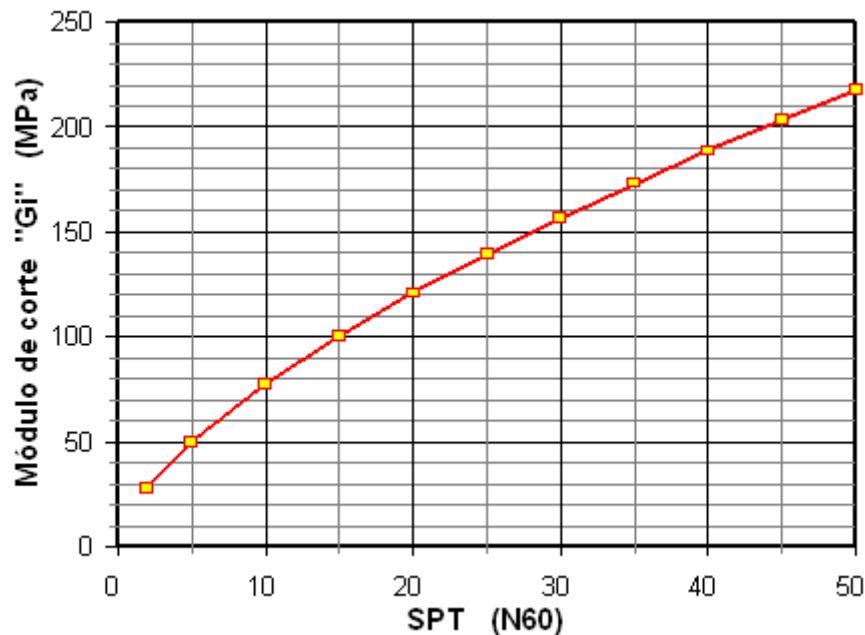


Figura N° 7.24: Módulo de corte en función del valor del índice N_{60} del ensayo SPT

Finalmente supongamos a modo de ejemplo que tenemos un suelo arenoso, denso, donde la densidad húmeda es de $\gamma_h = 2,05 \text{ tn/m}^3$ y en el que hacemos un ensayo de Crosshole con los geófonos distanciados 5 metros entre si y en el que queremos calcular el módulo de corte inicial "Gi".

La densidad másica será: $\rho = \frac{2,05 \text{ tn/m}^3}{9,8 \text{ m/seg}^2} = 0,209 \text{ tn.seg}^2/\text{m}^4$

El registro de la emisión y recepción de la onda vibratoria en el osciloscopio da un tiempo $t = 0,0156 \text{ seg}$ y la distancia entre el geófono emisor y receptor es de 5 metros.

$$V_s = \frac{5m}{0,0156seg} = 320,5m / seg$$

$$G_i = \rho \cdot V_s^2 = 0,209 \text{ tn} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}^4 \times (320,5 \text{ m/seg})^2 = \mathbf{21.468 \text{ tn/m}^2}$$

7.5.- MÓDULO DE DEFORMACIÓN

7.5.1.- Definición

Es indudable que la respuesta de los suelos a las solicitaciones externas es compleja y generalmente no lineal, dependiendo entre otros parámetros de la dirección de la carga aplicada, de la anisotropía de la masa del suelo, del nivel de tensiones, de las deformaciones sufridas, de los efectos del tiempo, de su historia geológica, de su posibilidad de drenaje, de la compactación, de la humedad natural, de la forma y de la composición de las partículas que la componen y de otros factores.

Sin embargo, la determinación de los distintos Módulos de Deformación que se obtienen de un ensayo de compresión simple o confinado (Estado triaxial de tensiones) es de substantial importancia para definir entornos de deformación en los problemas de ingeniería geotécnica, por lo que la valoración aproximada de los distintos módulos, resulta de gran utilidad para la modelización matemática de la masa de suelos a la hora de resolver problemas de ingeniería geotécnica en los proyectos que se analizan.

Sabemos que cuando una muestra de suelos es sometida a una compresión bajo una tensión “ σ ” podemos obtener y medir una deformación “ Δz ” en la dirección de la solicitación y otra ortogonal a la primera, “ Δx ” y cuya relación nos define el coeficiente de Poisson “ μ ”, tal como se aprecia en la figura N° 7.25.

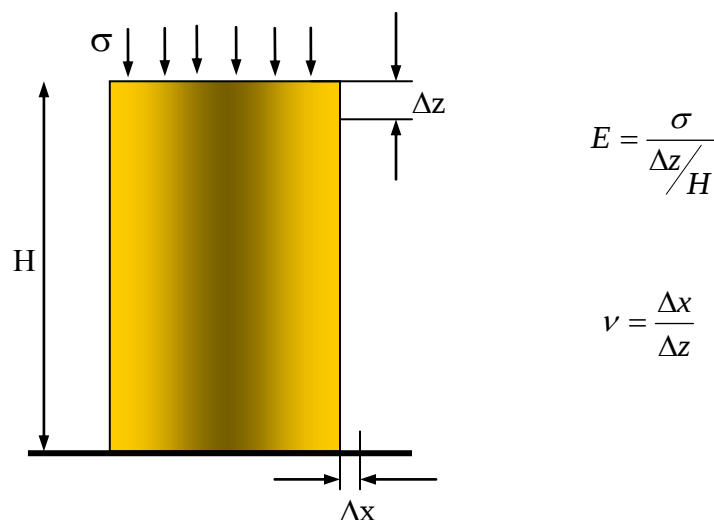


Figura N° 7.25: Deformaciones experimentada en una probeta bajo un estado de tensiones

Básicamente de un ensayo a compresión de una probeta cilíndrica ejecutado en un estado triaxial de tensiones, donde dos de ellas son iguales por ser σ_x y σ_y generadas

por la presión hidrostática σ_3 que se le aplica a la cámara de ensayo, con lo cual la deformación vertical en el rango elástico de la probeta lo podremos calcular a través de la siguiente relación:

$$\varepsilon_v = \frac{(\sigma_z - \mu\sigma_x - \mu\sigma_y)}{E} = \frac{(\sigma_1 - 2\mu\sigma_3)}{E}$$

Y nos queda:

$$E = \frac{(\sigma_1 - 2\mu\sigma_3)}{\Delta H/H}$$

Si la probeta está saturada y el ensayo se ejecuta con drenaje impedido, el valor de $\nu = 0,5$ y la ecuación anterior nos quedará:

$$E = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta H/H}$$

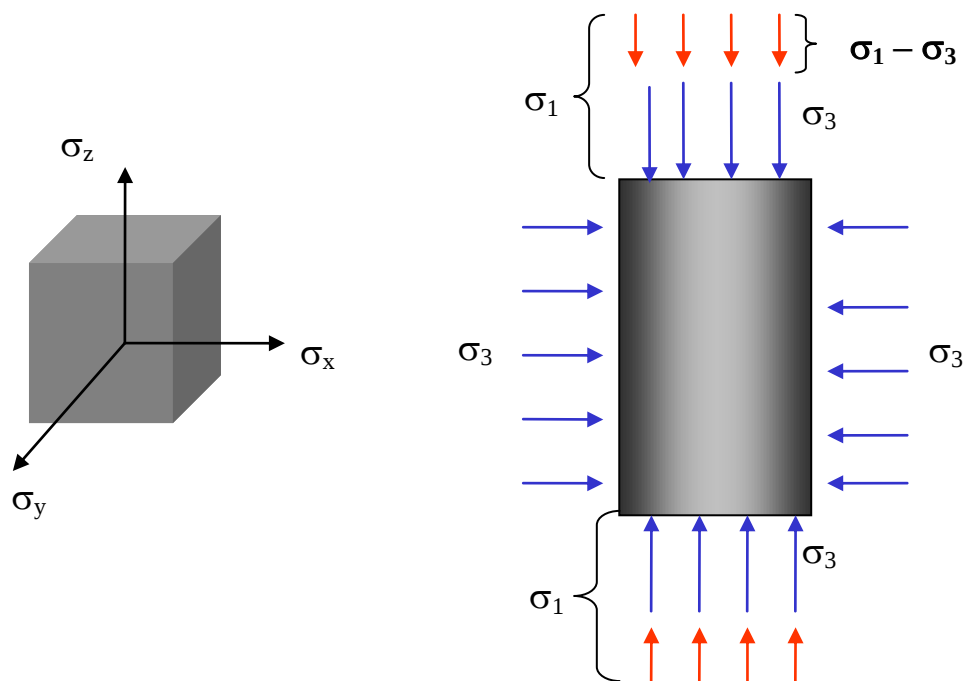


Figura N° 7.26: Estado tensional de una probeta en un ensayo triaxial

7.5.2.- Distintos módulos de deformación

Si representamos en una gráfica las tensiones y las deformaciones que se generan como resultado de un ensayo de compresión sobre una muestra de suelos, como la que se muestra en la figura N° 7.27 podremos observar que de la misma se pueden obtener varios y muy distintos módulos de deformación.

En primer término si las tensiones son muy bajas tendremos el Módulo Inicial “Ei” que corresponde a la tangente al origen de la curva de tensión – deformación, experimentada con las primeras cargas del ensayo.

Este módulo es de muy difícil determinación y para obtener valores reales del mismo se debe contar con equipamiento sofisticado ya que si se mide la deformación de la probeta a partir de los movimientos del pistón de la cámara triaxial, el mismo se ve muy afectado por la pequeña deformación parásita que se genera en el inicio del ensayo entre los cabezales de carga superior e inferior que se apoyan sobre la probeta.

Para evitar estos errores hay que medir la deformación de la probeta con transductores de movimientos (LVDT) que se apoyen directamente a los costados de la probeta, dentro de la cámara triaxial.

Posteriormente podemos obtener el Módulo Secante “Es” que dependerá del nivel de tensiones seleccionado para su determinación. Este módulo generalmente se representa en el rango elástico de la curva tensión deformación y se ve afectado por el coeficiente de seguridad adoptado para la determinación de la tensión admisible del suelo.

Teniendo en cuenta la gráfica de la figura 7.27, observamos que si determinamos el valor de la tensión de rotura y luego le aplicamos un coeficiente de seguridad “Fs” para calcular una tensión admisible que graficamos en el punto “a” podremos trazar por este punto el módulo secante “Es” y modelar matemáticamente sin mucho error, el cálculo de las deformaciones para valores de tensiones menores a la tensión del punto “a”

Llevando este mismo tema a la práctica, supongamos que para dimensionar una base que transfiere la carga de una columna de un edificio, determinamos la tensión de rotura del suelo “ σ_R ” y que posteriormente adoptamos un coeficiente de seguridad $F_s = 2$ para obtener la tensión admisible “ σ_{adm} ”. Esto quiere decir que los niveles de tensión de la base se mantendrán por debajo de este valor con lo cuál podremos valorar las deformaciones del suelo, teniendo en cuenta el módulo secante.

Si a partir del ejemplo anterior de la base del edificio, nos informan que se deberán efectuar remodelaciones en el edificio que provocarán un incremento de carga en la columna analizada y que las tensiones superarán a la tensión admisible calculada originalmente en una fracción que va desde el punto “a” al “b” en el gráfico tensión – deformación (asimilando al gráfico de la figura 7.27), para calcular las deformaciones tendremos que utilizar el módulo tangente “Et” que une los puntos “a” y “b”.

Supongamos ahora en nuestro ensayo triaxial que llevamos a la probeta a una tensión dada por el punto “c” y que alcanzado este valor de tensiones, descargamos a la probeta hasta un nivel de tensiones dado por el punto “d”, para inmediatamente volver a cargar a la probeta hasta el mismo nivel de tensiones en el que generamos la descarga (punto “c”).

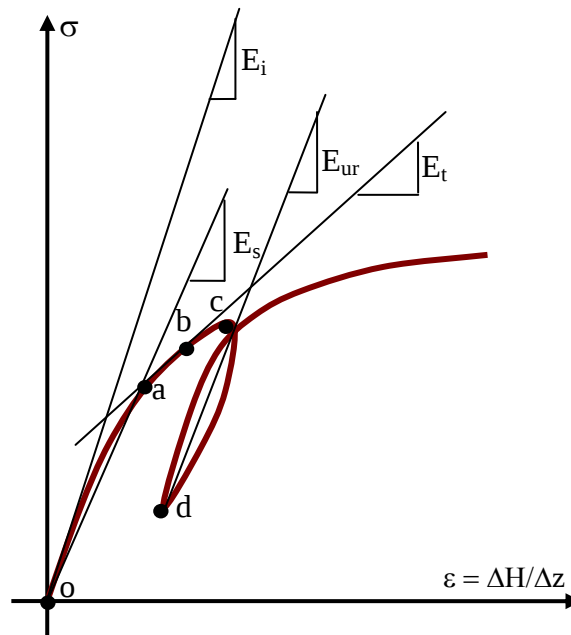


Figura N° 7.27: Deformaciones experimentada en una probeta bajo un estado de tensiones y los distintos tipo de módulos de deformación que se pueden obtener

En el gráfico tensión – deformación, nos quedará un lazo formado por la descarga y la carga correspondiente. El módulo que interpreta este comportamiento se lo conoce como “Eur” (unload – reload) descarga – recarga, que da por lo general valores muy semejantes a los del módulo inicial “Ei”

Para pensar una aplicación práctica de éste módulo podemos tratar de interpretar que ocurre en el terreno cuando se proyecta la ejecución de un edificio que tiene proyectados varios subsuelos, que requieren de una excavación importante en profundidad.

Cuando comenzamos a excavar, las tensiones en el futuro plano de fundación comienzan a descender, desde el punto “c” al “d”, (haciendo una similitud con la gráfica de la figura 7.27). Posteriormente cuando se construye el edificio, las cargas sobre las fundaciones se incrementan nuevamente. Cuando el nivel de tensiones en la fundación genera las mismas tensiones que existían con la carga del suelo que se retiró al ejecutar la excavación, estaremos nuevamente en el nivel de tensiones original (punto “c”).

En este caso las deformaciones del suelo con la carga del edificio deber ser consideradas con el módulo “Eur” que es mucho mayor que el módulo secante “Es”.

7.5.3.- Determinación del módulo de deformación edométrico

El módulo de deformación edométrico está definido para una deformación uniaxial, es decir con las deformaciones radiales impedidas. Este módulo corresponde a la deformación de una muestra ensayada en forma confinada el anillo de consolidación que permite que la muestra se deforme únicamente en la dirección de la carga aplicada ya que el anillo restringe toda posibilidad de deformación radial.

Si el módulo elástico es por definición:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

El módulo edométrico tendrá la misma definición pero con la deformación horizontal impedida

$$E_{ed} = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

A través de una sollicitación triaxial, sabemos que las relaciones entre las tensiones y las deformaciones para las tensiones principales son:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu.\sigma_2 - \nu.\sigma_3) \quad 7.36$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_3)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_2)$$

Cuando la deformación horizontal está impedida tendremos

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_3) = 0$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_2) = 0$$

Despejando de estas dos últimas ecuaciones obtenemos:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\sigma_1.\nu}{(1-\nu)}$$

Reemplazando en 7.36

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma}{E} \left[1 - \frac{2.\nu^2}{1-\nu} \right] \quad 7.37$$

Con la que podemos hacer:

$$E_{ed} = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} = \frac{E}{\left[1 - \frac{2.\nu^2}{1-\nu} \right]}$$

$$E = E_{ed} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \right]$$

$$E = E_{ed} \cdot \left[\frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \right] \quad 7.38$$

Tabla N° 2

Valores aproximados del coeficiente de Poisson para distintos tipos de suelos

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arena Suelta	0,1 a 0,3
Arena Densa	0,3 a 0,4
Limo	0,2 a 0,4
Arcilla saturada	0,5
Arcilla parcialmente saturada	0,3 a 0,4
Arcilla con arena	0,2 a 0,4

A partir de los ensayos de consolidación, el valor del módulo edométrico puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta H / H}$$

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{(1 + e_o)}$$

$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma_1 \cdot (1 + e_o)}{\Delta e}$$

Por norma las cargas aplicadas en los ensayos de consolidación son siempre el doble de la carga anterior es decir que:

$$P_{n+1} = 2 \times P_n$$

Esto quiere decir que para calcular el valor de Δe con la aplicación de una carga podemos operar de la siguiente forma:

Si estamos haciendo un ensayo de consolidación sobre un suelo preconsolidado y estamos en la etapa de recompresión, es decir que estamos aplicando tensiones menores a la tensión de preconsolidación " P_c ". Podemos calcular el valor de Δe con la siguiente ecuación:

$$\Delta e = Cr \cdot \log \left(\frac{P_n + P_n}{P_n} \right) = Cr \cdot \log(2) = 0,301 \cdot Cr$$

Si en cambio estamos en la parte virgen de la curva de compresibilidad o si el suelo que estamos ensayando es normalmente consolidado, el cálculo de Δe se podrá obtener con la siguiente ecuación:

$$\Delta e = 0,301.C_c$$

Teniendo en cuenta estos valores el módulo edométrico podrá ser calculado con las siguientes ecuaciones:

Para niveles de tensiones inferiores a la tensión de preconsolidación:

$$E_{ed} = \frac{(P_{n+1} - P_n).(1 + e_o)}{0,301.C_r} \quad 7.39$$

Para niveles de tensiones superiores a la tensión de preconsolidación:

$$E_{ed} = \frac{(P_{n+1} - P_n).(1 + e_o)}{0,301.C_c} \quad 7.40$$

7.5.4.- Determinación del Módulo de Deformación Inicial

Si consideramos que la curva tensión – deformación de un ensayo triaxial ejecutado sobre una probeta de suelo, puede ser aproximada por una función hiperbólica, el valor del módulo de deformación inicial “Ei”, puede ser determinado mediante la ejecución de varios ensayos triaxiales en el laboratorio siguiendo la siguiente metodología.

La misma consiste en representar el ensayo ejecutado, poniendo en el eje de ordenadas los valores de la deformación específica dividida por la tensión desviante (ε/σ) y en el eje de abscisa los valores de la deformación específica (ε), tal como se observa en la figura N° 7.28

En la parte “b” de la figura N° 7.27, se observa que la representación tiene la forma de una recta cuya ecuación se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_d} = a + b\varepsilon \quad 7.41$$

Donde $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$ (tensión desviante)

Cuando en esta ecuación tenemos una muy pequeña deformación ε , el término $b.\varepsilon$ tiende a cero y nos quedará:

$$\text{Para } \varepsilon \rightarrow 0 \text{ tendremos } \frac{\varepsilon}{\sigma_d} = a = \frac{1}{E_i}$$

Con lo cuál, la inversa de la ordenada al origen de los ensayos representados en la figura 7.28 (b) nos da el módulo de deformación inicial “Ei”

$$Ei = \frac{1}{a}$$

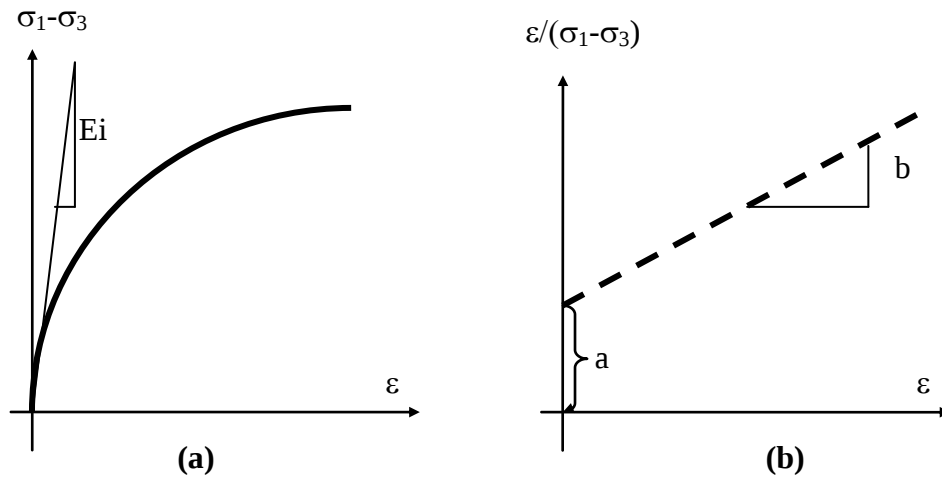


Figura N° 7.28: Representación de un ensayo triaxial

De la misma forma podemos decir que cuando se produce una gran deformación, la tensión desviante se aproxima al valor de la tensión última y el cociente a/ε tiende a cero con lo cuál tendremos:

Para $\varepsilon \rightarrow \infty$ tendremos que $\sigma_d \rightarrow \sigma_u$ y $\frac{1}{\sigma_u} = \frac{a}{\infty} + b$ de donde $b = \frac{1}{\sigma_u}$

El valor de la tensión desviante σ_u se corresponde con una deformación infinita, que no podremos obtener, pero si podemos suponer que la relación entre la tensión desviante en rotura σ_d^R y la tensión desviante última σ_d^u , queda expresada por una relación que llamaremos “Rf”, y que definimos como:

$$Rf = \frac{\sigma_d^R}{\sigma_d^u}$$

Con estos datos podemos expresar la ecuación anterior como:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_d} = \frac{\varepsilon}{\sigma_d^u} + \frac{1}{Ei}$$

En la que operando nos queda:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_d} \left[1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_d^u} \right] = \frac{1}{Ei}$$

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_d} \left[1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_d^R} Rf \right] = \frac{1}{Ei}$$

7.41.b

7.5.5.- Determinación del módulo de deformación secante

Si observamos la figura 7.19, en la que se representan los valores del cociente G/G_0 para distintos valores de la deformación angular, vemos que para los problemas habituales de la geotécnica (Túneles, fundaciones y deslizamientos) la relación entre G/G_0 se ubica en el orden de 0,4 a 0,1.

Por otra parte, la deformación angular que se genera en el corte (γ) se puede asociar también a la relación de tensiones que se pone de manifiesto:

$$\frac{G}{G_0} = \left(1 - \frac{\tau}{\tau_u} \right)$$

O lo que es lo mismo

$$\frac{Es}{Ei} = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u} \right)$$

$$\frac{Es}{Ei} = \left(1 - \frac{1}{Fs} \right)$$

Esto también se puede deducir partiendo de la ecuación 7.41.b

Cuando σ_d se hace igual a la tensión admisible, el cociente entre $\sigma_{adm}/\varepsilon = Es$ y el cociente entre la tensión de rotura y la tensión admisible nos da el coeficiente de seguridad $\sigma_{Rotura}/\sigma_{adm} = Fs$.

$$\frac{Es}{Ei} = \left[1 - \left(Rf \cdot \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{Rotura}} \right) \right]$$

Que podremos expresar teniendo en cuenta las experiencias del Prof. P. Mayne (1999) de la siguiente forma.

$$\frac{Es}{Ei} = \left[1 - \left(\frac{Rf}{Fs} \right)^g \right] \quad 7.42$$

En la expresión del Prof. Mayne el valor de “Rf” se ubica en la unidad $Rf = 1$ mientras que “g” adopta valores en el entorno de $0,2 < g < 0,4$

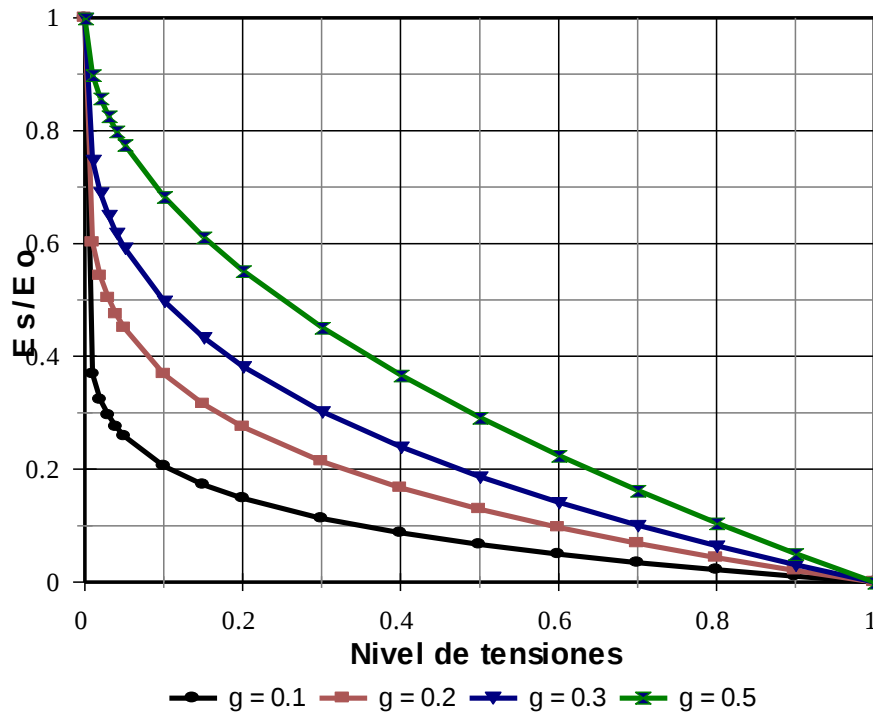


Figura N° 7.29: Relación de Módulos para distintos niveles de tensiones σ/σ_R y para un valor de $R_f = 1$

Este mismo gráfico si lo representamos en función del coeficiente de seguridad

$$\frac{\sigma_{Rotura}}{\sigma_{adm}} = F_s \text{ nos queda como el que se muestra en la figura N° 7.30.}$$

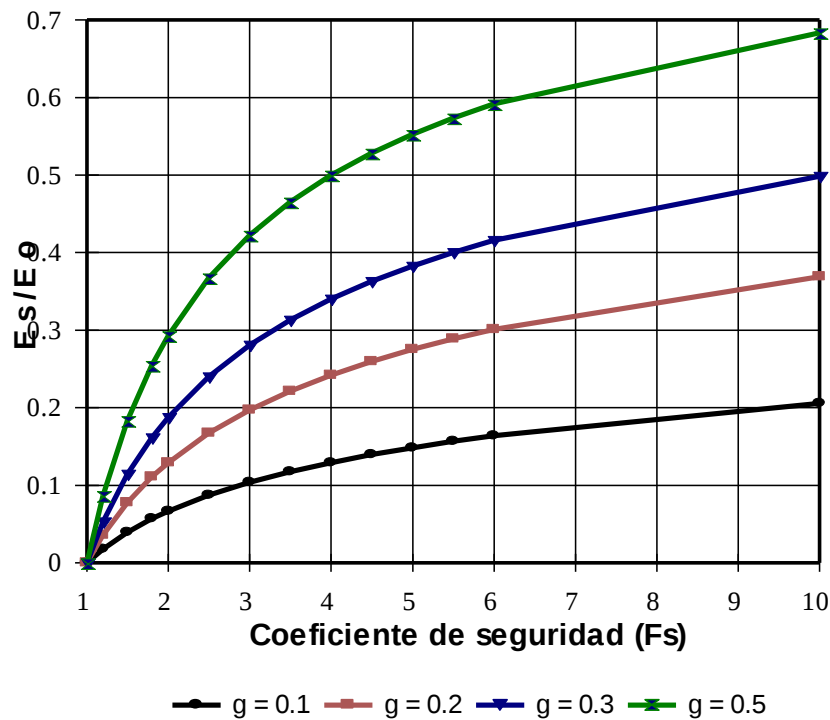


Figura N° 7.30: Relación de Módulos para distintos niveles de tensiones y para un valor de $R_f = 1$

La ecuación 7.42 planteada por Mayne es algo conservadora para suelos rígidos, o por lo menos muy aleatoria con la selección del valor de “g” en el entorno de 0,2 a 0,4.

Por lo tanto no consideramos que el valor del coeficiente “g” deba ser tomado en forma aleatoria sino que su valor debería ser función de la compacidad del suelo. Es por esto que recomendamos que el valor de “g” sea una función del índice del ensayo SPT ($g = f(N_{60})$) y que se calcule con la siguiente ecuación.

$$g = 0,15 + 0,004 \cdot N_{60} \quad 7.43$$

Tomando ambas ecuaciones y dándole valores a coeficiente de seguridad F_s para un valor constante de $R_f = 1$ nos quedará:

$$E_s = E_i \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (MPa)} \quad 7.44$$

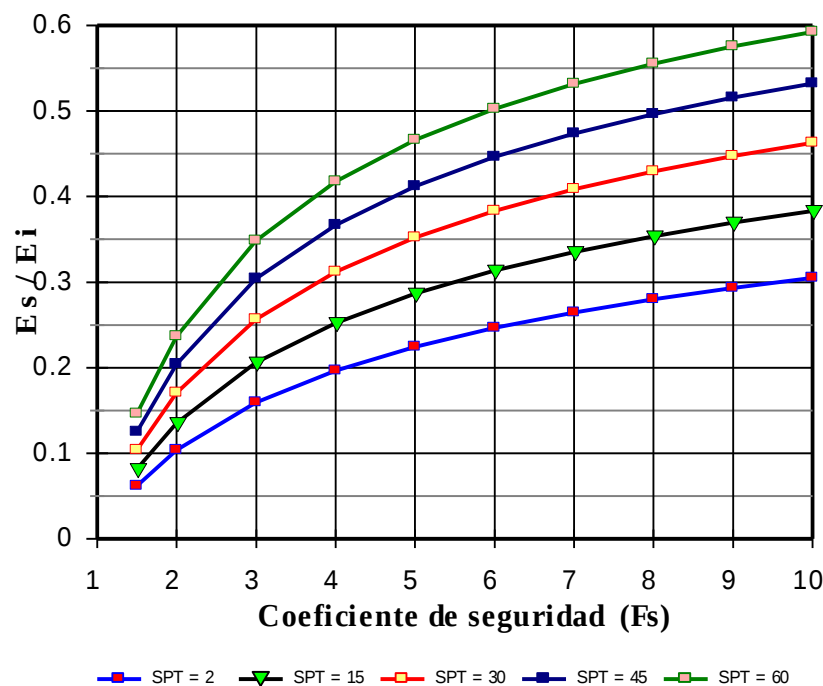


Figura N° 7.31: Relación de Módulos para distintos niveles de tensiones y para valores variables del índice del SPT

7.5.6.- Módulo inicial en suelos finos

A partir de lo que vimos en el capítulo anterior, podemos vincular los módulos de corte y de deformación con la velocidad de la onda de corte que se transmite en la masa de suelos.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_i}{\rho}}$$

$$Ei = Gi \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

$$Ei = 17,8 \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad 7.45$$

Por otra parte podemos tomar los valores de la velocidad de corte en función del valor del SPT y asignarle valores extremos de los parámetros que intervienen en la 7.45 y que se resumen en la siguiente tabla.

$\nu = 0.20$	$\nu = 0.50$
$2 \cdot (1 + \nu) = 2,4$	$2 \cdot (1 + \nu) = 3$

Podemos tomar como promedio un valor de $2 \cdot (1 + \nu) = 2,7$

Reemplazando este valor en la ecuación 7.45 obtenemos una relación directa entre el valor del módulo elástico inicial “Ei” y la velocidad de la onda de corte que a su vez está relacionada con el valor del SPT (N_{60}).

Esto nos permite obtener una ecuación que nos vincula el valor del módulo elástico inicial Ei con el valor del SPT.

$$Ei = 48 \times (N_{60})^{0,64} \quad (\text{MPa}) \quad 7.46$$

En el gráfico que se adjuntan a continuación se detalla el valor que arroja la ecuación 7.45 para distintos valores del SPT y para valores extremos del módulo de Poisson.

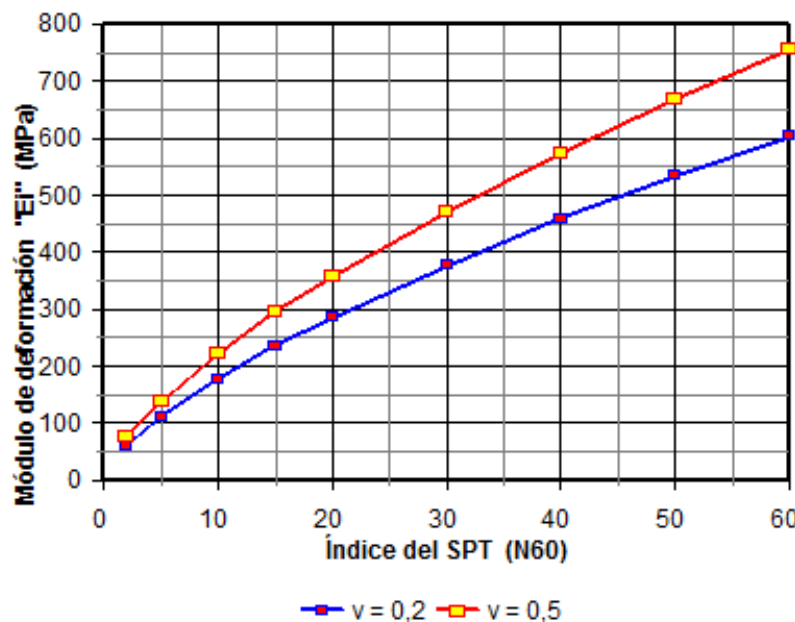


Figura N° 7.32: Valores del módulo “Ei” para distintos valores del SPT y para valores extremos del módulo de Poisson

Definido el valor del módulo de deformación inicial “Ei” podemos ahora calcular los valores del módulo de deformación secante “Es” para distintos niveles de la tensión

aplicada, utilizando la ecuación 7.47, en la que reemplazamos el valor de “Ei” por la ecuación 7.45

$$Es = 17,8.(N_{60})^{0,64} \cdot 2.(1 + \nu) \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad 7.47$$

En la que si reemplazamos el valor promedio del término $2.(1 + \nu) = 2,7$ tendremos:

$$Es = 48.(N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad 7.48$$

A partir de esta ecuación podemos calcular los valores del módulo elástico “Es” expresados en MPa, para distintos valores del coeficiente de seguridad “Fs” y para distintas consistencias de los suelos finos, expresados como el resultado del SPT “N₆₀”.

Los resultados se expresan en la tabla N° 4 y en el gráfico de la figura.

TABLA N° 4
Valores del módulo secante “Es” para distintos niveles de tensión en función del resultado del SPT ejecutado en suelos finos (MPa)

N ₆₀	Coeficiente de Seguridad “Fs”		
	1,5	2	3
5	9	15	23
10	15	26	39
20	29	48	73
30	44	72	109
40	60	98	147
50	78	126	187

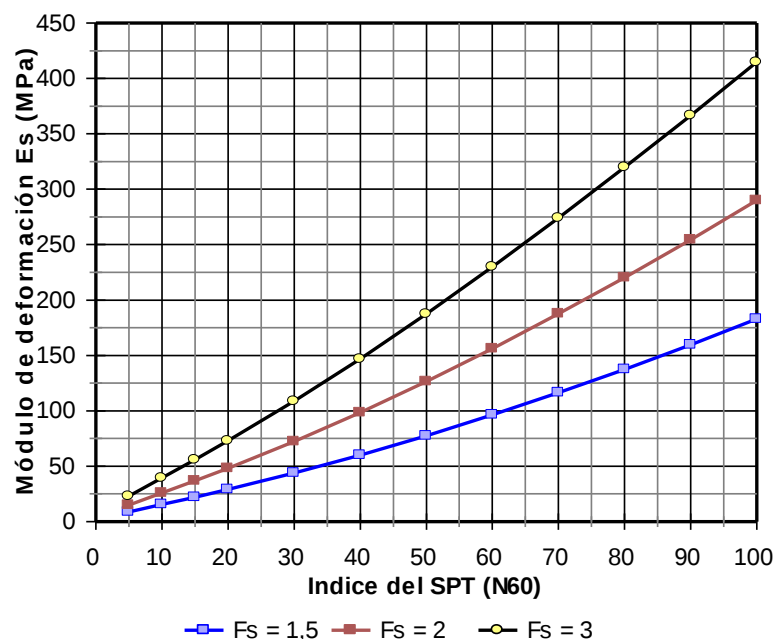


Figura N° 7.33: Valores medios del módulo “Es” para distintos valores del SPT y para valores extremos del módulo de Poisson

En la Tabla N° 5 que se adjunta a continuación, se dan los resultados obtenidos en función de la consistencia de los suelos finos y para valores de tensiones dentro del rango elástico para el que consideramos un valor del coeficiente de seguridad de $F_s = 2$.

TABLA N° 5

Consistencia	Valores del SPT	“Es” calculado ($F_s = 2$) MPa
	N₆₀	
Arcillas blandas	2 a 4	8 – 13
Arcillas Medianamente Compactas	4 a 8	13 – 21
Arcillas compactas	8 a 15	21 – 37
Arcillas muy compactas	15 a 30	37 – 72
Arcillas duras	> 30	> 72

7.6.- COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas que requiere mayor atención

Lo que veremos en este apartado, se refiere lógicamente a asentamientos instantáneos, ya sea por deformaciones elásticas, plásticas, o por la suma de las dos, pero en ningún caso en estos cálculos, haremos intervenir los asentamientos por consolidación que deberán ser calculados y sumados a los valores acá determinados.

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el **“Coeficiente de Balasto”** o **“Módulo de Reacción del Suelo”** también conocido como **“Coeficiente de Sulzberger”**, estudiado en su época y en profundidad por Terzaghi.

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “y”, que generalmente se la identifica con la letra “k”.

Teniendo en cuenta que en el valor de “k” interviene una tensión “q” que a su vez es función de una carga “Q” y de una superficie “A”, es importantísimo recordar que el valor de “k” depende no solamente del suelo (tipo de partículas, densidad, humedad, etc) sino también del área que lo solicita. Por lo tanto hay que recordar siempre que el parámetro “k” no es una constante del suelo.

Es básicamente por este motivo que el valor que se informa del módulo “k” se refiere a una placa normalizada, de superficie cuadrada, de 1 pie de lado, para que el área sea una constante,

$$k = \frac{q}{y} = \frac{Q}{A.y}$$

Este módulo, se obtiene mediante un simple ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 1 pie de lado ó de sección circular con un diámetro de 1 pie, que se monta como se muestra en el esquema de la Fig. N° 7.34.

7.6.1.- Definición

El Módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: *La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05" que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "tensión – deformación" que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm, como se aprecia en las figuras N° 7.35.*

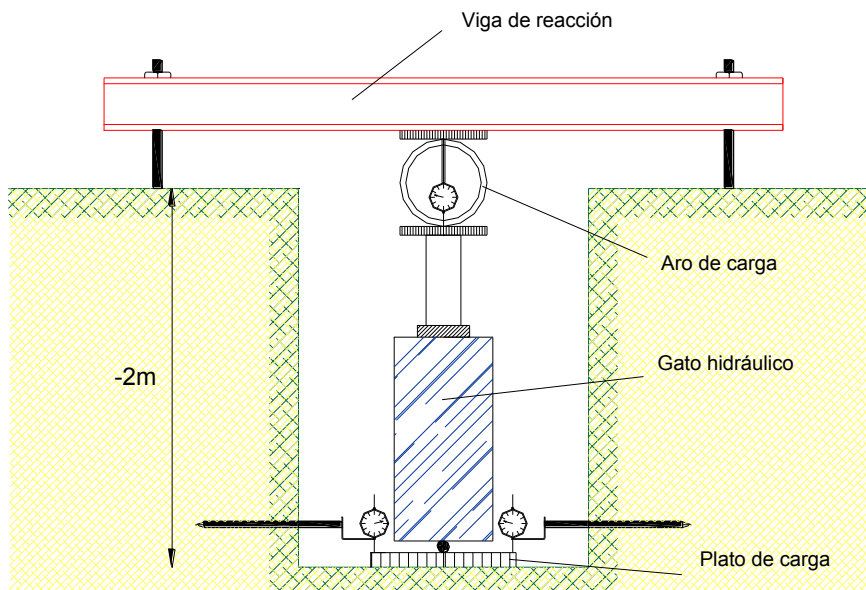


Figura N° 7.34: Esquema de montaje del ensayo de plato de carga

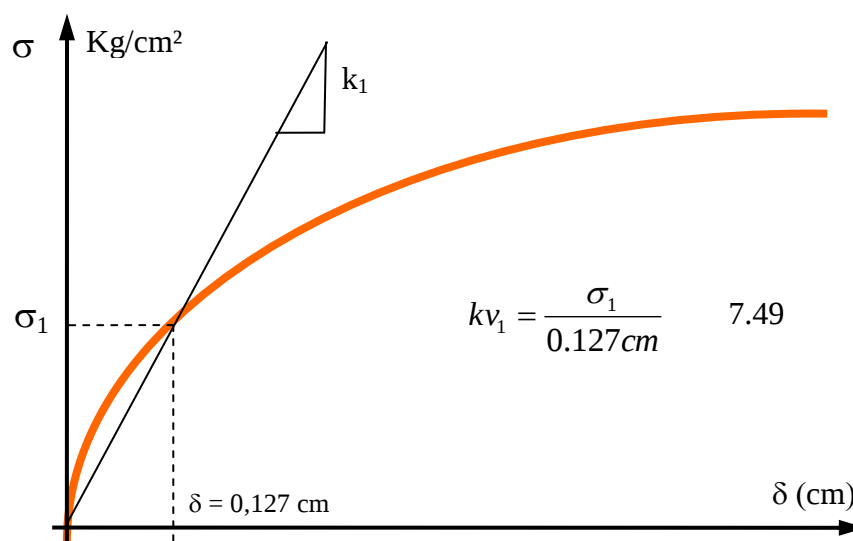


Figura N° 7.35: Coeficiente de balasto

El resultado de este ensayo se lo denomina “coeficiente de balasto unitario” y se expresa con la letra “ k_1 ” donde el subíndice 1 indica que el valor está referido a una placa rígida de 1 pie de lado o a un plato circular de 1 pie de diámetro.



Figura N° 7.36: Fotografía del montaje de un ensayo de plato de carga

Desde la masificación de los ordenadores electrónicos y el advenimiento de los métodos numéricos en el cálculo de las transferencias de carga de las estructuras a los suelos, la interpretación de este fenómeno a partir de apoyos elásticos discretos, ha facilitado enormemente la interpretación de este fenómeno de transferencia de carga entre el suelo y la estructura.

7.6.2.- Coeficiente de balasto vertical en suelos finos

Si tenemos una base de ancho “ B ” y de longitud “ L ” cargada con una carga “ Q ” y apoyada en la superficie de un terreno elástico, uniforme, con un módulo de deformación constante “ E ”, tendremos que la misma transmite al terreno donde se apoya, una tensión “ q ” y podremos decir que el asentamiento que experimentará, por deformación elástica del terreno, puede ser aproximado por la expresión:

$$y = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I \quad 7.50$$

Donde “ ν ” es el coeficiente de Poisson, mientras que “ I ” es un coeficiente que tienen en cuenta la forma del área cargada y la rigidez de la base.

Considerando lo expresado anteriormente, el Módulo de Reacción nos quedaría expresado como:

$$k_v = \frac{q}{y} = \frac{E}{B(1 - \nu^2) \cdot I} = Cte. \cdot \frac{E}{B}$$

Si tenemos una placa cuadrada ($B = L$), apoyada en la superficie ($D = 0$), sobre un suelo arcilloso que consideraremos que tiene una humedad elevada que nos permite considerarlo como saturado, es decir que se deforma pero que no cambia de volumen,

frente a una sollicitación instantánea ($\nu = 0,5$) y considerando un valor de $I = 0,88$ para una placa cuadrada, tendremos que la expresión 7.50 se transforma en:

$$y = \frac{q \cdot B}{E} \times 0,75 \times 0,88$$

Con lo cuál:

$$k = \frac{q}{y} = Cte \times \frac{E}{B}$$

De donde resulta la siguiente ecuación aproximada:

$$kv_1 = 1,5 \frac{E}{B} \quad 7.51$$

Por lo tanto para una arcilla saturada, donde prácticamente no se producirán deformaciones volumétricas durante la aplicación de la carga que genera el asentamiento instantáneo, podremos decir que la expresión anterior es válida.

Para los suelos preconsolidados, saturados o no, sometido a niveles de tensiones alejados de las tensiones de rotura, los valores del coeficiente de Poisson “ ν ” se ubican en el entorno de $0,2 < \nu < 0,4$ por lo tanto la ecuación 7.51 se puede resumir en la siguiente:

$$kv_1 = 1,2 \frac{E}{B_1} \quad 7.52$$

A partir de estas relaciones podemos determinar el valor de “ k ” para una base cuadrada que llamaremos “ k_{cuadrada} ” en la que reemplazamos el valor de $B_1 = 0,30$ m por las dimensiones reales de la base ($B \neq 30$ cm).

$$k_{\text{cuadrada}} = 1,2 \cdot \frac{E}{B} \quad 7.53$$

Podemos utilizar también el valor del módulo unitario para calcular el valor de “ k ” para una base cuadrada, para ello igualamos en “ E ” las ecuaciones 7.52 y la 7.53 y nos quedará:

$$k_{\text{cuadrada}} = kv_1 \cdot \frac{B_1}{B} \quad 7.54$$

Donde $B_1 = 0,30$ m es el ancho de un plato de carga normalizado y “ B ” es el ancho real de la base.

También si queremos conocer cuál será el valor de “ k ” para una **base rectangular** de ancho “ B ” y largo “ L ” en la que la relación $L/B > 1$, tendremos primero que obtener el valor de k_{cuadrada} dado por la ecuación 7.53 o 7.54 para una base cuadrada de lado “ B ”,

donde el valor de B será igual al lado menor de la base rectangular y luego multiplicar este valor de $k_{cuadrada}$ por la siguiente relación de lados:

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \left(\frac{L + 0,5.B}{1,5.L} \right) \quad 7.55$$

Si se trata de una placa rectangular, donde $L \gg B$ apoyada en la superficie, la base rectangular se transforma en una **zapata continua**. Esta expresión, en el límite para “L” tendiendo al infinito, se transforma de tal forma que el término B/2 se pueda despreciar y en el límite nos queda:

$$k_{continua} = \frac{k_{cuadrada}}{1,5} = 1,2 \cdot \frac{E}{1,5.B} = 0,8 \cdot \frac{E}{B}$$

Donde B = ancho de la zapata continua

$$k_{continua} = 0,8 \cdot \frac{E}{B} \quad 7.56$$

En estas expresiones se nota que el valor de “k” para una base de tamaño real donde el valor de B $\gg 0,30$ m, se reduce a un valor prácticamente despreciable.

Al analizar estas expresiones no tenemos que perder de vista el campo de aplicación de las mismas, en cada caso en particular.

Fundamentalmente se deberá considerar la masa de suelos que se involucra dentro del bulbo de presiones generado, tanto por la placa de ensayo de $B_1 = 30$ cm de lado como por la base de ancho B, y estar seguros que los bulbos de tensiones que se desarrollan, se ubican dentro de masas de suelos de las mismas características mecánicas.

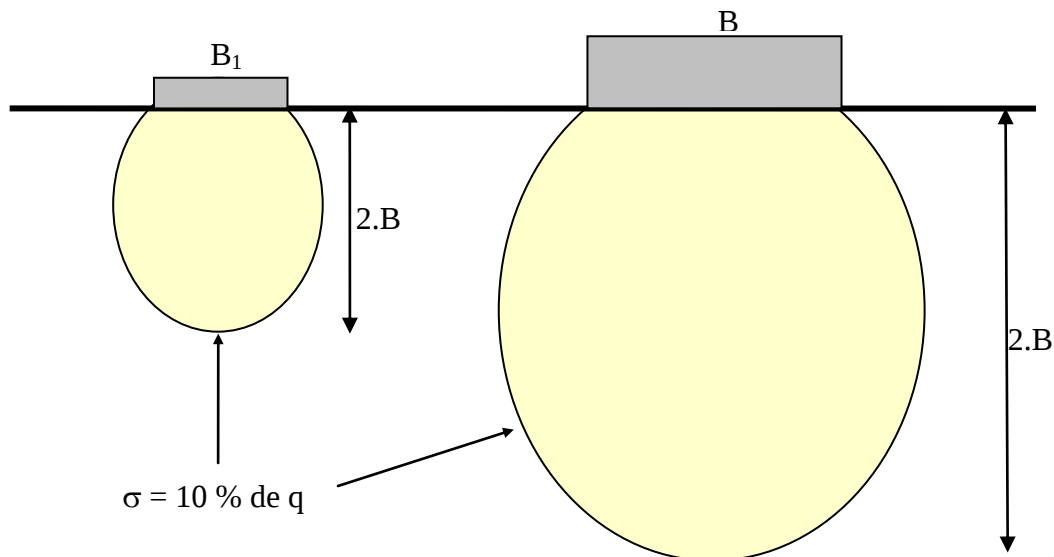


Figura N° 7.37: Bulbos de presión inducidas por bases de diferentes dimensiones

A modo de referencia debemos tomar en consideración que el bulbo de igual tensión correspondiente al 10% de la tensión de contacto “q” generada por el apoyo de la base de ancho “B”, llega a una profundidad de dos veces el ancho de la misma.

7.6.2.1.- Obtención indirecta del coeficiente de balasto vertical

Teniendo en cuenta la formulación detallada en los párrafos precedentes, podemos operar con ellas para obtener en forma indirecta, un valor aproximado del Módulo de Balasto unitario kv_1 (ecuación 7.52). Para ello deberemos tener en cuenta que éste parámetro es utilizado para la determinación de deformaciones de los suelos que son sometidos a un estado de tensiones, por lo tanto para la evaluación del módulo elástico “Es” tomaremos un valor del coeficiente de seguridad de $F_s = 1,5$ en la ecuación 2.48, que combinado con un valor de $B_1 = 0,30$ m, nos dan una ecuación que nos permite obtener valores aproximados del módulo de balasto unitario vertical, calculado para un valor del ensayo SPT ejecutado con una energía del 60 % de la energía teórica:

$$Es = 48.(N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004.N_{60})} \right] \quad 7.48$$

$$k_1 = 1,2 \frac{Es}{B_1} = 1,2 \frac{48.(N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1,5} \right)^{(0,15+0,004.N_{60})} \right]}{0,30m}$$

$$k_1 = 192.(N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1,5} \right)^{(0,15+0,004.N_{60})} \right] \quad (MN/m^3) \quad 7.57$$

En la tabla N° 6 y en la figura 7.38, se representan los cálculos del coeficiente de balasto unitario para distintos valores del SPT ejecutado con una energía del 60% de la teórica, donde se toma la para el cálculo la ecuación 7.57 en la que se consideró un coeficiente $F_s = 1,5$.

TABLA N° 6

Valores del Módulo de balasto en función del resultado del SPT (N_{60}) ejecutado en suelos finos

Valor del “SPT” N_{60}	Módulo de balasto unitario kv_1 (MN/m ³)	Valor del SPT” N_{60}	Módulo de balasto unitario kv_1 (MN/m ³)
5	36	40	240
10	62	45	275
15	89	50	311
20	116	55	348
25	145	60	386
30	176	65	425
35	207	70	466

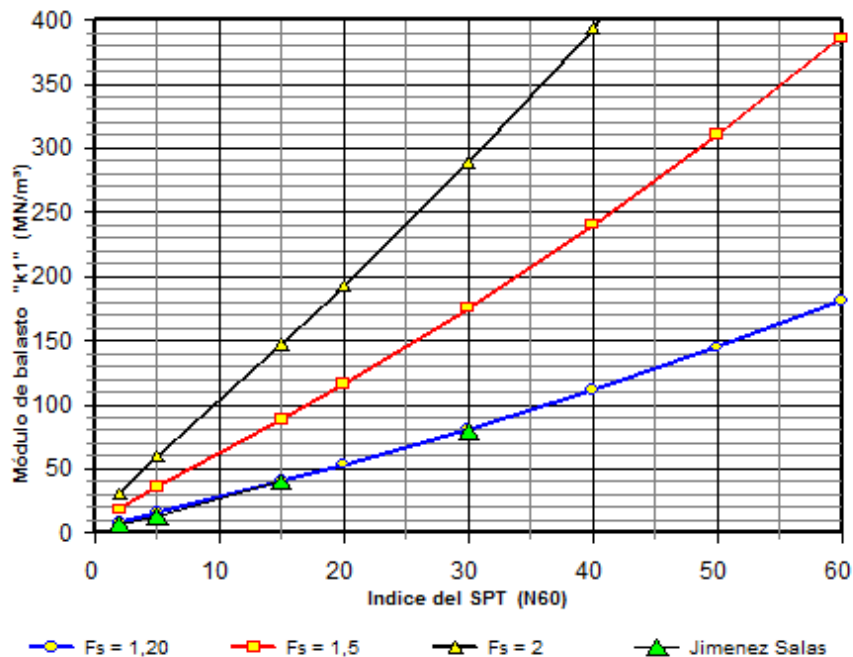


Figura N° 7.38: Módulo de balasto unitario “ k_{v1} ” en función del valor del SPT ejecutado con una energía del 60 % de la teórica

7.6.2.2.- Variación del coeficiente de balasto en los casos prácticos

Hemos visto que el coeficiente de balasto para una base de dimensiones finitas, parte de un valor del coeficiente unitario (k_{v1}), determinado para un plato cuadrado de 1 pie de lado, y varía en función de las reales dimensiones de la base que tenemos que construir.

Por lo general esta variación es de real importancia cuando las dimensiones de las bases que proyectamos son importantes, hasta tal punto que se hace prácticamente despreciable.

Esta disminución teórica del coeficiente de balasto derivan en el proyecto de estructuras sobredimensionadas y excesivamente costosas. Es por ello que recomendamos que las reducciones del Coeficiente no se lleven más allá del 10% del valor del coeficiente unitario k_{v1} , que sería el valor reducido que le correspondería a una base de 3,00 m de lado.

A modo de ejemplo podemos calcular el valor del coeficiente de balasto para una valor medio del SPT de $N_{60} = 14$.

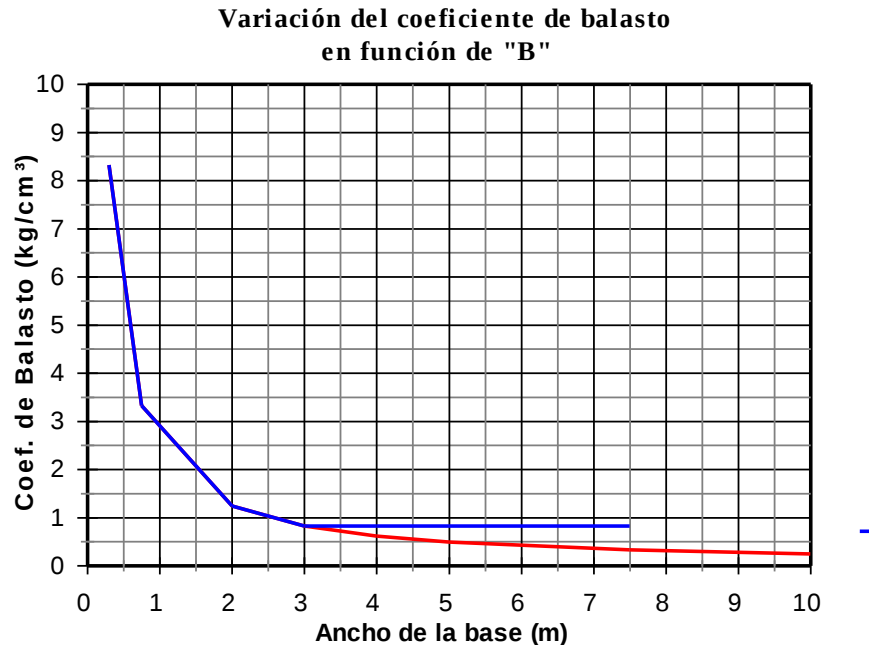
Calcularemos el valor del k_{v1} y a partir de este valor hacer las reducciones calcular los valores que le corresponden para una base cuadrada cuyas dimensiones van desde un valor unitario a un valor de 10 m para ver la variación del valor de “k”.

$$k_1 = 192 \cdot (14)^{0,64} \cdot \left[1 - (0,67)^{(0,15+0,004 \cdot 14)} \right] = 82,3 \text{ MN} / \text{m}^3$$

El valor de k para los distintos valores que tome el ancho de la base “B” vendrá dado por la relación:

$$k_v = k_{v1} \cdot \frac{0,30m}{B(m)} = \frac{8,23kg/cm^3 \times 0,30m}{B(m)}$$

Dándole valores a “B” y representando tendremos:



Se puede observar que las reducciones mayores del coeficiente se producen entre al valor de $B = 0,30$ m y $B = 3,00$ m por lo que podemos asumir por ejemplo, para el caso del cálculo de bases de líneas de alta tensión por el método de Zulsberger, que una reducción del coeficiente hasta el valor del 10% del valor unitario, es suficiente.

7.6.2.3.- Coeficiente de balasto horizontal en suelos finos (excluyendo las arcillas blandas normalmente consolidadas)

En infinitud de problemas de ingeniería, interesa conocer el valor del coeficiente de balasto horizontal “ k_h ”, Siendo los más conocidos el cálculo de pantallas y las cargas horizontales sobre pilotes. En los suelos cohesivos, este parámetro puede ser aproximado a partir de la siguiente expresión:

$$k_h = \frac{E}{B} \quad 7.58$$

Que es lo mismo que poner:

$$kh_1 = \frac{k_{v1}}{1,2} = \frac{Es}{B_1} \quad 7.59$$

Con lo que nos queda:

$$k_{h1} = 160.(N_{60})^{0,64} \cdot [1 - (0,67)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})}] \text{ (MN/m}^3\text{)} \quad 7.60$$

Teniendo en cuenta además que

$$k_{v1} = 1,2 \cdot \frac{Es}{B_1}$$

Podemos vincular esta expresión con la ecuación 7.59 y obtendremos:

$$k_h = \frac{k_{v1} \cdot B_1}{1,2 \cdot B} \quad \text{Donde } B_1 = 0,30 \text{ m}$$

$$k_h = \frac{k_{v1} \cdot 0,25}{B} \quad 7.61$$

Para un pilote de ancho “B” o para un cilindro de diámetro $D = B$, expresado en metros, podemos escribir en función del valor del SPT la siguiente ecuación:

$$kh = \frac{48 \times (N_{60})^{0,64} (1 - 0,67^{(0,15 + 0,004 \cdot N_{60})})}{B(m)} \quad (\text{MN/m}^3) \quad 7.62$$

O por la fórmula propuesta por Vesic (1961):

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[1,2]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \cdot \frac{E_s}{(1 - \mu^2)} \quad 7.63$$

O por la propuesta por Biot:

$$k_h = \frac{0,95 \cdot Es}{(1 - \mu^2)} \left[\frac{Es \cdot D^4}{(1 - \mu^2) \cdot E_p I_p} \right]^{0,108} \quad 7.64$$

Donde: Es = Módulo de elasticidad del suelo

D = Diámetro o ancho del pilote

μ = Coeficiente de Poisson del suelo

$E_p \cdot I_p$ = Módulo de elasticidad del pilote y Momento de inercia de la sección del mismo

O la propuesta por Meyerhof.

$$k_h = \frac{Es}{B \cdot (1 - \mu^2)} \quad 7.67$$

O la propuesta por Kloppe y Glock

$$k_h = \frac{2 \cdot Es}{B \cdot (1 + \mu^2)} \quad 7.68$$

O la propuesta por Selvadurai

$$k_h = \frac{0,65.E_s}{B.(1-\mu^2)} \quad 7.69$$

Que si son representadas en conjunto nos brindan un amplio espectro de valores tal como se puede apreciar en la figura 7.39 que se adjunta, y en la que el valor del módulo “Es” se calculó en función del valor del N₆₀ para un coeficiente de seguridad Fs = 1,5 y se tomó un valor de $\mu = 0,3$

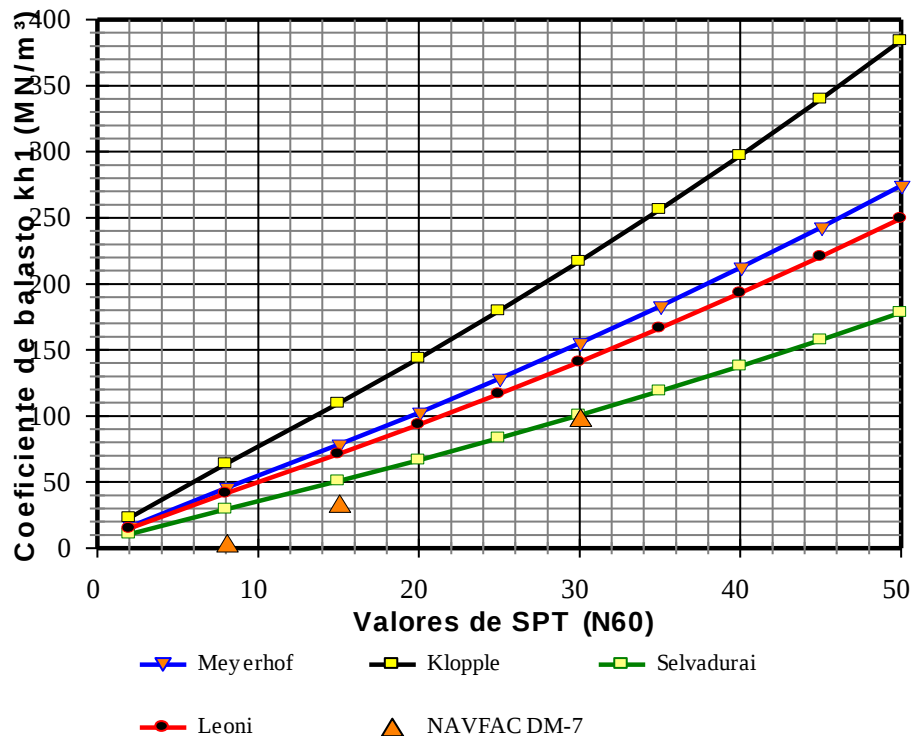


Figura N° 7.39: Módulo de balasto unitario (B = 30 cm) “kh₁” en función del valor del SPT ejecutado con una energía del 60 % de la teórica

7.7.- RELACIÓN ENTRE EL ENSAYOS SPT Y EL VALOR SOPORTE

La posibilidad de poder valorar el valor del CBR a partir de los resultados de un ensayo rutinario ejecutado en los estudios de suelos convencionales, es de muchísima utilidad cuando se ejecutan estudio de suelos para proyectos de carreteras.

El ensayo de CBR ó de “Valor Soporte California”, consiste básicamente en un muestra que se compacta dentro de un molde de 6” de diámetro y luego es penetrado por un barra cilíndrica de 5 cm de diámetro, midiéndose la tensión que se desarrolla en el contacto suelo – barra cilíndrica.

Posteriormente se compara el valor de la tensión medida para lograr una deformación preestablecida (0,1”) y se la compara con la tensión requerida en una muestra patrón (70 kg/cm²) para lograr la misma deformación, el porcentaje resultante de la comparación es el Valor Soporte o CBR.

$$\sigma_1 = \frac{Q}{A} \quad \text{Para: } y = 0,1'' = 2,54 \text{ mm}$$

$$\sigma_p = \text{Tensión Patrón} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Valor Soporte} = \frac{\sigma_1}{\sigma_p} \times 100 \text{ (\%)}$$

Con esta aclaración podemos aplicar la Ley de Young y obtenemos:

$$E = \frac{\sigma_1}{y/B} = \frac{k \cdot B}{1,2} = \frac{k \times 5 \text{ cm}}{1,2} = k \times 4,16 \text{ cm}$$

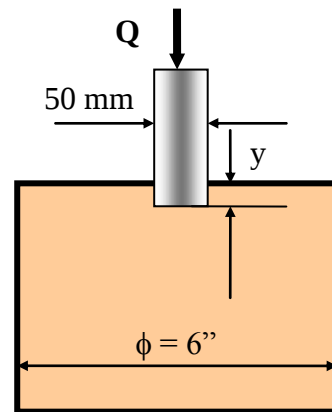


Figura N° 7.38: Esquema de un ensayo de Valor Soporte

Por otra parte tendremos:

$$E = \frac{\sigma_m}{\varepsilon} = \frac{\sigma_m}{y/B} = \frac{\sigma_1}{0,254 \text{ cm} / 5 \text{ cm}} = 19,68 \cdot \sigma_1$$

Que reemplazando en la fórmula anterior nos da:

$$19,68 \times \sigma_1 = 4,16 \text{ cm} \times k$$

$$k = \frac{4,73}{\text{cm}} \times \sigma_1 \quad \text{Como además:}$$

$$CBR = \frac{\sigma \cdot 100}{70 \text{ kg/cm}^2} \quad \text{nos queda} \quad \sigma = 0,7 \text{ kg/cm}^2 \cdot CBR$$

De donde finalmente obtenemos un valor aproximado y que nos da:

$$k = \frac{4,73}{\text{cm}} \times 0,7 \text{ kg/cm}^2 \times CBR$$

$$k = 3,31 \text{ kg/cm}^3 \times CBR$$

7.70

Lógicamente éste valor de “k” corresponde a las dimensiones del pistón que es circular y de 5 cm de diámetro, por lo tanto, podemos calcular su valor a partir de la siguiente ecuación:

$$k = 1,2 \cdot \frac{E}{B}$$

Teniendo en cuenta que el ensayo CBR es un ensayo donde al suelo se lo somete a una deformación importante. El valor del módulo secante que consideremos deberá estar muy cercano a la rotura, esto nos lleva a estimar valores de “Es” (7.48) tomando un coeficiente de seguridad $F_s = 1,25$ para obtener la siguiente ecuación:

$$Es = 48 \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{MPa}) \quad 7.48$$

$$k = 1,2 \cdot \frac{48 \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1,25} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \cdot \frac{10,2 \text{ kg/cm}^2}{\text{MPa}}}{5 \text{ cm}} = 3,31 \text{ kg/cm}^3 \cdot \text{CBR}$$

$$\boxed{\text{CBR} = 35,5 \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - (0,8)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]} \quad 7.72$$

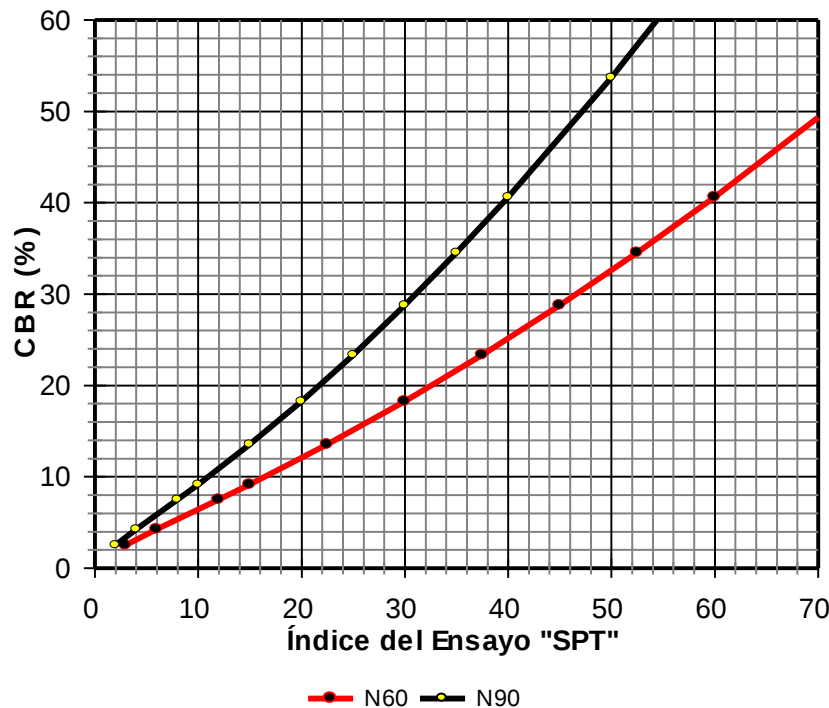


Figura N° 7.39: Relación entre el CBR y el valor del SPT para suelos finos

Esto nos permite aproximar el valor del CBR “in-situ”, a partir del índice “N₆₀” del ensayo SPT, para obtener valores aproximados de dicho parámetro que únicamente serán tomados como valor orientativos y en etapas de anteproyecto.

7.8.- SUELOS GRANULARES

En los suelos granulares resulta especialmente importante conocer ciertos parámetros de resistencia y de deformación a partir de los ensayos que se ejecutan en el campo, ya que como sabemos, es imposible recuperar muestras inalteradas de estos materiales para la ejecución de ensayos de tensión – deformación en el laboratorio.

Por lo tanto las relaciones entre los ensayos in situ y los parámetros de corte y de deformación, adquieren en estos casos, una significación muy importante, que no se tiene en los casos de los estudios ejecutados sobre suelos cohesivos.

Dentro de las correlaciones existentes a nivel mundial entre los parámetros de resistencia y de deformación con los resultados de ensayos de campo, quizá las más numerosas, sean las que vinculan estos parámetros, con los ensayos de SPT.

7.8.1.- Ensayo de SPT y Densidad Relativa

A partir de este valor de SPT corregido, podemos estimar la densidad relativa de un suelo granular, en función de su granulometría, como se aprecia en la siguiente tabla.

La densidad relativa también puede ser aproximada en forma general, a partir del valor de $(N_1)_{60}$, por algunas de las siguientes expresiones:

$$Dr(\%) = \frac{100.(N_1)_{60}}{23 + 0,716.(N_1)_{60}} \quad 7.73$$

Ver figura N° 7.29 (fórmula N° 1)

$$Dr(\%) = 11,7 + 0,76\sqrt{222.(N_1)_{60} + 1600 - 53.\sigma_{ov} - 50.Cu^2} \quad 7.74$$

Ver figura N° 7.29 (fórmula N° 2)

Donde en la última expresión “ σ_{ov} ” se expresa en Libras sobre pulgadas cuadradas (lb/pul²) y “Cu” representa el valor del Coeficiente de Uniformidad del suelo granular

$$Cu = D_{60}/D_{10}.$$

TABLA N° 7
Densidad relativa de las arenas en función del valor del SPT

	Descripción	Muy Suelta	Suelta	Med. Densa	Densa	Muy Densa
	Dr (%)	0 a 15	15 a 30	30 a 60	60 a 80	80 a 100
Valores de “$(N_1)_{60}$”	Arena fina	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	> 30
	Arena media	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	> 40
	Arena gruesa	3 – 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45

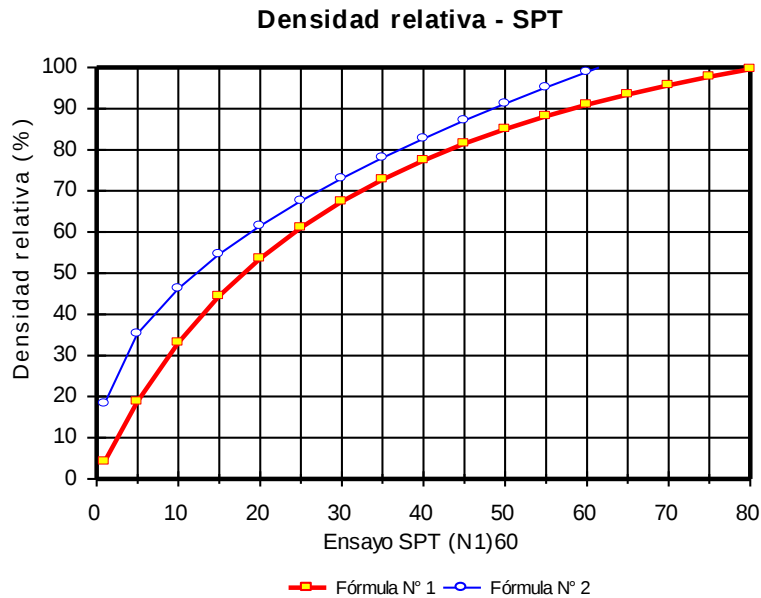


Figura N° 7.40: Densidad relativa en función del valor del ensayo “SPT” (N₁)₆₀

7.8.2.- Ensayo de SPT y Parámetros de Corte:

A partir del valor de “(N₁)₆₀” también podemos conocer el ángulo de fricción interna ϕ' en términos de presiones efectivas de los materiales granulares, utilizando para ello alguna de las siguientes ecuaciones:

$$\phi' = 28,5^\circ + (0,40 \cdot (N_1)_{60}) \quad (\text{Peck}) \quad 7.75$$

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot (N_1)_{60}} \quad (\text{Hatanaka \& Uchida 1996}) \quad 7.76$$

$$\phi' = 27,5^\circ + 9,2 \cdot \text{Log}[(N_1)_{60}] \quad (\text{Kulhawy and Chen 2007}) \quad 7.77$$

$$\phi' = \text{Arc tan} \left[\left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_{vo}}{Pa}} \right]^{0,34} \right] \quad (\text{Schmertmann 1975}) \quad 7.78$$

Nótese que la ecuación 7,78 lleva implícita la corrección del índice “N₆₀” por la presión de la tapada

7.8.2.1.- Ángulo de fricción interna en función de la densidad relativa

Conociendo el valor de la densidad relativa “Dr” podemos también conocer el valor del ángulo de fricción efectivo “ ϕ' ” de los materiales granulares, utilizando para ello alguna de las siguientes ecuaciones:

$$\phi' = 21^\circ + \left(\frac{Dr\%}{20} \right)^{2,12} \quad 7.79$$

$$\phi' = \text{Arc tan} \left[0,575 + 0,361 \left[\frac{Dr(\%)}{100} \right]^{0,866} \right] \quad (\text{Giuliani Nicoll}) \quad 7.80$$

$$\phi' = 25^\circ + 0,15.Dr(\%) \quad (\text{P.T. \# 200} > 5\%) \quad (\text{Meyerhof 1956}) \quad 7.81$$

$$\phi' = 30^\circ + 0,15.Dr(\%) \quad (\text{P.T. \# 200} < 5\%) \quad (\text{Meyerhof 1956}) \quad 7.82$$

$$\phi' = \phi'_c + 3^\circ \cdot \frac{Dr}{100} \left[10 - \text{Ln} \left(\frac{100 \cdot p}{Pa} \right) \right] - 3^\circ \quad (\text{Bolton 1987}) \quad 7.83$$

Donde:

ϕ'_c = ángulo de fricción interna efectiva, en el estado crítico. (Generalmente se adopta $\phi'_c = 30^\circ$)

p = Presión media efectiva

Pa = Presión atmosférica

La diferencia $\psi = \phi' - \phi'_c$ nos da el incremento de fricción debido al efecto de la dilatación.

7.8.3.- Ensayo SPT y Módulo de deformación

El módulo de deformación en suelos granulares, depende entre otros factores, de la densidad relativa del manto “Dr”, de la presión de confinamiento, y del nivel de tensiones a la que está sometida.

Por lo tanto, un manto granular homogéneo aumentará su módulo de deformación en función de la profundidad, cosa que como vimos, no sucede con los suelos arcillosos ó cohesivos.

7.8.4.- Módulo inicial en suelos granulares

A semejanza de lo que vimos en capítulos anteriores, podemos vincular para los suelos granulares los módulos de corte y de deformación con la velocidad de la onda de corte que se transmite en la masa de suelos.

En este punto tenemos que tener presente que los parámetros que estamos vinculando (V_s , E_i y G_i) son dependientes de las tensiones de confinamiento, por lo que en estos casos, el índice N_{60} del SPT, no debe ser corregido por la presión de la tapada.

Para este análisis hemos tomado las ecuaciones brindadas por distintos y relevantes investigadores e instituciones que vinculan la velocidad de la onda de corte expresada en m/seg, con el valor del índice determinado en el ensayo normal de penetración SPT, ejecutado con un nivel de energía equivalente al 60% de la teórica y que brindamos a continuación.

$$V_s = 76 \times (N_{60})^{0,33} \quad (\text{Imai y Yoshimura 1970}) \quad 7.84$$

$$Vs = 84 \times (N_{60})^{0,31} \quad (\text{Ohba y Toriumi 1970}) \quad 7.85$$

$$Vs = 81 \times (N_{60})^{0,33} \quad (\text{Imai 1977}) \quad 7.86$$

$$Vs = 80 \times (N_{60})^{0,33} \quad (\text{Japan Road Association 2002}) \quad 7.87$$

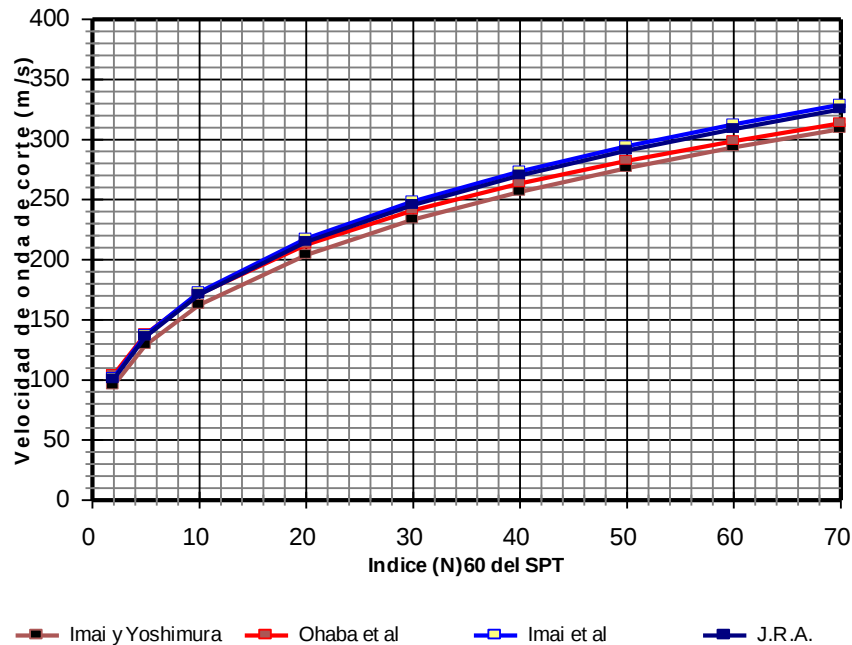


Figura N° 2.41: Valores de la velocidad de onda de corte “Vs” para distintos autores

Si tomamos como valor representativo, la ecuación 7.87, podemos calcular el módulo de corte con la siguiente ecuación

$$Gi = \rho \times Vs^2$$

Para la que tomamos un valor de $\gamma_h = 18,15 \text{ kN/m}^3$ con lo cual el valor de $\rho = 1,85 \text{ kN.s}^2/\text{m}^4$

$$Gi = 1,85 \text{ kN.s}^2 / \text{m}^4 \times (80 \times (N_{60})^{0,33})^2 (\text{m}^2 / \text{s}^2)$$

$$Gi = 11,8 \times (N_{60})^{0,66} \quad (\text{MPa}) \quad 7.88$$

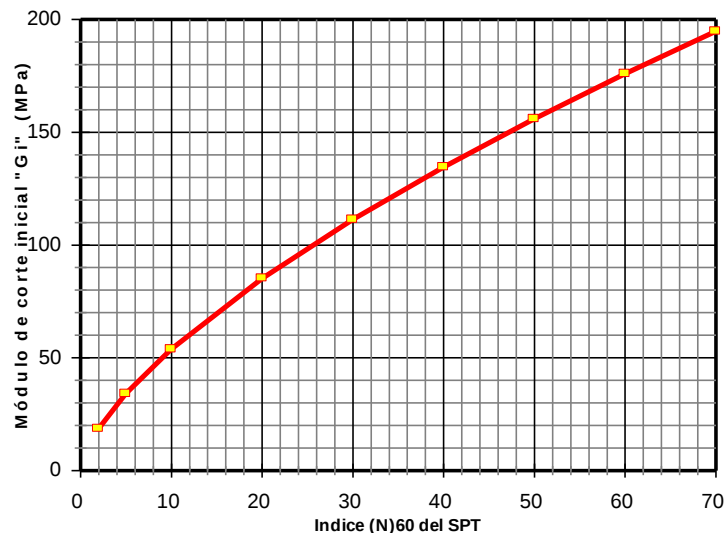


Figura N° 7.42: Módulo de corte inicial para distintos valores del índice del SPT

Si tenemos en cuenta que el valor del módulo de deformación se vincula con el módulo de corte con la siguiente ecuación

$$E_i = 2 \times (1 + \nu) \times G_i$$

Si adoptamos como promedio que $\nu = 0,30$ podemos obtener:

$$E_i = 30,7 \times (N_{60})^{0,66} \quad (\text{MPa}) \quad 7.89$$

En el gráfico que se adjuntan a continuación se detalla el valor que arroja la ecuación 7.89 para distintos valores del SPT y para un valor de $\nu = 0,30$.

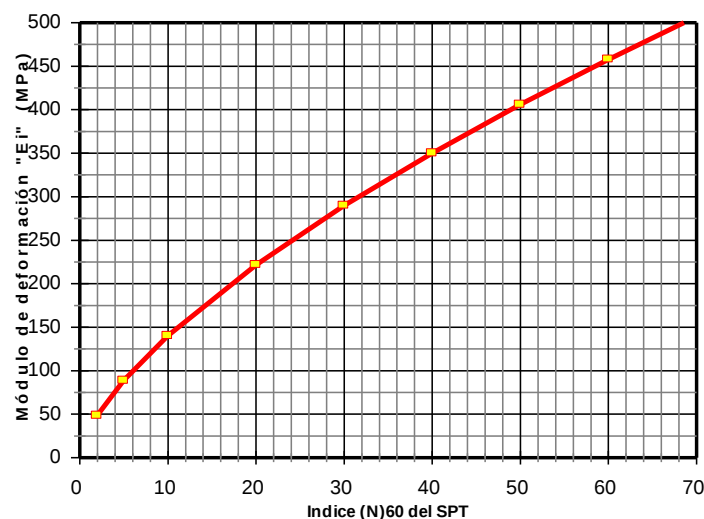


Figura N° 7.43: Valores del módulo "Ei" para distintos valores del SPT y para $\nu = 0,30$

Es sabido que en los suelos granulares, el módulo de deformación "E" aumenta con la presión de confinamiento, por lo tanto para los casos en que queramos determinar el módulo inicial "Ei" en función del valor del SPT, éste índice no deberá ser corregido por la presión de la tapada.

7.8.5.- Módulo de deformación secante

Definido el valor del módulo de deformación inicial “Ei” podemos ahora calcular los valores del módulo de deformación secante “Es” para distintos niveles de la tensión aplicada, utilizando la ecuación 7.89, en la que reemplazamos el valor de “Ei” por la ecuación 7.48

$$Es = Ei \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^g \right]$$

Donde el valor de $g = 0,15 + 0,004 \cdot (N_{60})$

$$Es = 30,7 \times (N_{60})^{0,66} \times \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^{(0,15 + 0,004 \cdot (N_{60}))} \right] \quad 7.90$$

A partir de esta ecuación podemos calcular los valores del módulo elástico “Es” expresados en MPa, para distintos valores del coeficiente de seguridad “Fs” y para distintos valores de “N₆₀” en suelos granulares, los resultados se expresan en el gráfico de la figura 7.44 y en la tabla N° 8.

En la Tabla N° 9, se dan los resultados obtenidos en función de la consistencia de los suelos finos y para valores de tensiones dentro del rango elástico para el que consideramos un valor del coeficiente de seguridad de $Fs = 2$.

TABLA N° 8

Valores del módulo secante “Es” para distintos niveles de tensión en función del resultado del SPT ejecutado en suelos granulares (MPa)

N ₆₀	Coeficiente de Seguridad “Fs”		
	1,5	2	3
5	5,92	9,87	15,13
10	10,40	17,32	26,44
20	19,74	32,67	49,51
30	30,05	49,46	74,37
40	41,38	67,74	101,12
50	53,71	87,45	129,58

TABLA N° 9

Densidad	Valores del SPT (N ₁) ₆₀	“Es” calculado (Fs = 2) MPa
Muy Suelta	2 a 3	5 – 7
Suelta	4 a 6	8 – 11
Medianamente Densa	7 a 15	12 – 25
Densa	16 a 30	26 – 49
Muy Densa	> 30	> 50

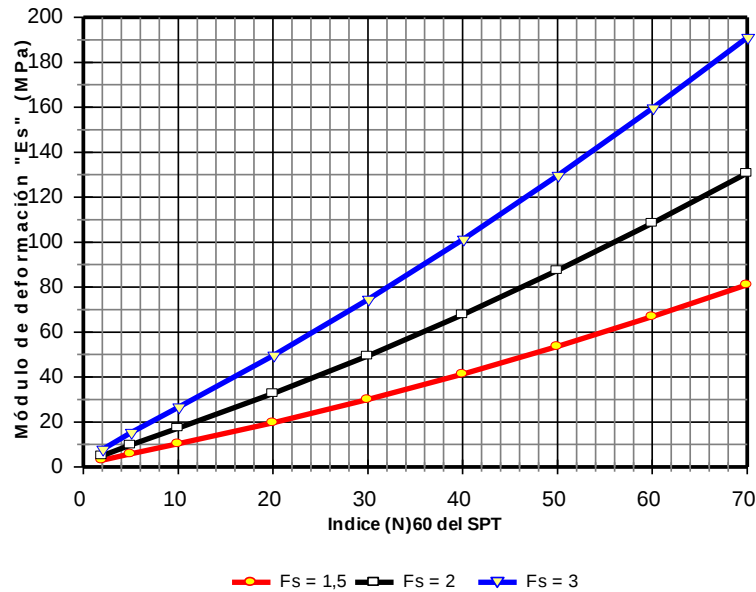


Figura N° 7.44: Valores del módulo de deformación “Es” para distintos valores del SPT, para distintos valores de la tensión aplicada

7.8.6.- Coeficiente de balasto en suelos granulares

Sabemos que en los suelos granulares al igual que en las arcillas blandas normalmente consolidadas, tal como las que se detectan en nuestra zona, formando parte de la Formación Post Pampeano, el módulo de elasticidad “E” aumenta con la profundidad “z” pudiendo ser representada por una función como:

$$E = Cte \cdot z$$

Donde z es la profundidad a la cual se la considera

Esto nos lleva a tener que diferenciar los valores resultantes del Coeficiente de Balasto “k” según la presión de confinamiento a la que está sometido el manto que estamos estudiando.

Aceptando que la presión de confinamiento es una función directa de la presión efectiva de la “tapada” ($\sigma_c = f(\sigma_v')$)

Si consideramos que “k” también es directamente proporcional al módulo de elasticidad, e inversamente proporcional al ancho “B” de la placa que solicita al suelo podremos decir que para el caso de los suelos granulares, tendremos:

$$k_{v1} = 0,55 \cdot \frac{Es}{B_1} \quad 7.91$$

$$k_{v1} = 56,3 \times (N_{60})^{0,66} \times [1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})}] \quad 7.92$$

Donde para un plato de carga normalizado de sección de apoyo cuadrada de ancho $B_1 = 30$ cm obtendremos el valor del coeficiente de balasto unitario vertical, “ k_{v1} ” y

donde el valor del módulo “Es” lo obtenemos teniendo en cuenta lo descripto en párrafos anteriores.

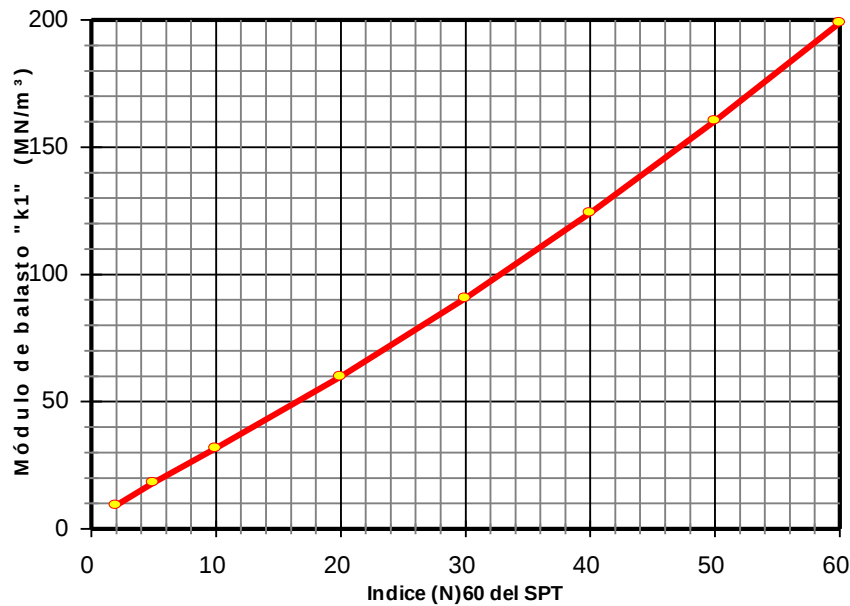


Figura N° 7.45: Valores del coeficiente de balasto vertical unitario k_{1v} en suelos granulares en función del índice $(N_1)_{60}$ del SPT

Ejemplo: Supongamos que hacemos un estudio de suelos en una estratigrafía conformada por suelos arenosos donde al nivel de -3,00 m tenemos un valor del SPT ejecutado con una energía del 90 % de la teórica de $N_{90} = 10$ y necesitamos calcular el valor de “Ei” de “Es” y de “ k_{v1} ”.

$$N_{60} = 1,5 \cdot N_{90} = 1,5 \cdot 10 = 15$$

$$Ei = 30,7 \times (N_{60})^{0,66} = 183 MPa$$

$$Es = Ei \times \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]$$

Para $Fs = 2$

$$Es = 183 MPa \times \left[1 - \left(\frac{1}{2} \right)^{(0,15+0,004 \cdot 15)} \right] = 24,8 MPa$$

$$k_{1v} = 0,55 \cdot \frac{Es}{B} = 0,55 \cdot \frac{24,8 MPa}{0,30 m} = 45,47 MN / m^3 = 4,55 kg/cm^3$$

$$k_1 = 56,3 \times (N_{60})^{0,66} \times \left[1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]$$

$$k_1 = 56,3 \times (15)^{0,66} \times [1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot 15)}] = 45,55 \text{ MN} / \text{m}^3 = 4,55 \text{ kg} / \text{cm}^3$$

7.8.6.1.- Coeficiente de balasto en suelos granulares para bases cuadradas

Cuando se trata de **suelos granulares** sin cohesión, apoyado en la superficie, el valor de k para una base cuadrada de ancho B , puede ser estimado a partir de la siguiente expresión:

$$k_{\text{cuadrada}} = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \quad 7.93$$

Donde “ B ” se expresa en cm y “ k_1 ” representa el valor obtenido con un ensayo de plato de carga de 30 cm de lado que también puede ser calculado con la ecuación 7.91.

El valor del exponente “ n ” depende del ancho “ B ” de la base y varía en el entorno de $1,5 < n < 3$. El mismo puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$n = 1,7 \times B^{0,15} \quad (\text{con } B \text{ en metros}) \quad 7.94$$

Cuando la base se apoya a una profundidad “ D ”, se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$k_{\text{cuadrada}} = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad 7.95$$

Donde el término $\left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right)$ nunca puede superar el valor de 2 y si lo supera, se reemplaza el término por 2.

7.8.6.2.- Coeficiente de balasto en suelos granulares para bases rectangulares

Si tenemos una base rectangular de lados $B \times L$, donde $L > B$, para conocer el valor del coeficiente de balasto tendremos primero que determinar el valor de “ k ” para una base cuadrada de lado “ B ” con la aplicación de la ecuación 7.95 y luego multiplicar este valor por la relación de lados dada en la ecuación 7.96

$$k_{\text{rectangular}} = k_{\text{cuadrada}} \left(\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right) \quad 7.96$$

Ejemplo:

Supongamos que en el ejemplo anterior necesitamos apoyar una base rectangular de 1,50 m de ancho por 2,50 m de largo, a los -3,00 m de profundidad y queremos conocer el valor del coeficiente de balasto que le corresponde:

$$n = 1,7 \times B^{0,15} = 1,7 \times 1,50^{0,15} = 1,81$$

$$k_{cuadrada} = k_1 \left[\frac{B+30}{2.B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) = 63,32 MN / m^3 \left[\frac{1,50m + 0,30m}{2 \cdot 1,50m} \right]^{1,81} (2) = 50,24 MN / m^3$$

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \cdot \left[\frac{L + 0,5.B}{1,5.L} \right] = 50,24 MN / m^3 \cdot \left[\frac{2,50m + 0,5 \cdot 1,50m}{1,50 \cdot 2,50m} \right] = 43,54 MN / m^3$$

7.8.6.3.- Coeficiente de balasto en suelos granulares para zapatas continuas

Cuando tenemos una zapata de ancho “B” y de longitud “L” donde $L \gg B$, podemos simplificar la ecuación 7.96 y tendremos

$$k_{continua} = \frac{k_{cuadrada}}{1,50} \quad 7.97$$

7.8.6.4.- Reducción máxima del coeficiente de balasto en función del ancho real de la base

Consideramos ahora que tenemos una base cuadrada de lado B_1 apoyada sobre un **manto granular** que frente a una tensión de apoyo “q”, genera una deformación “ δ_B ”. Supongamos además que hacemos un ensayo de plato de carga, con un plato de ancho “ $B_p = 0,30 m$ ”, tendremos:

$k_p = \frac{q}{\delta_p}$ para el plato de carga y $k_B = \frac{q}{\delta_B}$ para la base de ancho B_1 que nos permite, haciendo uso de la ecuación 7.75 obtener la siguiente relación:

$$k_B = \frac{k_p}{4} \left(\frac{B_1 + B_p}{B_1} \right)^2 = \frac{k_p}{4} \left(1 + \frac{B_p}{B_1} \right)^2$$

En este caso tomamos un valor de $n = 2$ que es el valor que le corresponde aproximadamente a una base de $B_1 = 5 m$

Obtenemos una expresión que nos permitirá calcular la deformación experimentada por la base real de ancho “ B_1 ” conociendo el asentamiento que se produce en el plato de carga **para la misma tensión “q”**.

$$k = \frac{q}{\delta_B} = \frac{q}{4 \cdot \delta_p} \left(1 + \frac{B_p}{B_1} \right)^2$$

$$\delta_B = \frac{4 \delta_p}{\left(1 + \frac{B_p}{B_1} \right)^2} \quad 7.98$$

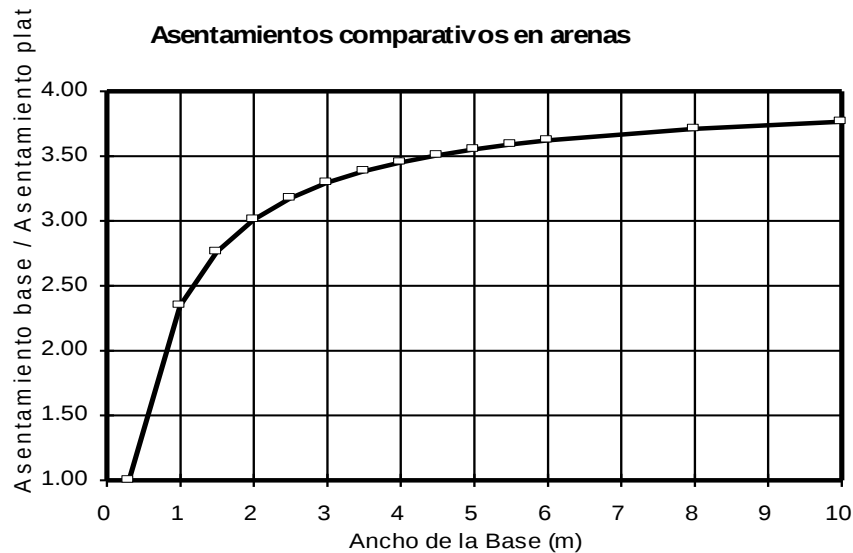


Figura N° 7.46: Relación entre el asentamiento medido en un ensayo de plato de $B = 0,30$ m y la base real de ancho " B_1 " apoyada superficialmente en mantos de arenas para la misma tensión aplicada.

En esta expresión se observa que el valor del asentamiento máximo " δ " que experimentará una base de ancho " B_1 " de grandes dimensiones, se reduce en el límite, a:

$$\delta_B = 4.\delta_p$$

Con lo cuál el valor de " k " para ésta fundación superficial, se reducirá a su mínima expresión que será de una cuarta parte del valor obtenido con el plato de carga

$$k = \frac{k_1}{4} = 0.25.k_1 \quad 7.99$$

7.8.6.5. Otras consideraciones sobre el coeficiente de balasto

Continuando con el tema del coeficiente de balasto para suelos granulares, tomaremos ahora como referencia los datos recopilados por Burlad et al. (1977) que se muestran en la figura N° 7.47, en ella han volcado las relaciones entre los asentamientos medidos y las tensiones de contacto (mm/kN/m^2), sobre un número muy importante de mediciones de fundaciones reales apoyadas sobre suelos granulares de distintas densidades relativas, en función de las dimensiones (ancho " B " en metros) de las bases o plateas.

A partir de estos resultados, podemos encontrar una ecuación matemática que represente el valor del coeficiente de balasto vertical " K_v ", expresado en MN/m^3 y superponer los resultados para distintos valores del valor del ensayo normal de penetración (SPT) correspondiente a una energía del 60 % (N_{60})

$$K_v = \frac{N_{60}^{2,16}}{0,5 \times N_{60}^{1,01} \times \ln(B) + 0,7 \times N_{60}^{1,15}} \quad (\text{MN/m}^3) \quad 7.100$$

Donde:

B = Ancho de la base en metros

N_{60} = Número de golpes del ensayo normal de penetración corregido para una energía del 60 % de la teórica.

K_v = Coeficiente de balasto vertical para una tensión admisible del terreno de apoyo de la base en MN/m^3 .

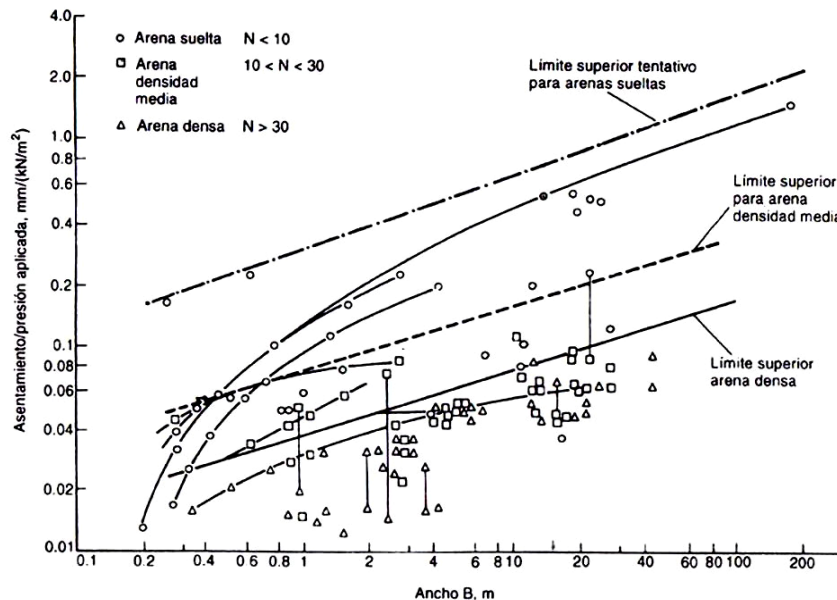


Figura N° 7.47: Asentamientos observados de cimientos sobre arenas de diferentes densidades relativas según: Burland, Broms y De Mello (1977).

Si superponemos en el gráfico de la figura N° 7.47, los resultados de la inversa de esta ecuación, en unidades de m^3/KN , obtendremos la gráfica de la figura N° 7.48 en la que se aprecia que los valores de las curvas de igual densidad relativa (similares valores del SPT) representan bastante bien los valores medidos por Burland et al.

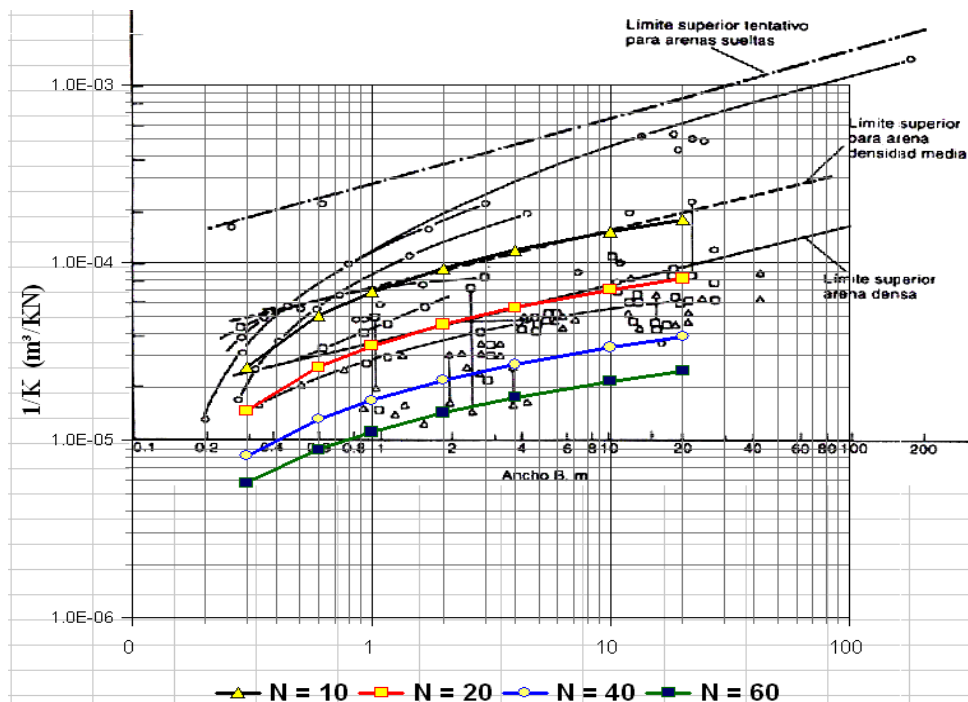


Figura N° 7.48: Representación de $1/K_v$ expresado en m^3/KN en el gráfico de Burland et al. para distintos valores de la densidad relativa de los suelos granulares

Finalmente en el gráfico de la figura N° 7.49 se representan los valores del coeficiente de balasto expresados en MN/m^3 para distintos valores del ancho “B” de la zapata expresado en metros, para una carga admisible de la base y para distintos valores de la densidad relativa del suelo granular.

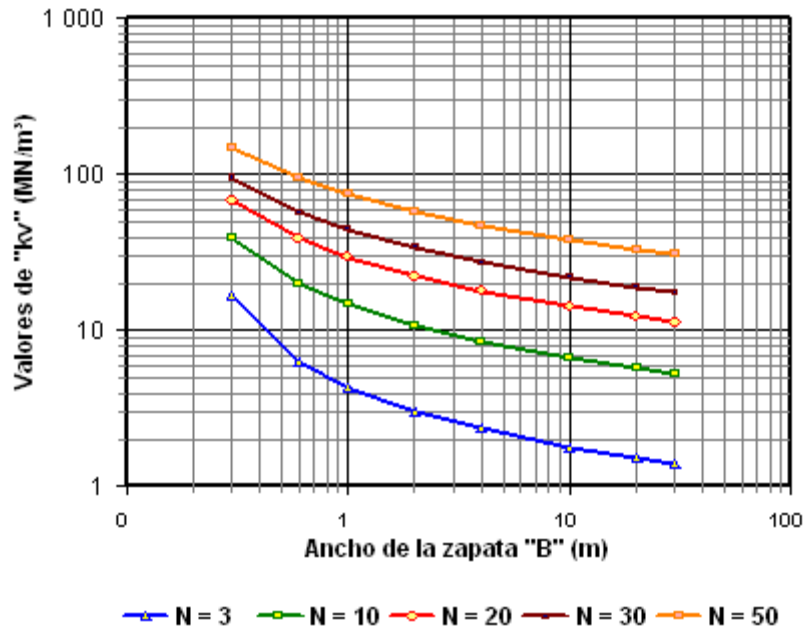


Figura N° 7.49: Representación del coeficiente de balasto para una tensión admisible del terreno en función del ancho de la base y la densidad relativa del suelo granular

Otra alternativa para la obtención del módulo de balasto sería utilizar el gráfico que presenta el manual de diseño de NAVFAC 1986 que se presenta en la figura N° 7.50.

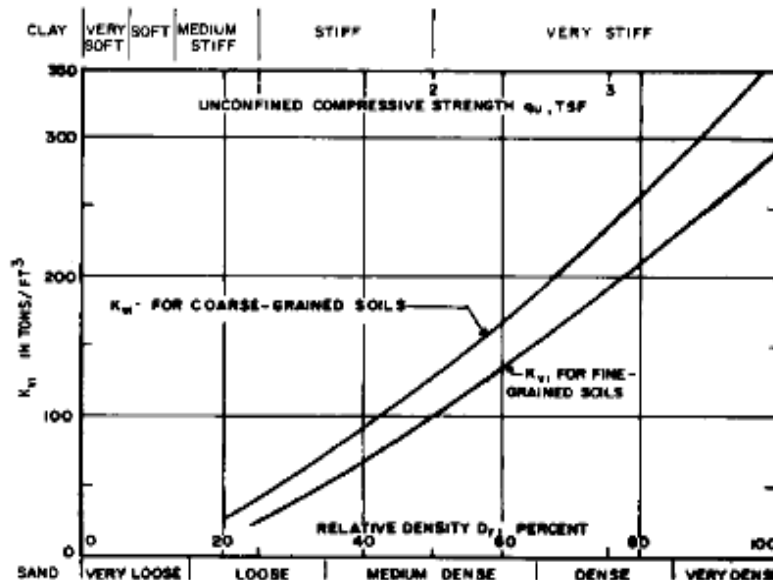


Figura N° 7.50: Módulo de balasto en suelos granulares y suelos finos según NAVFAC

Si tomamos ahora los resultados de la ecuación 7.100 y con ella calculamos los valores de K_v para un plato cuadrado de carga normalizado, de un pie de lado, para distintos valores de N_{60} , obtendremos la representación del valor unitario del módulo de balasto “ K_{v1} ”.

En la Figura N° 7.51 se representan los valores de K_{v1} obtenidos a partir del módulo de elasticidad (figura 7.45), a partir de la ecuación 7.92 y tomando los resultados de NAVFAC. Se puede observar en la misma, que los resultados confluyen en un entorno de valores acotados para el coeficiente de balasto unitario.

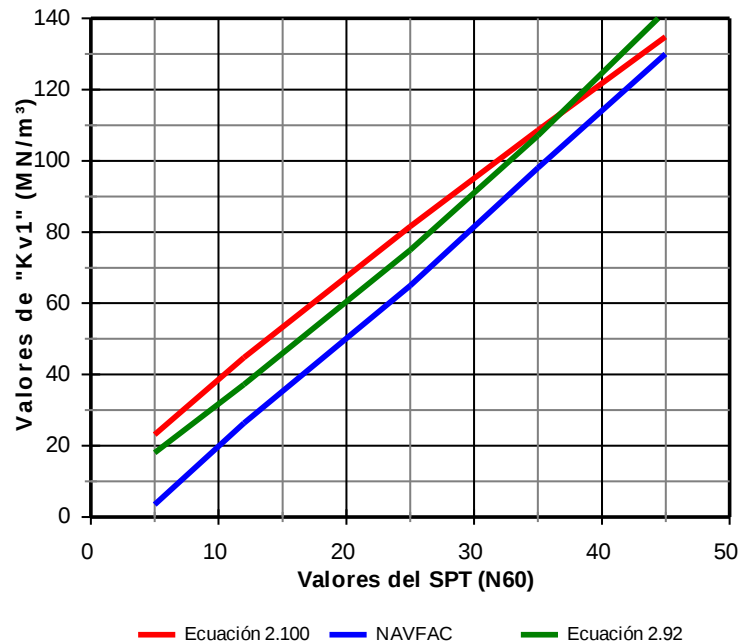


Figura N° 7.51: Módulo de balasto en suelos granulares calculado con distintas metodologías

Podemos ahora hacer una verificación adicional de los valores calculados comparando las diferencias que se tienen entre los coeficientes de balasto calculados a partir de la ecuación 7.92 y corrigiendo los valores considerando las dimensiones reales de la base, y los que se derivan del cálculo del coeficiente de balasto a partir de la ecuación 7.100 que tiene en cuenta las dimensiones reales de la base.

A modo de ejemplo podemos calcular por ambos métodos el coeficiente de balasto vertical para una base cuadrada de $B = 2,00$ m de lado apoyada sobre un suelo granular en el que se obtiene un valor del SPT de $N_{60} = 20$.

Tomando la ecuación 7.92 tendremos:

$$k_1 = 56,3 \times (N_{60})^{0,66} \times [1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})}]$$

$$k_1 = 56,3 \times (20)^{0,66} \times [1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot 20)}] = 59,92 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$n = 1,7 \times B^{0,15} = 1,7 \times 2,00^{0,15} = 1,89$$

$$k_{\text{cuadrada}} = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n = 59,92 \text{ MN} / \text{m}^3 \cdot \left[\frac{2,00 \text{ m} + 0,30 \text{ m}}{2 \cdot 2,00 \text{ m}} \right]^{1,89} = 21,05 \text{ MN} / \text{m}^3$$

Tomando la ecuación 7.100 tendremos:

$$K_v = \frac{N_{60}^{2,16}}{0,5 \times N_{60}^{1,01} \times \ln(B) + 0,7 \times N_{60}^{1,15}}$$

$$K_v = \frac{20^{2,16}}{0,5 \times 20^{1,01} \times \ln(2) + 0,7 \times 20^{1,15}} = 22,21 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\text{Diferencia (\%)} = \frac{(21,05 - 22,21) \times 100}{21,05} = 5,22\%$$

En el cuadro que se adjunta, se han calculado las diferencias en porcentajes (%) que se presentan entre ambos cálculos para un amplio margen de valores de “B” y de la densidad relativa de las arenas.

B (m)	N₆₀			
	5	10	20	30
1,00	-16,6	-4,3	-2,2	1,7
2,00	-18,4	-3,8	5,2	6,2
5,00	-17,4	-0,8	10,6	12,7
10,00	-14,7	3,4	16,2	19,0
15,00	-12,1	6,9	20,6	23,8

Como se aprecia las diferencias no son significativas desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica.

7.8.7.- Coeficiente de balasto horizontal en suelos granulares

Para los suelos arenosos, donde como se explicitó anteriormente, el módulo elástico “E” del suelo aumenta con la presión efectiva de confinamiento, el valor de “k_h” puede ser aproximado con la utilización de la siguiente ecuación:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad 7.101$$

Donde el valor de la constante de proporcionalidad “n_h” está en función del índice N₁ corregido por la presión de la tapada, ya que el valor de k_h se aplica en función de la profundidad “z”.

En el gráfico de la figura N° 7.52, se representan los valores aconsejados en función del índice del “SPT” y de la presión de la tapada.

$$n_h = \left[\frac{(N_1)_{60}}{(N_1)_{60} \cdot 0,18 + 22} \right]^{1,5} \cdot 10 + 0,8 \quad (\text{Expresadas en MN/m}^3) \quad 7.102$$

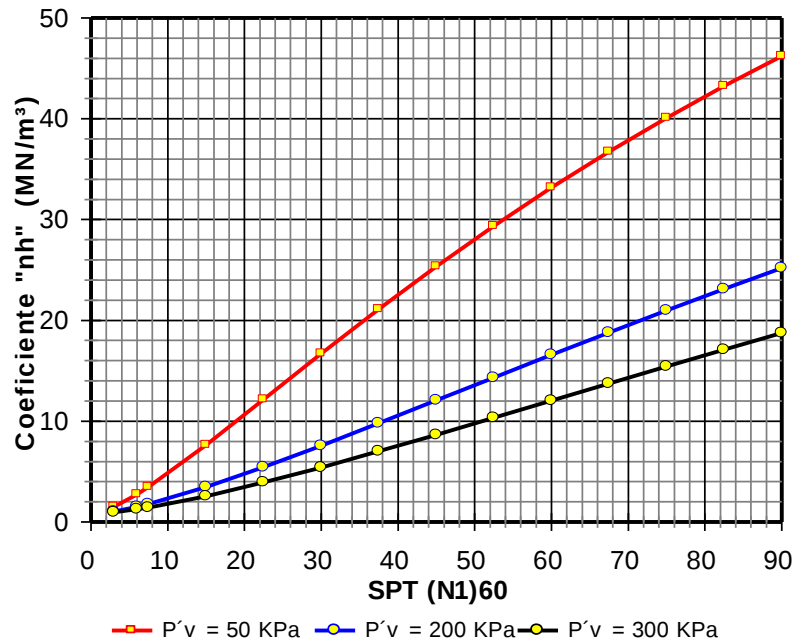


Figura N° 7.52: Estimación del coeficiente “nh” en arenas, en función del índice “N₆₀” del ensayo SPT, para distintas presiones verticales efectivas

7.9.- SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS

Para las arcillas blandas normalmente consolidadas, el valor del módulo de deformación también aumenta con la profundidad “z” con lo cuál la relación $k_h = f(z)$ también tiene vigencia y la función será de la forma:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad 7.103$$

En la que el parámetro “n_h” podrá ser calculado con:

$$n_h = C \cdot \gamma' \quad 7.104$$

Donde el valor de la constante “C” puede ser aproximado con la relación empírica que se adjunta y que toma en cuenta las características arcillosas del suelo que se considera, a través del valor de su límite líquido “w_L” expresado en %.

$$C = \frac{2000}{(w_L - 10)} \quad 7.105$$

Por lo tanto el valor de coeficiente de balasto lateral “k_h” quedará finalmente expresado como:

$$k_h = C \cdot \gamma' \cdot \frac{z}{B} \quad 7.106$$

7.10.- ANÁLISIS CRÍTICO

Si analizamos lo visto hasta este punto respecto a los valores calculados para determinar el Coeficiente de Reacción o Coeficiente de Balasto “**k**”, vemos que interpreta la deformación de los suelos según una variación lineal y constante, dada por una relación como la que se indica a continuación:

$$y = cte.q = \frac{q}{k}$$

En muchos casos la constante de resorte que se utiliza para verificar deformaciones en la interacción estructura – suelo $1/k = Cte$, se aplica en forma totalmente independiente de las los niveles de tensiones admisibles para los que han sido calculados y aún, lo que es más grave, se aplica a veces con niveles de tensiones de rotura del suelo.

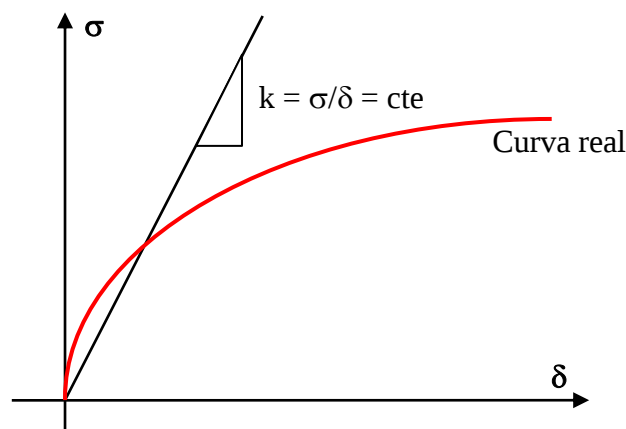


Figura N° 7.53: Representación de un ensayo de plato de carga

Si observamos el gráfico de la figura 7.53, vemos claramente que si no limitamos el valor de la tensión “**σ**” a un valor máximo, (por ejemplo el que le corresponde a las tensiones admisibles ($\sigma_{adm.}$) o a un valor menor a la tensión de rotura ($\sigma_{rot.}$) y aplicamos directamente “ $1/k$ ” para calcular una constante de resorte aplicada con cualquier nivel de tensiones, corremos el riesgo de que estemos suponiendo tensiones que el suelo no resiste y que las deformaciones que calculamos sean muy inferiores a las reales.

Por ello, en la utilización de “ $1/(A.k)$ ” **como un parámetro constante**, hay que ser muy riguroso y tener en claro que el mismo varía no solamente con las tensiones sino que también varía con el área “**A**” de la estructura que lo solicita.

Por lo expresado precedentemente es necesario que veamos ahora una versión más acertada y más cercana a la realidad, que nos permite interpretar con mayor precisión la relación entre las tensiones y las deformaciones que se producen en la interacción “Suelo - Estructura”.

Para ello seguiremos los desarrollos propuestos por Núñez, Konder, Duncan – Chang, entre otros.

Si analizamos la representación de un ensayo de plato de carga en un gráfico “ $\sigma - \delta$ ” tendremos la representación que se observa en la figura 7.54.

En esta última figura podemos trazar algunos de los infinitos valores de “k” correspondientes a los distintos valores del cociente σ/δ , y representar en un segundo gráfico (a la izquierda), como varía “k” en función de la tensión “ σ ” aplicada.

Como se aprecia en la figura, los distintos valores de “k” dependen del nivel de tensión aplicado “ σ ”, ya que tendremos un valor máximo para deformaciones muy pequeñas y un valor mínimo para deformaciones elevadas.

De la representación de estos valores, vemos que los mismos se ordenan según un trazo que podemos interpretar, sin mucho error, como una recta, para valores de tensión superiores al límite elástico.

Si obtenemos la ecuación de esta recta podremos definir la forma de la curva tensión deformación y también considerar la variación de “k” para cualquier valor de la tensión aplicada.

Para ello, del gráfico de la izquierda podemos extraer la siguiente relación:

$$\frac{(\sigma_u - \sigma)}{k} = \frac{\sigma_u}{k_i}$$

Que nos permite calcular un valor de “k” para cada nivel de tensiones

$$k = k_i \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right) \quad 7.107$$

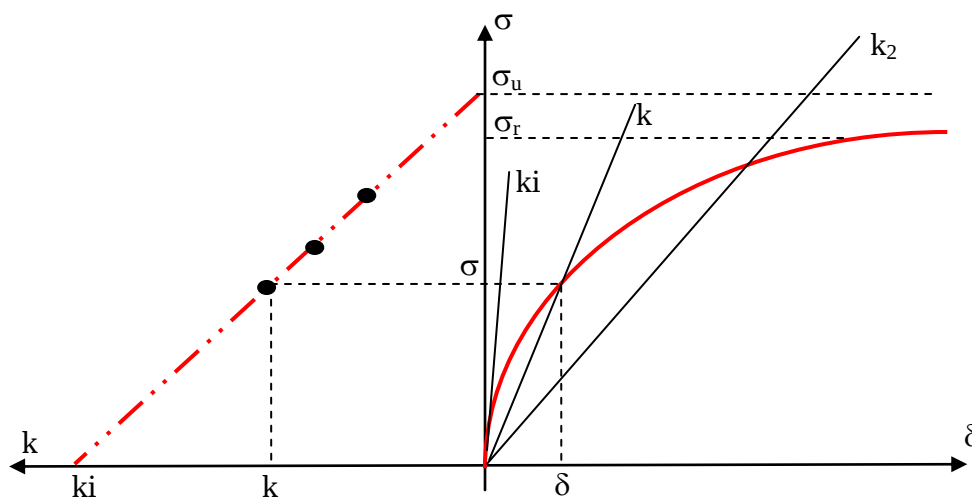


Figura N° 7.54: Representación de un ensayo de plato de carga

Para poder utilizar esta ecuación tenemos necesidad de conocer los valores de “ k_i ” y “ σ_u ”.

Teniendo en cuenta que “ σ_u ” es la tensión última que correspondería para una deformación infinita, mientras que “ σ_R ” es la tensión de rotura que medimos en el

ensayo, podemos hacer uso de la relación entre σ_u y σ_R que denominaremos “Rf” y que ya vimos en el punto 7.5.5.

$$Rf = \frac{\sigma_R}{\sigma_u}$$

Sabemos además que sin mucho error podemos estimar un entorno de variación para Rf que se ubicará entre $0,70 < Rf < 0,90$

Por lo tanto si adoptamos un valor de Rf, y calculamos el valor de σ_R con alguna de las fórmulas de capacidad de carga (por ejemplo la de Brinch Hansen) podemos aproximar un valor de σ_u haciendo.

$$\sigma_u = \frac{\sigma_R}{Rf} \quad 7.108$$

Volviendo a la fórmula que nos da $k = f(\sigma)$ vemos que la misma la podremos aplicar para cualquier valor de la tensión aplicada ya que nos representa con mucha aproximación el comportamiento real del suelo, aún para tensiones superiores a la carga de rotura.

Además tendremos un valor de “1/(A.k)” para un área de influencia “A” de la estructura en cuestión, que nos dará directamente la constante de resorte a ser utilizada en los cálculos de “tensión – deformación” en la interacción “estructura – suelo”.

Otra de las aplicaciones importantes de esta relación la obtenemos partiendo de la ecuación 7.107, haciendo:

$$k = ki \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R} Rf \right)$$

De la cuál obtenemos las siguientes dos ecuaciones de suma utilidad:

$$\sigma = \frac{1}{\left[\frac{1}{\delta ki} + \frac{Rf}{\sigma_R} \right]} \quad 7.109$$

$$\delta = \frac{1}{ki \left[\frac{1}{\sigma} - \frac{Rf}{\sigma_R} \right]} \quad 7.110$$

Estas ecuaciones, haciendo un manejo apropiado de los parámetros que intervienen, nos permiten aproximar con bastante acierto la curva “carga – deformación” de la estructura que estemos proyectando.

En estos casos los valores de “ki” que se manejan deberán diferenciarse de los valores de “k₁” que vimos en los capítulos anteriores.

Para obtener el valor de “ k_{1i} ” que corresponde al “**Módulo inicial de un ensayo de plato de carga normalizado de 30 cm de lado**”, hacemos uso de las expresiones ya vista en estos apuntes, tanto para suelos cohesivos como para suelos granulares

$$k_{1i} = 1,20 \frac{Ei}{B} \quad (\text{Suelos finos})$$

$$k_{1i} = 0,55 \cdot \frac{Ei}{B_1} \quad (\text{Suelos granulares})$$

En estas aplicaciones los valores de “ k_i ” deberán ser determinados para cada base en particular, teniendo en cuenta las fórmulas específicas para cada tipo de suelo (cohesivo o granular).

7.10.1.- Coeficiente de balasto inicial en suelos finos

En el caso de suelos cohesivos tendremos que el valor de k_{1i} se deberá determinar con:

$$k_{1i} = 1,2 \cdot \frac{Ei}{B_1} \quad \text{Con } B_1 = 0,30 \text{ m y } Ei \text{ expresado en MN/m}^2 \text{ (MPa)}$$

$$k_{1i} = 4 \cdot Ei \quad \text{En MN/m}^3$$

Tomando en cuenta la ecuación 2.46 con la que calculamos el valor de “ Ei ” en función del valor del SPT (N_{60}) podemos obtener:

$$Ei = 48 \times (N_{60})^{0,64} \quad (\text{en MPa})$$

$$k_{1i} = 192 \times (N_{60})^{0,64} \quad (\text{en MN/m}^3) \quad 7.111$$

Mientras que para una base cuadrada de ancho B tendremos:

$$k_{i \text{ cuadrada}} = k_{1i} \cdot \frac{B_1}{B} \quad 7.112$$

Donde $B_1 = 0,30 \text{ m}$, y el ancho B de la base debe ser expresado en las misma unidad.

Tomando en cuenta la ecuación 7.111 y 7.112 podemos hacer:

$$k_{i \text{ cuadrada}} = \frac{57,6 \times (N_{60})^{0,64}}{B(m)} \quad (\text{en MN/m}^3) \quad 7.113$$

Y para una base rectangular de ancho B_1 y largo L, tendremos primeramente que determinar el valor de “ k_i ” para una base cuadrada con la fórmula anterior y luego aplicar:

$$k_{i \text{ rectangular}} = k_{i \text{ cuadrada}} \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad 7.114$$

7.10.1.1.- Ejemplo de aplicación

Estas conclusiones sirven entre otras cosas, para determinar por ejemplo, el módulo de balasto en la punta de un pilote que nos permita calcular el valor de la constante de resorte para modelar sus deformaciones.

Supongamos que tenemos un cilindro de fundación de 1,20 m de diámetro, que se apoyará sobre suelos finos cohesivos y que por debajo de la punta del cilindro tiene valores promedios del ensayo SPT de $N_{90} = 25$. Supongamos además que en el cálculo de la capacidad de carga del cilindro obtuvimos que la tensión de rotura de la punta es de $\sigma_{rp} = 555 \text{ tn/m}^2$ y que aplicamos un coeficiente de seguridad de $F_s = 3$ con lo cual tendremos una tensión admisible de trabajo de $\sigma_t = 185 \text{ tn/m}^2$.

Con estos valores podemos efectuar el siguiente cálculo:

$$N_{60} = N_{90} \times 1,50 = 25 \times 1,50 = 37,5$$

$$k_1 i = 192 \times (N_{60})^{0,64} = 192 \times 37,5^{0,64} = 1.952 \text{ MN/m}^3$$

Teniendo en cuenta que el valor de k_1 corresponde a un plato de 1 pié de lado, tenemos que calcular el valor de “k” para las dimensiones reales de la punta del cilindro de $B = 1,20 \text{ m}$

$$ki = k_{1i} \cdot \frac{B_1}{B} = 1952 \text{ MN/m}^3 \times \frac{0,30 \text{ m}}{1,20 \text{ m}} = 488 \text{ MN} / \text{m}^3$$

Si tomamos un valor de $dR = 0,90$ podemos calcular el asiento en la punta del cilindro para la tensión de trabajo.

$$\sigma_{rp} = 555 \text{ tn/m}^2 = 5,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 185 \text{ tn/m}^2 = 1,85 \text{ MPa}$$

Podemos finalmente calcular el asiento del cilindro para la carga de trabajo haciendo:

$$\delta = \frac{1}{ki \left[\frac{1}{\sigma} - \frac{dR}{\sigma_R} \right]} = \frac{1}{488 \text{ MN} / \text{m}^3 \left[\frac{1}{1,85 \text{ MPa}} - \frac{0,9}{5,55 \text{ MPa}} \right]} = 0,0054 \text{ m}$$

$$\delta = 0,54 \text{ cm}$$

Por lo tanto la constante de resorte para la punta del cilindro será:

$$K = \frac{\sigma_t}{\delta} = \frac{1,85 \text{ MPa} \times (1,2 \text{ m})^2 \times \frac{\pi}{4}}{0,54 \text{ cm}} = \frac{2,09 \text{ MN}}{0,54 \text{ cm}} = 3,87 \text{ MN} / \text{cm}$$

7.10.2.- Coeficiente de balasto inicial en suelos granulares

Para el caso de suelos granulares tendremos que el valor de k_{1i} se deberá determinar con:

$$k_{1i} = 0,55 \cdot \frac{Ei}{B} \quad \text{Con } B = 0,30 \text{ m y } Ei \text{ expresado en MPa}$$

$$k_{1i} = 56,3 \times (N_{60})^{0,66} \quad (\text{MN/m}^3) \quad 7.115$$

Mientras que para una base cuadrada de ancho B tendremos:

$$k_{i_{cuadrada}} = k_{1i} \cdot \left[\frac{B+30}{2 \cdot B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad 7.116$$

Donde B y D se expresan en metros y “n” se calcula con la siguiente ecuación

$$n = 1,7 \times B^{0,15} \quad 7.117$$

Para una base rectangular de ancho B y largo L, tendremos primeramente que determinar el valor de k_{1i} para una base cuadrada con la fórmula anterior y luego aplicar:

$$k_{i_{rectangular}} = k_{i_{cuadrada}} \left[\frac{L+0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad 7.118$$

Finalmente para una zapata continua de ancho B y largo infinito tendremos:

$$k_{i_{continua}} = \frac{k_{i_{cuadrada}}}{1,5} \quad 7.119$$

7.10.2.1. Aplicaciones del coeficiente de balasto vertical en suelos granulares

A modo de ejemplo podemos ver algunos ejemplos donde podamos aplicar la utilización del coeficiente de balasto. Para ello tomaremos los ensayos de cargas sobre bases reales presentados en la Publicación Geotécnica Especial N° 41 del ASCE de junio de 1994, en la que se presentan los resultados de ensayos de carga sobre cuatro bases cuadradas de 1,00 m, de 1,50 m, de 2,50 m y de 3,00 m de lado cada una de ellas, apoyadas a 0,60 m de profundidad sobre un manto de arena húmeda, donde se ejecutaron ensayos de SPT y los valores registrados en cada base son los que se detallan en la figura N° 7.55.

Tomando la ecuación 7.100 para los distintos valores de “B” tendremos:

$$K_v = \frac{N_{60}^{2,16}}{0,5 \times N_{60}^{1,01} \times \ln(B) + 0,7 \times N_{60}^{1,15}} \quad (\text{MN/m}^3)$$

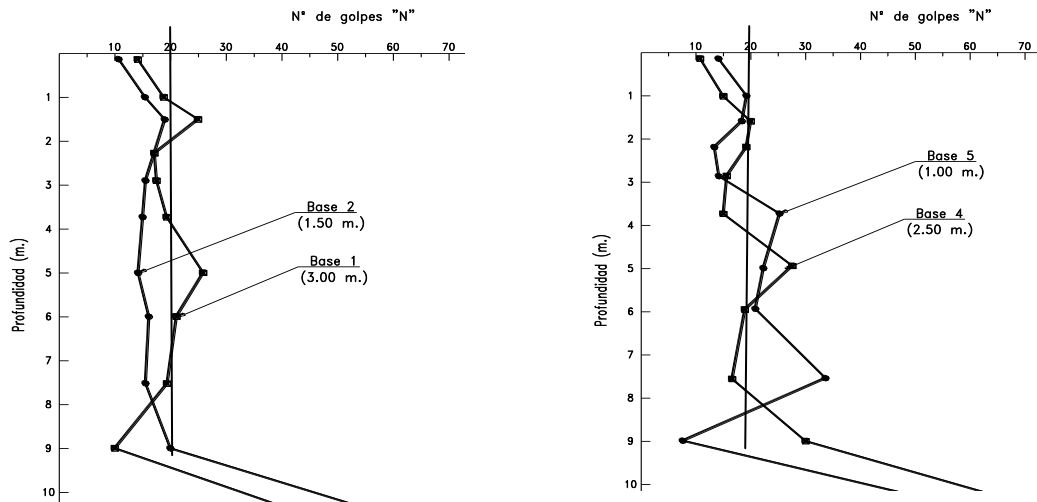


Figura N° 7.55: Ensayos de SPT ejecutados en cada base analizada

Lado "B" (m)	1,00	1,50	2,50	3,00
Valor del SPT (N_{60})	18	16	18	20
K_v (kN/m^3)	26.468	19.641	18.423	19.421

Teniendo en cuenta que:

$$K_v = \frac{\sigma}{\delta}$$

Si queremos calcular la tensión que transmiten las bases para una deformación de 2,50 cm, tendremos:

Lado "B" (m)	1,00	1,50	2,50	3,00
Deformación (m)	0.025	0.025	0.025	0.025
Tensión (kN/m^2)	662	491	461	486
Carga calculada (kN)	662	1.105	2.879	4.370
Carga medida (kN)	790	1.260	3.100	4.600
Relación entre resultados	1.19	1.14	1.08	1.05

Se puede apreciar que los resultados que se obtienen, en forma rápida y sencilla, aproximan con un margen de error bastante bajo, las cargas de las distintas bases para un asentamiento de 2,50 cm.

7.11.- ESTADO TENSIONAL “IN SITU”

El estado tensional del suelo, es de suma importancia a la hora de planificar los trabajos que tenemos que ejecutar sobre él. Es por ello que su conocimiento previo, aunque sea aproximado, resulta siempre de gran valor.

Sabemos que en los suelos normalmente consolidados, es decir donde la presión de la tapada coincide con la presión de consolidación o carga de preconsolidación “ P_c ”, el valor del coeficiente de empujes en reposo de los suelos “ K_o ” que relaciona las tensiones horizontales con las verticales en estado de reposo, puede ser aproximado sin mucho error por la ecuación de Jaky

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') \quad 7.120$$

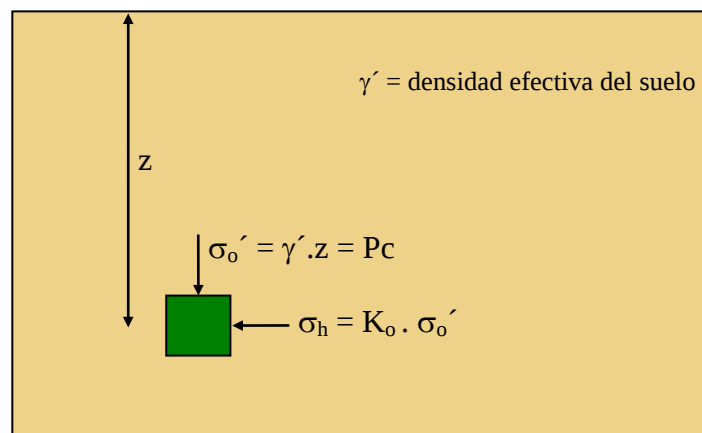


Figura N° 7.56: Estado tensional de un suelo, en estado de reposo

En los casos en que suponemos que los suelos no son normalmente consolidados, deberíamos extraer una muestra indisturbada, y ejecutar un ensayo de consolidación unidimensional sobre ella, para determinar el valor de la carga de Preconsolidación “ P_c ”. Ello nos permitiría comparar el valor de esta presión con la presión de la tapada actual y obtener el coeficiente de sobreconsolidación del manto analizado, conocido con las siglas “OCR” (*Over Consolidation Ratio*)

$$OCR = \frac{P_c}{\sigma_v'} \quad 7.121$$

Conociendo la relación OCR o el índice N_{90} correspondiente al ensayo SPT, o el índice de liquidez I_L , podemos aplicar las siguientes ecuaciones, para obtener el coeficiente de empuje en reposo de los suelos preconsolidados K_o , teniendo en cuenta que **no se trata** de suelos cementados.

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') \cdot OCR^{\text{sen}\phi'} \quad 7.122$$

$$K_o = 0,11 \cdot N_{90} \cdot \left(\frac{Pa}{\sigma_{vo}'} \right) \quad 7.123$$

$$K_o = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}} \cdot 10^{(0,56-0,81.I_L)} \quad 7.124$$

Donde: Pa = Presión atmosférica y σ_v = Presión de la tapada

Ante la imposibilidad de poder obtener en forma rápida, el valor de la carga de preconsolidación debido al tiempo requeridos para la obtención de las muestras indisturbadas y la ejecución de los ensayos necesarios, es factible obtener valores aproximados de la carga de preconsolidación Pc a partir de algunas ecuaciones empíricas que se dan a continuación:

$$Pc = 0,47(N_{60})^m \cdot Pa \quad \text{Mayne (2007)} \quad 7.125$$

Donde Pa es en valor de la presión atmosférica por lo que las unidades de Pc son similares a las que se tomen para “Pa” y el valor del exponente “m” tomará los siguientes valores para los distintos tipos de suelos:

Arena limpia de granos de cuarzo: m = 0,6

Arena limosa o limos arenosos: m = 0,8

Suelo arcilloso: m = 1

$$Pc = 0,15 \cdot N_{60} \cdot Pa \quad \text{Kulhawy and Chen (2007)} \quad 7.126$$

$$Pc = Pa \cdot 10^{(1,11-1,62.I_L)} \quad \text{Stas and Kulhawy} \quad 7.127$$

Podemos también considerar la ecuación obtenida por Wood a partir del modelo del Cam Clay modificado y de relaciones empíricas:

$$\sigma'_{vo} = Pa \cdot 0,063 \cdot 10^{[2 \cdot (1-I_L)]} \quad \text{Wood} \quad 7.128$$

O también calcular directamente el valor de OCR con la siguiente ecuación, también debida a Wood

$$Log(OCR) = \frac{\left[2 - 2 \cdot I_L - Log\left(15,87 \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{Pa} \right) \right]}{\Lambda}$$

Donde: $\Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} = 1 - \frac{Cs}{Cc} \approx 0,8$ Reemplazando este valor en la ecuación anterior no quedará:

$$Log(OCR) = \left[1 - 2,5 \cdot I_L + 1,25 \cdot Log\left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa} \right) \right]$$

$$OCR = 10^{\left[1-2,5.I_L + 1,25.Log\left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)\right]} \quad \text{Wood} \quad 7.129$$

Una forma más simple para evaluar el OCR es mediante la ecuación propuesta por McCarthy en función del I_L o del valor índice N_{90} del SPT.

$$OCR = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right) \cdot 10^{(1,11-1,62.I_L)} \quad 7.130$$

$$OCR = 0,87.N_{90} \cdot \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right) \quad 7.131$$

7.12.- VELETA DE CORTE “IN SITU” (VANE TEST)

El ensayo de la “Veleta de Corte”, o de “Vane Test” es semejante al de un ensayo de corte in situ, ejecutado en un suelo arcilloso, normalmente consolidado “Blando” y saturado, y por lo tanto nos da como resultado el valor de la cohesión no drenada “ c_u ”

Por lo general, los suelos de nuestra región geológica, están conformados por una proporción importante de suelos de esta características, que por ser Sensitivas, son muy difíciles de muestrear y de obtener muestras suficientemente inalteradas, y por lo tanto de lograr realizar en el laboratorio ensayos representativos que nos brinden resultados confiables.

Esta formación geológica se la conoce en nuestro medio como la Formación “Post Pampeano” que se ubica en gran parte de la costa del Río Paraná, del Río de La Plata y en la parte sur del litoral marítimo de la Provincia de Buenos Aires y para la obtención de parámetros geotécnicos de la misma es de especial aplicación el equipo de la Veleta de Corte

El ensayo de Vane Test, o de la Veleta de Corte, consiste en introducir en el terreno virgen, una veleta conformada por cuatro placas rectangulares de acero de muy pequeño espesor, unidas en forma ortogonal y concéntrica con un varillaje que llega hasta la superficie y que permite que a través de él, se aplique un par torsor “T”, que intenta hacer girar la veleta de corte introducida en el terreno virgen, hasta que ésta vence la resistencia que le ofrece la cohesión del suelo y produce un corte, en forma de cilindro de altura “H” y diámetro “d”.

La Norma ASTM D-2573 estipula para la ejecución del ensayo una velocidad de rotación de la veleta de 0,1°/segundo que equivale a 6°/minuto.

Esta velocidad de carga es suficientemente rápida, comparada con el coeficiente de permeabilidad del material ensayado, de tal manera que podemos asumir con seguridad que el ensayo ejecutado sobre muestras arcillosas se realiza sin drenaje, con lo cuál los parámetros obtenidos pueden ser asimilados a los logrados en un ensayo de corte no drenado (UU).



Figura N° 7.57: Velea de corte de 113 mm x 65 mm del equipo GEONOR H-10



Figura N° 7.58: Molinete para la aplicación del momento torsor a la veleta

La técnica del ensayo consiste en introducir la paleta de corte en el terreno virgen una profundidad no inferior a $5H$ donde “H” es la altura de la veleta.

Como las veletas de corte por lo general tiene una relación altura / diámetro = 2 con un valor de H comprendido entre 100 mm y 150 mm, la distancia mínima entre cada ensayo en profundidad es de 0,50 m.

Estos equipos pueden ser accionados mecánicamente o en forma manual y el momento torsor se lee en forma directa en un dial con aguja de arrastre que permite obtener el valor máximo de la resistencia del suelo.

El cálculo de la cohesión o de la resistencia al corte del suelo ensayado se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

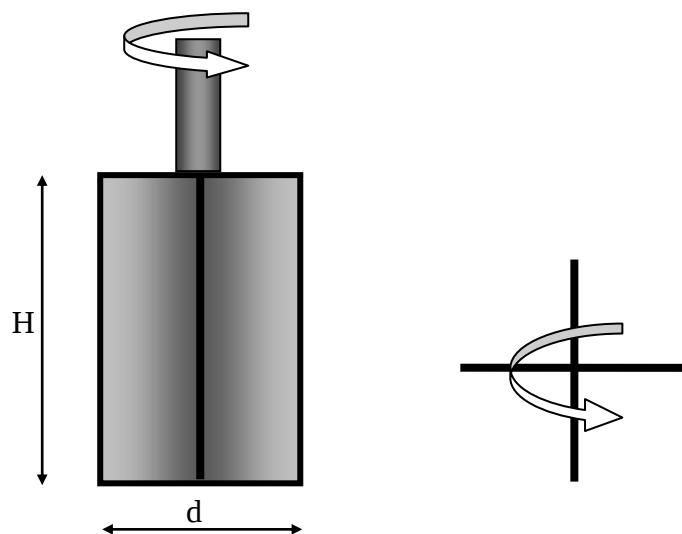


Figura N° 7.59: Dimensiones de la veleta de corte

$$C_u = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi \times d^2 \times \left[\frac{H}{2} + 0,167 \times d \right]} \quad 7.132$$

Como la mayoría de los equipos utilizan veletas de corte donde $H/d = 2$ la ecuación nos quedará reducida a la siguiente expresión:

$$C_u = 0,273 \times \frac{T_{m\acute{a}x}}{d^3} \quad 7.133$$

Independientemente de que el equipo ya viene calibrado de fábrica, es conveniente y necesario verificar la constante elástica del resorte interno del mismo, antes de cada campaña.

Para ello se lleva el equipo al laboratorio o al taller, se fija el molinete con una morsa, se aplica un par torsor conocido en la veleta y se lee el dial del molinete. Este procedimiento se repite para distintos valores del momento torsor y se grafican sus resultados, obteniendo un recta que pasa por el origen y cuya pendiente nos da la constante del resorte del equipo que estamos utilizando.

Con relación a los valores medidos en el campo y los valores realmente adoptados para efectuar los cálculos, Aas et al (1986) proponen a los efectos prácticos, una variación a las correcciones propuestas por Bjerrum en 1972 que los valores medidos sean corregidos por un “factor de corrección” cuyo valor varía con el Índice Plástico “ I_p ” del suelo para obtener el valor de la tensión de corte “ S_u ”

$$S_u = \text{Factor de corrección} \times S_{u(\text{medido})}$$

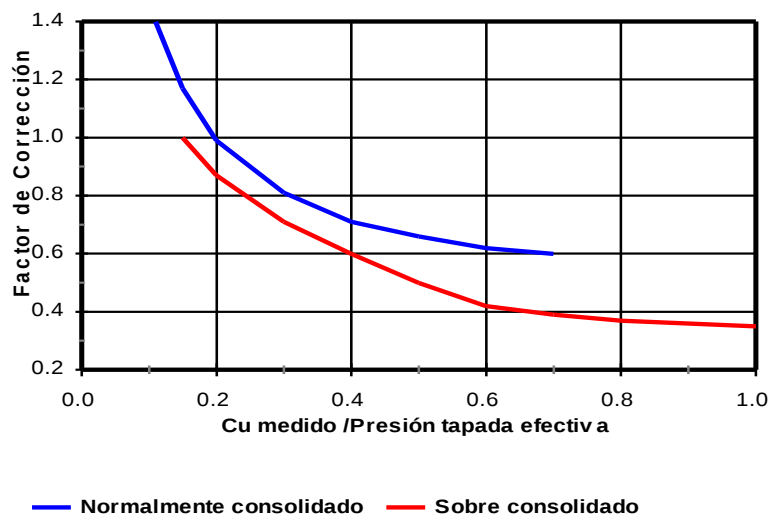


Figura N° 7.60: Factor de corrección en función de c_u/σ_o

Otra de las relaciones de sumo interés que se pudieron obtener con este tipo de ensayos, son las obtenidas por Mayne y Mitchell (1988) quienes a través de más de 300 mediciones en arcillas normalmente consolidadas relacionaron la presión efectiva de la

tapada con el valor medido de la tensión de corte no drenada “ S_u ” y obtuvieron la siguiente relación:

$$p_c' = 4,77.(S_{u \text{ medido}})^{0,83} \quad 7.134$$

Donde los valores de p_c' y c_u se expresan en tn/m^2

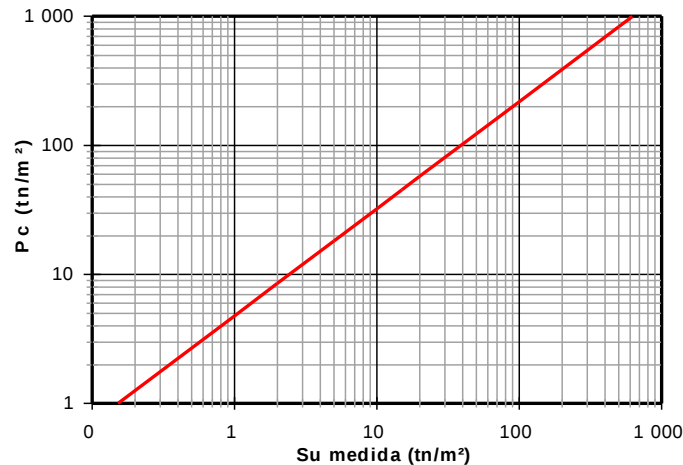


Figura N° 7.61: relación entre la tensión de corte medida y la tensión de la tapada efectiva P_c'

Esta relación puede ser comparada con la dada algunos años antes por Skempton (1957)

$$\frac{c_u}{\sigma_{vo}} = 0,11 + 0,0037.Ip \quad 7.135$$

7.12.1.- Resistencia al corte en arcillas del Post Pampeano

En la República Argentina, existe una formación geológica conocida como Post Pampeano, que abarca gran parte de la costa de los tramos finales del Río Paraná, la costa del Río de La Plata, y gran parte del litoral marítimo de la provincia de Buenos Aires.

Mayoritariamente esta Fm. está conformada por suelos arcillosos “muy blandos” de origen marino, por lo tanto, para analizar los parámetros de resistencia al corte de las mismas, es conveniente la implementación de ensayos in situ, antes que los ensayos de resistencia de laboratorio sobre muestras indisturbadas, debido principalmente a las dificultades que se presentan en la obtención de muestras que realmente sean representativas del manto que se estudia.

En este tipo de estratigrafía, los ensayos “SPT” no nos permiten obtener valores comparativos ya que en el 90 % de los casos con un solo golpe del martinete la penetración del sacamuestras supera los 45 cm, por lo tanto la única utilidad de éste ensayo radica en la obtención de una muestra para determinar sus propiedades índices en laboratorio.

Es común al ejecutar las perforaciones con métodos manuales en estos suelos, que la cañería de perforación descienda por su propio peso dentro del manto que se está

perforando, debiendo el operador ser muy cuidadoso y retenerla con el malacate para que la mecha de corte ejecute la perforación adecuadamente. Este fenómeno hace que habitualmente algunos profesionales de la materia, se refieran erróneamente a éste manto como de arcillas “fluidas”.

En la zona sur y costera de la Ciudad de Buenos Aires, se presenta este tipo de formación con mantos que superan los 20 m de espesor, como se puede apreciar en el perfil que se presenta en la figura 7.62.

Por lo general, este tipo de suelo arcilloso, “muy blando”, tiene una humedad natural que supera en 1,5 veces su límite líquido y presenta una relación de vacíos del orden de 2,5 a 3,0.

Los resultados de las investigaciones ejecutadas en estos suelos a través de ensayos in situ utilizando la veleta de corte o de “Vane Test” y recuperando muestras indisturbadas y ejecutando ensayos triaxiales “Q” se pueden apreciar en el gráfico de la figura 7.63

En la misma se pueden apreciar los valores de la cohesión “cu” obtenidos con la veleta de corte frente a la Ciudad de Buenos Aires, (Ing. Leoni) y los valores de “cu” determinados a través de ensayos triaxiales, frente al Puerto de La Plata.(Ing. A. Sfriso)

Del análisis de los resultados, podemos inferir que la diferencia entre los valores calculados en uno y otro sitio pueden deberse a alguna de las siguientes circunstancias:

- a) Que durante la manipulación de las muestras utilizadas en la ejecución de ensayos triaxiales se produce una alteración en su resistencia lográndose valores menores que los calculados con la ejecución directa del ensayo in situ.
- b) Que se deba simplemente a una variación edafológica de la formación.
- c) Que existan errores en la determinación de los parámetros en alguno de los ensayos ejecutados.

Según nuestro criterio, consideramos que la primera alternativa es la que más se acerca a la realidad

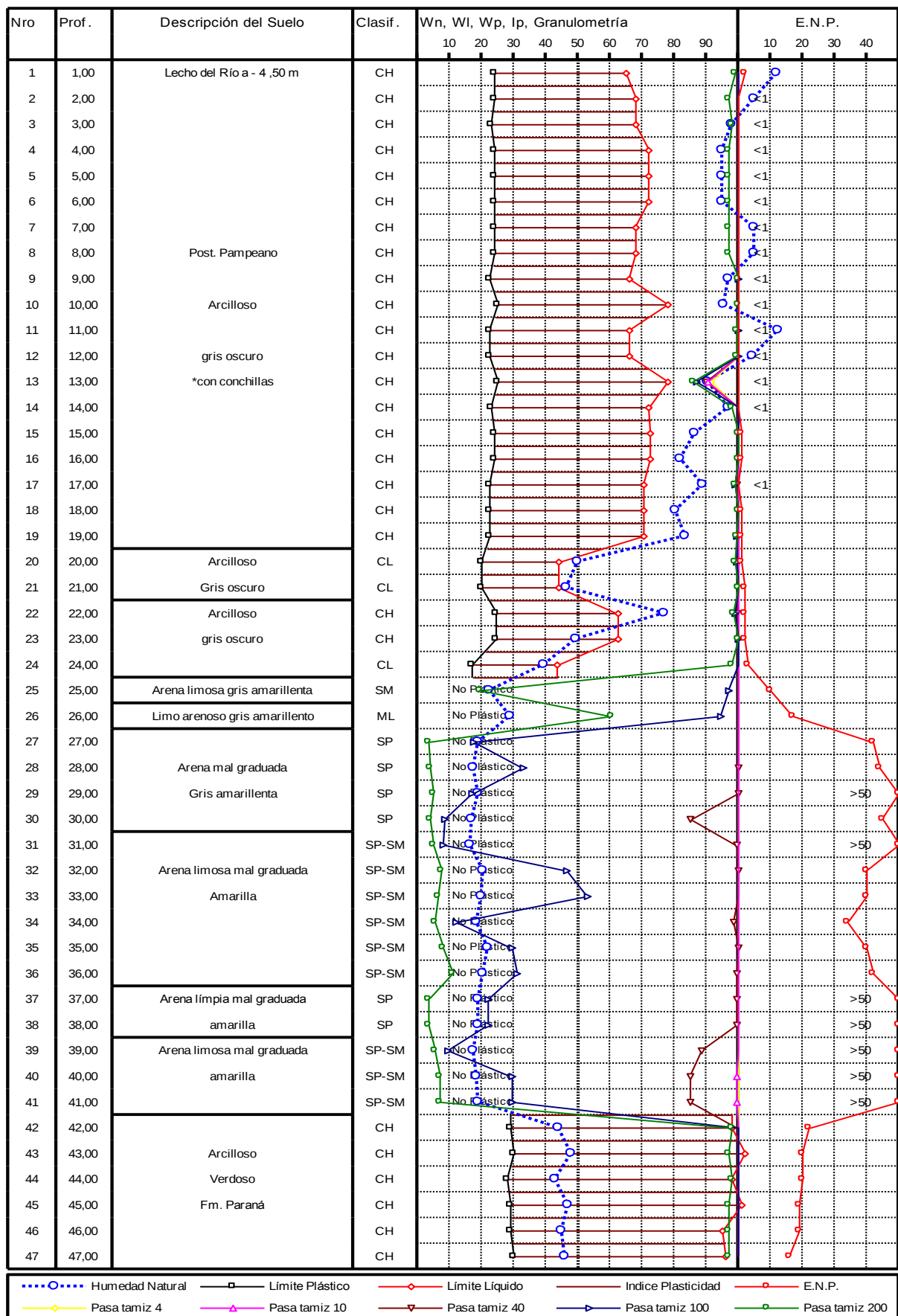


Figura N° 7.62: Perfil estratigráfico típico del área costera sur del Río de La Plata

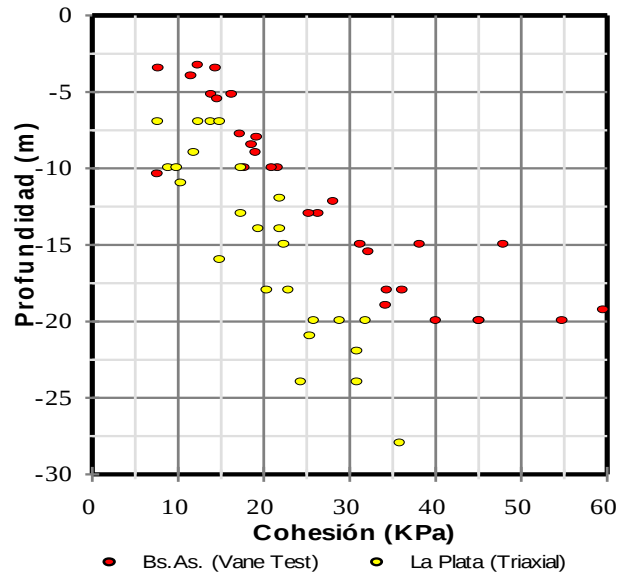


Figura N° 7.63: Resultados de la cohesión calculada con la Veleta de corte y con ensayos triaxiales “Q” en suelos del Post Pampeano

Sobre las muestras inalteradas obtenidas de los estudios ejecutados, se midieron las densidades naturales de las muestras por el método del mercurio, los resultados se representaron en función de la profundidad de las muestras en el gráfico de la figura 7.64. La media de los resultados obtenidos, pueden también ser calculados con la ecuación 7.136.

$$\gamma' = 7 + 0,15.z \quad (\text{KN/m}^3) \quad 7.136$$

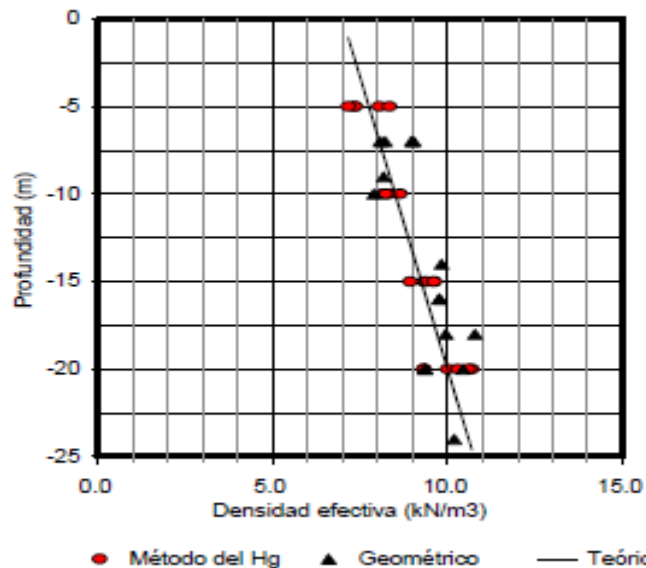


Figura N° 7.64: Resultados de las mediciones de densidad sobre muestras inalteradas, en función de la profundidad

En los dos gráficos que se muestran a continuación, (Figuras N° 7.65 y 7.66), hemos eliminado algunos valores de ensayos de la veleta de corte que evidentemente fueron afectados por los pequeños mantos de arena que se detectan comúnmente en el Post Pampeano y que por lo tanto nos dan valores de “cu” que se alejan en más de la media. De estas representaciones podemos obtener las siguientes relaciones matemáticas:

$$c_u = 1,82 \times Z + 3,91 \text{ (KPa)} \quad 7.137$$

$$c_u = 0,21 \cdot \sigma_v' + 5,5 \text{ (KPa)} \quad 7.138$$

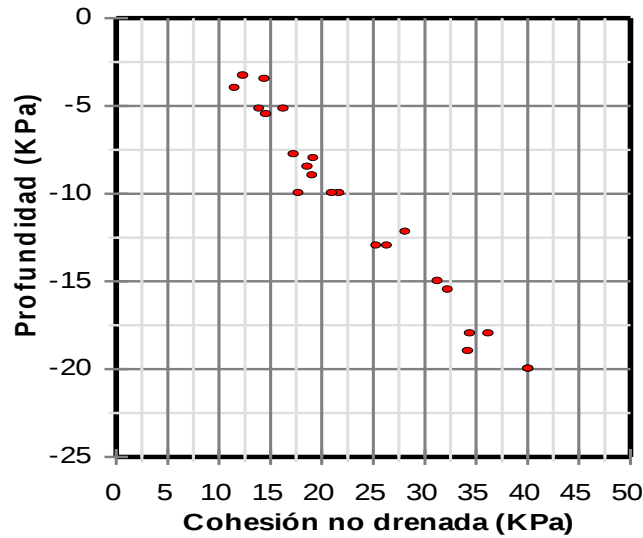


Figura N° 7.65: Valores de la cohesión no drenada en función de la profundidad en suelos del Post Pampeano frente a la Ciudad de Buenos Aires.

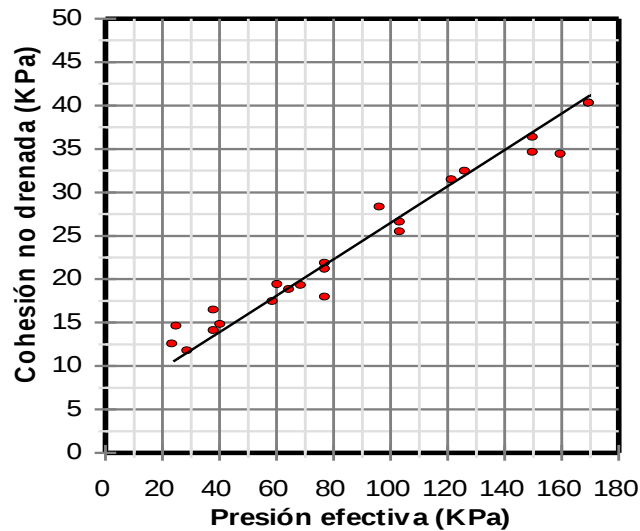


Figura N° 7.66: Valores de la cohesión no drenada en función de la presión de la tapada en suelos del Post Pampeano frente a la Ciudad de Buenos Aires.

Los resultados presentados demuestran, claramente, que dicho manto no se encuentra en estado “Fluido”, y que este fenómeno se debe fundamentalmente a la elevada sensibilidad de estas arcillas, cuyos resultados se muestran en el gráfico de la Figura 7.67, donde el valor de “St” representa el cociente entre la cohesión máxima medida y el valor de la cohesión residual, ambos valores se miden en forma directa con el ensayo de la veleta de corte.

$$St = \frac{Cu_{m\acute{a}x.}}{Cu_{residual}} \quad 7.139$$

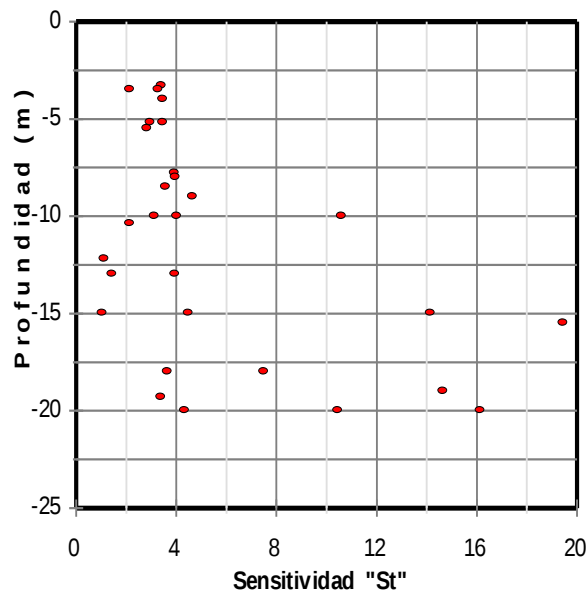


Figura N° 7.67: Resultados de la Sensitividad medida en las arcillas blanda normalmente consolidada con la Veleta de Corte.

7.12.2.- Módulo de deformación en arcillas del Pos Pampeano

En la figura 7.68 hemos representado los valores medidos a través de los resultados de ensayos de compresión triaxial, del módulo de deformación inicial “Ei” en función de la presión de la tapada.

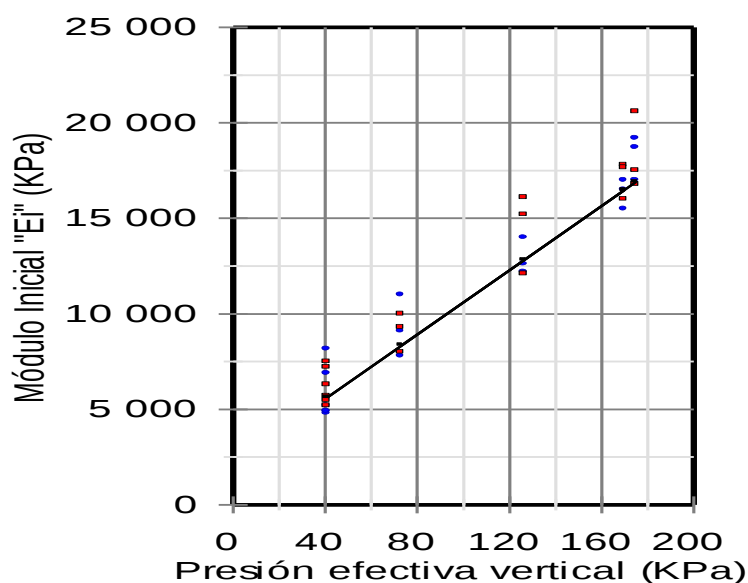


Figura N° 7.68: Módulo de deformación inicial para las arcillas de la Fm. Post Pampeano.

De este gráfico se obtiene una relación que vincula los valores más probables de estas dos variables y que se expresa con la siguiente ecuación:

$$Ei = 84.\sigma'_o + 2.200 \quad (\text{KPa}) \quad 7.140$$

Vinculando los resultados obtenidos, podemos representar en el gráfico de la Figura 7.69, los valores medios para la cohesión no drenada y del módulo de deformación inicial

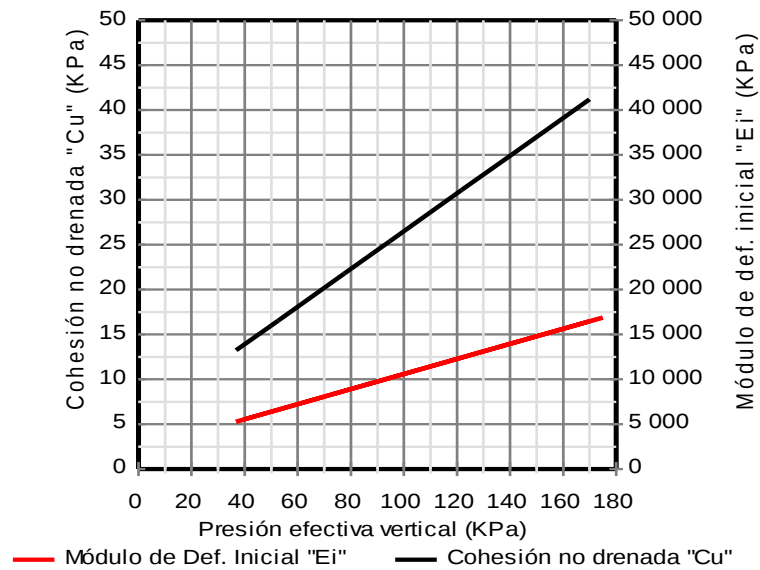


Figura N° 7.69: Módulo de deformación inicial y cohesión no drenada en los suelos de la Fm. Post Pampeano

Finalmente en la Figura 7.70 representamos los valores del módulo de deformación inicial en función de la cohesión no drenada obtenida en los estudios efectuados frente a la Ciudad de Buenos Aires y de las investigaciones ubicadas en el puerto de la Ciudad de La Plata. De la evaluación de los resultados obtenidos surge como valor medio la siguiente correlación:

$$Ei = 500.c_u = 250.q_u \text{ (KPa)} \quad 7.141$$

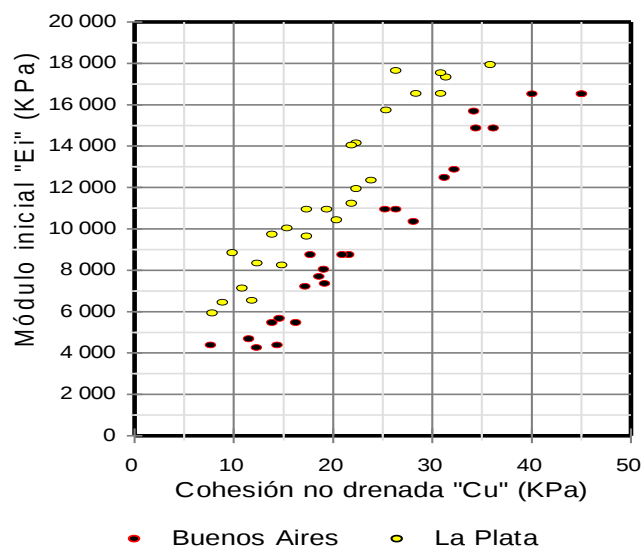


Figura N° 7.70: Módulo de deformación inicial en función del valor de la cohesión no drenada "Cu" para los ensayos realizados en suelos de la Fm. Post Pampeano de la zona de La Plata y de Bs. As.

7.13.- ENSAYOS PRESIOMETRICOS

En 1957, Louis Menard, un ingeniero civil francés, desarrolló un equipo simple para hacer ensayos de suelo "in situ". También propuso usar los parámetros que se obtenían

de estos ensayos en forma directa para el diseño de fundaciones. Estos descubrimientos llevan a nuevas tendencias en los diseños de fundaciones y en los costos de las mismas.

Este ensayo “in-situ”, para la obtención directa de parámetros del suelo, tiene como principio, introducir una sonda cilíndrica en una perforación perfectamente cilíndrica que debe ser ejecutada con una máquina rotativa y con una herramienta especial y expandirla radialmente, como se observa en la figura N° 7.71 una vez alcanzada la profundidad estipulada.

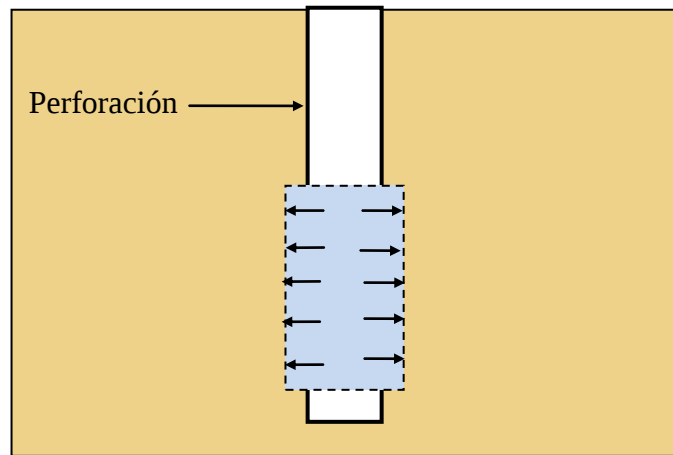


Figura N° 7.71: Expansión de una sonda cilíndrica en una perforación

El procedimiento consiste en aplicar una presión interna a la sonda dilatable que será transferida a las paredes del sondeo, las presiones son aplicadas en forma escalonada, registrándose para cada escalón, el volumen de expansión de la sonda.

Para expandir la sonda que se coloca a la profundidad de ensayo mediante las cañerías de perforación, se utiliza agua que es desplazada a presión de un depósito ubicado en la superficie, por medio de aire comprimido u otro gas inerte envasado.

Este depósito de agua que se ubica en un panel de monitoreo ó caja de medición, tiene una columna graduada que indica en cm^3 el volumen de agua desplazado hacia la sonda.

La expansión de la sonda en el terreno se hace a una presión constante que se mantiene por un lapso de tiempo de 60 segundos. Durante este tiempo o escalón de carga, se realizan lecturas en la columna de agua que mide el incremento de volumen de la sonda a los 15", 30" y 60".

7.13.1.- Descripción del equipo

Para la expansión de la sonda se aplica presión usando un gas neutral (nitrógeno) o aire comprimido envasado, lo que tiene la ventaja de no requerir una energía adicional que sea difícil de obtener en el sitio donde se realizarán los ensayos, consistiendo además, en una fuente de energía simple, barata y transportable.

Al poder medir la presión aplicada y el volumen de agua que consume la sonda para expandirse, tenemos un par de valores de tensión aplicada sobre el suelo y de deformación que el mismo experimenta bajo la tensión aplicada, con lo que podemos

confeccionar un gráfico de tensión – deformación del suelo a distintas profundidades pasando por los estados elásticos, plásticos y de rotura.

La conformación básica de un equipo de presiometría consiste en la sonda presiométrica, el tubo de alta presión con el reservorio de gas envasado, los tubos de Polyamida y el tablero de monitoreo ó panel de control tal como se observa en la Figura 7.72.

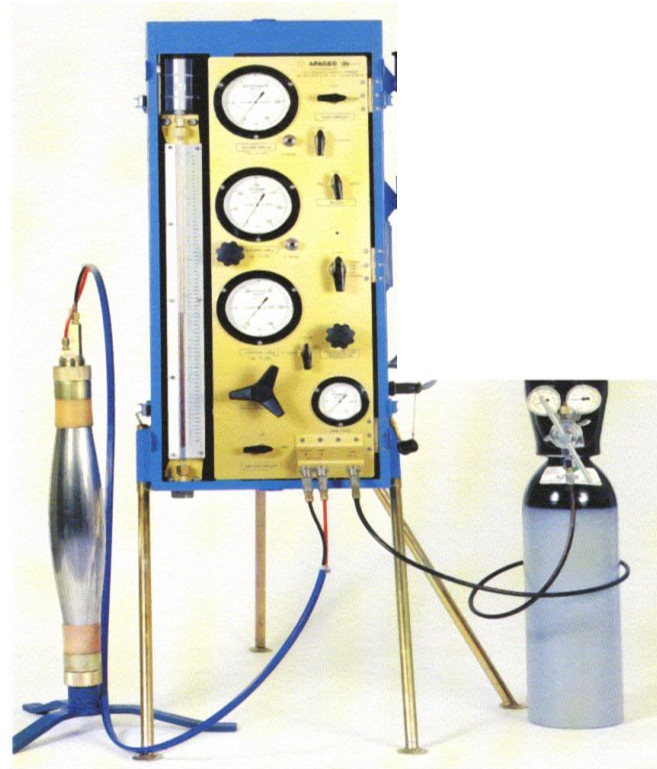


Figura N° 7.72: Equipo original de Menard

7.13.2.- La sonda

La primera sonda fabricada por Menard, fue la sonda simple o monocelda de 32 mm de diámetro externo, que consistía en un cilindro de acero sobre la que se monta y ajusta una cobertura de goma reforzada y expandible, usando 2 anillos de bronce que aprietan la sonda de goma contra los O-ring que se colocan en ranuras especiales sobre el cilindro de acero, tal como se aprecia en la Figura N° 7.73.

En la primera parte de esta figura se muestra el cilindro de acero con los O-ring de cierre y los orificios por los que se inyecta agua para la expansión de la cobertura de goma. En la segunda parte la cobertura de goma colocada y en la tercera parte los anillos de bronce que ajusta a la cobertura de goma sobre los O-ring y forman una cavidad estanca.

Esta sonda es la que se introduce en una perforación de igual diámetro que los anillos de bronce y se le inyecta agua desde la superficie y a través del tablero de monitoreo, para que la misma se expanda en el suelo virgen.

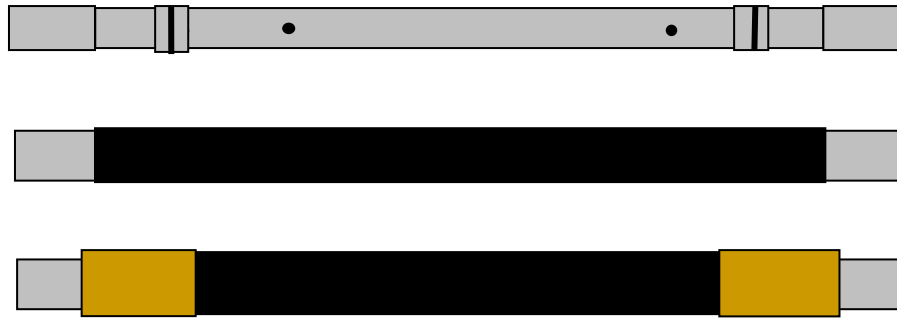


Figura N° 7.73: Sonda 32 mm de diámetro externo (monocelda)

La inyección de agua, permite la expansión de la sonda en el suelo y como podemos medir desde el tablero de control en superficie, el volumen de agua que se inyecta y la presión necesaria para inyectarla, podemos asociar estos valores a la deformación del suelo y a la tensión necesaria para deformarlo. Para ello la cobertura de goma que se expande debe tener una geometría lo más semejante posible a un cilindro recto.

En realidad, si el suelo tiene una resistencia importante, es fácil deducir que se pueden producir algunas deformaciones de la sonda no deseadas y que pueden inducir a errores en la evaluación de las deformaciones del suelo, tal como se puede observar en la Figura N° 7.74.

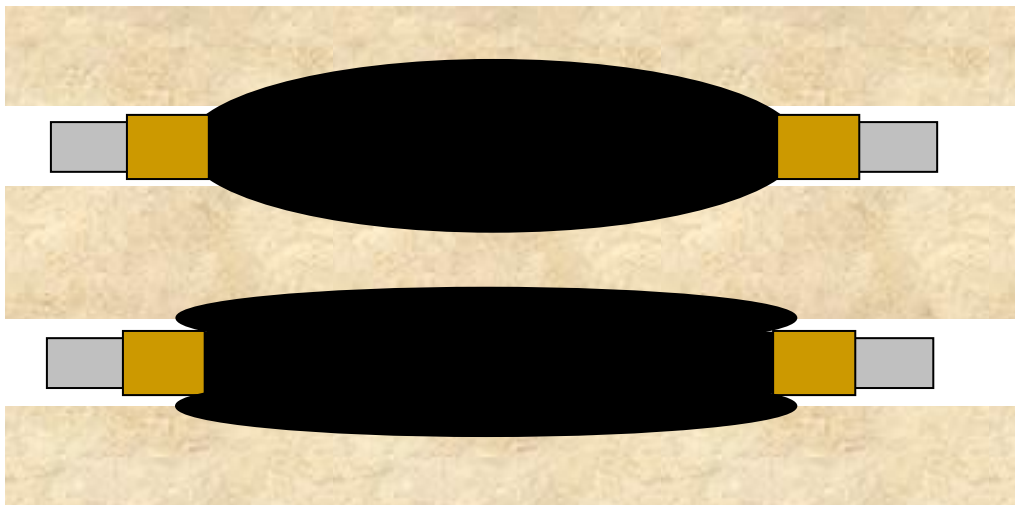


Figura N° 7.74: Defectos que se producen en la expansión de una monocelda en contacto con las paredes de la perforación

En la parte superior de la figura se muestra una deformación normal de la sonda, aún cuando los extremos de la sonda no están en contacto con el suelo que se ensaya.

En la figura inferior, se muestra una deformación excesiva hacia los costados del cilindro teórico, que se presenta cuando el suelo ensayado es muy rígido, esto lleva irremediablemente a evaluar deformaciones inexistentes. Estos errores son típicos de las sondas monoceldas.

Para evitar este error en las mediciones del volumen de expansión, se utiliza la sonda provista de celdas de guarda o protectoras, que impidan la expansión longitudinal de la celda central de medición, esta solución se presenta con la sonda “G” la cual también fue desarrollada por L. Menard y que se detalla en la figura 7.75.

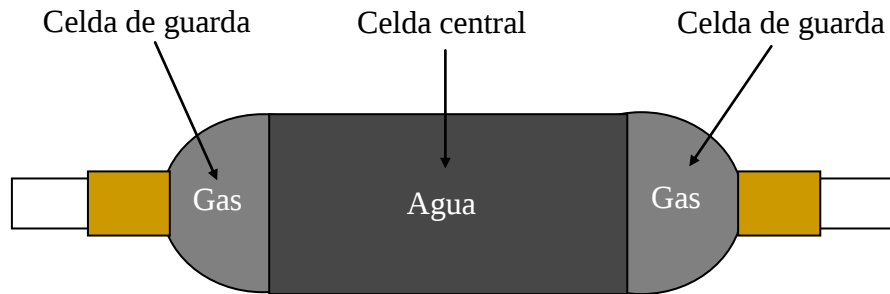


Figura N° 7.75: Doble celda de medición. Sonda tipo “G”

Esto permite que el cilindro central que se expande radialmente permanezca constante en longitud e igual al largo de la celda de medición.

Esta celda está conformada por el núcleo central de acero donde se fija, en la parte central, la membrana de goma de la celda de medición, que finalmente se cubre con la membrana protectora exterior que puede ser simplemente de goma blanda, utilizada para mediciones en suelos blandos ó también de goma más resistente reforzada con una malla de acero en su interior, que se utiliza en suelos más resistentes.

En esta figura se aprecia que las dos celdas de guarda ubicadas a los extremos de la sonda, son infladas con aire comprimido, mientras que la celda central, que mide la deformación del suelo, se expande con inyección de agua a presión.

A los efectos de que la celda central no tenga desviaciones longitudinales y que se mantenga cilíndrica, la presión de la celdas de guarda se mantendrá en forma automática, para cada escalón de carga, a una presión algo menor que la celda central, esto se logra por el accionamiento de una válvula reguladora diferencial, ubicada en el panel de control.

7.13.3.- Panel de control

La caja de monitoreo o panel de control, es muy sólida y fácilmente transportable. Esta caja se monta sobre patas rebatibles en la superficie del terreno natural, como se muestra en la Figura N° 7.76. Este panel de control está conectado a la fuente de presión que generalmente es un tubo cilíndrico que tiene gas inerte a gran presión con un regulador manual en su pico de salida.

Teniendo en cuenta la dureza del suelo a ensayar, se fija la presión de entrada del gas al tablero de medición.

Con el panel de control podemos inyectar agua a presión en escalones previamente definidos para deformar la celda central y en forma automática y a la presión correcta, se inflarán las celdas de guarda con gas. Permite además medir el volumen de agua que se inyecta, que puede ser asimilado a la deformación provocada en el suelo.

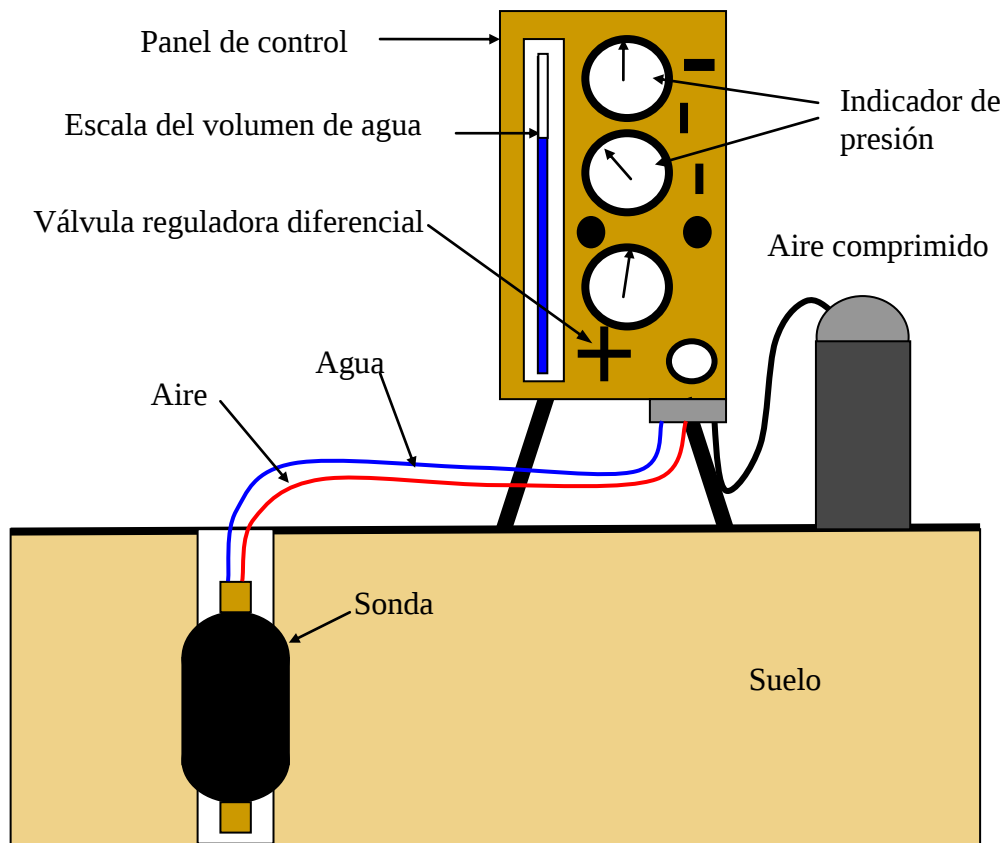


Figura N° 7.76: Esquema del ensayo Presiométrico

7.13.4.- Tubos conectores

El panel de control se conecta con la sonda de medición mediante tubos de polyamida que se utilizan para inyectar el agua y el gas en las partes específicas de la sonda. Hay que tener en cuenta que cuando se manejan altas presiones, ocurre una ligera expansión de los tubos conectores que conlleva a medir erróneamente la deformación del suelo. Posteriormente explicaremos como se evalúan los errores que se pudieran cometer por este hecho.

7.13.5.- Inicio del ensayo

7.13.5.1.- Drenaje Del equipo

La primera operación antes de iniciar cualquier prueba o ensayo, es dejar escapar el aire que pueda estar atrapado en la tubería de conexión o en la sonda. Esto se realiza dándole una pequeña presión al depósito de agua en la caja de monitoreo y abriendo la válvula de purga que existe en el extremo inferior de la sonda y poniendo a la misma en una posición invertida para que drenen totalmente las burbujas que pudieran estar atrapadas dentro del circuito hidráulico.

7.13.5.2.- Determinaciones previas para evitar errores en la medición de la presión

La cobertura de goma exterior y la vaina de goma interna que conforma la celda central de medición, presentan una leve resistencia a ser deformada, sin embargo, esta

resistencia debe ser evaluada para descartarla y no tomarla como resistencia del suelo que estamos ensayando.

De tal forma que al efectuar los cálculos, restemos de los valores de presión medidos durante el ensayo la presión que se requiere para expandirla libremente, para cada escalón de carga aplicado.

Este “ensayo de pérdida de presión” se lleva a cabo colgando la sonda al aire libre en la cercanía de la caja de medición e inflándola en escalones pequeños de presión anotando el volumen de agua que requiere para alcanzar la presión aplicada.

Se registra entonces una curva de volumen versus presión tal como se muestra en la figura 7.77.

7.13.5.3.- Determinaciones previas para evitar errores en la medición del volumen

En los ensayos donde se requiere aplicar una elevada presión al equipo por la resistencia ofrecida por el suelo a deformarse, no solamente tendremos bajo presión a la sonda de medición que actúa contra el suelo sino que también estarán bajo la misma presión todos los circuitos del equipo, que lógicamente pueden experimentar alguna deformación que tomaremos en forma incorrecta como proveniente del suelo.

Para evitar este error en la medición del volumen, tenemos que estimar para cada valor de la presión aplicada cuanto es la deformación que sufren los circuitos hidráulicos del equipo.

Este “ensayo de pérdida de volumen” se realiza introduciendo la sonda en un tubo rígido de acero de pared gruesa, de tal forma que pueda considerarse como rígido e indeformable. Luego se infla la sonda aplicando escalones de presión y registrando el volumen versus la presión aplicada, tal como se grafica en la figura 7.78.

7.13.5.4.- Presión diferencial a aplicar

Se debe ser muy cuidadoso en la aplicación de la presión diferencial que se aplica a las celdas de guarda (aire) y a la celda central de medición (agua) de manera de evitar que se produzcan los efectos perjudiciales que se detallan en la Figura 7.79 (caso 2 y caso 3)

Para obtener un ensayo válido, la celda central tiene que estar en contacto con el suelo (caso 1) sobre toda su longitud.

Se observa en la figura que cuando la presión diferencial es muy baja o lo que es lo mismo que las presiones en las celdas protectoras y en la celda central son similares, o si en las celdas protectoras la presión del gas es mayor que la del agua de la celda central (caso 2), la membrana central no podrá expandirse y no tendrá contacto con el suelo.

Por el contrario, si en la celda central la presión es mucho mayor que en las celdas de guarda (caso 3), tendremos deformaciones en los extremos de la celda central, lo que afectará el valor de expansión radial real y con ello mediremos una deformación excesiva del suelo que no será tal.

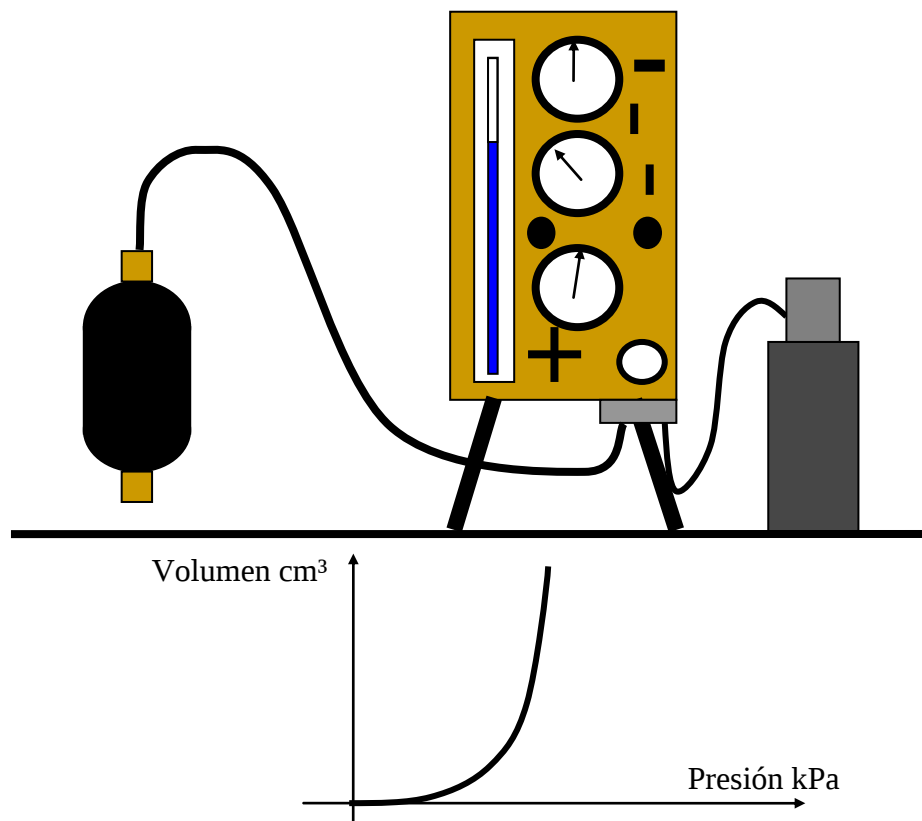


Figura N° 7.77: Ensayo para determinar la presión necesaria para expandir la sonda de medición

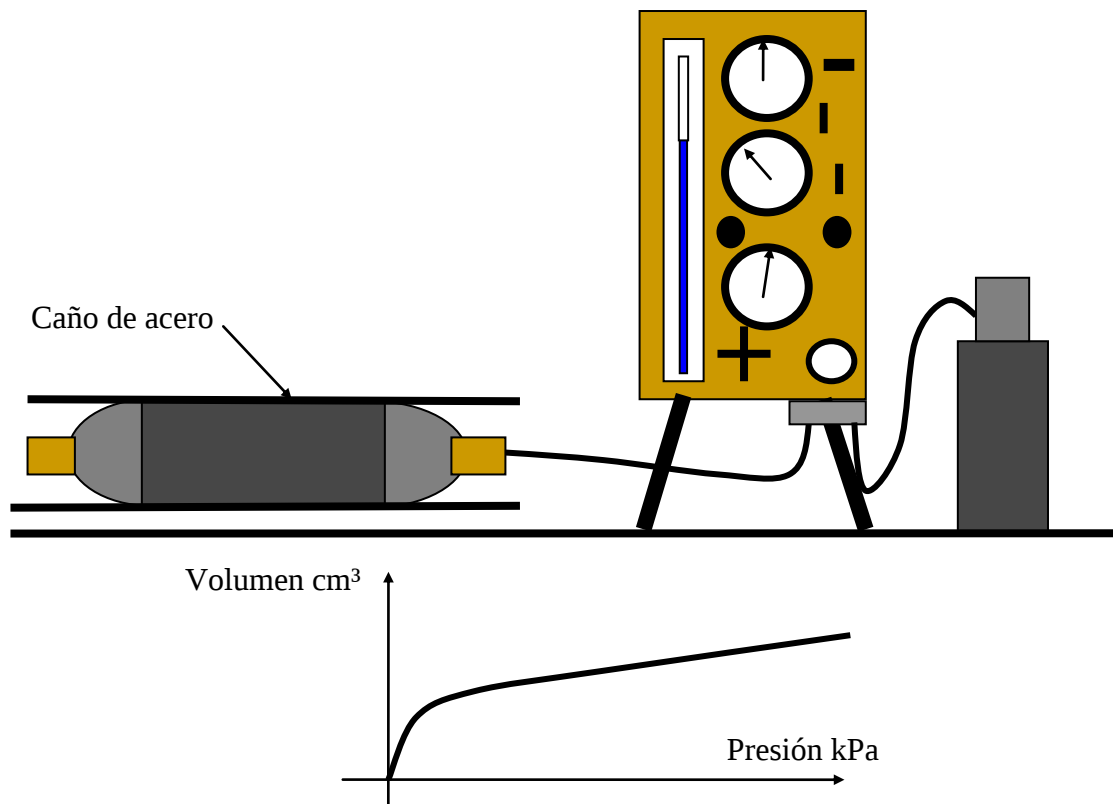


Figura N° 7.78: Ensayo para determinar los errores en la medición del volumen registrado

Podemos concluir que para el caso 1 se necesita mantener en las celdas protectoras una presión levemente inferior a la presión del agua de la celda central, usando el regulador de presión diferencial existente en el tablero de comandos.

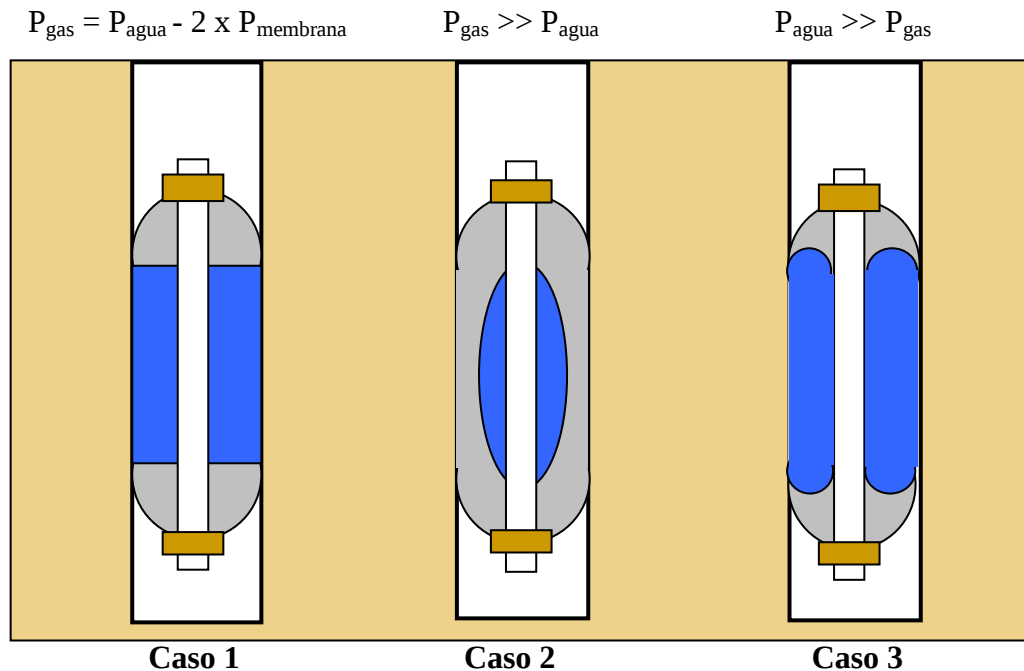


Figura N° 7.79: Distintos casos posibles por aplicación de la presión diferencial

Para estimar este valor de presión diferencial ($P_{\text{agua}} - P_{\text{aire}}$) se necesita medir la presión necesaria para inflar completamente a la membrana central de goma. Esto no es otra cosa que un ensayo de pérdida de presión el cual ya fue descrito en apartados anteriores

La resistencia máxima de presión de la membrana standard, que es de 50 kPa (puede variar de 0.3 a 0.6 bar) la experiencia nos lleva a adoptar un retraso entre ambas presiones de 1 bar.

$$P_{\text{agua}} - P_{\text{aire}} = 2 \times P_{\text{membrana}} = 1 \text{ bar}$$

Esta presión diferencial tiene que ser chequeada durante todo el tiempo que dure el ensayo.

7.13.5.5.- Presión diferencial debida a la elevación de la caja de monitoreo

Se debe tomar en cuenta otro fenómeno, que es el aumento de la presión del agua en la celda central debido solamente al aumento de la profundidad de la sonda. Como es sabido en una columna de agua la presión aumenta con la profundidad del extremo inferior.

En nuestro caso la presión por columna de agua se mide entre en la parte media de la caja de control y la parte media de la sonda a la profundidad que se ubique. Ver figura 7.80.

Si suponemos un perfil de suelos en el que no se detecta la napa de agua y estamos haciendo un ensayo a 10 m de profundidad, tendremos que la distancia que se marca en el gráfico de la figura 7.80 será de $H = 10$ m. En esta suposición, antes de iniciar el ensayo la sonda estará soportando una presión de 1 bar debido a la carga de agua que le transmiten las mangueras que unen el panel de control con la sonda, sin que se acuse ninguna presión en el panel de control.

Por lo tanto debemos tener en cuenta esta carga hidráulica a la hora de evaluar las presiones aplicadas al terreno.

Otro factor a considerar es que la presión diferencial se mantenga en 1 bar durante todo el ensayo, por lo tanto para el ejemplo que estamos desarrollando las celdas de guarda tendrán que tener la misma presión en el tablero de medición que la celda central, ya que esta tiene aplicada por la columna de agua, una presión adicional de 1 bar que no se registra en el tablero de medición.

Finalmente debemos destacar que todo lo que acá hemos dicho respecto a la carga hidráulica interna por la columna de agua que hay entre la caja de control y la sonda, tiene valor, siempre y cuando estemos trabajando por encima de la napa de agua y hayamos realizado la perforación con sondas helicoidales que no necesitan circulación de agua. Si en cambio estamos trabajando por debajo de la napa de agua, ó el sondeo está inundado con agua de la perforación, la carga hidráulica a considerar será simplemente la altura existente entre la parte media de la caja de control y el nivel de agua en el sondeo.

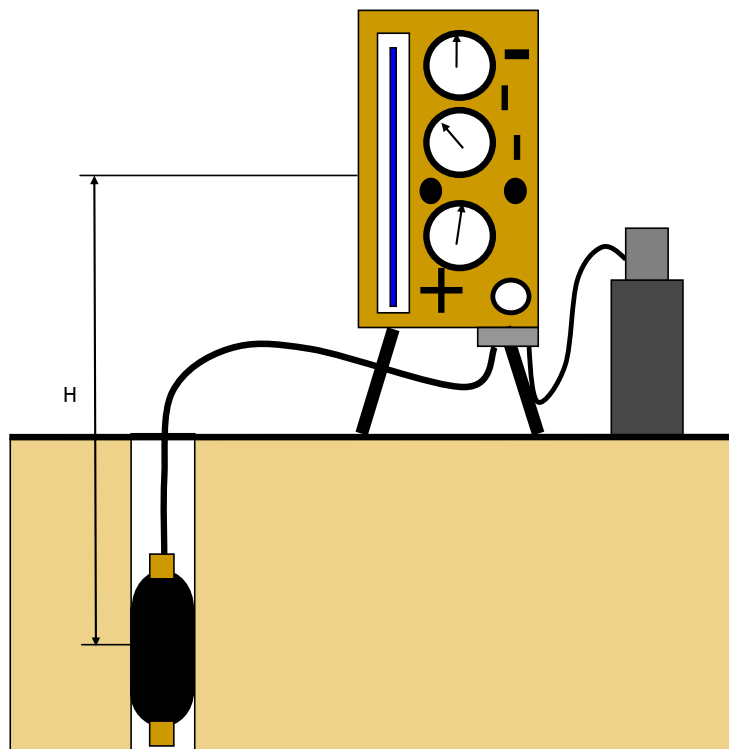


Figura N° 7.80

7.13.5.6.- Registro de parámetros

El registro de los resultados de un ensayo de presiometría normal tiene la forma que se indica en la figura 7.81. En ella se pueden destacar claramente tres etapas perfectamente diferenciadas.

La primera etapa, comprende el inflado de la sonda hasta ponerse íntimamente en contacto con las paredes de la perforación, esta etapa será más larga o más corta dependiendo del diámetro con el que se haya ejecutado la perforación en relación al diámetro de la sonda.

En la segunda etapa, el suelo comienza a resistir y es necesario aplicar una presión mayor para lograr que el mismo se deforme. Esta etapa por lo general tiene una parte recta que define la parte elástica del suelo.

La tercera etapa manifiesta claramente la parte de deformación plástica del suelo y lo que se define como Presión Límite " P_L " o presión de rotura

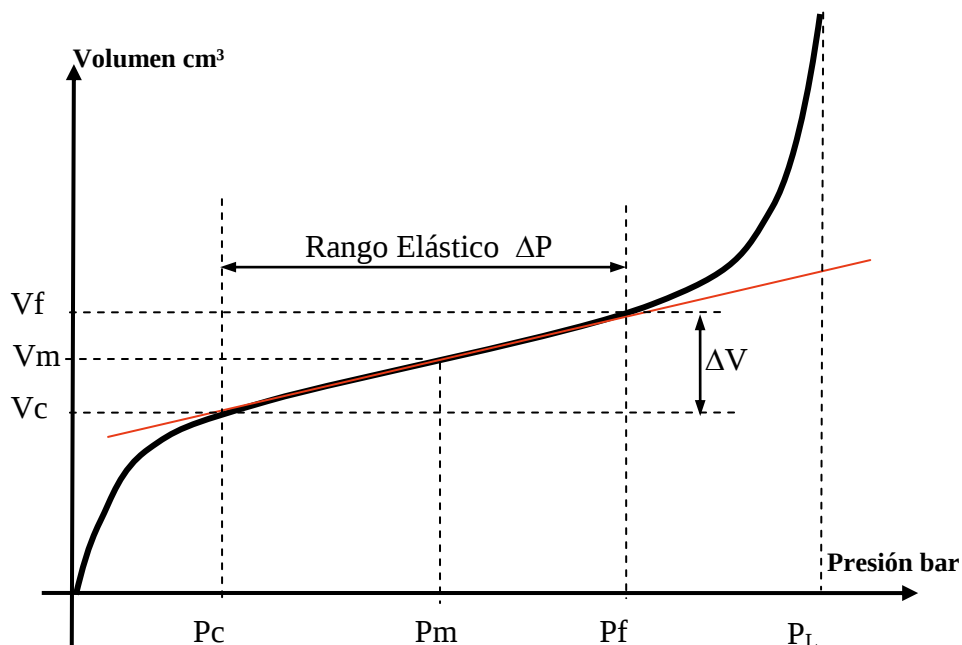


Figura N° 7.81: Gráfico de resultados del ensayo presiométrico de Menard

7.13.5.7.- Interpretación del ensayo

En todo ensayo presiométrico se definen los siguientes parámetros:

P_c : Es la presión necesaria de aplicar para que la sonda entre en contacto con el suelo y comience a deformarlo radialmente, mide la presión horizontal del suelo a la profundidad en la que se ejecuta el ensayo.

P_f : Es la presión de Fluencia, que marca el límite entre la etapa de deformación elástica del suelo y la de deformación plástica. Para determinarla se realiza en cada escalón de carga durante el ensayo, mediciones de cambio de volumen de la celda central cuando la presión queda aplicada durante 60 segundos, y se grafican los cambios de volumen

leídos durante este intervalo de tiempo, como se indica en el eje de ordenadas de la parte derecha de la figura 7.81. Cuando esta gráfica comienza a aumentar, indica que el suelo comienza a manifestar deformaciones plásticas ya que para una presión aplicada durante 60 segundos, el suelo experimenta deformaciones en el tiempo, que se incrementan con el aumento de la presión.

P_L: Es la Presión Límite, que marca la rotura del suelo, corresponde a la presión de la celda de medición, bajo la cual las deformaciones del suelo se incrementan rápidamente. En algunos casos esta presión no es posible determinarla por algunas limitaciones propias del equipo, por lo que se adopta, en estos casos, una metodología que consiste en adoptar como Presión Límite, a aquella presión capaz de provocar una deformación en la celda central igual al doble del volumen inicial de la sonda.

Para ello se construye una gráfica donde en ordenadas y en escala semi logarítmica se grafica el volumen medido en la etapa plástica del ensayo y en abscisa la presión aplicada. Cuando la gráfica de puntos medidos corta la horizontal que representa el doble del volumen inicial de la celda central ($2 \times V_0$) tal como se muestra en el gráfico de la figura 7.82, tendremos en abscisa el valor de la Presión Límite P_L.

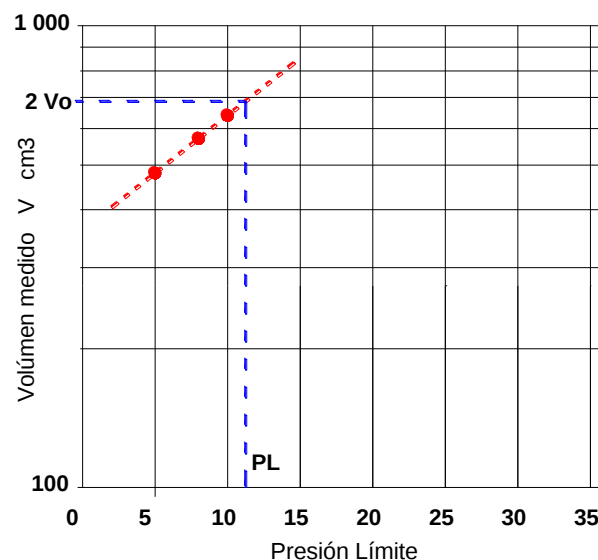


Figura N° 7.82: Determinación gráfica de la presión límite

Donde el volumen tomado como referencia para evaluar la Presión Límite “P_L” en el gráfico anterior, representa aproximadamente al doble de la cavidad original de la perforación que se puede estimar como:

$$V_{\text{cavidad}} = 535 \text{ cm}^3 + V_c$$

En la mayoría de los ensayos bien ejecutados, el volumen necesario de inyectar para lograr el contacto de la celda con las paredes del terreno, es de $V_c = 150$ a 200 cm^3 , con lo cual el volumen original de la perforación está en el entorno de los 700 cm^3 .

Teniendo en cuenta este valor, es bastante razonable considerar para la evaluación de la presión límite, un volumen inyectado de agua de 700 cm^3

Otro parámetro que podemos determinar con este ensayo es el Módulo Presiométrico “E_M” que puede ser calculado teniendo en cuenta la siguiente deducción:

En un medio elástico, la expansión radial de una cavidad cilíndrica se relaciona con la presión que la solicita a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{(1 + \mu)}{E} \cdot \Delta P \quad 7.142$$

$$E = (1 + \mu) \cdot \frac{\Delta P}{\frac{\Delta r}{r}} \cdot r \quad 7.143$$

Donde μ es el coeficiente de Poisson que arbitrariamente para los ensayos de presiometría se toma igual a 0,33

A través de esta expresión, podemos volver a escribir la ecuación en función del volumen para lo cuál hacemos:

$$V + \Delta V = \pi \cdot L \cdot (R + \Delta R)^2$$

$$V + \Delta V = \pi \cdot L \cdot (R^2 + 2 \cdot R \cdot \Delta R + \Delta R^2)$$

$$V + \Delta V = V \cdot \left(1 + 2 \frac{\Delta R}{R} + \left(\frac{\Delta R}{R} \right)^2 \right)$$

Despreciamos el ultimo término del paréntesis por ser una magnitud muy pequeña nos queda

$$V + \Delta V = V \cdot \left(1 + 2 \frac{\Delta R}{R} \right)$$

Despejando obtenemos:

$$\frac{R}{\Delta R} = \frac{2V}{\Delta V}$$

Teniendo en cuenta que $V = (V_i + V_m)$ y reemplazando valores tendremos:

$$E_M = 2 \cdot (1 + \mu) \times (V_i + V_m) \times \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad 7.144$$

En la que:

V_i = Volumen inicial de la celda de carga en reposo, corresponde a la sonda bajo la presión atmosférica (por lo general $V_i = 535 \text{ cm}^3$)

V_m = Es el volumen del líquido introducido en la sonda para alcanzar la “P_m”

correspondiente a la parte media del tramo elástico $V_m = V_c + \frac{\Delta V}{2}$

V_c = Volumen inyectado para lograr que la celda haga contacto con las paredes de la perforación.

$$E_M = 2,66 \times (V_i + V_m) \times \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad 7.145$$

Teniendo en cuenta además que según la teoría elástica:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$$

Podemos vincular estas ecuaciones y obtener:

$$G = (V_i + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad 7.146$$

Finalmente otro valor que podemos obtener es el coeficiente de empujes en reposo “ K_o ” haciendo:

$$K_o = \frac{P_o}{\sigma'_o}$$

En la figura 7.73 que se adjunta a continuación se muestra una gráfica de un ensayo real ejecutado con un equipo de presiometría Menard.

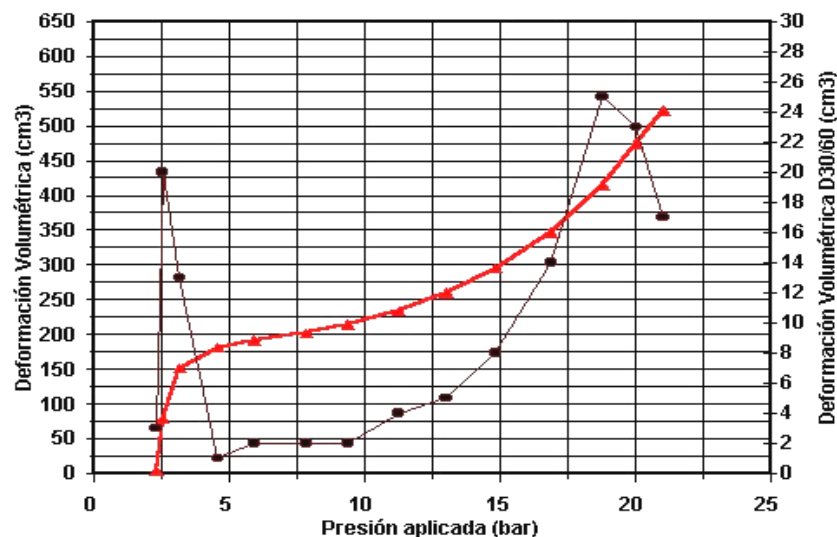


Figura N° 7.83: Resultado de un Ensayo de presiometría de Menard

En el cuadro de valores que se indica a continuación se dan algunos resultados típicos para distintos tipos de suelos ensayados.

Tipo de Suelo	E_M (Mpa)	P_L (Mpa)
Arcilla blanda	0.5 a 0.3	0.05 a 0.30
Arcilla compacta	3.0 a 8.0	0.30 a 0.80
Arcilla dura	8.0 a 40.0	0.60 a 2.00
Arena limosa suelta	0.5 a 2.0	0.10 a 5.00
Limo	2.0 a 10.0	0.20 a 1.50
Arenas	7.5 a 40.0	1.00 a 5.00
Arenas y gravas	8.0 a 40.0	1.20 a 5.00

7.13.6.- Resultados en suelos de nuestra zona

Finalmente en la figura 7.84, se muestran resultados de las mediciones efectuadas en suelos finos de la Fm. Pampeano, correspondientes a la ciudad de Buenos Aires para el proyecto de una línea de Subte, donde se midió el módulo de elasticidad de los suelos hasta una profundidad de 20 m.

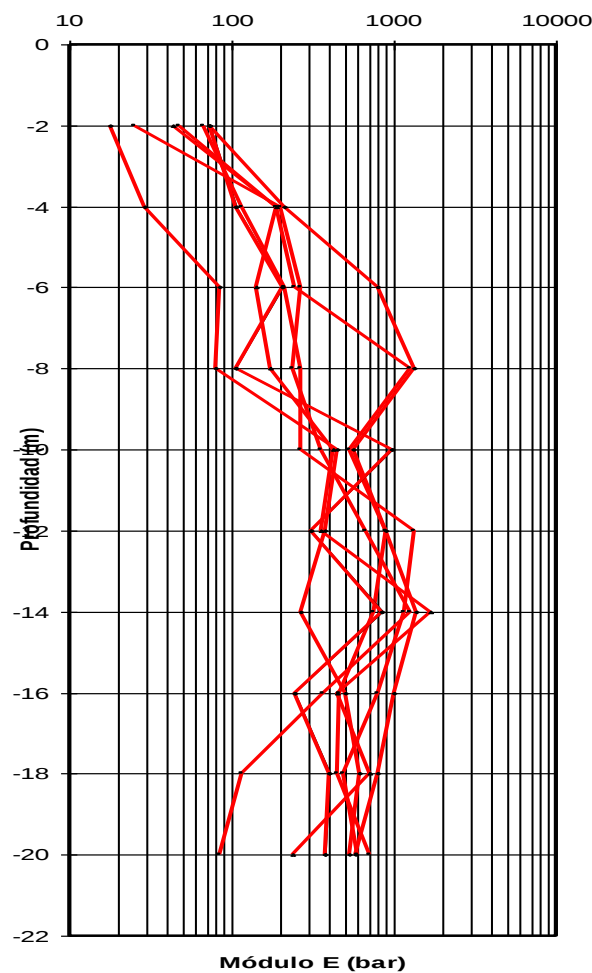


Figura N° 7.84: Resultados típicos del módulo elástico “E” (kg/cm^2) en suelos de la Fm. Pampeano de la Ciudad de Buenos Aires

7.14.- DILATÓMETRO DE MARCHETTI

7.14.1.- Descripción general

El dilatómetro plano de Marchetti es un elemento rígido de acero inoxidable, semejante a un hacha o a una espada, que en una de sus caras plana tiene una membrana circular de acero muy delgada, con la cara exterior de la misma, al mismo nivel del plano de la superficie metálica circundante, tal como se puede apreciar en la Figura 7.85.

El elemento de medición (la espada) se acopla al extremo de las barras de perforación y se hinca en el terreno virgen donde se intenta realizar el ensayo.

Internamente esta espada de medición tiene un mecanismo electro – neumático muy sensible conectado a la central de medición ubicada en superficie con un tubo de poliamida, que puede transmitir altas presiones de gas y que en su interior tiene un hilo de acero muy delgado que transmite continuidad eléctrica.

La espada se instala en el terreno natural por medio de cañerías, por dentro de estas cañerías pasa el tubo coaxil que conecta a la espada con la central de medición que se ubica en superficie

La fuente de gas necesaria para expandir la membrana está conformada por un tubo de aire comprimido o de gas inerte a alta presión que se conecta a la central de medición que cuenta con reguladores de presión y válvulas especiales que pueden pasar en forma regulada y medida a través de un manómetro, la presión del gas al interior de la membrana de acero ubicada en la espada.

La central de medición está dotada también de un señalador audio-visual y de válvulas de descarga.

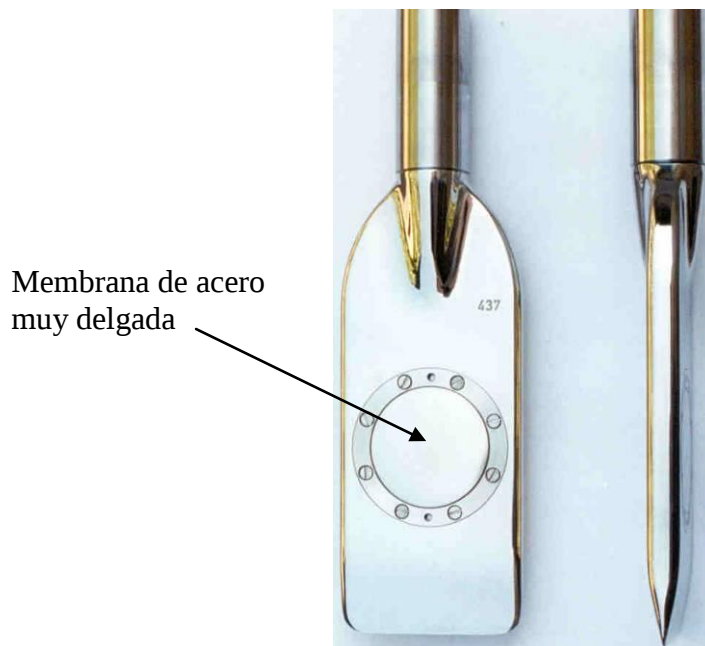


Figura 7.85. El dilatómetro plano. Vista de frente y de costado.

La espada se instala en el terreno virgen que se quiere ensayar y al que se llega mediante una perforación de 4" de diámetro, o se hace avanzar por medio de equipos de empuje utilizados normalmente para el ensayo penetrométrico de punta cónica (CPT) o mediante el hincado, utilizando la técnica del SPT.

Las dimensiones nominales de la espada son de 250 mm de longitud, 95 mm de ancho y 15 mm de espesor y termina en la parte inferior con un borde cortante.

El ángulo de la punta de la espada está comprendido entre 24° y 32° , la misma puede soportar con seguridad hasta 250 kN de esfuerzo de empuje en compresión.

La membrana circular de acero tiene un diámetro de 60 mm. Su espesor es normalmente 0,20 mm (membranas de 0,25 mm de espesor se utilizan algunas veces para terrenos que podrían cortar la membrana). La membrana está montada sobre la espada con el lado exterior al mismo nivel del plano de la espada y está fijada a la misma por una brida de fijación.

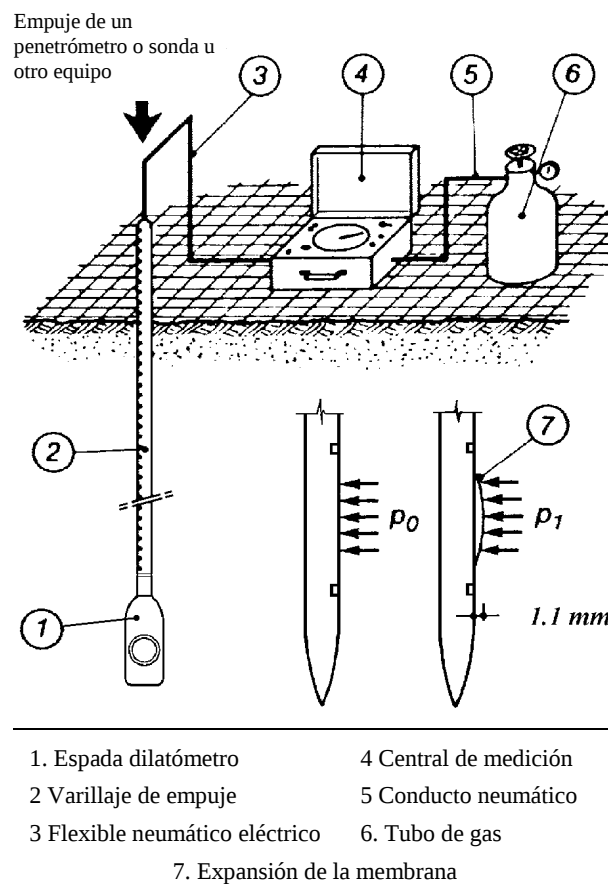


Figura 7.86. Esquema del ensayo DMT

En la Figura 7.86 se muestra el esquema general del ensayo dilatométrico, el mismo se inicia con la introducción de la espada en el terreno, inmediatamente después de la penetración, utilizando la central de medida, el operador presuriza la membrana y realiza, en el lapso aproximado de un minuto, dos lecturas que son:

La primera es la presión que llamaremos "A" y que es la necesaria para iniciar el

movimiento de la membrana contra el terreno, también llamada “presión de separación”. En este aspecto hay que tener en cuenta que cuando la espada se hace penetrar en el terreno la membrana es empujada por el mismo hacia el interior de la espada, este empuje hace que se produzca un contacto y que se cierre un circuito eléctrico que hace sonar una alarma en la central de monitoreo. Cuando le damos presión a la parte interna de la membrana la misma vuelve a tomar su posición original y la alarma sonora se detiene ya que se corta la continuidad del circuito eléctrico. Este valor de la presión corresponde a la lectura “A”.

La segunda presión, que llamaremos “B”, es la necesaria para que el centro de la membrana se desplace de 1,1 mm contra el terreno que estamos ensayando.

Eventualmente podemos efectuar una tercera lectura que llamaremos “C” o presión de "cierre" que logramos despresurizando lentamente la membrana inmediatamente después de alcanzar la lectura “B” y llegando al estado “A” nuevamente.

La espada se hace avanzar en el terreno hasta alcanzar los niveles a investigar y se repite el procedimiento para efectuar las lecturas “A” y “B” previamente descriptas.

Como la membrana de acero tiene cierta rigidez, debemos corregir las lecturas “A” y “B” teniendo en cuenta las presiones necesarias para movilizar la membrana a estas posiciones en el aire, es decir sin estar en contacto con el suelo. A estos valores de corrección de la membrana, se los denomina “ ΔA ”, “ ΔB ” respectivamente y las lecturas corregidas quedarán transformadas luego en los valores “ p_0 ” y “ p_1 ” respectivamente.

La espada, además de transmitir tensiones y deformaciones en el suelo que se ensaya, funciona como un interruptor de señales eléctricas, figura 7.87.

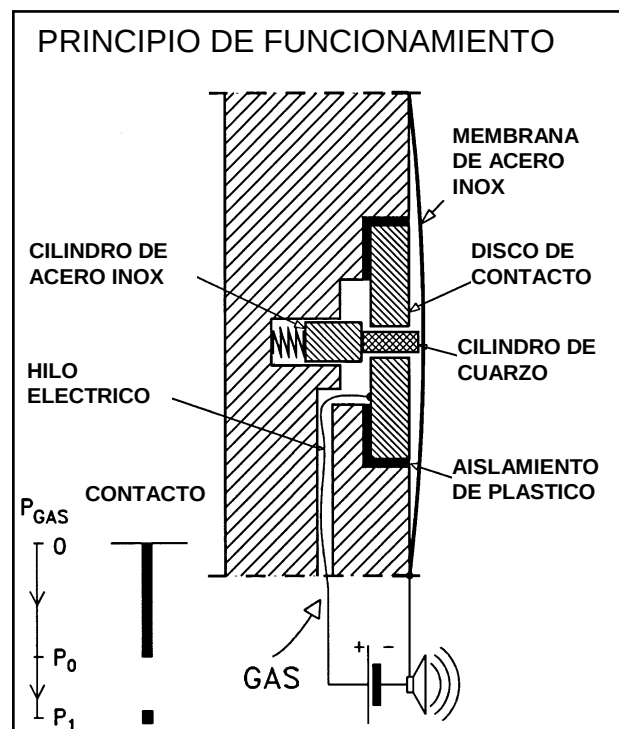


Figura 7.87: Esquema detalle de los elementos en el interior de la espada

El asiento de plástico del disco, lo mantiene aislado del cuerpo de acero de la espada. El disco de contacto se encuentra encastrado a presión en el asiento de plástico de forma que no se mueve de su posición durante la operación de hincado o de medición.

Si observamos el circuito eléctrico, veremos que el cuerpo de la espada se encuentra conectado a la masa de la batería interna de la central de control en superficie, que se conecta a la cañería que tiene acoplada a la espada en su extremo inferior.

Vemos entonces que cuando la membrana no tiene presión y está en estado de reposo, el circuito eléctrico está cerrado ya que la membrana hace contacto con el disco de control que está conectado con el hilo de acero coaxial con el tubo de presión, al positivo de la batería del equipo.

Cuando el circuito está cerrado, se producen dos señales, una auditiva en la central de medición y otra visual ya que se enciende en la misma central una luz roja que indica el cierre del circuito.

El disco de contacto está a masa y la central de medición emite un sonido y enciende una luz roja cuando se verifica alguno de los siguientes casos:

- La membrana apoya sobre el disco de contacto
- El centro de la membrana se ha desplazado 1,1 mm contra el suelo (el cilindrito de acero empujado por el resorte hace contacto con el disco dispuesto por encima).

Cuando la membrana se ubica en posiciones intermedias no hay contacto eléctrico, y en consecuencia no hay señal ni visual ni auditiva.

- Cuando el operador comienza a aumentar la presión interna, por un cierto período la membrana no se mueve y permanece en contacto con el plano de su soporte metálico (señal *on*).
- Cuando la presión interna equilibra la presión externa del terreno, la membrana comienza a desplazarse, perdiendo el contacto con el plano del soporte metálico (señal *off*).

La interrupción de la señal informa de la separación de la membrana del disco de control al operador, que lee en este instante la presión de separación “A”.

Posteriormente y sin interrumpir el flujo de gas, el operador continúa aumentando la presión (en esta fase la señal está en *off*), hasta que el desplazamiento del centro de la membrana alcanza una deformación de 1,1 mm, en este momento el cilindrito de acero empujado por el resorte toca la base del disco de contacto y cierra el circuito eléctrico nuevamente, reactivando la señal. La vuelta de la señal avisa al operador que es el momento de leer la presión “B” en los manómetros de la central de control, necesaria para alcanzar la “posición expandida” de la membrana.

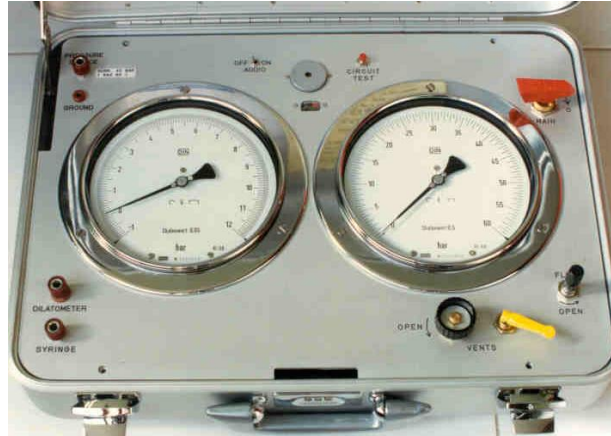


Figura 7.88. Central de medición

La central de medición en superficie se utiliza para medir las presiones “A”, “B” y eventualmente la “C” para cada profundidad de ensayo.

7.14.2.- Elaboración de datos

Las fórmulas básicas para la elaboración de los datos del DMT y las principales correlaciones están resumidas en la Tabla 10 que se adjunta.

TABLA N° 10
Fórmulas base para la elaboración de los ensayos DMT

SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	FORMULAS BASICAS de ELABORACIÓN DMT	
P_0	Primera Lectura Correcta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z_M = Lectura al manómetro cuando "abierto" a la atm. Si ΔA , ΔB son medidas con el mismo manómetro usado para las lecturas A, B corrientes, poner $Z_M = 0$ (Z_M está compensada).
P_1	Segunda Lectura Correcta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice de Material	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u_0 = presión neutra pre-inserción.
K_D	Indice de Empuje Horizontal	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = tensión geostática pre-inserción
E_D	Módulo Dilatométrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D NO es un módulo de Young E. E_D debe ser usado solo DESPUÉS que se combine con K_D (Historia Tensional). Antes obtener $M_{DMT} = R_M E_D$, ejemplo $E \approx 0.8 M_{DMT}$
K_0	Coefficiente Empuje Horizontal en sitio	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	Para $I_D < 1.2$
OCR	Relación de Sobreconsolidación	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	para $I_D < 1.2$
c_u	Resistencia al Corte No Drenada	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	Para $I_D < 1.2$
Φ	Ángulo de Resistencia	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	Para $I_D > 1.8$

La interpretación se ha desarrollado identificando ante todo tres parámetros "intermedios" DMT (Marchetti 1980):

- El índice del material I_D
- El índice de empuje horizontal K_D
- El módulo dilatométrico E_D

Los parámetros entremedios I_D , K_D , E_D , son parámetros "objetivos", calculados a partir de los valores de p_0 y p_1 utilizando las fórmulas indicadas en Tabla.

Los parámetros interpretados (finales) son parámetros geotécnicos de uso común, derivados de los parámetros intermedios I_D , K_D , E_D mediante las correlaciones reportadas en Tabla 10.

Hay que tener en cuenta que el DTM no es un equipo que ejecuta un ensayo de corte o un ensayo de carga en el suelo, simplemente es un instrumento de deformación controlada que obtiene parámetros (presiones) que luego son correlacionados entre ellos para la obtención de factores "objetivos" que posteriormente se correlacionan con parámetros de tensión y de deformación de suelos muy bien estudiados con otros tipo de ensayos y a partir de ello se logran fórmulas matemáticas como las que se presentan en la tabla 10.

En las fórmulas es necesario introducir también los valores de la presión neutra de equilibrio en el sitio u_0 conociendo el nivel de la napa de agua y de la tensión vertical efectiva σ'_{v0} antes del hincado de la espada, que deben por lo tanto ser conocidos o por lo menos aproximados.

El módulo confinado M y la resistencia al corte no drenada, c_u son considerados los parámetros más confiables y útiles obtenidos del ensayo DMT.

7.14.3.- Parámetros intermedios

7.14.3.1.- Índice del material I_D

El índice del material I_D vincula fundamentalmente los resultados del DTM con el tipo de suelos que se investiga y está definido como:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad 7.149$$

Donde u_0 es la presión neutra en el sitio antes de la inserción.

Esta definición de I_D ha sido introducida después de haber observado que los perfiles de p_0 y p_1 son sistemáticamente "ceranos" entre sí en arcilla y "alejados" en arena.

Según Marchetti (1980), el tipo de terreno puede ser identificado como sigue:

Arcilla $0.1 < I_D < 0.6$

Limo $0.6 < I_D < 1.8$

Arena $1.8 < I_D < (10)$

En general, I_D suministra un perfil expresivo del tipo de terreno y en terrenos "normales", una razonable descripción de los mismos.

Nótese que a veces I_D describe erróneamente un limo como una arcilla y viceversa, y naturalmente un mixto arcilla-arena es en general descrito por I_D como un limo.

Cuando se utiliza I_D , hay que recordar que el mismo no es el resultado de un análisis granulométrico, sino un parámetro que refleja el comportamiento mecánico (una suerte de "índice de rigidez"). Por ejemplo, si una arcilla por cualquier motivo se comporta "más rígidamente" que la mayor parte de las arcillas, tal arcilla será probablemente interpretada por I_D como un limo.

En realidad, si interesara considerar el comportamiento mecánico, a veces podría ser más útil para las aplicaciones una descripción basada en una respuesta mecánica antes que sobre la real distribución granulométrica. Si, por lo contrario, el interés se dirige a la permeabilidad, sería útil disponer, además de I_D , conocer también del índice de presión neutra U_D .

7.14.3.2.- Índice de empuje horizontal K_D

El índice de empuje horizontal K_D está definido como:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad 7.150$$

Donde σ'_{v0} es la tensión vertical efectiva en el sitio antes de la inserción.

K_D forma parte de numerosas correlaciones con parámetros geotécnicos, y constituye un resultado importante del ensayo dilatométrico.

El índice de empuje horizontal K_D puede ser visto como K_0 amplificado por la penetración. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de K_D es $K_{D,NC} \approx 2$.

El perfil de K_D es similar en la forma, al perfil de OCR , por lo tanto es generalmente útil para comprender un depósito de terreno y su historia tensional (Marchetti 1980, Jamiolkowski et al. 1988).

7.14.3.3.- Módulo dilatométrico E_D

El módulo dilatométrico E_D se deduce de p_0 y p_1 por medio de la teoría de la elasticidad (Gravesen 1960). Para el diámetro de la membrana de 60 mm y el desplazamiento de 1,1 mm se deduce:

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_0) \quad 7.151$$

En general, E_D no debería ser utilizado por sí mismo, principalmente porque carece de un contenido de informaciones sobre la historia tensional. E_D debería ser usado sólo en combinación con K_D e I_D .

El símbolo E_D no debe evocar particular afinidad con el módulo de Young E' que puede ser calculado teniendo en cuenta la teoría de la elasticidad con la siguiente ecuación.

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} M_{DMT} \quad 7.152$$

En la que si tomamos valores del coeficiente de Poisson $\nu = 0,25$ a $0,30$ obtenemos una relación aproximada $E' \approx 0.8 M_{DMT}$.

7.14.4.- Historia tensional, parámetros de estado físico.

Un gráfico para la determinación del tipo de terreno y del peso de volumen γ a partir de I_D y E_D ha sido desarrollado por Marchetti y Crapps 1981 (Figura 7.79).

Muchos Autores (por ej. Lacasse y Lunne 1988) han presentado formas modificadas de ese ábaco, que presentan una mejor correspondencia en ciertos sitios. Sin embargo el grafico original es, en general, un buen promedio para terrenos "normales". Por otro lado, la finalidad principal del grafico no es la estimación precisa de γ , sino la posibilidad de construir un perfil aproximado de σ'_{v0} .

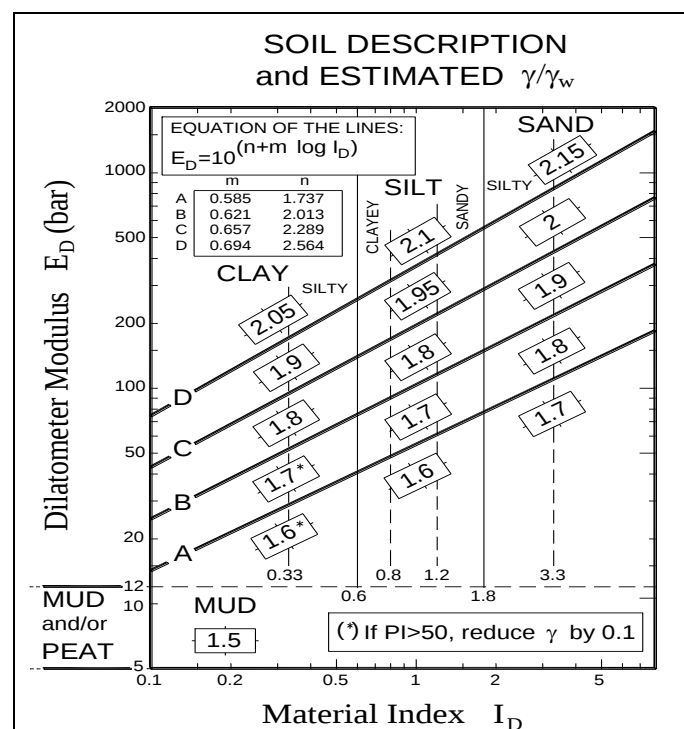


Figura 7.89. Gráfico para la determinación del tipo de terreno y del peso por unidad de volumen γ (normalizado respecto a γ_w)

7.14.5.- Relación de sobre consolidación OCR

La correlación original para derivar la relación de sobre consolidación OCR del índice de empuje horizontal K_D , basada en datos relativos a arcillas no cementadas, fue propuesta por Marchetti (1980) basándose en la observación de la similitud entre el perfil de K_D y el perfil de OCR :

$$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56} \quad 7.153$$

La ecuación 7.153 tiene "incorporada" la correspondencia $K_D = 2$ para $OCR = 1$, es decir $K_{D,NC} \approx 2$.

Esta correspondencia ha sido confirmada en muchos depósitos de arcillas normalmente consolidadas, sin cementación.

7.14.6.- Coeficiente de empuje horizontal en el sitio K_0

La correlación original para K_0 , relativa a arcillas no cementadas (Marchetti 1980), es:

$$K_0 = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6 \quad 7.154$$

Distintos Autores han presentado formas ligeramente modificadas de esta ecuación. Sin embargo la correlación original produce estimaciones de K_0 generalmente satisfactorias, especialmente considerando la dificultad intrínseca de medir K_0 con precisión.

En arcillas fuertemente cementadas la ecuación 7.154 puede sobre estimar el valor de K_0 en modo significativo, ya que parte de K_D se debe a la cementación.

En la figura 7.90, se presentan los resultados que arroja una investigación ejecutada sobre un manto de arcilla normalmente consolidada.

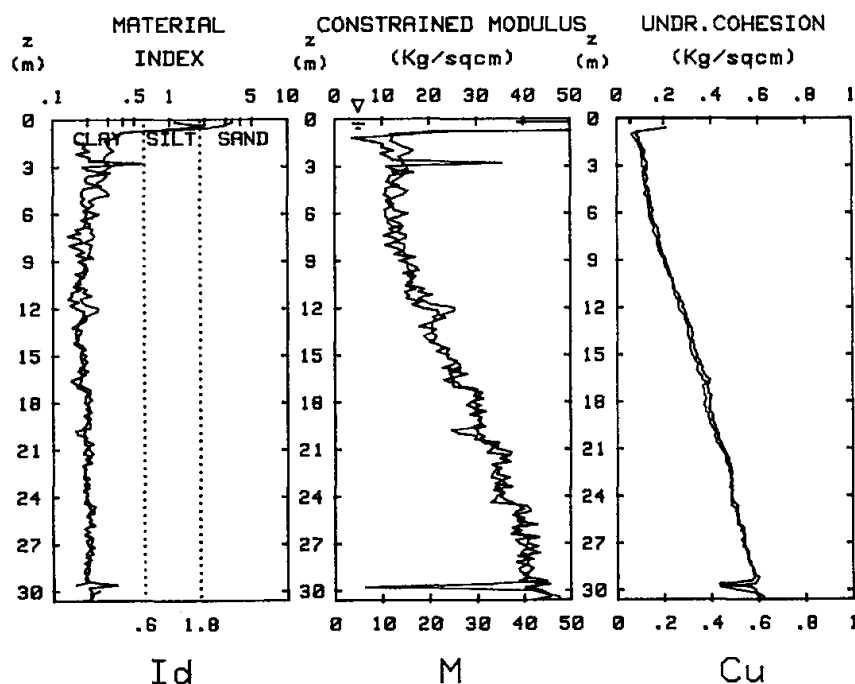


Figura 7.90. Resultados presentados por el fabricante para arcillas normalmente consolidadas de Onsoy, Noruega

FORMULAS DE UTILIDAD

SUELOS COHESIVOS

Módulo de deformación secante

$$Es = 48 \times (N_{60})^{0.64} \times \left[1 - \left(\frac{1}{Fs} \right)^{(0.15+0.004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{MPa})$$

Coefficiente de balasto en arcillas

$$k_{1v} = 19,2 \times (N_{60})^{0.64} \times \left[1 - \left(\frac{1}{1,5} \right)^{(0.15+0.004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{kg/cm}^3)$$

$$k_{cuadrada} = 1,2 \frac{E}{B}$$

$$k_{cuadrada} = k_{v1} \frac{0,30m}{B(m)}$$

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right]$$

$$k_{continua} = 0,8 \frac{E}{B}$$

Coefficiente de balasto horizontal en arcillas

$$k_h = \frac{k_{v1} \cdot 0,25}{B(m)} \quad (\text{MN/m}^3)$$

$$kh = \frac{48 \times (N_{60})^{0.64} \left(1 - \left(\frac{1}{1,5} \right)^{(0.15+0.004 \cdot N_{60})} \right)}{B(m)} \quad (\text{MN/m}^3)$$

$$k_{h1} = 160 \cdot (N_{60})^{0.64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1,5} \right)^{(0.15+0.004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{MN/m}^3)$$

Valores de CBR en suelos cohesivos

$$CBR = 35,5 \cdot (N_{60})^{0.64} \cdot \left[1 - (0,8)^{(0.15+0.004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\%)$$

SUELOS GRANULARES

$$k_{v1} = 0,55 \frac{Es(kg/cm^2)}{30cm}$$

$$k_{v1} = 56,3 \times (N_{60})^{0,66} \times \left[1 - (0,5)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]$$

Base cuadrada apoyada en superficie

$$k_{cuadrada} = k_{v1} \left[\frac{B+30}{2 \cdot B} \right]^n \quad B \text{ se expresa en cm} \quad y \quad n = 3 \cdot e^{(-0,8 \cdot B)}$$

Base cuadrada apoyada en profundidad

$$k_{cuadrada} = k_{v1} \left[\frac{B+30}{2 \cdot B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad B \text{ y } D \text{ se expresan en cm}$$

$$n = 1,7 \times B^{0,15} \quad \text{Con } B \text{ en metros}$$

$$\text{Donde: } (1 + 2 \cdot D/B) \leq 2$$

Base rectangular

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right]$$

Zapatas continuas

$$k_{continua} = \frac{k_{cuadrada}}{1,50}$$

Coefficiente de balasto horizontal en arenas

$$k_h = n \cdot \frac{z}{B} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Arenas húmedas} \quad n = \left[\frac{(N_1)_{60}}{(N_1)_{60} \cdot 0,18 + 22} \right]^{1,5} + 0,8 \text{ en (kg/cm}^3\text{)} \\ \text{Arenas saturadas} \quad n = \left[\frac{(N_1)_{60}}{(N_1)_{60} \cdot 0,36 + 32} \right]^{1,7} + 0,3 \text{ en (kg/cm}^3\text{)} \end{array} \right.$$