



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**ALGUNOS ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA  
MECÁNICA DE SUELOS Y SUS APLICACIONES**

(Anotar el nombre del trabajo)

**TESIS**

(Anotar la opción de titulación)

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**

**LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL**

(Anotar el título)

**PRESENTA**

**GARCIA DIAZ ELIZABETH**

(Nombre del sustentante)

Asesor: **ING. JORGE FLORES NUÑEZ**



Fecha: Mes y año

**OCTUBRE 2006**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## AGRADECIMIENTOS

A DIOS: Por haber permitido acabar mis estudios y le agradezco por haberme dado una familia maravillosa que en todo momento nos han sacado a delante y siempre están ahí cuando mas los necesito.

A MIS PADRES: David y Sara por apoyarme durante toda mi vida, dándome de su amor, su comprensión y su ternura en cada momento. Los amo mucho queridos padres gracias por estar siempre conmigo.

A MIS HERMANOS: David y Luis por haber dejado sus estudios para que nosotros realizáramos los nuestros, así como ayudaron a mis padres a salir adelante cuando mas lo necesitaban. Y a Armando, Germán y Angélica por su comprensión y cariño. Gracias queridos hermanos los amo mucho.

A MIS SOBRINOS: Isaac, Jack, Samara y Brad son la bendición mas maravillosa que me ha dado el señor.

A MI FRANCISCO: Por apoyarme en toda mi carrera, dándome lo mejor de ti en cada momento y demostrándome tu cariño, tu amor y ternura cuando mas lo necesitaba. Te amo mi pelucho.

A MI ASESOR: Jorge Flores Núñez por el empeño puesto en la revisión de esta tesis.

A MIS PROFESORES: Por compartir sus conocimientos y experiencias en la realización de mi carrera.

A MI UNAM: En especial al Campus Acatlán por haberme dado la oportunidad de alcanzar mi meta y terminar mis estudios de Ingeniero Civil.

Gracias, a todos ellos.

# ALGUNOS ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA MECÁNICA DE SUELOS Y SUS APLICACIONES.

## INDICE

### INTRODUCCIÓN

### CAPITULO 1

#### RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

	Página
<b>1.1 LEY DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.</b>	<b>1</b>
1.1.1 Suelo Cohesivo.	3
1.1.2 Suelo Friccionante.	3
1.1.3 Suelo Cohesivo-Friccionante.	4
1.1.4 Esfuerzos y Planos Principales.	5
<b>1.2 CIRCULO DE MOHR.</b>	<b>6</b>
1.2.1 Teoría del Polo.	12
<b>1.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.</b>	<b>14</b>
1.3.1 Prueba de Corte Directo.	14
1.3.2 Prueba Triaxial.	14

### CAPITULO 2

#### EMPUJE DE TIERRAS.

<b>2.1 ANTECEDENTES</b>	<b>17</b>
2.1.1 Uso de Muros.	17
2.1.2 Revisión de un Muro.	20
<b>2.2 TEORIA DE RANKINE</b>	<b>23</b>
2.2.1 Consideraciones del Método.	23
2.2.2 Coeficientes de Presión del Suelo.	23
2.2.3 Presiones en Estado de Reposo.	24
2.2.4 Estados de Falla.	25
2.2.5 Diagrama de Presiones.	26
2.2.6 Problemas Resueltos.	31
2.2.7 Empleo de calculadora HP 49 G para el desarrollo de un programa.	32
<b>2.3 METODO DE COULOMB</b>	<b>36</b>
2.3.1 Consideraciones del Método.	36
2.3.2 Metodología para Solución Gráfica (suelo friccionante).	36
2.3.3 Solución Analítica.	37
2.3.4 Metodología para Solución Gráfica (suelo cohesivo-friccionante).	38
2.3.5 Problema Resuelto.	39
<b>2.4 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI</b>	<b>40</b>

2.4.1	Tipo de Suelos.	40
2.4.2	Geometría del Relleno y Condiciones de Carga.	41
2.4.3	Fórmulas.	41
2.4.4	Gráficas.	42
2.4.5	Problemas Resueltos.	47
<b>2.5</b>	<b>ADEMÉS Y TABLAESTACAS</b>	<b>48</b>
2.5.1	Diagrama de Presiones.	49
2.5.2	Problema Resuelto.	50

### **CAPITULO 3 ANÁLISIS DE TALUDES**

<b>3.1</b>	<b>ANTECEDENTES</b>	<b>52</b>
<b>3.2</b>	<b>TALUDES FORMADOS POR SUELOS FRICCIONANTES</b>	<b>54</b>
<b>3.3</b>	<b>TALUDES FORMADOS POR SUELOS COHESIVOS</b>	<b>55</b>
3.3.1	Método Sueco.	55
3.3.2	Solución Gráfica.	56
3.3.3	Solución Analítica.	58
3.3.4	Problema Resuelto.	61
<b>3.4</b>	<b>TALUDES FORMADOS POR SUELOS COHESIVOS –FRICCIONANTES</b>	<b>62</b>
3.4.1	Método de las Dovelas.	62

### **CAPITULO 4 CAPACIDAD DE CARGA**

<b>4.1</b>	<b>TIPO DE CIMENTACIONES</b>	<b>66</b>
4.1.1	Superficial.	66
4.1.2	Profunda.	67
<b>4.2</b>	<b>TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA</b>	<b>68</b>
4.2.1	Teoría de Terzaghi.	71
4.2.2	Teoría de Skempton.	75
4.2.3	Teoría de Meyerhof.	79

### **CONCLUSIONES**

### **BIBLIOGRAFIA**

## INTRODUCCION

El conocimiento sólido de la teoría aunado con la experiencia en campo constituye el mejor instrumento del Ingeniero para afrontar los proyectos relacionados con la mecánica de suelos, logrando en función de ello, adoptar criterios concisos, viables y adecuados que le permitan tomar decisiones correctas a la hora de desempeñar su profesión.

La aplicación de las diversas teorías de análisis para predecir el comportamiento del suelo sometido a cargas así como sus estructuras de soporte, es de vital importancia a la hora de efectuar un análisis detallado. Pero tal aplicación resulta inútil, si no está sustentada en la comprensión de los parámetros involucrados en la teoría, sus consideraciones y limitantes. En otras palabras, si se ignora los datos iniciales del problema y la forma en que éstos son evaluados por la teoría de análisis, mucho menos se podrá realizar una descripción concluyente y satisfactoria del fenómeno que se pretende explicar.

La presente tesis tiene como objetivo fundamental exponer las teorías de análisis que tienen que ver con la mecánica de suelos, resaltando los aspectos esenciales que nos permitan una mejor comprensión de la misma, utilizando para ello una organización de acuerdo a la complejidad y lógica de la teoría en cuestión. Para lograr lo anterior, se da previamente una explicación de los términos involucrados en la teoría (para evitar dudas acerca de su significado) cuando se citen, posteriormente se da una explicación en forma general apoyándose en dibujos detallados, para finalmente, ejemplificar los mismos, numérica y en algunos casos gráficamente.

Para adentrarnos en el tema en cuestión se citan en el primer capítulo, dedicado al esfuerzo cortante en suelos, los términos, parámetros y particularidades que tienen que ver con las propiedades del suelo, su análisis y comportamiento. El cabal entendimiento de los mismos nos dará un panorama más claro de lo que se intenta lograr con una teoría de análisis determinada.

A partir del capítulo 2 en adelante, se dedica al análisis de las estructuras de soporte de masas de suelo, comenzando con los muros de retención, taludes, ataguías, tablaestacas y cimentaciones, cuyo análisis atiende a los distintos tipos de suelos, sus propiedades, restricciones del método de análisis, condiciones de drenado, entre las más importantes. Para todos ellos, se hace hincapié en sus partes constituyentes, teorías de análisis, procedimiento paso a paso, ejercicios, gráficas y para ciertos problemas, listados de programa para la calculadora HP49G.

Lejos de querer lograr una manual de recetas en los que se introducen datos y se obtienen resultados, el interés y motivación del presente trabajo es alcanzar un alto grado de conciencia en el estudiante y profesional de que los programas actuales de cómputo no tienen ninguna utilidad sin el discernimiento y asimilación de los parámetros involucrados en una teoría de análisis, pero también no se deja de lado los avances ocurridos en la tecnología, de esta manera, el propósito es conseguir que el estudiante descubra

deductivamente por sí mismo las claves que hacen poder afirmar que se tiene conocimiento de la teoría que pretende dominar.

La meta primordial es conseguir una guía completa en cuanto a contenido, claridad y practicidad, que sirva de herramienta para dar solución a problemas de mecánica de suelos con la versatilidad y dinámica del ingeniero que entiende lo que está realizando.

Los estudiantes y profesionales que logren utilizar este modesto trabajo deben tener presente que sus críticas y sugerencias serán bienvenidas para el mejoramiento del mismo y de nuestros conceptos técnicos.

# CAPITULO 1

## RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

### 1.1 LEY DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

El primer trabajo en que se trató de explicar la resistencia de los suelos es debido a Coulomb (1776), esta idea consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que rigen la fricción entre cuerpos. Coulomb admitió que, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que la misma fricción rige la resistencia al esfuerzo cortante de por lo menos cierto tipo de suelos. Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante  $\tau$ , alcanza un valor,  $s$ , tal que:

$$s = \sigma \tan \varphi \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

La constante de proporcionalidad entre  $s$  y  $\sigma$ ,  $\tan \varphi$ , fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual le llamó ángulo de fricción interna y definió como una constante del material.

Coulomb pudo observar que en otros materiales como las arcillas no se podía deslizar sobre sus dedos de modo que este material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal es nulo, a estos materiales les asignó otra fuente de resistencia al corte a la cual llamó cohesión y consideró una constante de los materiales. Coulomb observó que en las arcillas la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y por lo tanto en dichos materiales solo existía cohesión. La ley de resistencia de estos suelos será:

$$s = c \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

Según Coulomb, los suelos presentan características mixtas es decir presentan a la vez fricción interna y cohesión, por lo que asignó una ley de resistencia y esta es:

$$s = c + \sigma \tan \varphi \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en materiales, dicha teoría señala que un material falla debido a una combinación crítica del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante y no por el esfuerzo máximo de corte o normal solo. Así la relación entre esfuerzo normal y esfuerzo cortante se expresa de la siguiente forma.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

Donde:

$\tau_f$  = esfuerzo cortante a lo largo del plano de deslizamiento.

$\sigma$  = esfuerzo normal que actúa en el plano de deslizamiento.  
 $\varphi$  = ángulo de fricción interna.

Posteriormente en 1925 Terzaghi establece, con base en serias investigaciones experimentales que en las ecuaciones ❶ y ❸ la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva no es la total, por lo que modifica la ecuación ❸ quedando así:

$$s = c + (\sigma - \mu_n) \tan \varphi$$

Donde  $\mu_n$  representa la presión neutral del agua. Esta modificación tomó en cuenta la influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de  $\mu_n$  depende no solo de las condiciones de la carga, sino también de la velocidad de aplicación de la misma.

La mecánica de suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de **Mohr-Coulomb**. Que considera que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla.

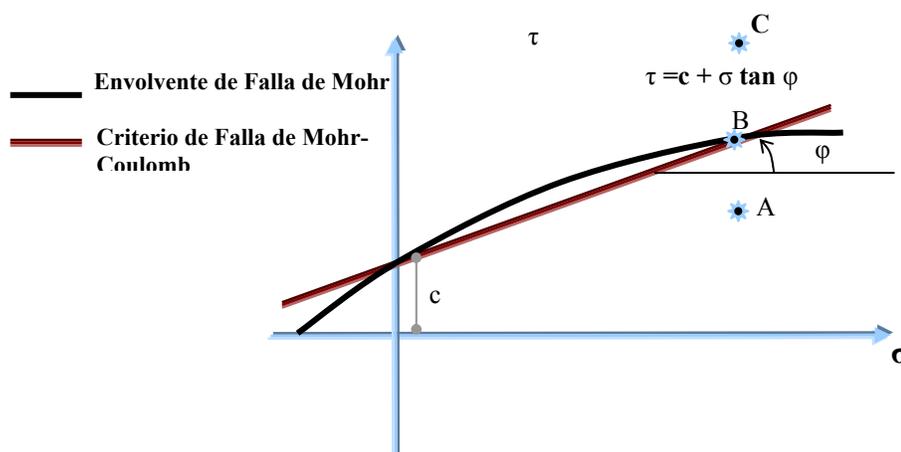
Lo anterior es expresado por **Mohr – Coulomb**, mediante la ecuación.

$$\tau = s = c + \sigma \tan \varphi$$

donde:

- $\tau, s$  Resistencia al esfuerzo cortante para suelos cohesivos – friccionantes.
- $c$  Cohesión del suelo.
- $\varphi$  Ángulo de fricción del suelo, medido desde el plano horizontal en sentido contrario de las manecillas. del reloj.
- $\sigma$  Esfuerzo normal que actúa sobre el suelo.

La ecuación anterior representa una recta que se obtiene a partir de pruebas de laboratorio que se mencionan mas adelante.



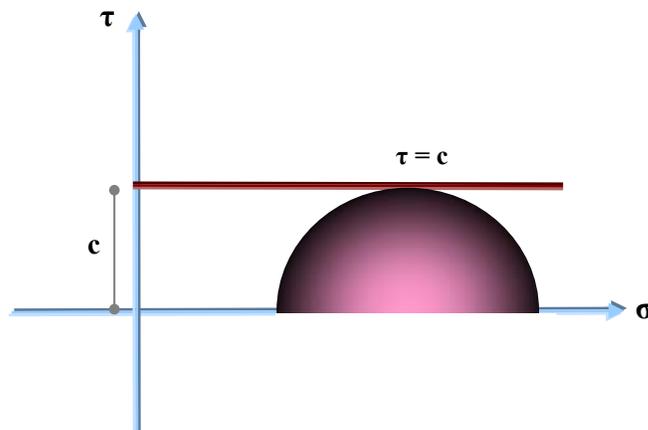
La importancia de la envolvente de falla radica en que si el esfuerzo normal y de cortante en el plano de la masa de un suelo, son tales que se encuentran por debajo de la envolvente de falla, no se presentará falla por cortante (A). Si se encuentran sobre la línea de la falla envolvente, se presentará una falla por cortante a lo largo del plano (B). Un estado tal de esfuerzo por arriba de la envolvente de falla no es posible de existir, porque la falla por cortante ya habría ocurrido

### 1.1.1. SUELO COHESIVO

Un suelo cohesivo es aquel que contiene partículas de limo ó arcilla que imparte cohesión y plasticidad. La cohesión, no es un valor fijo, ya que puede variar con el contenido de agua a través del tiempo.

La gráfica que se presenta a continuación muestra a la envolvente de falla de un suelo cohesivo, por lo tanto el ángulo de fricción es nulo. En estos casos el análisis de la resistencia del suelo resulta más complicado por el comportamiento del cementante “arcilla”, que tiene diferentes propiedades que dependen de los minerales producto de la alteración química de las rocas de donde provienen y del contenido de agua. El contenido de agua es de suma importancia en la magnitud de la resistencia dada por la cohesión que proporcionan los minerales de arcilla. Si el suelo se encuentra totalmente hidratado, no necesariamente saturado, sus propiedades de resistencia son diferentes, a que si el suelo se encuentra semi-saturado. Por otro lado, cuando el suelo se encuentra saturado, la resistencia al esfuerzo cortante depende de la rapidez con que se aplique el incremento de esfuerzos sobre él, ya sea por cargas transitorias cíclicas, como por ejemplo, sismo, viento, oleaje, tránsito o maquinaria. Así pues es necesario diagnosticar el tipo de carga cíclica en magnitud, frecuencia y duración.

$$c \neq 0, \quad \phi = 0$$



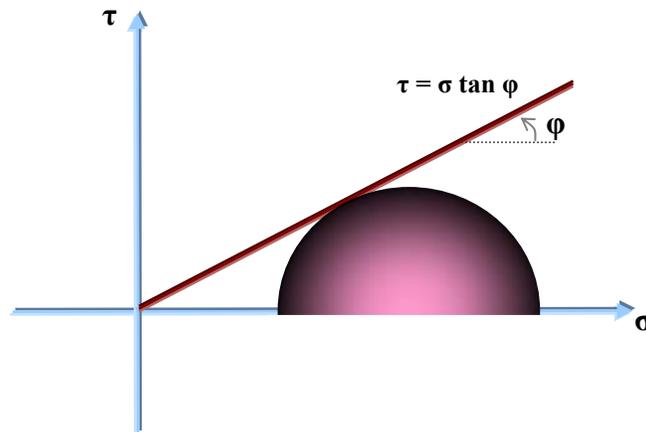
### 1.1.2. SUELO FRICCIONANTE

Estos suelos también llamados puramente friccionantes están formados por arenas ó gravas y van a depender de:

- Tamaño (partículas mas pequeñas, tienen mas superficies de contacto y por lo tanto mayor ángulo de fricción.
- Forma.
- Grado de acomodo.
- Confinamiento.

La grafica que se presenta a continuación representa a la envolvente de falla en un suelo puramente friccionante, y por consiguiente la cohesión es nula.

$$c = 0, \quad \varphi \neq 0$$

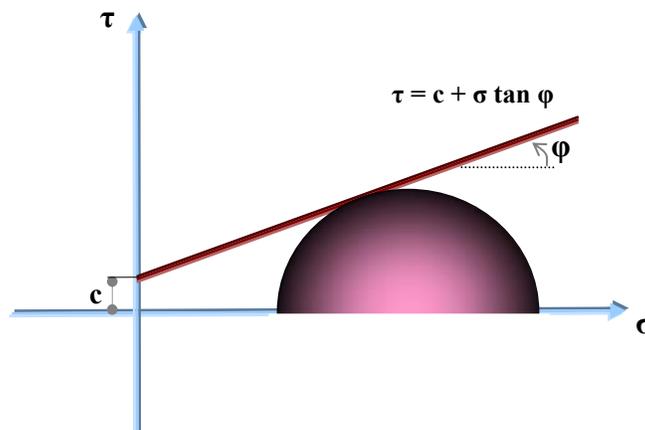


### 1.1.3. SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE.

Estos suelos están formados por arenas, gravas, arcillas ó limos.

La gráfica que se presenta a continuación simboliza a la envolvente de falla en un suelo cohesivo- friccionante.

$$c \neq 0, \quad \varphi \neq 0$$



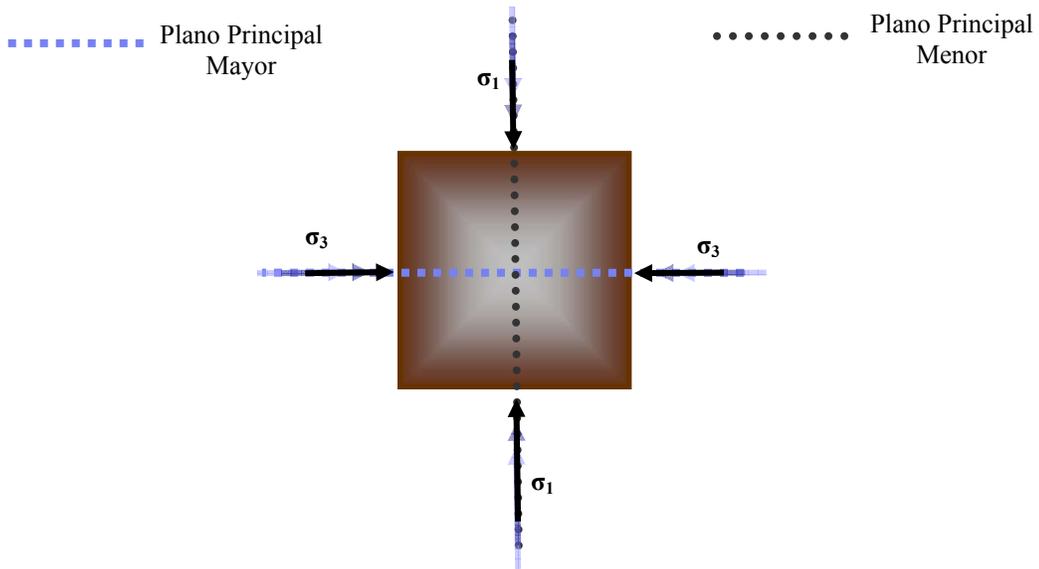
**1.1.4. ESFUERZOS Y PLANOS PRINCIPALES.**

Se denominan esfuerzos principales a los esfuerzos normales que actúan sobre los tres planos ortogonales (perpendiculares entre si) x, y, z en los que se descompone un esfuerzo en cualquier punto, siendo  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ . Pero como  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son iguales, por lo tanto resulta conveniente trabajar en un plano bidimensional x, y, con dos esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .

El plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ ; se le denomina plano principal mayor y dicho plano es perpendicular a la dirección de este esfuerzo.

El plano en el que actúa el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ ; se le denomina plano principal menor y dicho plano es perpendicular a la dirección de este esfuerzo.

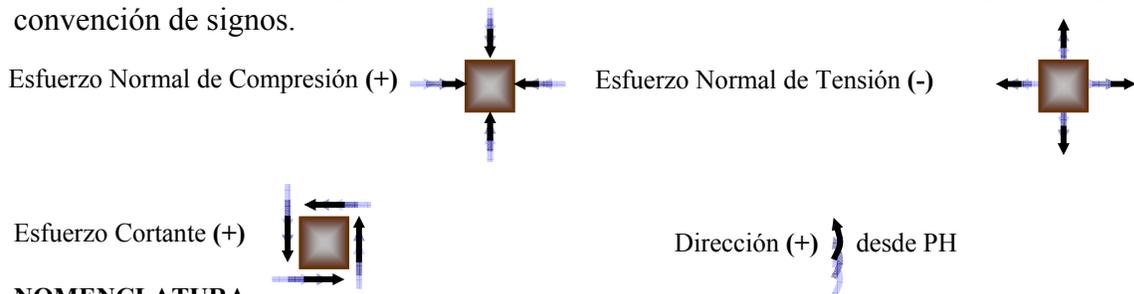
Una característica particular de los planos principales, es que en ellos el esfuerzo cortante es nulo.



La magnitud del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  menos el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ , es decir  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , se denomina esfuerzo desviador  $\Delta\sigma$  ó diferencia de esfuerzos. El desviador de un esfuerzo efectivo es igual al desviador de un esfuerzo total, es decir:

$$\sigma_1' - \sigma_3' = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u) = \sigma_1 - \sigma_3$$

Para lo solución de problemas de resistencia al esfuerzo cortante se sigue la siguiente convención de signos.



**NOMENCLATURA**

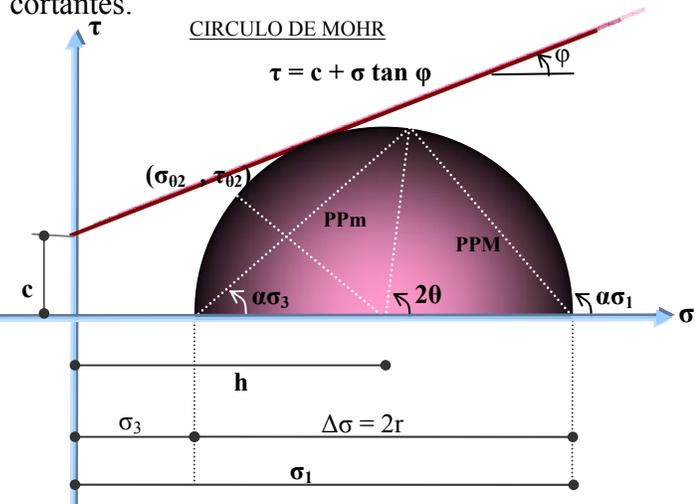
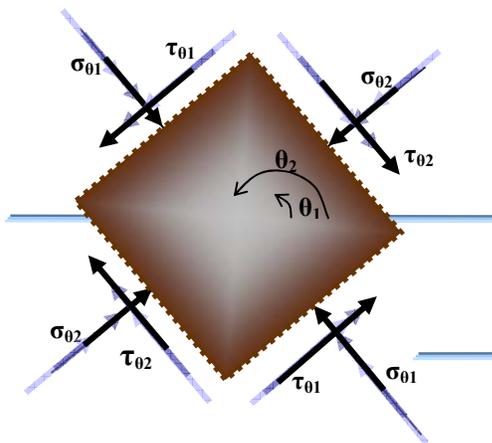
$\sigma_1$	Esfuerzo Principal Mayor (generalmente produce la falla)	$(\sigma_{01}, \tau_{01})$ $(\sigma_{02}, \tau_{02})$	Esfuerzos cualquiera*.
$\sigma_3$	Esfuerzo Principal menor (confinamiento)	$\theta_1, \theta_2$	Angulo de plano perpendicular a $(\sigma_{01}, \tau_{01})$ y $(\sigma_{02}, \tau_{02})$ .
$h$	Centro del circulo de Mohr	PPM, PPm	Plano Principal Mayor y menor.
$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 = 2r$	Esfuerzo Desviador	$\alpha\sigma_1, \alpha\sigma_3$	Dirección de PPM y PPm.
$\beta$	Angulo en que se desean conocer $(\sigma_\theta, \tau_\theta)$	PH, PV	Plano Horizontal y Vertical.

\*Si alguno de ellos pertenece a la recta  $\tau = c + \sigma \tan \phi$  y esta es tangente al circulo de Mohr, entonces es el esfuerzo que produce la falla.

### 1.2 CIRCULO DE MOHR

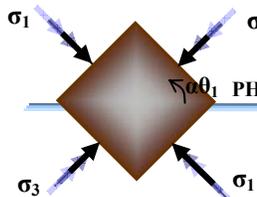
Es la representación gráfica del estado de esfuerzos que actúa en el suelo. Mediante el circulo de Mohr se pueden encontrar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales. Interesa el estado de esfuerzos en el plano correspondiente a los esfuerzos principales mayor y menor. Para dibujar el circulo de Mohr se requiere de dos ejes coordenados, un eje horizontal que corresponde a los esfuerzos normales o axiales y un eje vertical que corresponde a los esfuerzos cortantes.

ESTADO DE ESFUERZOS



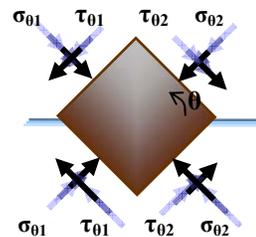
**NOTA 1**

En los planos principales el esfuerzo cortante es nulo ( $\sigma = 0$ )



**NOTA 2**

En cualquier otro plano que no sean los principales estará actuando  $(\sigma_{01}, \tau_{01})$



De lo anterior se procede a realizar una serie de ejemplos que nos ayudarán a comprender mejor el Círculo de Mohr.

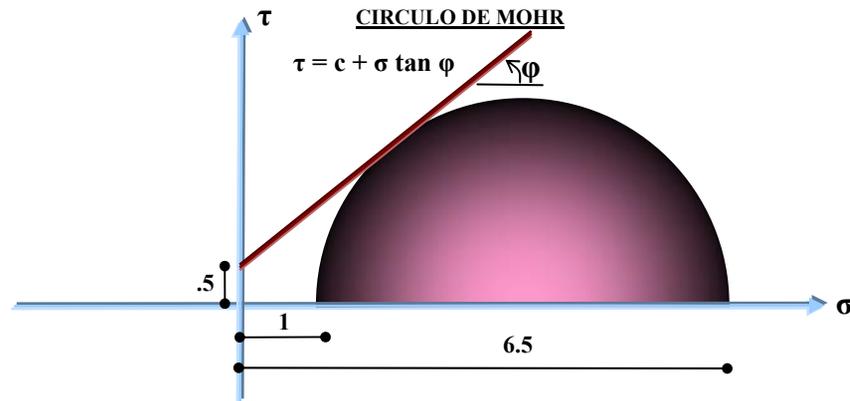
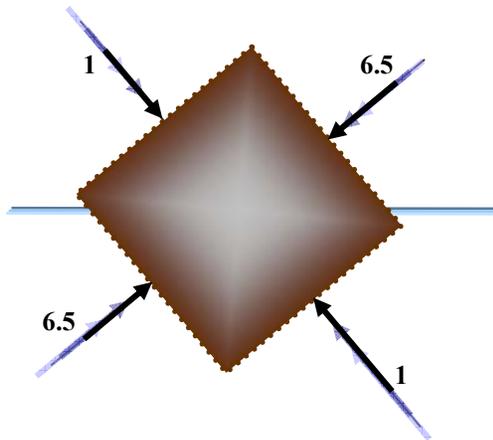
**EJEMPLO 1**

En una prueba de resistencia al esfuerzo cortante se aplicó una presión de confinamiento de  $1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , la muestra falló con un esfuerzo desviador de  $6.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . El suelo ensayado es una arcilla arenosa con una cohesión de  $0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

A) Trazar el círculo de Mohr. B) Obtener el valor del ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ . C) Obtener el valor del esfuerzo normal y cortante que actúa en el plano de falla.

**Datos:**  $\sigma_1 = 6.5, \sigma_3 = 1, c = 0.5$

ESTADO DE ESFUERZOS

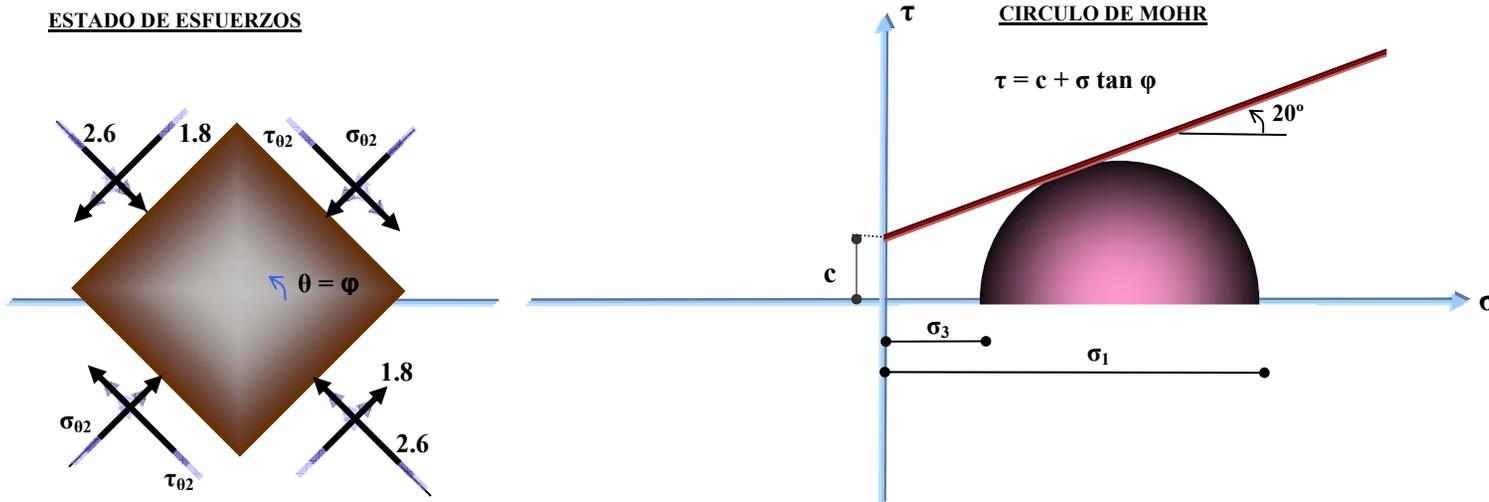


INCÓGNITAS	$\phi$	$\sigma_{\theta}$	$\tau_{\theta}$
GRAFICA	39.5	2.05	2.12

**EJEMPLO 2**

En una prueba de resistencia se obtuvieron los valores del esfuerzo normal de  $2.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y un esfuerzo cortante de  $1.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  para un suelo formado por arena arcillosa. Obtener el valor de los esfuerzos principales que originaron la falla.

Datos:  $\sigma_\theta = 2.6$  ,  $\tau_\theta = 1.8$ , Suelo arena arcillosa,  $\phi = 20^\circ$



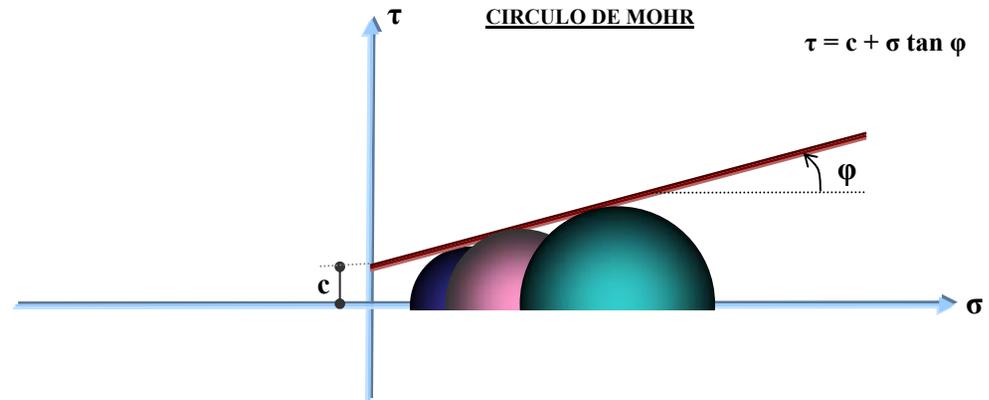
INCÓGNITAS	c	$\sigma_1$	$\sigma_3$
GRAFICA	0.84	5.05	1.33

**EJEMPLO 3**

En una prueba Triaxial se efectuaron 3 ensayos para determinar los valores de la cohesión y del ángulo de fricción interna los esfuerzos se indican en la siguiente tabla. Obtener el valor de la cohesión, el ángulo de fricción interna, el esfuerzo normal y cortante en el plano de falla.

Datos:

ENSAYE	$\sigma_1$	$\sigma_3$
●	2.15	0.5
●	2.95	1
●	4.55	2

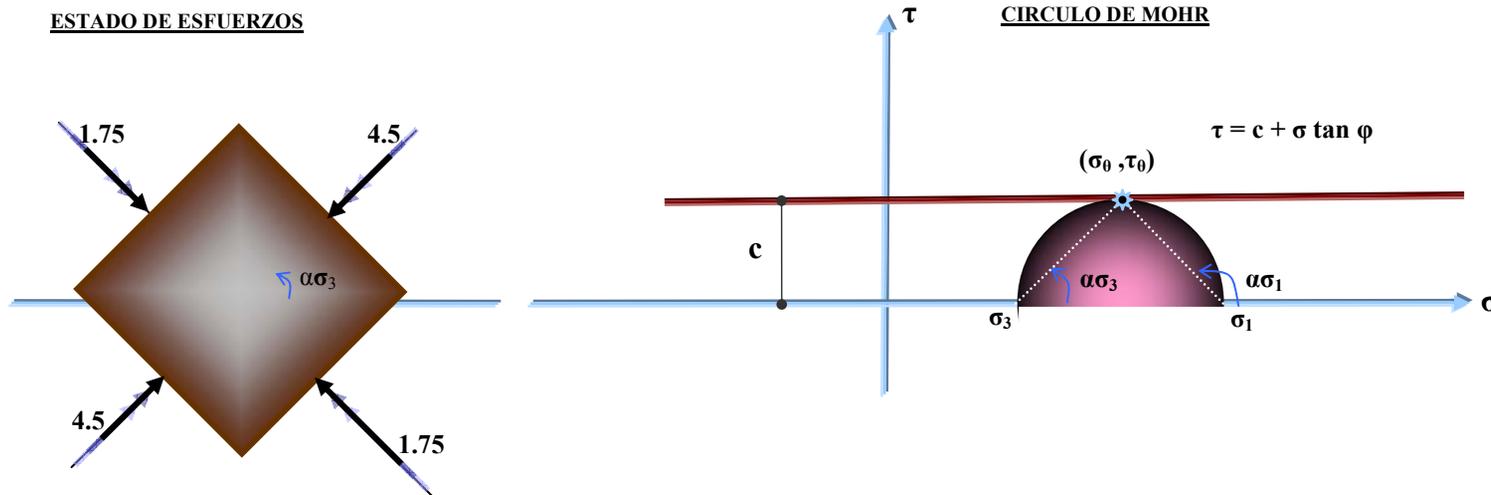


ENSAYE	c	$\phi$	$\sigma_\theta$	$\tau_\theta$
●	0.5	14.7	1.12	0.8
●	0.5	14.7	1.72	0.95
●	0.5	14.7	2.94	1.25

**EJEMPLO 4**

En una prueba Triaxial efectuada en un suelo se aplicó una presión axial de  $1.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y una presión de confinamiento de  $4.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . Determinar los valores de esfuerzos máximos que se presentan en los estados de esfuerzos y el valor de la cohesión si el suelo es una arcilla.

Datos:  $\sigma_1 = 4.5$ ,  $\sigma_3 = 1.75$ , Suelo arcilla , por lo tanto  $\phi = 0$



INCÓGNITAS	c	$\sigma_\theta$	$\tau_\theta$	$\alpha\sigma_1$	$\alpha\sigma_3$
GRAFICA	1.38	3.18	1.38	134.2	44.1

Si se conocen los valores en 2 planos que no sean de falla  $[(\sigma_{\theta 1}, \tau_{\theta 1}), (\sigma_{\theta 2}, \tau_{\theta 2})]$ , y estos planos son perpendiculares entre sí. Se pueden conocer el valor de los esfuerzos principales  $(\sigma_1, \sigma_2)$ , que originan la falla. El esfuerzo cortante en 2 planos perpendiculares son de la misma magnitud pero de sentido contrario.

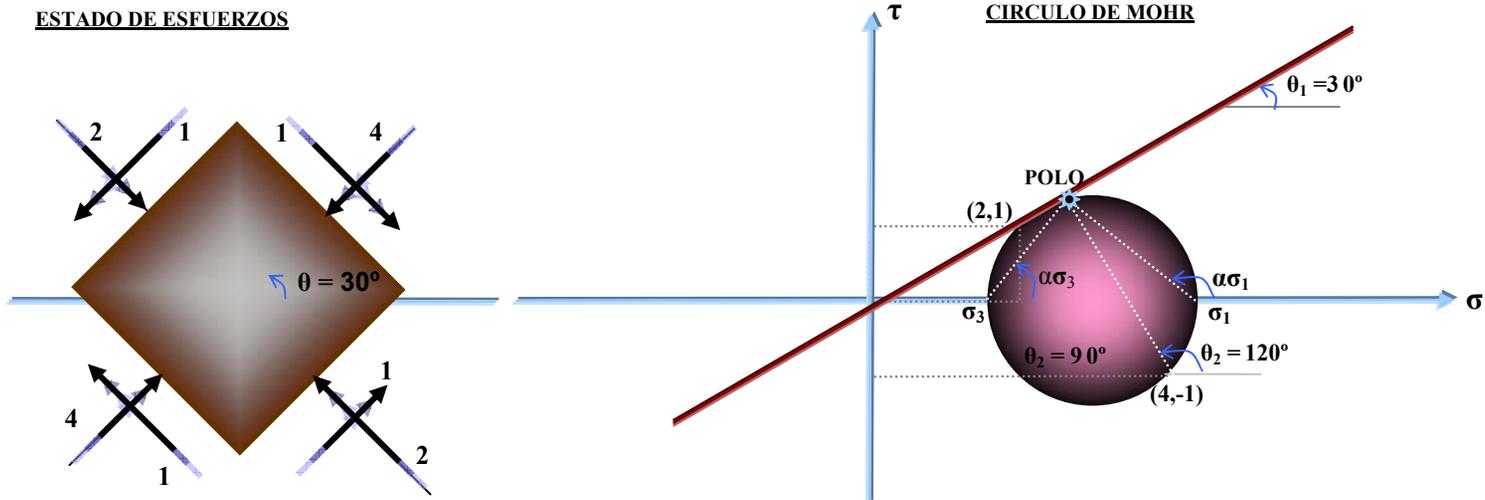
**EJEMPLO 5**

En una prueba de resistencia efectuada en un suelo se obtuvieron los esfuerzos normal y cortante en 2 planos perpendiculares. Obtener el valor de los esfuerzos principales que producen la falla. Plano Horizontal (2, 1). Plano vertical (4,-1)

**UNIDADES**

Esfuerzos y Cohesión:  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , Ángulos : ° (grados)

Datos:  $\sigma_{01} = 2, \tau_{01} = 1$ , por lo tanto  $\theta_1 = 0^\circ$ ;  $\sigma_{02} = 4, \tau_{02} = -1$ , por lo tanto  $\theta_2 = 90^\circ$



INCÓGNITAS	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\alpha\sigma_1$	$\alpha\sigma_3$
GRAFICA	4.48	1.6	142.1	52

### 1.2.1. TEORÍA DEL POLO.

Es un procedimiento gráfico que nos permite conocer el valor de los esfuerzos normal y cortante que actúan en cualquier plano que pertenece al estado de esfuerzos. El polo es un punto del círculo de Mohr con la siguiente propiedad: Una línea trazada a partir del polo paralelo a un plano dado en el suelo cortará el círculo en un punto cuyas coordenadas corresponden a las componentes normal y cortante del esfuerzo en ese plano. El procedimiento del polo consiste en lo siguiente

1. Se representa mediante un esquema del estado de esfuerzos que produce la falla, la dirección del plano principal mayor (PPM) y el plano principal menor (PPm) y la dirección del plano ( $\beta$ ) donde se quieren conocer ( $\sigma_\theta, \tau_\theta$ ).
2. Se dibuja el círculo de Mohr en el plano coordenado.
3. Del estado de esfuerzos se elige ya sea el plano principal mayor (PPM) ó plano principal menor (PPm) y se lleva una línea paralela que pase por el esfuerzo asociado en el círculo de Mohr ( $\sigma_1$  para PPM o  $\sigma_3$  para PPm), y en el punto donde corte al círculo de Mohr se encontrara la posición del polo.
4. Del estado de esfuerzos, se traza una paralela a el plano con dirección  $\beta$ , en que se desean conocer ( $\sigma_\theta, \tau_\theta$ ) y se lleva al círculo de Mohr, haciéndole pasar por el polo. en el punto donde corte al círculo de Mohr se encontraran ( $\sigma_\theta, \tau_\theta$ ) buscados.

El esfuerzo normal y el esfuerzo cortante también se pueden encontrar a través de un método de ecuaciones dichas ecuaciones son las siguientes:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha$$

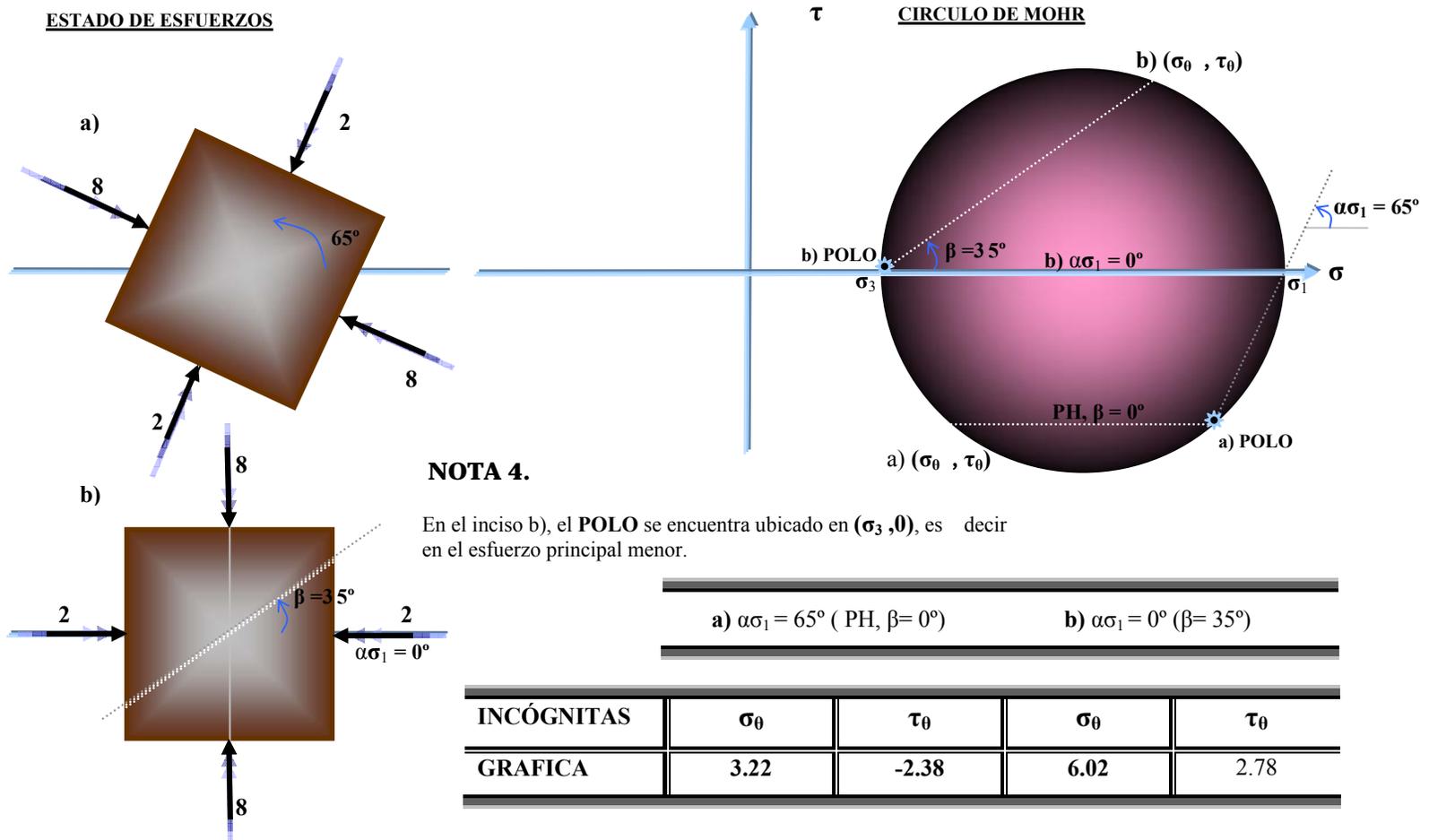
$$\tau_\theta = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sen 2\alpha$$

A continuación se presenta un ejemplo para su mejor comprensión.

**EJEMPLO**

En una prueba Triaxial se aplica una presión de confinamiento de  $2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y falla con una presión axial de  $8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . El plano principal mayor esta inclinado  $65^\circ$  con respecto al plano horizontal. Encontrar el valor de los esfuerzos normal y cortante en el plano horizontal.

Datos:  $\sigma_1 = 8, \sigma_3 = 2$ . a)  $\alpha\sigma_1 = 65^\circ$ , b)  $\alpha\sigma_1 = 0^\circ$ .



### **1.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE**

Los parámetros de la resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensaye, la prueba de corte directo y la prueba triaxial.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos

#### **1.3.1. PRUEBA DE CORTE DIRECTO.**

Fue la primera prueba realizada para determinar la resistencia del suelo. El dispositivo consiste en una caja partida por la mitad la parte inferior que se encuentra fija a una superficie y la parte superior es móvil. La muestra inalterada de suelo para ensayar se coloca dentro de la caja; en la parte superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas para permitir el drenaje de la muestra, después de colocada la muestra dentro de la caja, se le aplica una carga normal, la cual se mantiene constante y durante un tiempo se permite el drenaje del agua. Posteriormente se empieza aplicar una carga horizontal en incrementos hasta producir la falla.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro. El cambio en la altura del espécimen durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En pruebas controladas por deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo.

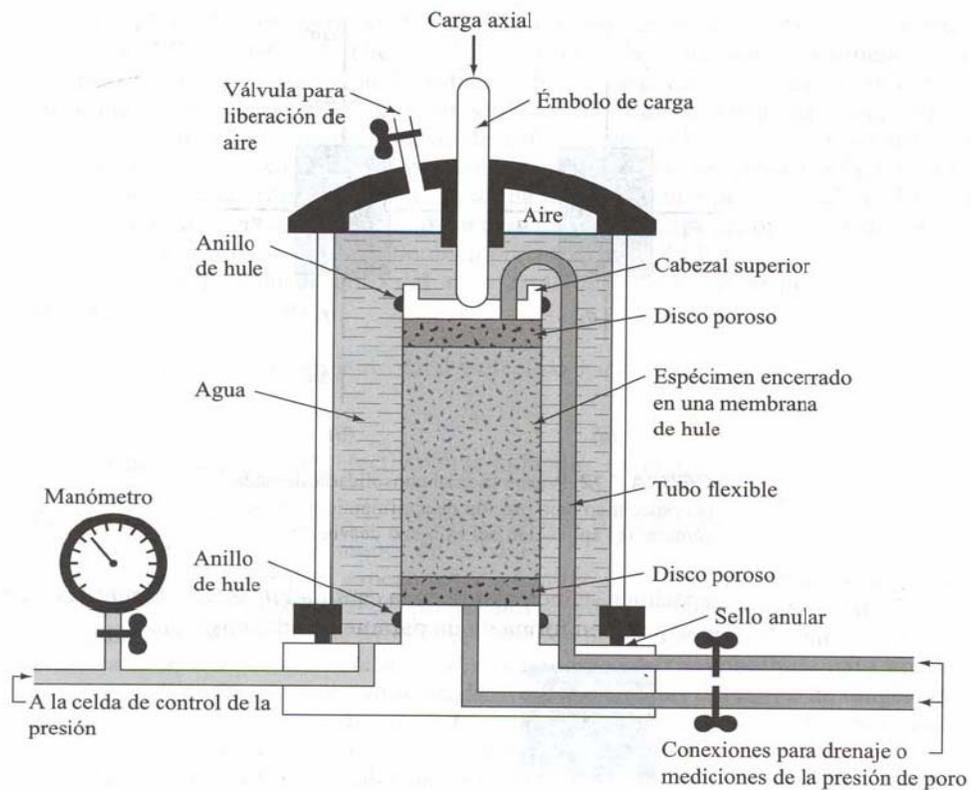
#### **1.3.2. PRUEBA TRIAXIAL.**

La prueba de compresión triaxial es uno de los metodos más confiables para determinar los parámetros del esfuerzo cortante en suelos. Estas pruebas son ampliamente utilizadas, tanto para investigación como para estudios convencionales. Es adecuada para todos los tipos de suelo excepto arcillas muy sensitivas y permite aplicar diferentes procedimientos. Las razones por las que se considera una prueba confiable se enlistan a continuación:

- Sobre el comportamiento esfuerzo-deformación, proporciona información que la prueba de corte directo no hace.
- Las condiciones de esfuerzo que proporciona son más uniformes que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- En términos de trayectoria de carga proporciona más flexibilidad.

La prueba se describe a continuación.

Una muestra cilíndrica de suelo se somete a una presión hidrostática de confinamiento igual en todas direcciones, a la cual se le agrega una presión axial que puede ser variada independientemente de la anterior. Los elementos esenciales se muestran en la siguiente figura.



La superficie de la muestra se cubre con una membrana de hule impermeable. El conjunto está contenido en una cámara dentro de la cual se puede admitir agua bajo cualquier presión deseada, dicha presión ( $P_c$ ), actúa horizontalmente a la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana impermeable y, verticalmente a través de la cabeza de la carga axial ( $P$ ), esto se logra por medio de un pistón que atraviesa la tapa de la cámara, en donde una piedra

porosa esta conectado con un manómetro, esto sirve para medir la presión del agua dentro de la muestra. Cuando no se permite el drenaje, las deformaciones verticales producto del incremento de las presiones axiales, se miden con un micrómetro. El ensayo consiste en 2 etapas:

1. Aplicación de la Presión Hidrostática.
2. Aplicación de la Carga Axial.

### **Variantes de la carga axial**

Con el objeto de representar de una forma mas aproximada las condiciones del terreno en estudio, y considerar el factor tiempo, existen 3 pruebas en los ensayos de compresión triaxial, que se describen a continuación.

**Prueba no consolidada, no drenada. UU.** El drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara  $\sigma_3$ . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador, sin permitirse el drenaje. Como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva acabo muy rápidamente. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento  $\sigma_3$  en la cámara, la presión de poro del agua en el espécimen de suelo se incrementará una cantidad.

**Prueba consolidada, no drenada. CU.** Es el tipo mas común de prueba triaxial. En esta, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor  $\sigma_3$  del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada, el esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua crecerá.

**Prueba consolidada, drenada. CD.** El espécimen se somete primero a una presión de confinamiento  $\sigma_3$  a todo su alrededor mediante compresión del fluido de la cámara. Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa.

## CAPITULO 2 EMPUJE DE TIERRAS

### 2.1 ANTECEDENTES

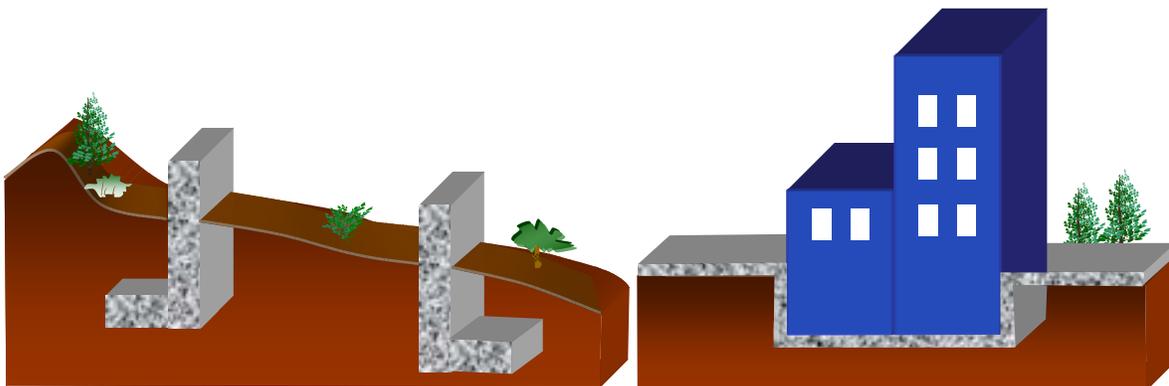
La función de una estructura de retención es mantener una masa de suelo en un corte ó relleno de forma estable. Estas se dividen en:

<b>ESTRUCTURA DE RETENCIÓN</b>	<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>COMPORTAMIENTO</b>
<b>Muro</b>	<i>Permanente</i>	<i>Rígido</i>
<b>Ademes y Tablaestacas</b>	<i>Provisional</i>	<i>Flexible</i>

Los muros se construyen generalmente de mampostería o de concreto, simples ó reforzados. Las tablaestacas suelen ser de acero. Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus lados se llama de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión. Actualmente estas estructuras son ideadas para trabajar en forma de elemento de soporte como en cimentaciones, en lechos de canales, para almacenamiento de material, muro de retención para agua y tierra, etc. Últimamente se esta utilizando un nuevo elemento para formar rellenos y retener alguna estructura; se trata de la tierra armada.

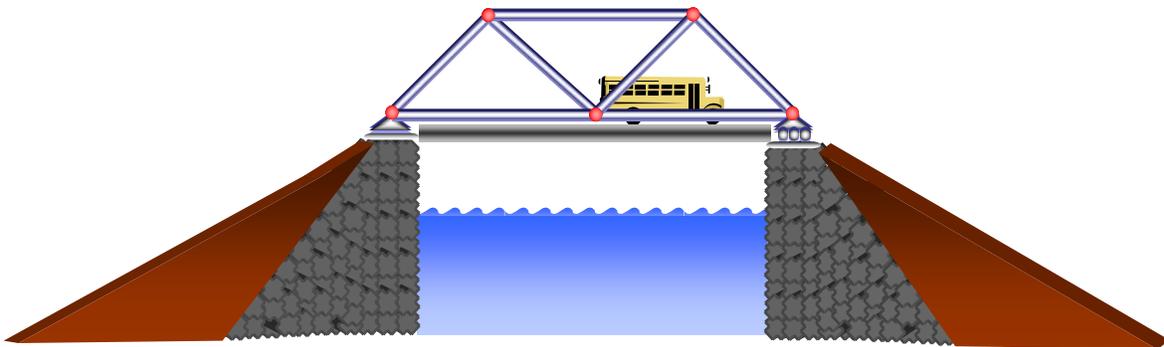
#### 2.1.1. USO DE MUROS.

Los muros de retención proporcionan soporte lateral permanente a taludes verticales o casi verticales de suelo. Las fuerzas laterales son causadas por la presión de la tierra. A continuación se presentan algunos esquemas ilustrativos del uso de muros de retención.

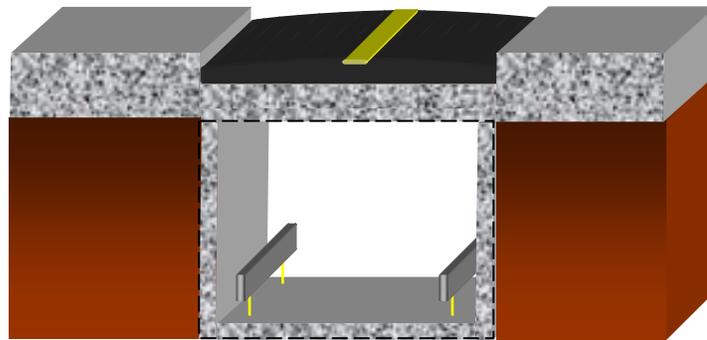


En cortes y rellenos en carreteras y vías férreas.

Cimentaciones.



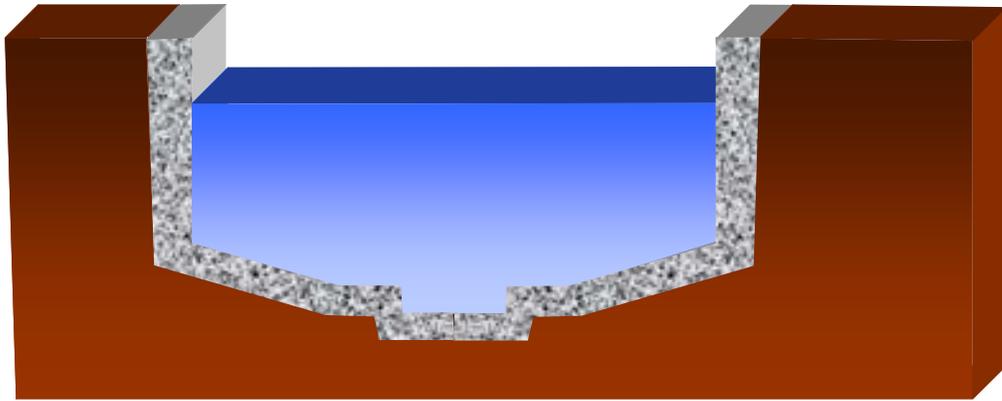
Estribos de Puentes



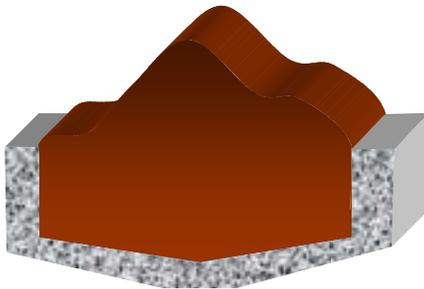
Metro en Cajón



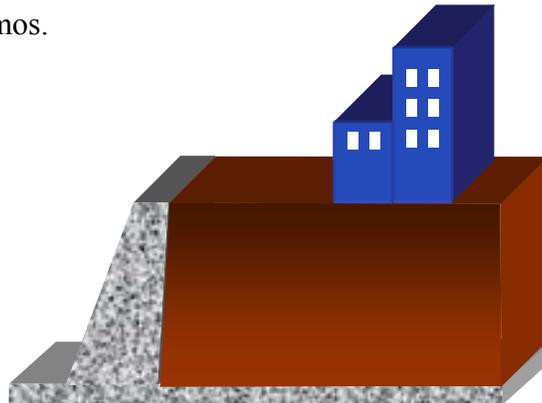
Canales



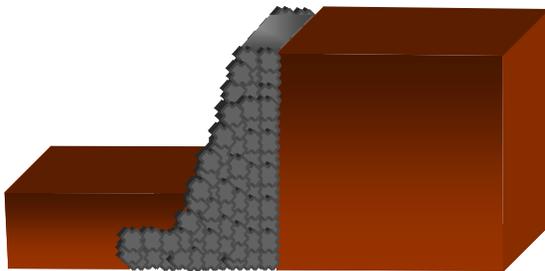
Cárcamos.



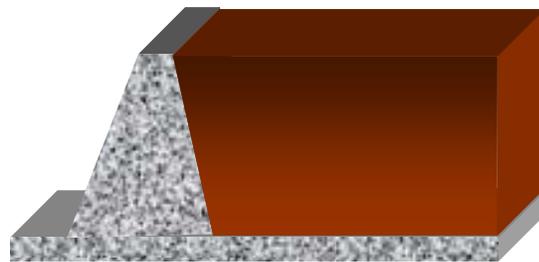
Contenedor de Material.



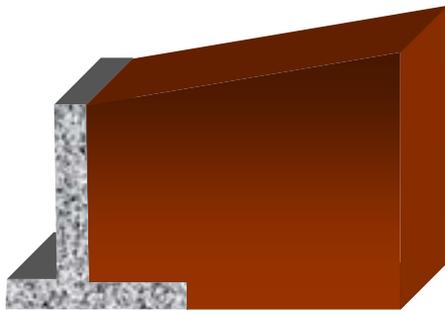
Rellenos.



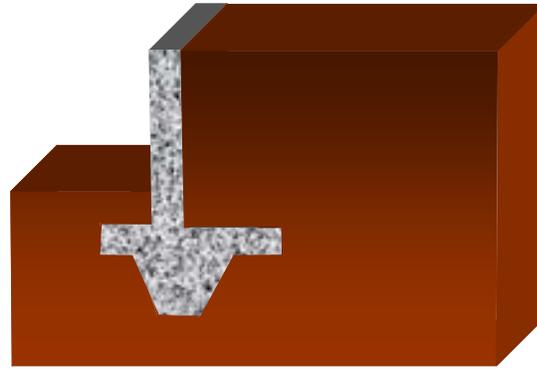
Muro de Gravedad.



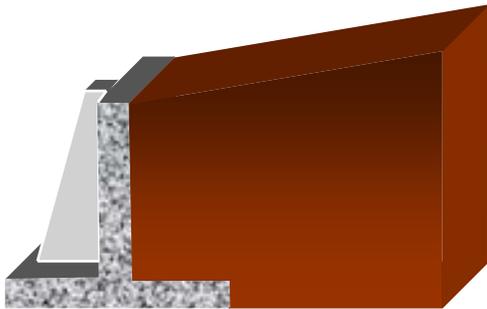
Muro de Semi-Gravedad.



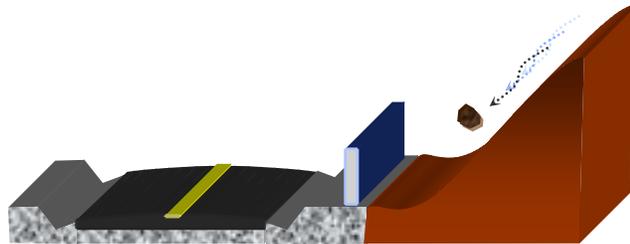
Muro de Cantiliver.



Muro en Cantiliver con Dentellón.



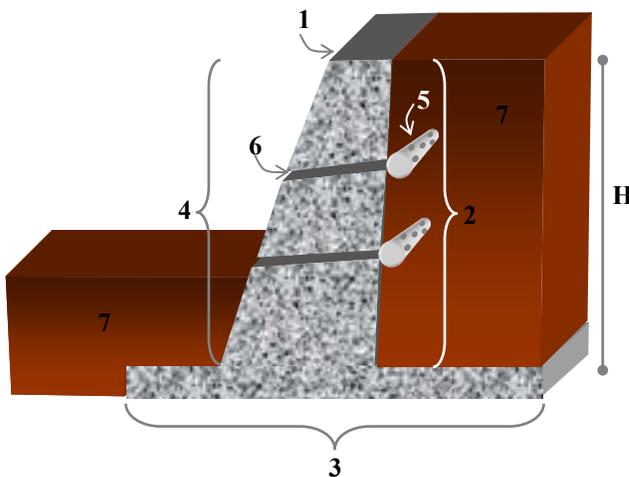
Muro con Contrafuerte.



Muro Alcancia

**2.1.2. REVISION DE UN MURO.**

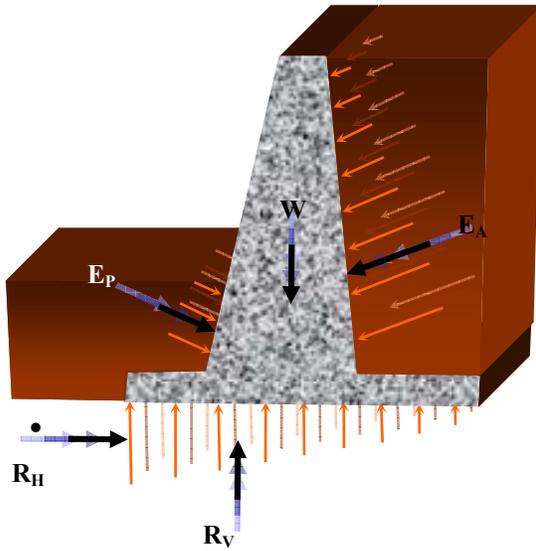
Las partes más principales que hay en el muro se observan en la figura 2.1.2.1



1	Corona del Muro
2	Respaldo del Muro
3	Base del Muro
4	Frente del Muro
5	Filtro
6	Dren
7	Relleno del Muro
H	Altura Total

**FIGURA 2.1.2.1**

Por consiguiente las principales fuerzas que actúan contra un muro de retención son las que se muestran en la figura 2.1.2.2.



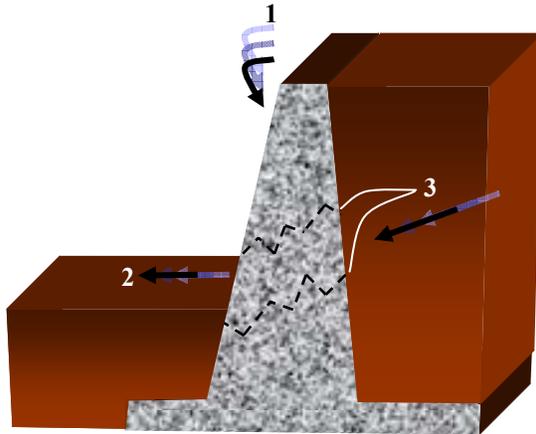
- W. Peso del muro.
- EP. Empuje Pasivo.
- EA. Empuje Activo del relleno del muro.
- RV. Reacción vertical en la base del muro.
- RH. Reacción horizontal en la base del muro.

**OTRAS FUERZAS**

- Fuerza sísmica.
- Problemas de tubificación.
- Sobrecarga actuando sobre el relleno (q).
- Empuje del agua si no hay drenes (NAF).
- Fuerzas de puente (drenaje, dilatación, peso de la losa del puente).
- Fuerzas expansivas (en caso de que la cimentación fuera de arcilla expansiva).
- Fuerzas de Helicidad (debidas al hielo).

**FIGURA 2.1.2.2**

Un muro se revisa por 3 posibles fallas. Estas fallas son por volteo, deslizamiento y capacidad de carga.



REVISIÓN	
1	Volteo
2	Deslizamiento
3	Capacidad de carga

La revisión por volteo se efectúa determinando el factor de seguridad contra el volteo que ofrece el muro, el cual debe ser mayor al factor de seguridad del proyecto. (el factor de seguridad F.S debe ser mayor que 1). Este factor de seguridad contra el volteo de un muro esta dado por la relación entre el momento de las fuerzas resistentes (fuerzas que se oponen al volteo) y fuerzas actuantes (fuerzas que producen el volteo). Lo anterior se expresa como sigue:

$$FS = \sum \frac{M_r}{M_m}$$

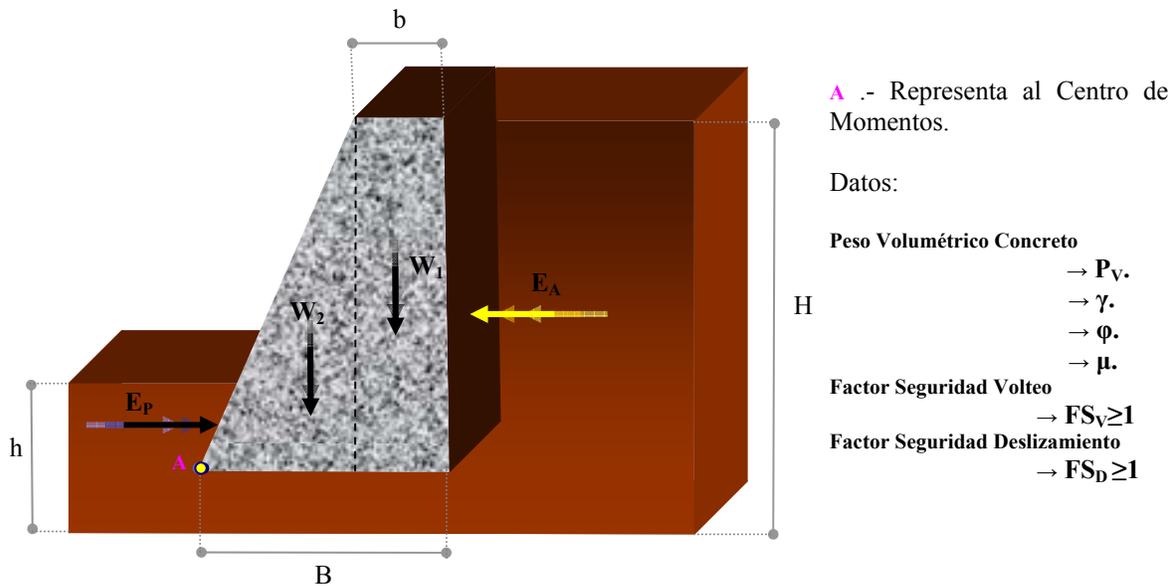
La revisión por deslizamiento se efectúa determinando el F.S contra el deslizamiento que ofrece el muro el cual debe ser mayor al F.S del proyecto (F.S > 1). Este factor de

seguridad contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro esta dado por la relación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las fuerzas que generan el deslizamiento. Lo anterior se expresa como sigue:

$$FS = \sum \frac{F_r}{F_m}$$

La revisión por capacidad de carga se efectúa determinando el F.S contra la capacidad de carga que ofrece el muro, el cual debe ser mayor al F.S de proyecto (que debe ser de 3). Este factor de seguridad contra la capacidad de carga del muro esta dado por la relación entre la carga última y las cargas máximas. Lo anterior se expresa como sigue:

$$FS = \sum \frac{q_u}{q_{max}}$$



$M_r$  = Momento Resistente;  $M_m$  = Momento Motor;  $F_f$  = Fuerza de Fricción;  $F_r$  = Fuerza Resistente.

➔ Volteo.

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 ; \quad E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H ; \quad W_1 = b H P_v ; \quad W_2 = \frac{1}{2} H P_v (B - b)$$

$$M_r = W_1 \left( B - \frac{b}{2} \right) + \frac{2}{3} [W_2 (B - b)] + \frac{1}{3} E_p h ; \quad M_m = \frac{1}{3} E_a H$$

Si  $FS_v \leq \frac{M_r}{M_m}$  El Muro SI Resiste.

Si  $FS_v > \frac{M_r}{M_m}$  El Muro NO Resiste.

➔ Deslizamiento.

$$F_f = \mu(W_1 + W_2) \quad ; \quad F_r = E_p + F_f$$

$$\text{Si } FS_D \leq \frac{F_r}{E_a} \text{ El Muro SI Resiste.} \quad \text{Si } FS_D > \frac{F_r}{E_a} \text{ El Muro NO Resiste.}$$

## 2.2 TEORÍA DE RANKINE

La teoría de Rankine es un instrumento con el que se cuenta para calcular el valor de los empujes que actúan contra un muro. Los muros de retención sufren cierta deformación bajo el efecto de la presión creada, esta presión es fundada por el suelo adyacente al muro que según sea el caso forma parte de un terraplén o es tierra de relleno. El valor del empuje depende no solo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la presión de la tierra retenga un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo. Sin embargo, tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico. Es decir que el suelo se encuentra en un estado de falla incipiente. Así de acuerdo con lo anterior, caben dos estados plásticos; el que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza un valor mínimo, y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo. Estos estados se denominan respectivamente activo y pasivo.

### 2.2.1 CONSIDERACIONES DEL MÉTODO.

El método de Rankine es valido si se cumplen las siguientes condiciones.

- Los Estados Activo y Pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo.
- El paramento interior del muro es vertical.
- No considera fricción entre muro y suelo.
- Existe distribución de presiones.

### 2.2.2 COEFICIENTES DE PRESIÓN DEL SUELO.

Un muro podrá ser llevado a la falla de dos maneras. Una por el empuje del relleno, cediendo la estructura hacia su frente; otra, por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su respaldo. Rankine especuló que bajo el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, disminuyendo la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al reposo, esto haría que la masa de suelo desarrolle su capacidad de autosustentación por medio de los esfuerzos cortantes generados. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser activa, valor mínimo que no puede disminuirse aun cuando el muro ceda mas a partir del instante de su aparición. Semejantemente se podría razonar para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva. Por lo que Rankine establece dos coeficientes de presión:

• **Coeficiente Activo.**

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

• **Coeficiente Pasivo.**

$$K_p = N\phi = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Los coeficientes anteriores se emplean para el cálculo de presiones y empujes en suelos que tienen material grueso es decir en suelos friccionantes. Estas presiones son llamadas presión activa y presión pasiva.

• **Presión Activa.**

$$P_a = K_a \gamma H$$

• **Presión Pasiva.**

$$P_p = K_p \gamma H$$

### 2.2.3 PRESIONES EN ESTADO DE REPOSO.

En la figura 2.2.3.1 se considera un elemento de suelo de altura  $dz$  a una profundidad  $Z$  en el interior de un semiespacio de suelo en reposo (es decir sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural), sea la frontera del semiespacio horizontal. En tales condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

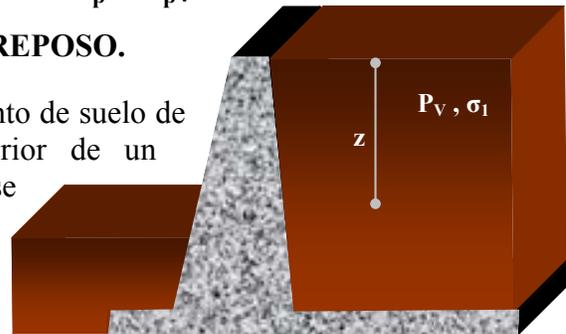


FIG 2.2.3.1

• **Esfuerzo Vertical:**  $P_v = \gamma z$

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal  $P_H$ .

• **Esfuerzo Horizontal.**  $P_H = K_0 \gamma z$

En donde:

$\gamma$  - Es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentra el medio.

$K_0$  = Coeficiente de presión de tierra en reposo, debido al esfuerzo horizontal que origina  $P_v$  y puede ser  $K_0$  [ $K_a$ ,  $K_p$ ].

Si se representa en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descrito para el elemento mencionado (Figura 2.2.3.2) se obtendrá un círculo tal como el **1** que evidentemente no es de falla.

A partir de estas condiciones de esfuerzo en reposo se puede llegar a la falla. Por dos caminos. El primero consistirá en disminuir el esfuerzo horizontal, manteniendo el vertical constante, se llega así al círculo **2** de falla, con un esfuerzo principal menor  $\sigma_3 = K_a \gamma z$ . Nótese que este esfuerzo de  $\sigma_3$  corresponde en este círculo a la presión horizontal, pues el esfuerzo principal mayor correspondiente es  $\sigma_1 = \gamma z$  o presión vertical debida al peso del suelo sobreyacente sobre el elemento. El segundo camino para llevar a la falla al elemento

en estudio consistirá en tomar al esfuerzo  $\gamma z$  como el principal menor, aumentando por consiguiente ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor  $K_p \gamma z$ , tal que el círculo resultante sea tangente a la línea de falla.

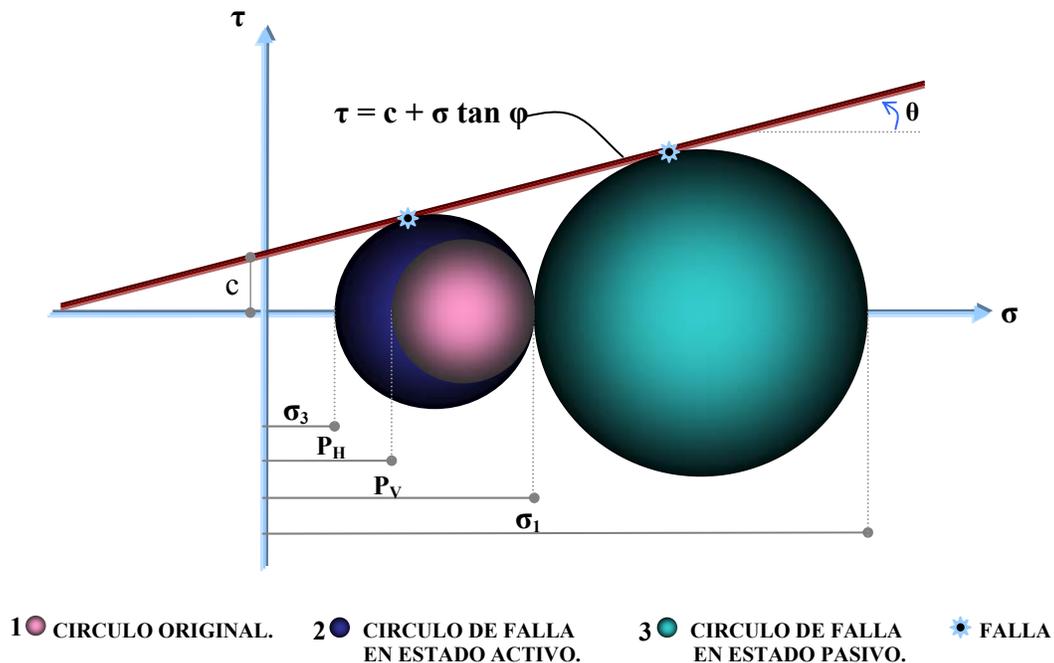


FIGURA 2.2.3.2

## 2.2.4 ESTADOS DE FALLA.

A partir de las condiciones del esfuerzo se puede llegar a uno de estos Estados de Falla.

- **Estado Activo:** Este estado va a corresponder a la acción que ejerce el suelo contra el muro. Y se calcula con la siguiente formula:

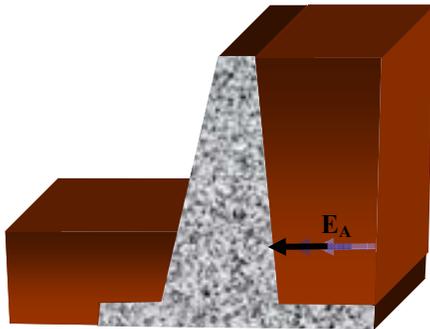
$$E_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

- **Estado Pasivo:** Este estado va a corresponder a la acción que ejerce el muro contra el suelo. Y se calcula con la siguiente formula:

$$E_P = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Dada la distribución lineal que para ambas presiones se tiene en la Teoría de Rankine, se sigue que el punto de aplicación de tales fuerzas esta a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base.

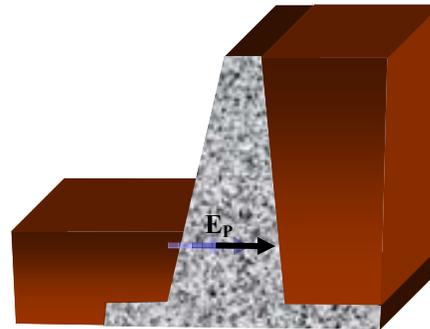
• Estado Activo.



Producción de Falla.

Tomar  $P_V = cte = \sigma_1$  y disminuir  $P_H$  hasta  $P_H = \sigma_3$ .

• Estado Pasivo.



Producción de Falla.

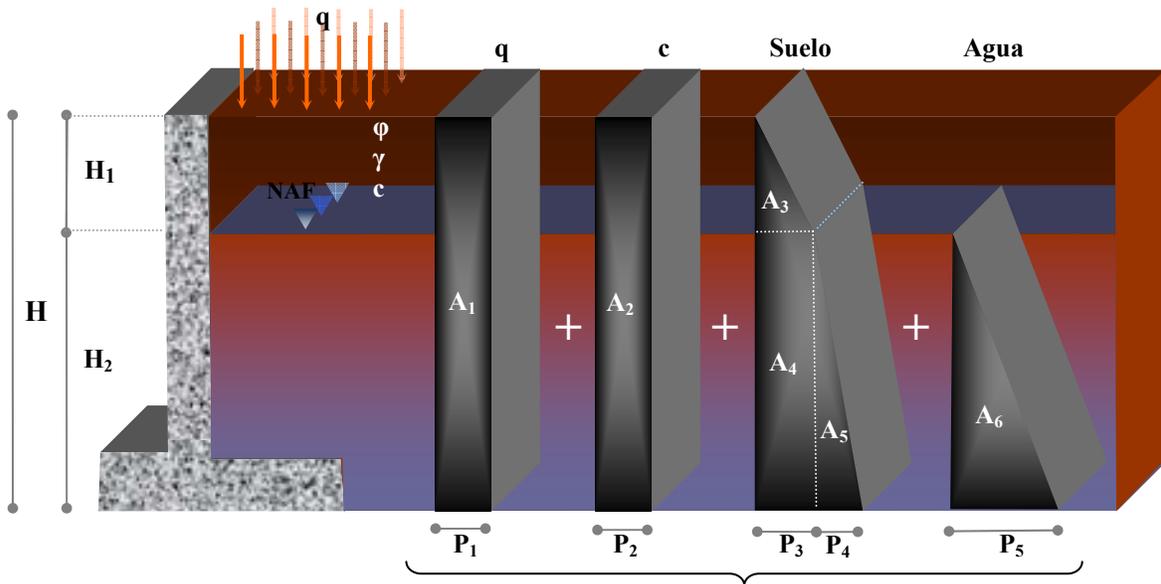
Tomar  $P_V = \sigma_3$  y aumentar  $P_H$  hasta  $P_H = \sigma_1$ .

## 2.2.5 DIAGRAMA DE PRESIONES.

En base a la figura 2.2.5.1 se puede observar los diagramas de presiones individuales, estos tienen la finalidad de mostrar cuál va a ser la presión que se va a ejercer a diferente profundidad según la carga de la que se trate; cuando se presenta una sobrecarga ( $q$ ), la cual está actuando sobre el relleno del muro su diagrama de presión está representado en forma de rectángulo debido a que esta carga va a permanecer constante ( $A_1$ ), al igual que la cohesión ( $c$ ) que se representa en la misma forma de rectángulo ( $A_2$ ). El suelo igualmente produce una presión la cual va a repercutir directamente sobre el muro y se haya representada por dos triángulos ( $A_3$  y  $A_5$ ) y un rectángulo ( $A_4$ ) y por último el agua que es representado por un triángulo ( $A_6$ ), debido a que la presión a mayor profundidad va aumentando y tiene un comportamiento lineal por lo tanto el diagrama de presión del agua está representado en forma triangular.

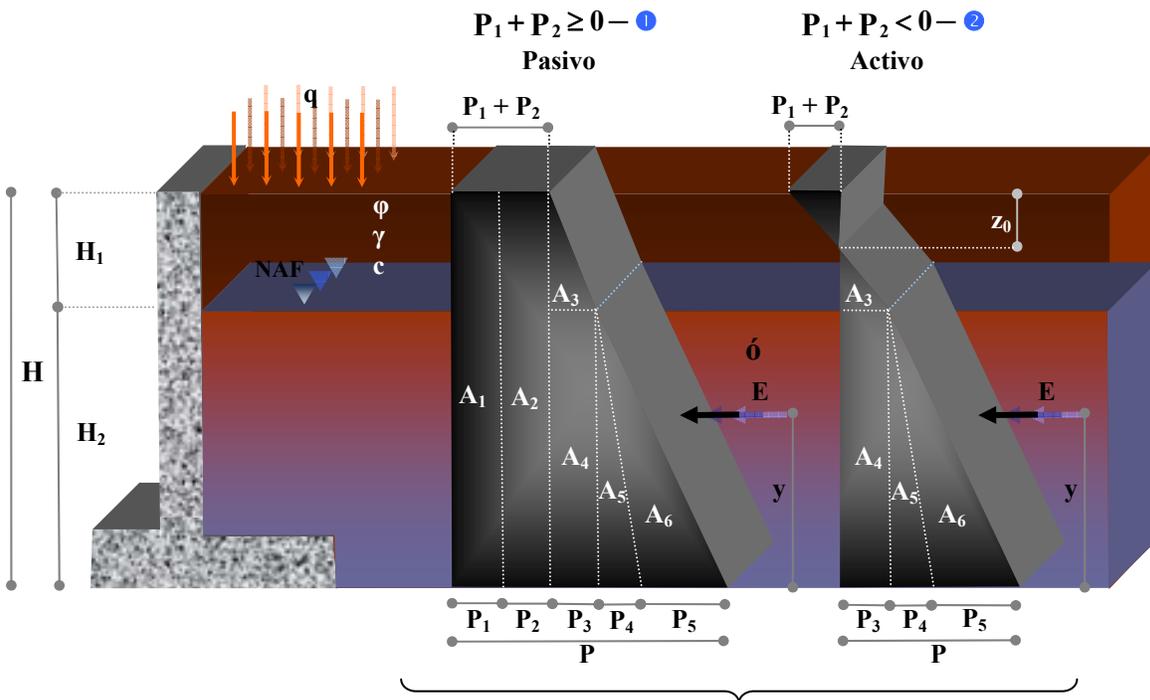
En el caso de la figura 2.2.5.2 se muestra la distribución de presiones resultantes activas y pasivas así como la profundidad a que se extiende la zona de tensión. En la misma figura se muestra la distribución teórica de la presión pasiva. Como al suelo no se le supone capacidad para trabajar a la tensión, debe admitirse que en el caso del estado activo, se desarrollan grietas verticales, cuya profundidad está dada por  $Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k}}$ . Es decir en la superficie en donde el suelo está expuesto al máximo esfuerzo de tensión.

Valido para  $H_1 \geq Z_0$  **Activo:**  $K = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$ ; **Pasivo:**  $K = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$



DIAGRAMAS DE PRESIONES INDIVIDUALES

FIGURA 2.2.5.1



DIAGRAMAS DE PRESIONES RESULTANTES

FIGURA 2.2.5.2

En suelos cohesivos es posible tener paredes verticales sin colocar una estructura de retención, la altura o profundidad en que el suelo se sostiene por si solo se le llama altura crítica por lo tanto es necesario calcular si se va a requerir muro o no y esto se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Altura Crítica } H_c: H_c = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Altura Crítica de Trabajo } H_{CT}: \frac{H_c}{FS}$$

Donde FS es el factor de seguridad, generalmente igual a 2.

Si  $H_{muro} < H_{CT} \rightarrow$  No se requiere muro.

Si  $H_{muro} \geq H_{CT} \rightarrow$  Si se requiere muro. Por lo tanto hay que calcularlo.

Con base a la figura 2.2.5.2 se pueden obtener para suelos friccionantes, cohesivos y cohesivos-friccionantes, las presiones, los empujes y las grietas de tensión (esto en el caso de los suelos cohesivos ó cohesivos-friccionantes) de la siguiente manera:

#### ➤ Presiones.

$$P_1 = Kq$$

$$\text{Activo. } P_2 = -2c\sqrt{K}$$

$$\text{Pasivo. } P_2 = 2c\sqrt{K}$$

$$P_3 = K\gamma H_1 - \textcircled{1}$$

$$P_3 = P_1 + P_2 + K\gamma H_1 - \textcircled{2}$$

$$P_4 = K(\gamma - \gamma_0)H_2$$

$$P_5 = \gamma_0 H_2 \rightarrow P = \sum_{i=1}^5 P_i$$

#### ➤ Profundidad Grietas de Tensión ( $C \neq 0$ ).

$$Z_0 = 0 - \textcircled{1}$$

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K}} - \textcircled{2}$$

#### ➤ Empujes.

$$A_1 = P_1 H - \textcircled{1} ; A_1 = 0 - \textcircled{2}$$

$$A_2 = P_2 H - \textcircled{1} ; A_2 = 0 - \textcircled{2}$$

$$A_3 = \frac{P_3}{2}(H_1 - Z_0) ; A_4 = P_3 H_2 ; A_5 = \frac{P_4}{2} H_2$$

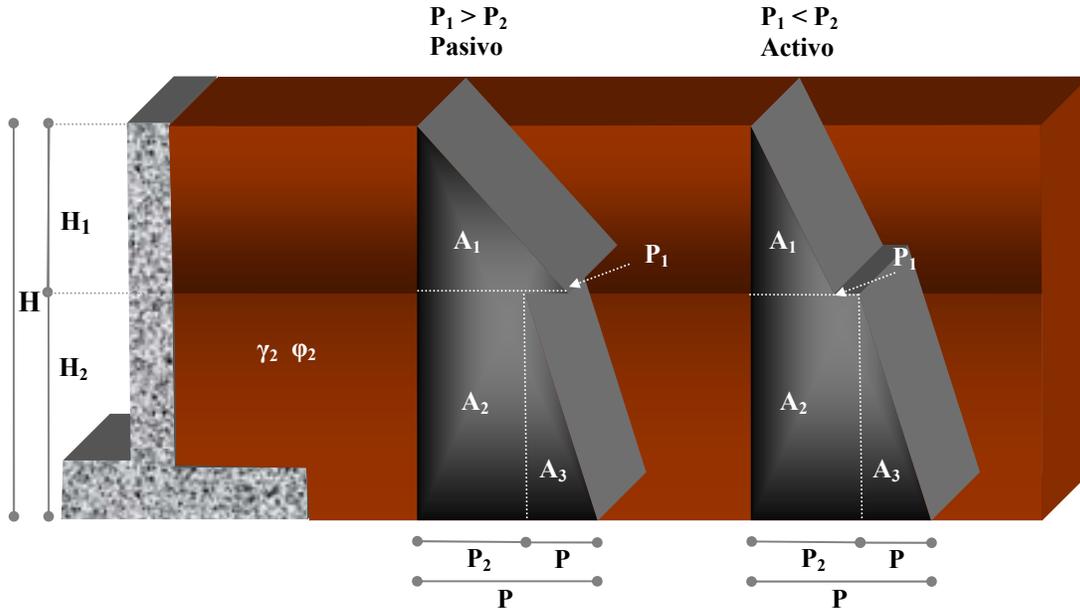
$$A_6 = \frac{P_5}{2} H_2 \rightarrow E = \sum_{i=1}^6 A_i$$

#### ➤ Punto de Aplicación.

$$\bar{y} = \frac{\frac{H}{2}(A_1 + A_2) + A_3\left(\frac{H_1 - Z_0}{3} + H_2\right) + \frac{A_4}{2}H_2 + \frac{H_2}{3}(A_5 + A_6)}{E}$$

**SUELOS FRICCIONANTES CON 2 ESTRATOS**

Cuando el suelo detrás de un muro de contención consiste de dos o mas capas, se determina la distribución de presión lateral dentro de cada estrato y se traza un diagrama compuesto.



**FIGURA 2.2.5.3**

Con base a la figura 2.2.5.3 se obtienen las presiones, los empujes y el punto de aplicación de la siguiente manera

➤ **Presiones.**

$$Z=H_1 \rightarrow P_1 = K_1 \gamma_1 H_1$$

$$Z=H_1+H_2 \rightarrow P_2 = K_2 \gamma_1 H_1$$

$$P_3 = K_2 \gamma_2 H_2 \rightarrow P = P_2 + P_3$$

➤ **Empuje.**

$$A_1 = \frac{P_1}{2} H_1; A_2 = P_2 H_2; A_3 = \frac{P_3}{2} H_2 \rightarrow E = \sum_{i=1}^3 A_i$$

➤ **Punto de Aplicación.**

$$\bar{y} = \frac{A_1\left(\frac{H_1}{3} + H_2\right) + H_2\left(\frac{A_2}{2} + \frac{A_3}{2}\right)}{E}$$

### SUELO FRICCIONANTE CON TALUD EN LA SUPERFICIE

Las presiones y los empujes siguen la misma inclinación de la superficie del relleno con variación lineal.

$\beta$ - es el ángulo de inclinación del relleno con respecto a la horizontal.

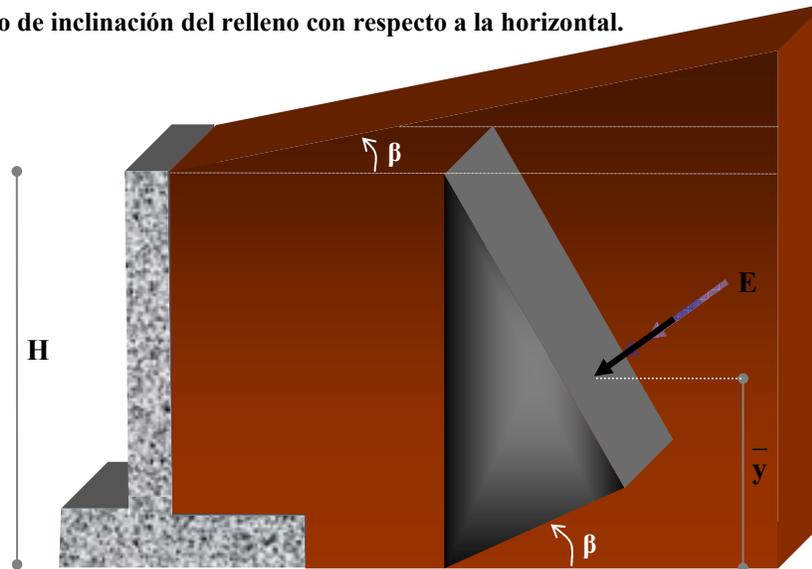


FIGURA 2.2.5.4

Los coeficientes activos y pasivos para una superficie inclinada se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}} \quad ; \quad K_p = \frac{\cos^2 \beta}{K_a}$$

Con base a la figura 2.2.5.4 se obtienen las presiones, los empujes y el punto de aplicación de la siguiente manera

➔ **Presiones.**

$$P = K\gamma H$$

➔ **Empuje.**

$$E = \frac{1}{2} PH$$

➔ **Punto de Aplicación.**

$$\bar{y} = \frac{H}{3}$$

**2.2.6 PROBLEMAS RESUELTOS.**

Obtener las presiones activas, pasivas, los empujes activo y pasivo y sus puntos de aplicación para el muro y relleno que se

		EMPUJE ACTIVO									EMPUJE PASIVO		
	$\gamma$	$\phi$	c	q	FS	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	P	E	$\bar{y}$	P	E	$\bar{y}$
FRICIONANTE	1.6	30	0	0	2	8	0	4.27	17.07	2.67	38.4	153.6	2.67
	1.5	25	0	0	2	3	4	6.64	19.67	2.09	20.02	78.84	2.48
	1.34	20	0	4	2	7.5	0	6.89	33.19	3.05	28.66	138.06	3.05
	1.4	24	0	3	2	3	6.5	10.63	50.88	3.3	29.74	188.41	3.89
COHESIVO	1.35	0	1.2	0	2	8.5	0	9.08	30.5	2.24	13.88	69.17	3.25
										<b>H<sub>C</sub> = 3.56; H<sub>CT</sub> = 1.78; Z<sub>0</sub> = 1.78</b>			
COHESIVO FRICION ANTE	1.5	27	0.75	0	2	10	0	4.71	19.72	2.79	42.39	224.2	3.52
										<b>H<sub>C</sub> = 3.26; H<sub>CT</sub> = 1.63; Z<sub>0</sub> = 1.63</b>			
<b>Friccionante 2</b>													
<b>Estratos</b>													
	$\gamma_1=1.65$	$\phi_1=32$				3	4.5	4.22	15.81	2.46	32.41	127.93	2.62
	$\gamma_2=1.5$	$\phi_2=28$											

muestran.

### 2.2.7 EMPLEO DE CALCULADORA HP 49G PARA EL DESARROLLO DE UN PROGRAMA.

Para hacer más rápido el cálculo de empujes por el método de Rankine se ha elaborado el siguiente programa, el cual esta en el lenguaje propio de la calculadora citada y este es RPL USERS.

#### PROGRAMA RANKINE

```

« "RANKINE" sTIT { 2.
1. 5. 14. 12. 15. 9.
10. } sVARS { 2. -1.
} { 1.5 45. 8. 45. 2.
10. 5. } 1. sDATA
INFORM
IF
THEN DUP 0. sDATA
EVAL DUP2 + 7. PICK
path EVAL 0. sK
"K " sTAG1 →  $\gamma$   $\phi$  C
q FS H1 H2 H K
«
IF C 0. ≠
THEN 4. C * 45.
 $\phi$  2. / + TAN *  $\gamma$  /
"Hc " sTAG1 DUP FS /
"Hct " sTAG1
IF <
THEN
"NO SE REQUIERE MURO"
MSGBOX KILL
END
END 0. K q *
"P1 " sTAG1 2. C * K
 $\sqrt{*}$  7. FS? -1. 1.
IFTE * "P2 " sTAG1
DUP2 + 0. <
IF
THEN 8. SF ++
0. 0.
ELSE 8. CF
END ROT K  $\gamma$  *
H1 * + "P3 " sTAG1 K
 $\gamma$  1. - * H2 * "P4 "
sTAG1 H2 "P5 " sTAG1
5. DUPN 5. →LIST

```



```

« K1  $\gamma_1$  * H1 *
"P1 " sTAG1 K2  $\gamma_1$  *
H1 * "P2 " sTAG1 K2
 $\gamma_2$  * H2 * "P3 "
sTAG1 DUP2 + "P "
sTAG1 → P1 P2 P3 P
« P1 H1 * 2. /
"A1 " sTAG1 P2 H2 *
"A2 " sTAG1 P3 H2 *
2. / "A3 " sTAG1 3.
DUPN ++ "E " sTAG1
→ A1 A2 A3 E
« A1 H1 3. /
H2 + * H2 A2 2. / A3
3. / + * + E / "y "
sTAG1 P E ROT PRES
»
»
»
»
END
»

```

### PROGRAMA FRICCIONANTE CON TALUD EN LA SUPERFICIE

```

« "FRICCIONANTE B"
sTIT { 2. 5. 13. 8. }
sVARS { 1. -1. } {
1.5 45. 45. 8. } 1.
sDATA INFORM
IF
THEN DUP 0. sDATA
EVAL PICK3 PICK3 sK →
 $\gamma$   $\phi$   $\beta$  H K
« DEG K  $\gamma$  * H *
"P " sTAG1 H * 2. /
"E " sTAG1 H 3. /
"y " sTAG1 DROP2
RESUL
»
»
END
»

```

### SUBROUTINA PRESS

```

« 3. →LIST 2. RND
OBJ→ DROP → P E y
« " P = " P

```

```
" t/m2" + +
"
  E = " E " t/m"
+ + + "
  y = " y
" m" + + + MSGBOX
  » RESUL
»
```

**SUBROUTINA RESULT**

```
« TIT SCROLL
»
```

**SUBROUTINA SK**

```
« 0. OVER ≤ OVER 4.
PICK { } + DUP + ≤
AND IILIST
IF
  THEN COS DUP SQ ROT
  COS SQ - √ → a b
  «
    DO "EMPUJE:" {
    { "Activo" 1. } {
    "Pasivo" 0. } } 1.
  CHOOSE
    UNTIL
    END TIT OVER
  "ACTIVO
  " "PASIVO
  "
  IFTE + 'TIT' HOME MST
  STO
  IF
    THEN a a b - *
  a b ADD / 7. SF
  ELSE a a b ADD
  * a b - / 7. CF
  END
  »
  ELSE 6. DROPN
  " Unicamente  $0 \leq \beta \leq \varphi$ "
  MSGBOX KILL
  END
»
```

## 2.3 MÉTODO DE COULOMB

Es un método gráfico que consiste en determinar el empuje que genera una cuña de suelo contra el muro, limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno. Para encontrar el empuje máximo, se realiza el tanteo con al menos 4 cuñas. El método consiste en lo siguiente

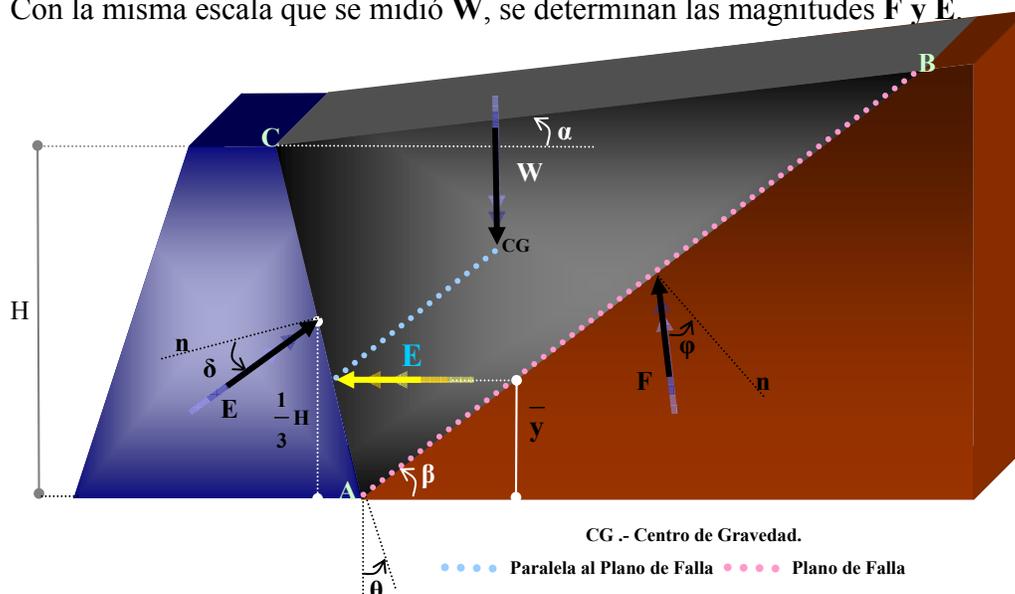
### 2.3.1. CONSIDERACIONES DEL MÉTODO.

El método de Coulomb fue de los primeros procedimientos para determinar los empujes en muros tomando algunas consideraciones para hacer válido este método y tales consideraciones son las siguientes:

- Paramento interior del muro puede ser vertical ó inclinado.
- La falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento.
- No existe distribución de presiones (Como en método de Rankine).
- Considera el efecto de la fricción que se produce entre el suelo y el respaldo interior del muro.

### 2.3.2. METODOLOGÍA PARA SOLUCIÓN GRÁFICA (SUELO FRICCIONANTE)

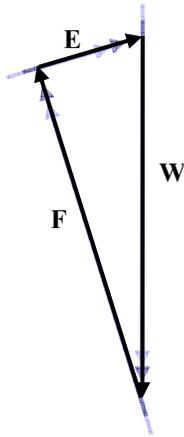
- Se dibuja el muro y relleno a escala.
- Se elige en forma arbitraria y se dibuja la cuña de suelo.
- Se determina  $W$ :  $W = \gamma A_{\text{cuña}}$ , actuando hacia abajo en el centro de gravedad de la cuña de suelo.
- Se traza una normal a la superficie  $AB$ . Por debajo de la normal se ubica  $F$  hacia arriba con un ángulo  $\phi$ .
- A una altura de  $\frac{1}{3}H$ , se traza una normal a la superficie  $AC$ . Por debajo de la normal se ubica  $E$  hacia arriba con un ángulo  $\frac{1}{3}\phi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$ .
- Conocida  $W$  es magnitud y dirección y,  $F$  y  $E$  en dirección, se construye un polígono de fuerzas cerrado a escala, llevando paralelas de las mismas en ese orden.
- Con la misma escala que se midió  $W$ , se determinan las magnitudes  $F$  y  $E$ .



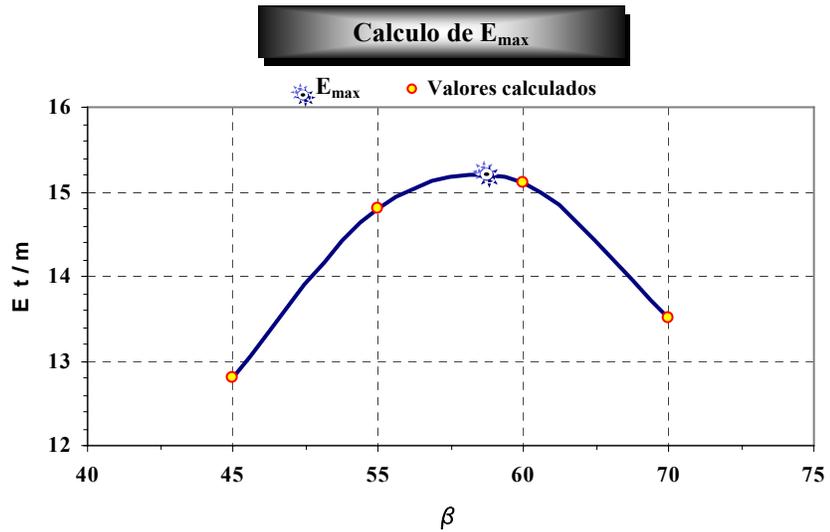
Medir  $\overline{AB}$  y  $\overline{AC}$

Peso cuña de suelo:  $W = \frac{\gamma}{2} \overline{AC} \overline{AB} \text{sen}(90 + \beta - \theta)$

Obtención F y E



Obtención  $E_{\max}$  Mínimo 4 cuñas



### 2.3.3. SOLUCIÓN ANALÍTICA.

Constantes:  $\gamma, H, \varphi, \alpha, \theta, \delta$

Cualquier valor de  $\beta$

$$\overline{AC} = \frac{H}{\cos \theta}; \overline{AB} = \frac{\overline{AB} \text{sen}(90 + \alpha - \theta)}{\text{sen}(\beta - \alpha)}$$

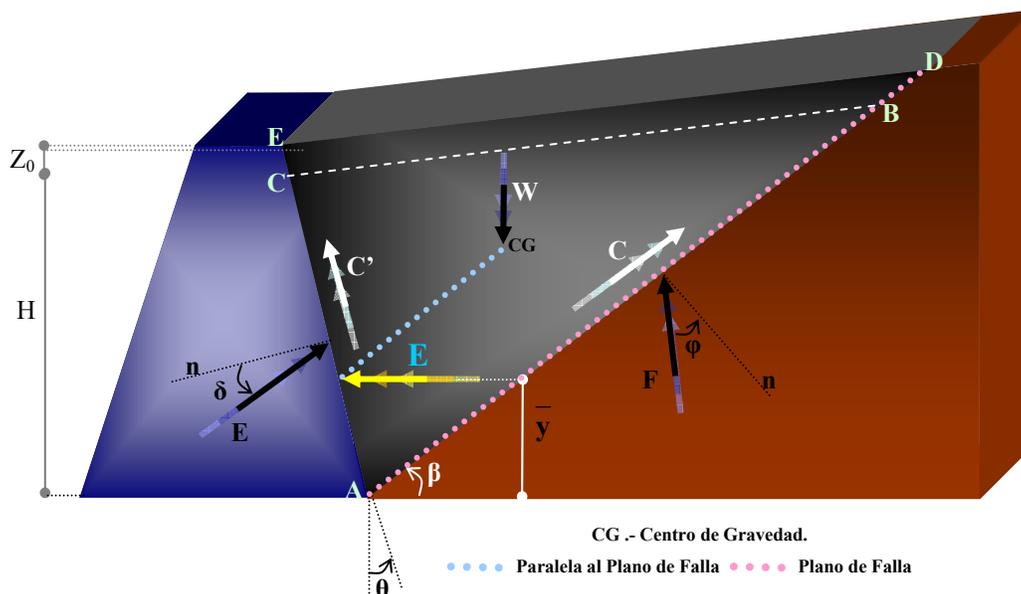
Peso cuña de suelo:  $W = \frac{\gamma}{2} \overline{AC} \overline{AB} \text{sen}(90 + \theta - \beta)$ ;  $a = \text{sen}(90 + \theta + \delta + \varphi - \beta)$

$$F = \frac{W \text{sen}(90 - \theta - \delta)}{a}; E = \frac{W \text{sen}(\beta - \varphi)}{a}$$

$$E_{\max} \text{ (Activo): } E_{\max} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \theta) \text{sen}(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

### 2.3.4. METODOLOGÍA PARA LA SOLUCIÓN GRÁFICA (SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE).

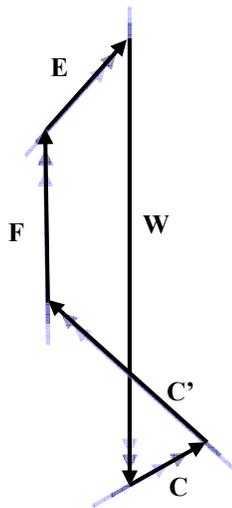
- Se dibuja el muro y relleno a escala.
- Se elige en forma arbitraria y se dibuja la cuña de suelo.
- Se determina  $Z_0$ :  $Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ .
- Se determina  $W$ :  $W = \gamma A_{\text{cuña}}$ , actuando hacia abajo en el centro de gravedad de la cuña de suelo.
- Se determina  $C$ :  $C = c\overline{AB}$ ; actuando hacia arriba a lo largo de  $\overline{AB}$ .
- Se determina  $C'$ :  $C' = c\overline{AC}$ ; actuando hacia arriba a lo largo de  $\overline{AC}$ .
- Se traza una normal a la superficie  $AB$ . Por debajo de la normal se ubica  $F$  hacia arriba con un ángulo  $\phi$ .
- A una altura de  $\frac{1}{3}H$ , se traza una normal a la superficie  $AC$ . Por debajo de la normal se ubica  $E$  hacia arriba con un ángulo  $\frac{1}{3}\phi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$ .
- Conocidos  $W$ ,  $C$  y  $C'$  en magnitud y dirección así como,  $F$  y  $E$  en dirección, se construye un polígono de fuerzas cerrado a escala llevando paralelas de las mismas en ese orden.
- Con la misma escala que se midió  $W$ ,  $C$ ,  $C'$ , se determinan las magnitudes de  $F$  y  $E$ .



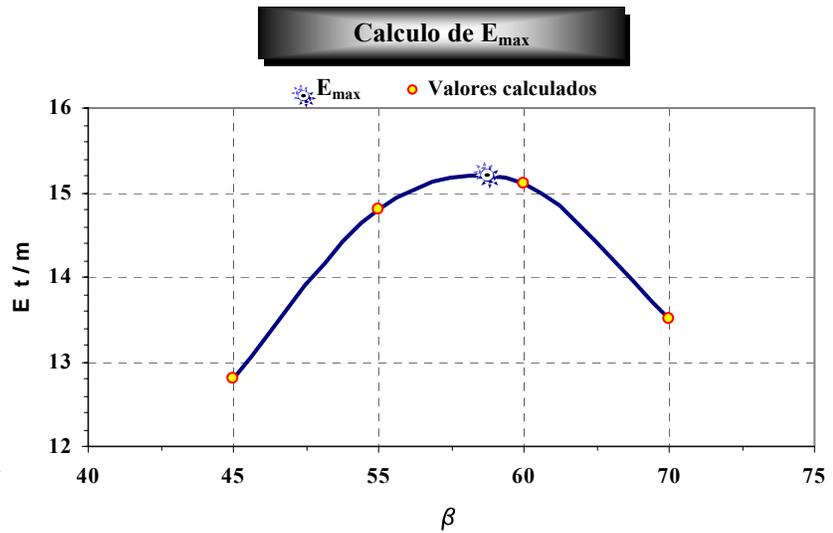
En donde:

- $W$ . Peso de la CS.
- $CS$ . Cuña de Suelo.
- $F$ . Empuje de suelo sobre la CS.
- $E$ . Empuje del suelo sobre el muro.
- $Z_0$ . Profundidad a las que se generan grietas de tensión.
- $C$ . Fuerza de Cohesión que se opone al deslizamiento entre el muro y la CS.
- $C'$ . Fuerza de cohesión que se opone al deslizamiento entre el suelo y la CS.

Obtención F y E



Obtención  $E_{max}$  Mínimo 4 cuñas

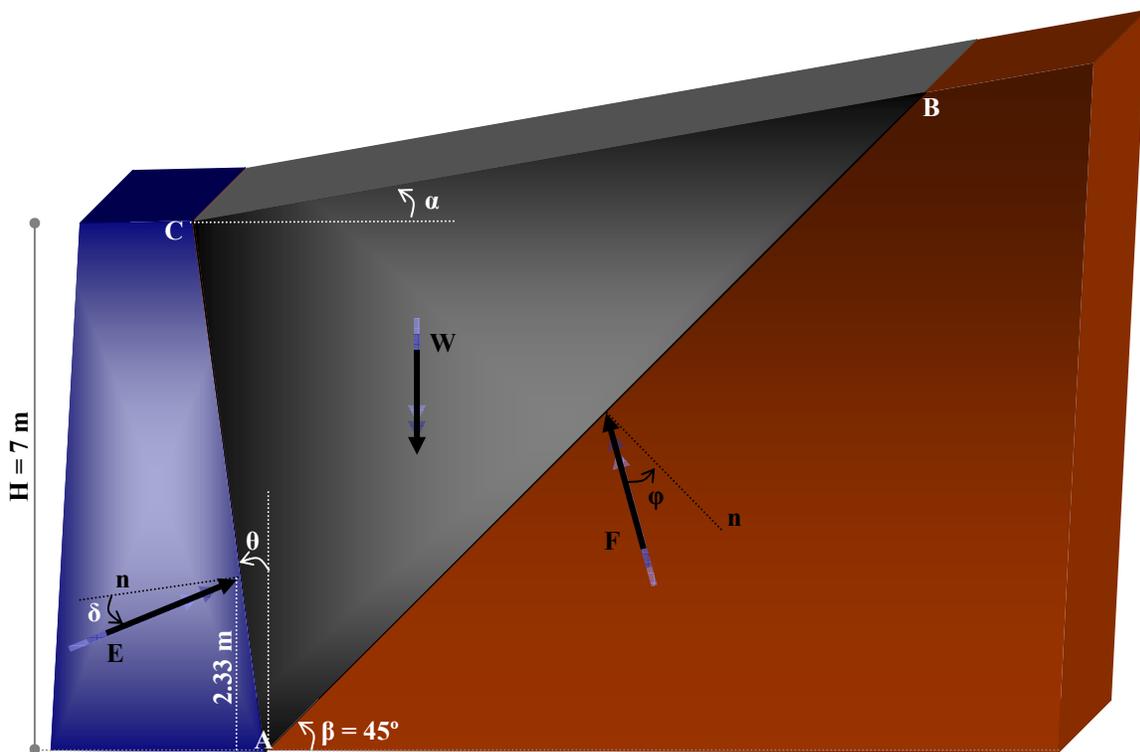


### 2.3.5. PROBLEMA RESUELTO.

#### PROBLEMA

Obtener las presiones activas, pasivas, los empujes activo y pasivo y sus puntos de aplicación para el muro y relleno que se muestran.

Datos:  $\gamma = 1.5 \frac{t}{m^3}$ ;  $H = 7$  m;  $\varphi = 30^\circ$ ;  $\alpha = 10^\circ$ ;  $\theta = 8.5$   $\delta = 1.5$ .



➔ **Solución Analítica.**

$$W = 52.64 \frac{t}{m} ; F = 48.81 \frac{t}{m} ; E = 13.78 \frac{t}{m} ; E_{max} = 15.48 \frac{t}{m}$$

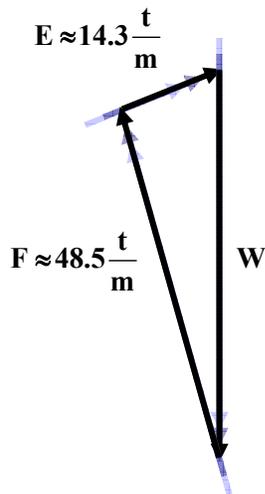
➔ **Solución Gráfica.**

$$\overline{AB} \approx 12.32 ; \overline{BC} \approx 7.02$$

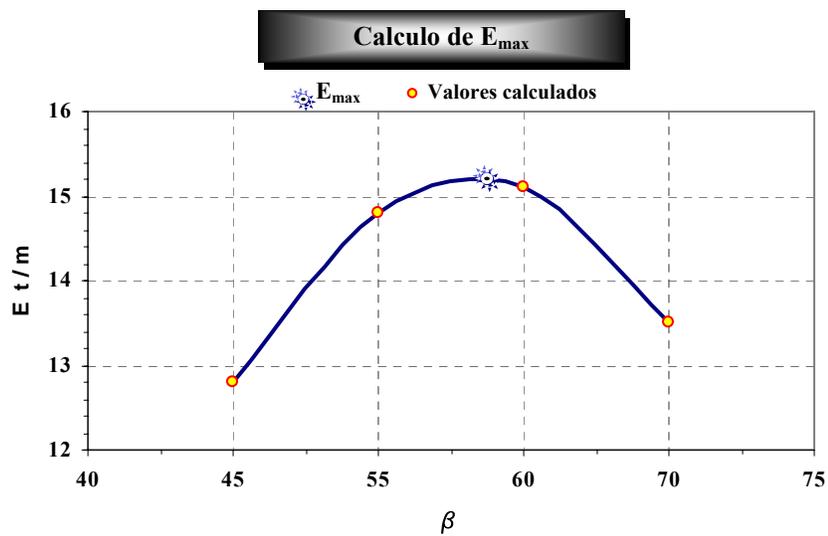
$$W \approx \frac{1.5}{2} (12.32)(7.02) \text{sen}(90 + 45 - 8.5) = 52.14 \frac{t}{m}$$

$\beta$	45	55	60	70
E	12.8	14.8	15.1	13.5

Obtención F y E



Obtención  $E_{max}$  Mínimo 4 cuñas



## 2.4 MÉTODO SEMI EMPÍRICO DE TERZAGHI

Debido a lo poco conveniente de las teorías clásicas y a la falta de otras, se han desarrollado algunos métodos empíricos y semiempíricos para la valuación de los empujes ejercidos por los rellenos de tierra contra los elementos de soporte. Terzaghi propuso un método específico que reúne buena parte de la experiencia anterior con la suya propia, y constituye quizás, el método mas seguro para la valuación de empujes contra elementos de soporte, con tal de que estos caigan dentro del campo de de aplicabilidad del método propuesto, desgraciadamente restringido a muros de escasa altura (alrededor de unos 7 metros como máximo).

### 2.4.1. TIPO DE SUELOS (TS)

El primer paso para la aplicación de este método consiste en catalogar el material de relleno en uno de los siguientes tipos

1. Suelo granular grueso sin finos.
2. Suelo granular grueso con finos limosos.
3. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidades apreciables.
4. Suelo plástico blando, limos orgánicos ó arcillas limosas.
5. Fragmentos de arcilla dura ó mediana dura, protegidas de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

TS	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4 y 5	1

**Tabla 2.4.1.1.**

En general los tipos de suelos 4 y 5 no son deseables como suelo de relleno, debiendo ser evitados siempre que sea posible; en particular el tipo 5 debe considerarse rechazable cuando haya riesgo de que pueda entrar agua a los huecos entre los fragmentos de arcilla, provocando su expansión y el correspondiente aumento de las presiones sobre el muro.

### 2.4.2. GEOMETRÍA DEL RELLENO Y CONDICIONES DE CARGA ( GR Y CC)

El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en lo que se refiere a la geometría del relleno y las condiciones de carga

- I. La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga.
- II. La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- III. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida (q).
- IV. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida (q’).

GR y CC	P
I	0
II	
III	Cq
IV	Cq'

### 2.4.3. FORMULAS.

En el caso I de las condiciones geométricas y de carga, la superficie del terraplén es plana, y por lo tanto, las componentes de los empujes verticales y horizontales se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$E_v = \frac{1}{2} K_v H^2 \qquad E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde  $E_v$  y  $E_H$ , son las componentes de los empujes horizontal y vertical que ejerce el relleno contra el muro.  $K_v$ . Coeficiente vertical.  $K_H$ . Coeficiente horizontal.

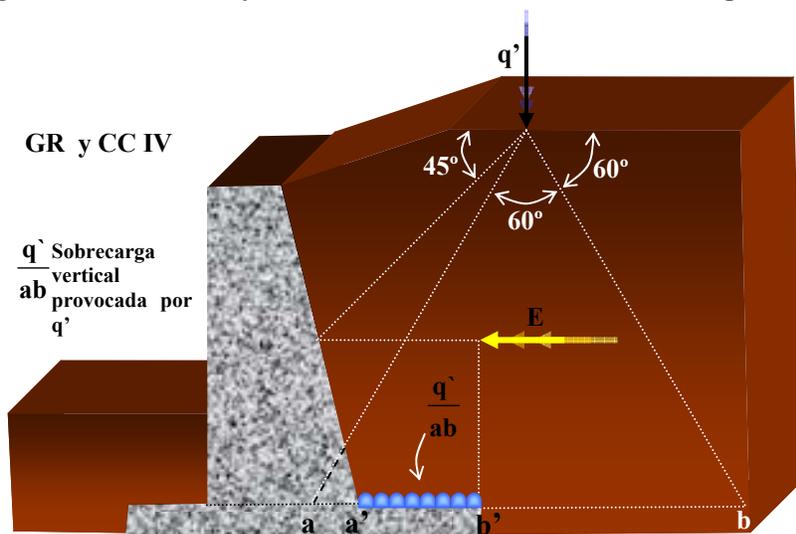
Los valores de  $K_v$  y  $K_H$  se hallan indicados en las graficas 2.4.4.1 para cada tipo de suelo en función del ángulo  $\beta$  de inclinación de la superficie del terraplén.

Cuando la superficie del terraplén es inclinada con un ángulo  $\beta$  hasta llegar a cierta altura y luego se transforma en horizontal caso II, los valores de  $K_V$  y  $K_H$  pueden obtenerse de las gráficas 2.4.4.2. Los gráficos dan los valores del empuje sobre una sección vertical  $ab$  por el pie del muro. Se considera que el punto de aplicación de la resultante se halla a un tercio de  $H$ .

Cuando la superficie del terraplén es horizontal y soporta una carga uniformemente distribuida  $q$ , caso III, el empuje unitario sobre la sección vertical  $ab$  se incrementa en forma uniforme en la cantidad  $P = Cq$  donde  $C$  es un coeficiente que depende del tipo de suelo y que viene dado en la tabla 2.4.1.1.

$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2 + P \quad E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 + P \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Si la superficie del relleno es horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona del muro y uniforme distribuida caso IV, se considera que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale:  $P = Cq'$  donde  $q'$  es el valor de la carga lineal uniforme y  $C$  se obtiene de la tabla 2.4.1.1. El punto de aplicación de  $P$  (carga concentrada equivalente) puede obtenerse con la construcción mostrada en la fig. 2.4.3.1. si al trazar la línea a  $40^\circ$  el punto de aplicación de  $P$  resulta bajo la base del muro, el efecto de  $q'$  podrá despreciarse. La carga  $q'$  produce también una presión vertical sobre la losa de cimentación del muro cuyo efecto podrá calcularse considerando una influencia a  $60^\circ$  a partir de

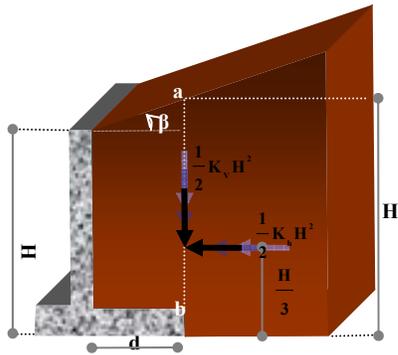


$q'$ , uniforme en todo el tramo  $ab$  y de magnitud  $q'/ab$ , considerando en los cálculos solo la parte de tal presión que afecte a la losa de cimentación ( $a'b'$ ). Los métodos arriba descritos se refieren a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre suelo y muro está dirigida hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Si el muro descansa en terreno blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical del empuje llegue a invertirse. Esto aumenta el empuje considerablemente, por lo que Terzaghi recomienda que, en este caso, los valores del empuje obtenidos en las gráficas 2.4.4.2 se incrementen a un 50%.

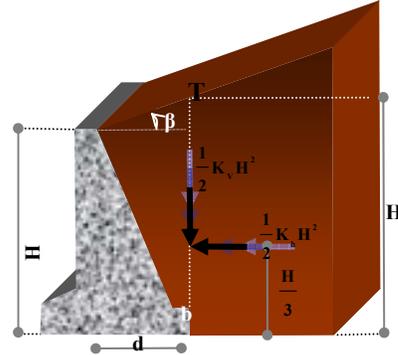
#### 2.4.4. GRÁFICAS.

Se muestran a continuación algunas gráficas que permiten obtener los valores de  $K_H$  y  $K_V$ , necesarios para la aplicación de las formulas anteriores, en función de la inclinación de la superficie del relleno y el tipo de material con que haya de trabajarse.

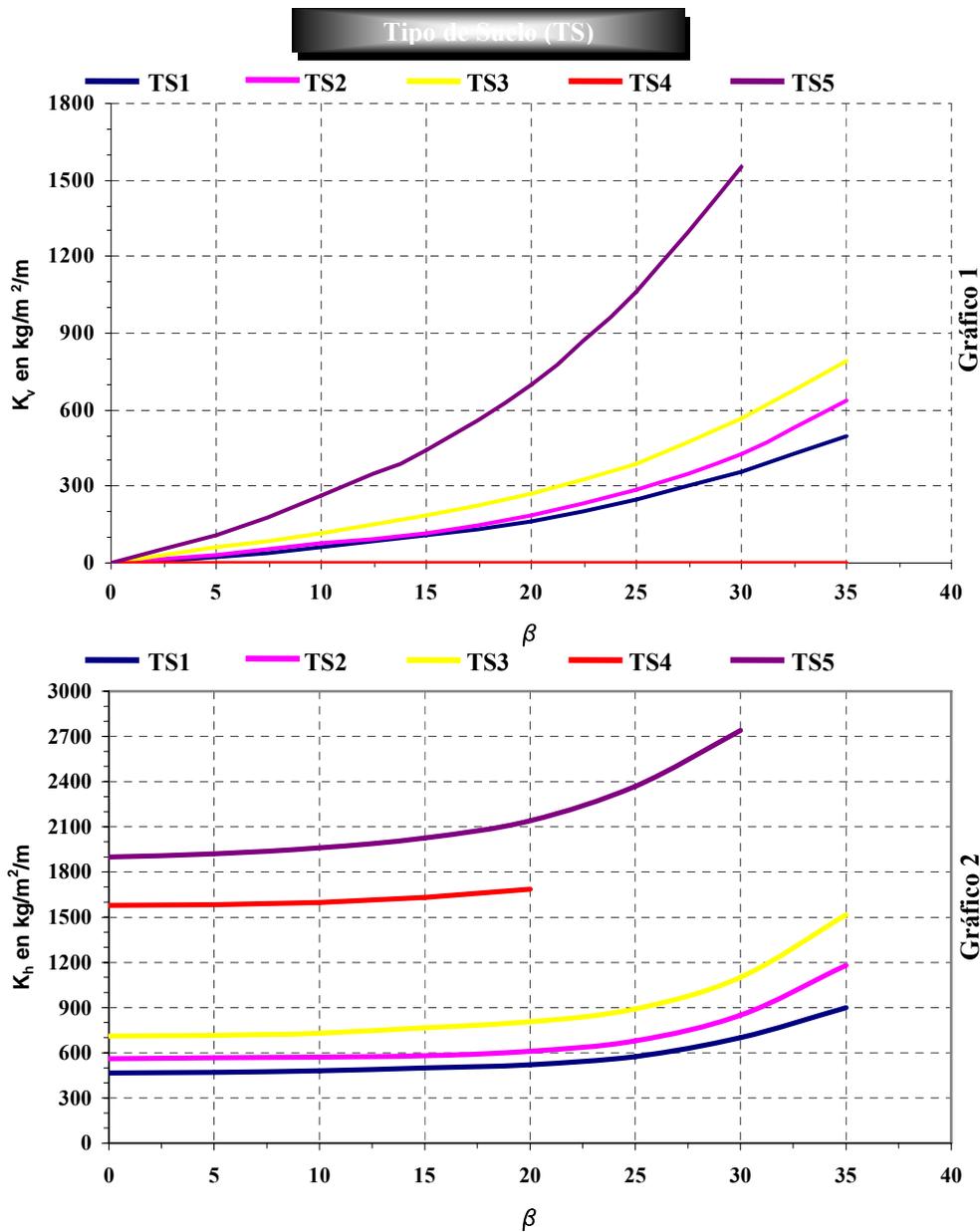
Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana.



Se utiliza el gráfico 1

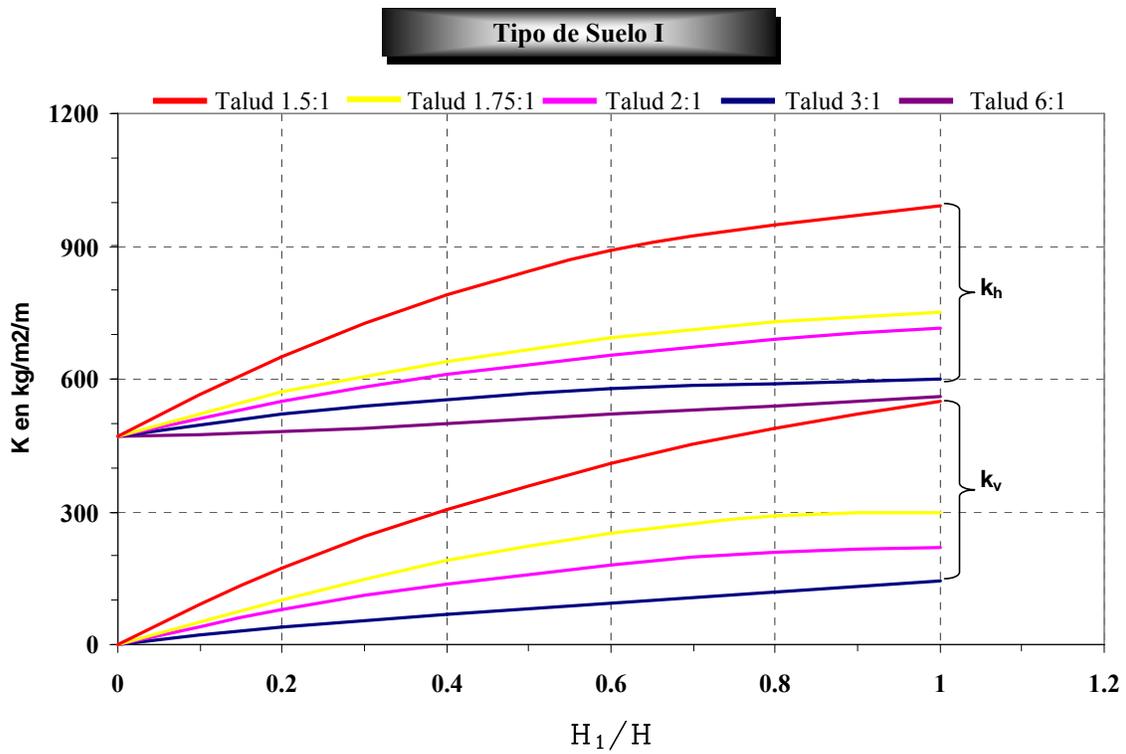
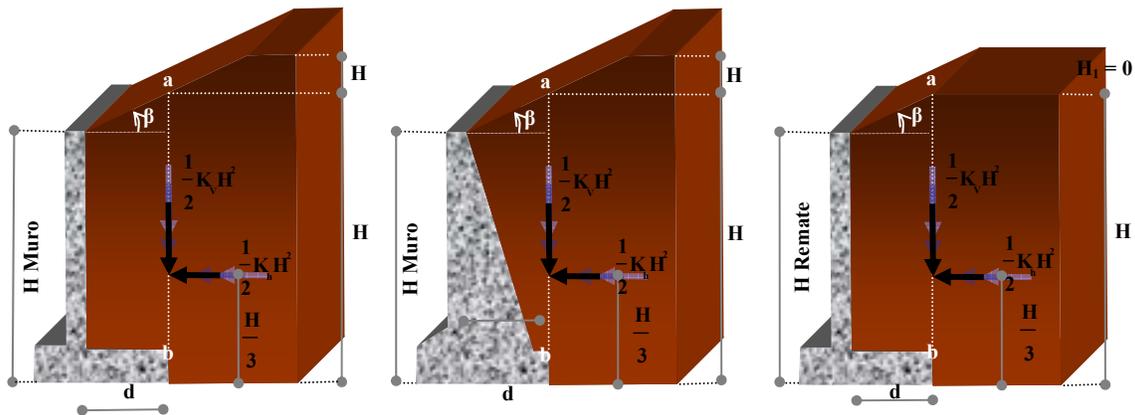


Se utiliza el gráfico 2

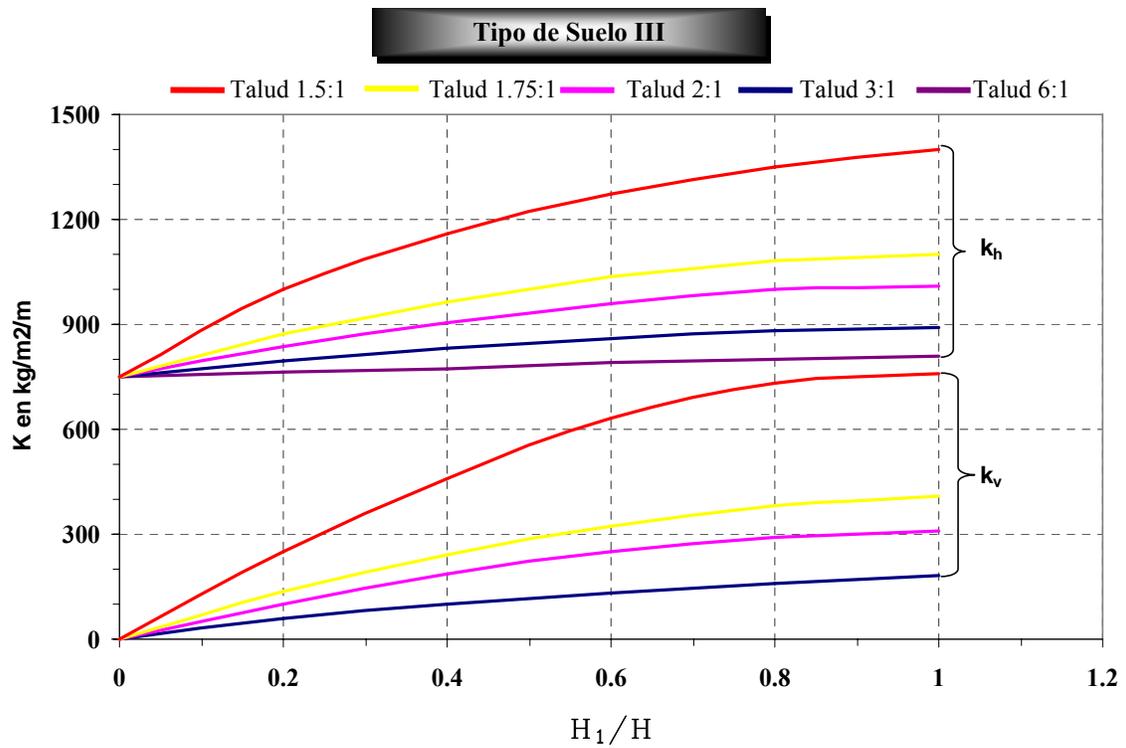
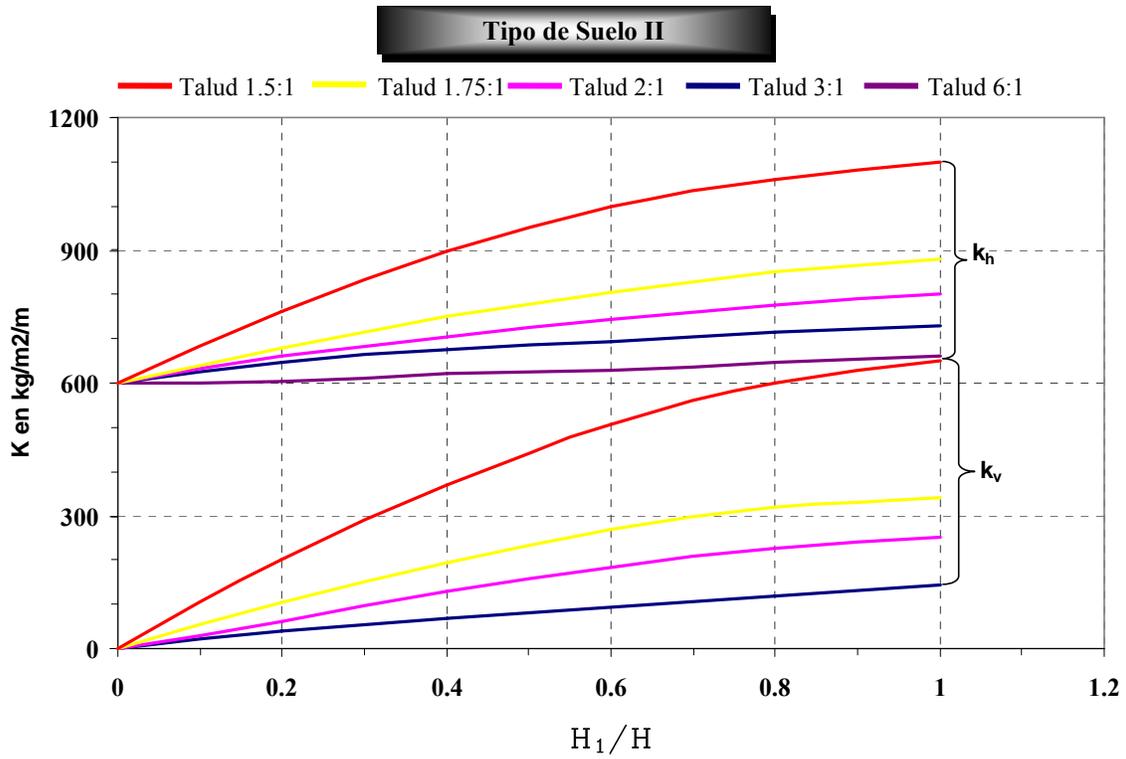


Gráficas 2.4.4.1

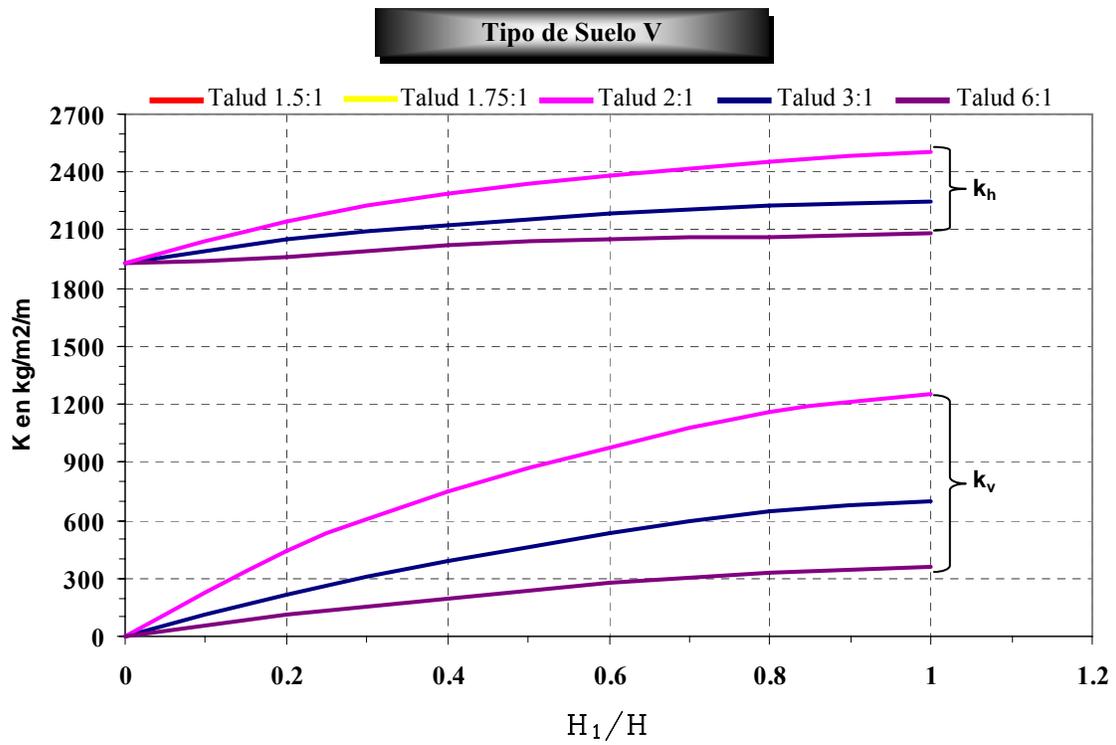
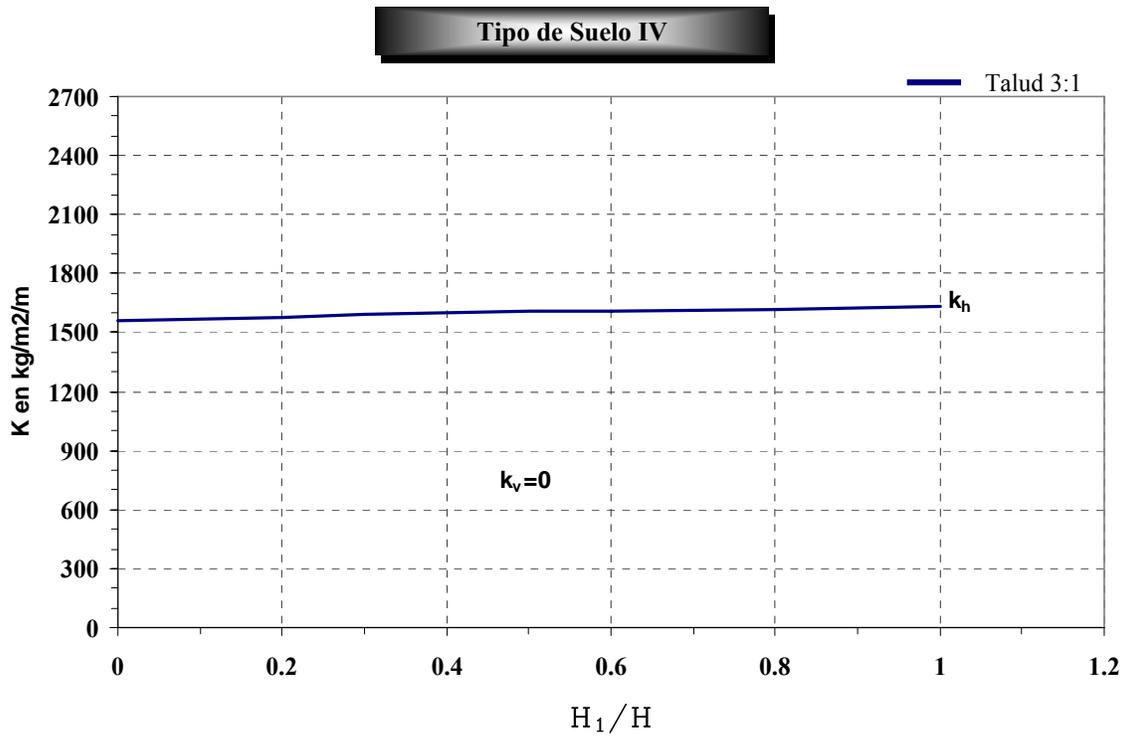
Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén con remate



Gráficas 2.4.4.2



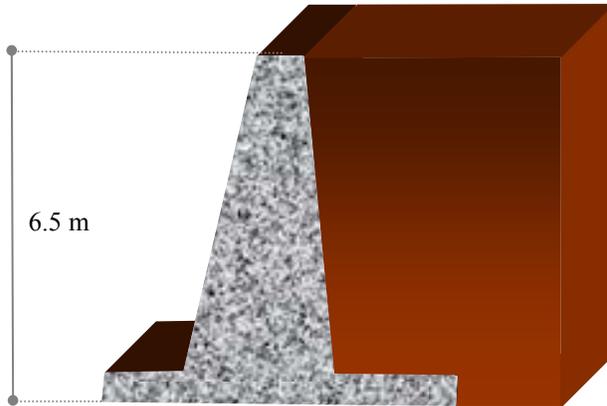
Gráficas 2.4.4.2



Gráficas 2.4.4.2

### 2.4.5. PROBLEMAS RESUELTOS

**PROBLEMA 1.** Calcular  $E_V$  y  $E_H$  en un relleno formado por una arena gruesa con limos.



Solución:

Como  
 $H = 6.5\text{m} < 7\text{m}$  el Método es Aplicable.

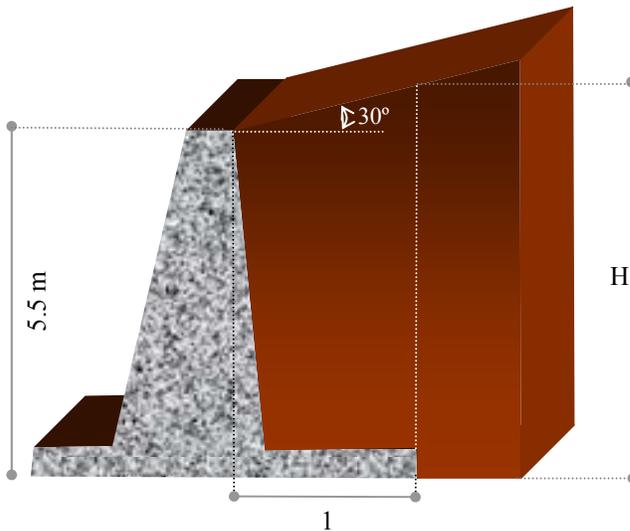
$$\left. \begin{array}{l} TS = 2 \\ GR \text{ y } CC = I \rightarrow \beta = 0^\circ \end{array} \right\} \begin{array}{l} K_V = 550 \\ K_H = 0 \end{array}$$

$$E_V = 0$$

$$E_H = \frac{1}{2}(550)(6.5)^2 = 11619 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$E_H = 11.62 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

**PROBLEMA 2.** Calcular  $E_V$  y  $E_H$  en un relleno formado por aluvión y fragmentos de roca.



Solución:

Como  
 $H_{\text{muro}} = 5.5\text{m} < 7\text{m}$  el Método es Aplicable.

$$\left. \begin{array}{l} TS = 3 \\ GR \text{ y } CC = I \rightarrow \beta = 30^\circ \end{array} \right\} \begin{array}{l} K_V = 580 \\ K_H = 1100 \end{array}$$

$$H = H_{\text{muro}} + d \tan \beta = 5.5 + 1 (\tan 30^\circ) = 6.08 \text{ m}$$

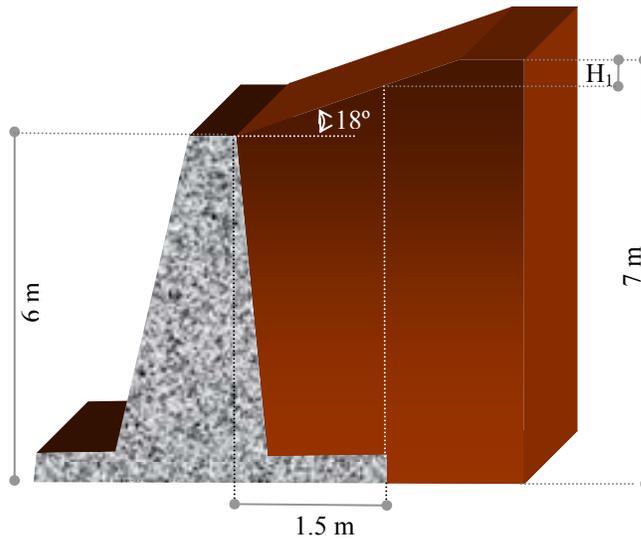
$$E_V = \frac{1}{2}(580)(6.08)^2 = 20331 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$E_V = 20.33 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$E_H = \frac{1}{2}(1100)(6.08)^2 = 10711 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$E_H = 10.71 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

**PROBLEMA 3.** Calcular  $E_V$  y  $E_H$  en un relleno formado por arenas gruesas.



Solución:

$H_{muro} = 6 \text{ m} < 7 \text{ m}$  el Método es Aplicable.

$TS = 1$  ; GR y CC = II  $\rightarrow \beta = 30^\circ \rightarrow$  Calcular

$\frac{H_1}{H}$  y  $x$ : 1

$H_1 = H_{remate} - (H_{muro} + d \tan \beta) = 7 - (6 + 1.5 \tan 18^\circ) = 0.51 \text{ m}$

$H = H_{remate} - H_1 = 7 \text{ m} - 0.51 \text{ m} = 6.49 \text{ m}$

$\frac{H_1}{H} = 0.08$  ; Talud de Relleno:

$x = \frac{1}{\tan \beta} = \frac{1}{\tan 18^\circ} = 3.08 \approx 3 \rightarrow 3 : 1$

$E_V = \frac{1}{2}(10)(6.49)^2 = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

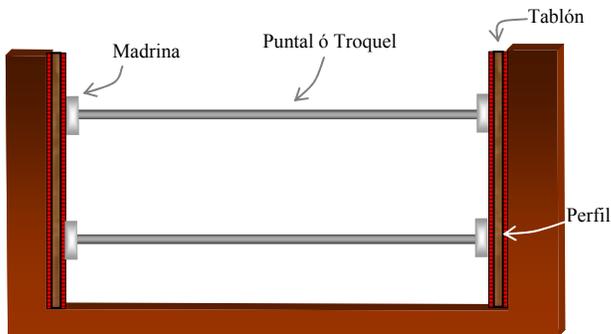
$E_V = 0.21 \frac{\text{t}}{\text{m}}$

$E_H = \frac{1}{2}(480)(6.49)^2 = 10100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

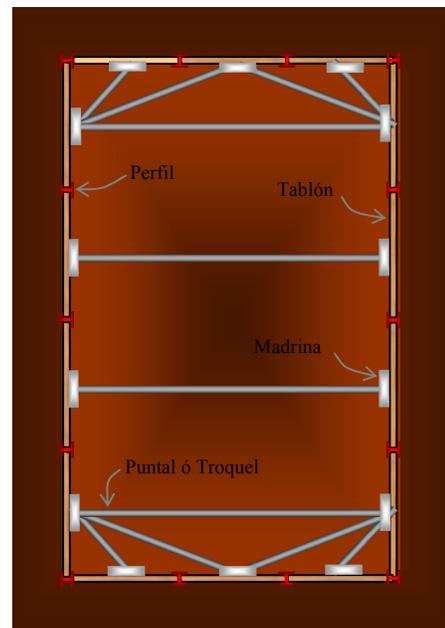
$E_H = 10.10 \frac{\text{t}}{\text{m}}$

## 2.5 ADEMES Y TABLA ESTACAS

El conjunto más elemental es el ademe, que se forma con tablones, maderas, perfiles y puntales ó troqueles, siendo los elementos más importantes estos últimos, ya que si falla uno, puede ocasionar la falla de todo el sistema.

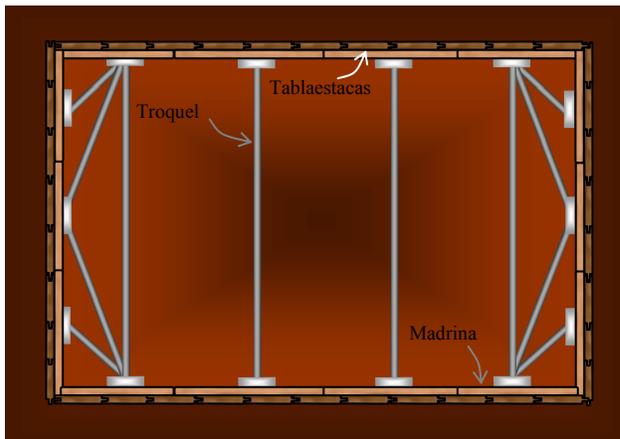


**PERFIL**



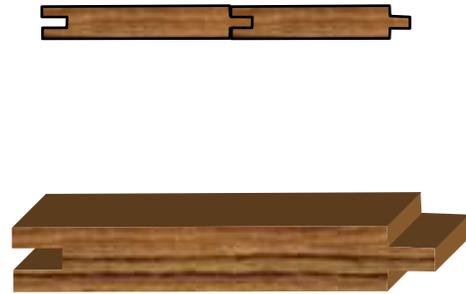
**PLANTA**

El entablado esta formado por elementos llamados tablaestacas, que pueden ser pilotes ó tableros de concreto armado así como elementos metálicos, los cuales se hincan en el perímetro de la excavación y a medida que avanza la excavación, se van colocando las mdrinas y troqueles.



PI.ANTA

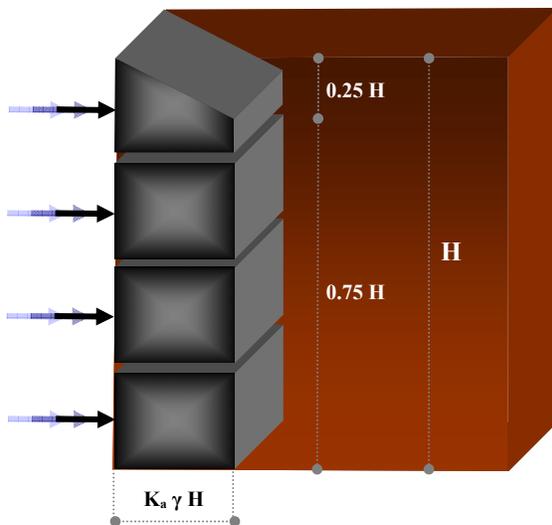
## CONEXIÓN DE TABLAESTACAS



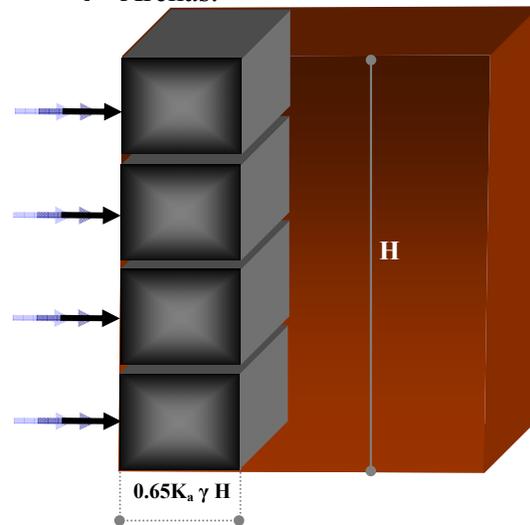
## 2.5.1 DIAGRAMAS DE PRESIONES.

Terzaghi propuso para determinar los empujes en un sistema ademado, la utilización de diagramas de presiones redistribuidas que son fruto de sus experiencias. Actualmente existen un buen número de diagramas de diferentes autores, por lo que se recomienda utilizar los que mas se apeguen a los suelos de la zona en que se va a trabajar.

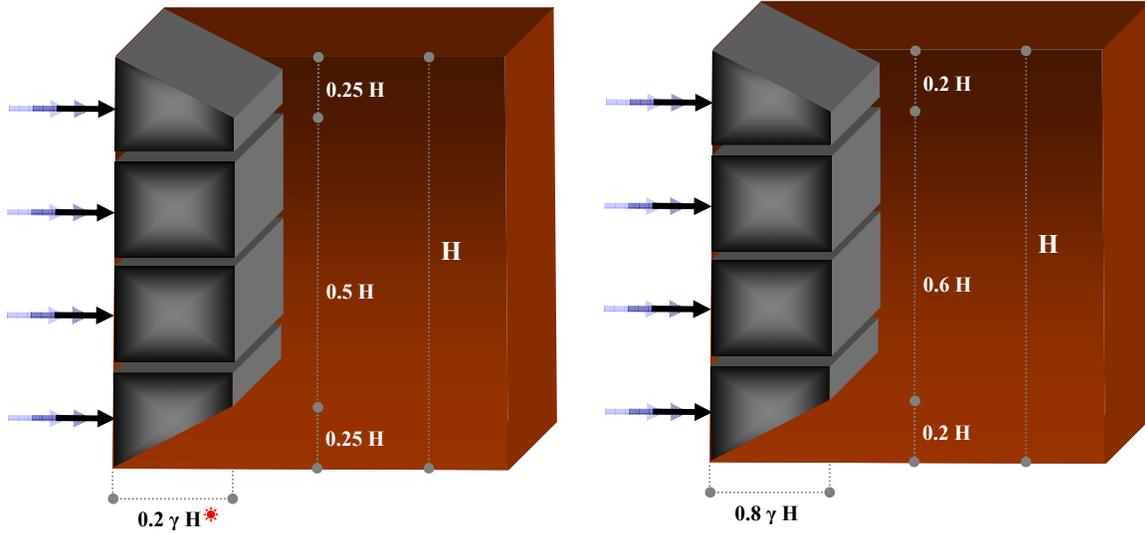
👉 Arcillas Blandas ó Medias.



👉 Arenas.



➤ Arcillas Resistentes Fisuradas.



\* Cuando el movimiento es mínimo y el periodo de construcción corto

Propuesto por Terzaghi en 1948

Únicamente para Arcillas

$$K_a = 1 - m \frac{4c}{\gamma H} ;$$

m = Factor de Reducción < 1

Aplíquese cuando  $N = \frac{\gamma H}{C_U} > 3 \text{ ó } 4$

$C_U$  = Resistencia de la Arcilla en Prueba Drenada.

➤ Nomenclatura

Puntal ó Troquel ➡

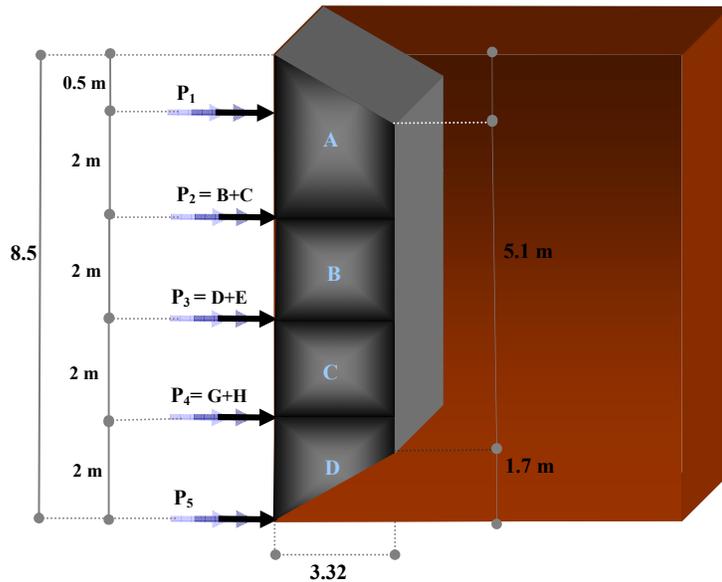


**2.5.2 PROBLEMA RESUELTO.**

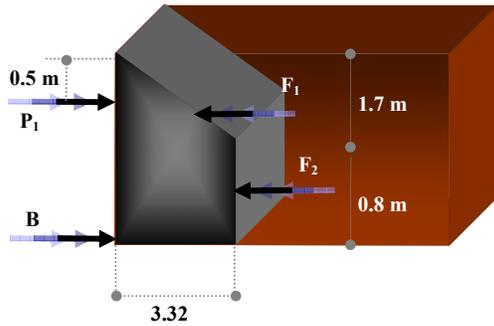
**PROBLEMA .** Calcular las cargas que actuarán en los puntales de la excavación.

Datos: Arena;  $\gamma = 1.8 \frac{t}{m^3}$ ;  $\phi = 35^\circ$

Para la solución, se utilizará el diagrama de presiones propuesta por Terzaghi en 1948.



**BLOQUE A**



$$F_1 = \frac{1}{2}(3.32)(1.7) = 2.82 ; F_2 = (3.32)(0.8) = 2.66$$

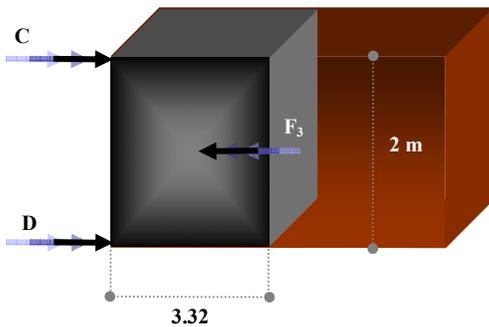
$$\sum F_x = 0 \rightarrow -2.82 - 2.66 + 2.46 + B = 0$$

$$B = 3.02$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow 2.26(0.4) + 2.82(1.37) - P_1(2) = 0$$

$$P_1 = 2.46$$

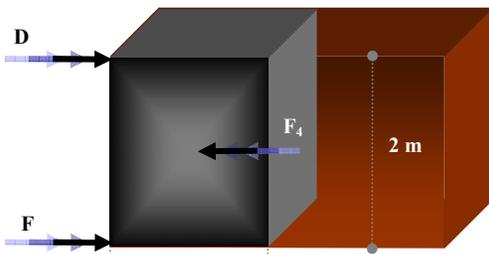
**BLOQUE B**



$$F_3 = (3.32)(2) = 6.64$$

$$C = D = \frac{6.64}{2} = 3.32$$

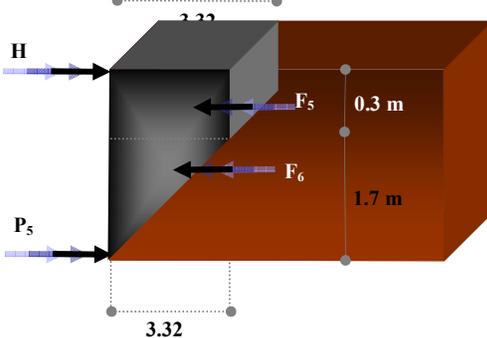
**BLOQUE C**



$$F_4 = (3.32)(2) = 6.64$$

$$E = G = \frac{6.64}{2} = 3.32$$

**BLOQUE D**



$$F_5 = (3.32)(0.3) = 0.99 ; F_6 = \frac{1}{2}(3.32)(1.7) = 2.82$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow -0.99 - 2.82 + 1.3 + H = 0$$

$$H = 2.51$$

$$\sum M_H = 0 \rightarrow (-0.99)(0.15) - 2.82(0.87) + P_2(2) = 0$$

$$P_2 = 1.3$$

$$P_1 = 2.46 ; P_2 = 3.02 + 3.32 = 6.64 ; P_3 = 3.32 + 3.32 = 6.64 ; P_4 = 3.32 + 2.51 = 5.83 ; P_5 = 1.3$$

## CAPITULO 3 ANALISIS DE TALUDES

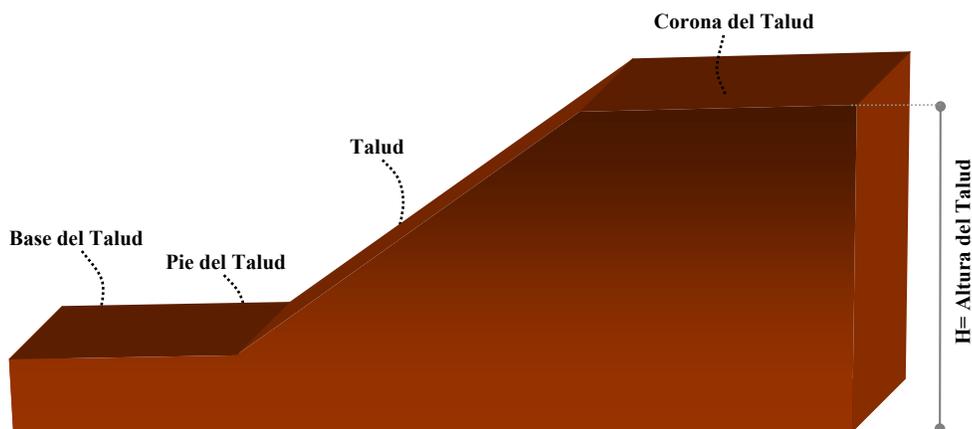
### 3.1 ANTECEDENTES

Se comprende como talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en obra de ingeniería. Desde este punto de vista los taludes se dividen en:

TIPO DE TALUD	CREACIÓN	EJEMPLOS
Natural	Naturaleza	Laderas de Cerros
Artificial	Hombre	Cortinas de Presas, Canales, Rellenos, en Terracerías, en excavaciones.

Todos los taludes tienen una tendencia inherente a degradarse a una forma más estable (en última instancia, a una superficie horizontal) y, la inestabilidad equivale a la tendencia a moverse y la falla es el movimiento real de masas. Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad y la infiltración, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y el propio suelo. El movimiento de las masas puede darse como resultado de una falla al corte o a lo largo de cierta superficie interna, ó bien cuando una disminución general del esfuerzo efectivo entre las partículas causa una licuación total o parcial. Existe gran variedad de tipos de movimiento (fallas) de las cuales se tratará mas adelante.

Las partes fundamentales en un talud se muestran en la siguiente figura:



Los tipos de falla mas frecuentes que se pueden presentar en taludes son cinco; los cuales se mencionan a continuación:

**1. Por Deslizamiento Superficial.**

- *Característica:* Movimientos de pequeños volúmenes superficiales del talud por falta de confinamiento del material.
- *Causante:* Fenómenos geológicos.
- *Análisis:* No existen.

**2. Por Erosión.**

- *Característica:* Similar a la falla por Deslizamiento Superficial.
- *Causante:* Intemperismo: viento, agua, etc.
- *Análisis:* Solo se toman medidas preventivas.

**3. Por Licuación.**

- *Característica:* Perdida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- *Causante:* Talud formado por arenas finas, arcillas sensitivas, agua y efecto dinámico (sismo).
- *Análisis:* Hay que eludir la zona.

**4. Por Falta de Capacidad del Suelo.**

- *Característica:* Agrietamientos, Asentamientos por no proporcionar la capacidad de soporte.
- *Causante:* Falta de capacidad del suelo.
- *Análisis:* Se realizan trabajos de mejoramiento del suelo.

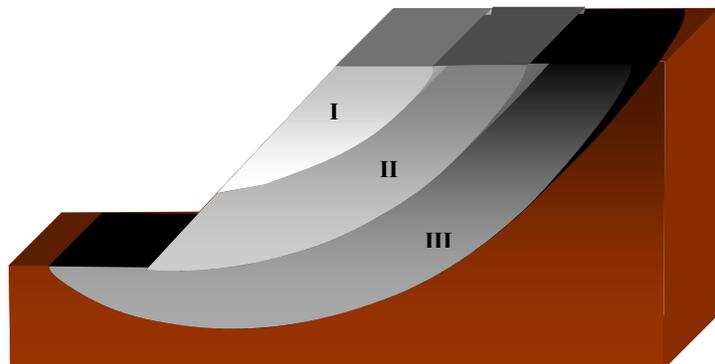
**5. Por Movimiento del Cuerpo del Talud.**

Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, estos fenómenos reciben el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de estos existen dos tipos:

• **Por Rotación.**

Las fallas rotacionales pueden ocurrir por tres zonas, llamándose la falla según en la zona que pase:

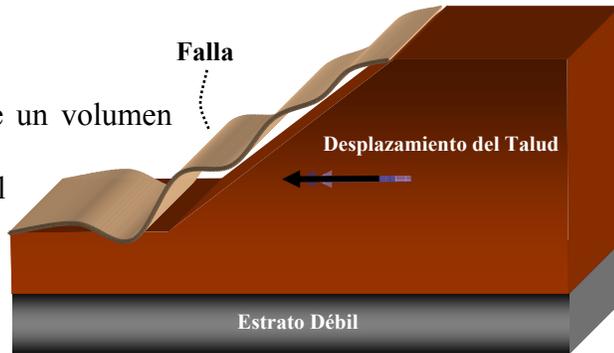
FALLA	
<b>I</b>	Falla por el cuerpo del Talud ó Local.
<b>II</b>	Falla por el pie del Talud.
<b>III</b>	Falla por la Base del Talud



- *Característica:* Movilización de grandes masas de suelo a lo largo de la superficie de falla que es de tipo cilíndrica. Representada en un plano bidimensional como un arco de circunferencia. La falla puede ocurrir en 3 zonas, llamándose la falla según la zona en que suceda.
- *Causante:* Movimientos bruscos que afectan considerablemente a la masa de suelo.
- *Análisis:* Método Sueco.

• **Por Traslación.**

- *Característica:* Desplazamiento de un volumen grande de suelo.
- *Causante:* Estrato de suelo débil cercano a la base del talud, formado por arcillas blandas ó arenas sueltas.
- *Análisis:* Método de Falla Traslacional.

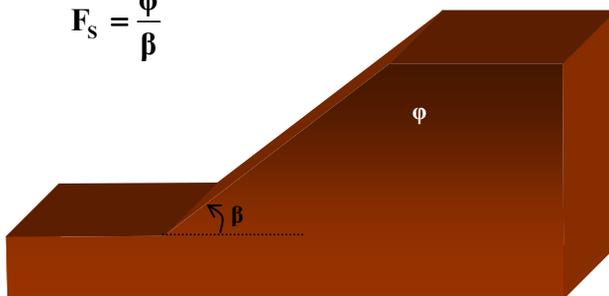


### 3.2 TALUDES FORMADOS POR SUELOS FRICCIONANTES.

La estabilidad de un talud con su suelo de cimentación, construido con un suelo friccionante, tal como una arena, es consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual para garantizar la estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena. Por lo tanto la condición limite de estabilidad es simplemente:  $\beta = \phi$

Para garantizar estabilidad en taludes formados por este tipo de suelo se deberá cumplir lo siguiente:

$$F_s = \frac{\phi}{\beta}$$



- Si  $F_s \geq F_{s_d}$  ∴ El Talud es Estable
- Si  $F_s < F_{s_d}$  ∴ El Talud es Inestable.

Si el Factor de seguridad ( $F_s$ ) del talud analizado es mayor que el factor de seguridad de diseño ( $F_{s_d}$ ), el talud es estable. De lo contrario si el Factor de seguridad ( $F_s$ ) del talud analizado es menor que el factor de seguridad de diseño ( $F_{s_d}$ ), el talud es inestable.

### 3.3 TALUDES FORMADOS POR SUELOS COHESIVOS.

El análisis de estabilidad de un talud formado por suelos cohesivos, se realiza poniendo una superficie de falla de tipo circular y determinando el factor de seguridad que le corresponde a esa superficie de falla. Como no se sabe en realidad por donde podrá fallar el talud, se analizan algunas superficies de falla, unas que pasen por el cuerpo del talud, otras por el pie del talud y otras por la base del talud.

Todos los Factores de seguridad ( $F_S$ ) de las superficies de falla analizados deben ser mayores a los factores de seguridad de diseño ( $F_{Sd}$ ). Para admitir al talud bastara que uno de los  $F_S$  sea menor al  $F_{Sd}$  para que dicho Talud no sea aceptado.

En los suelos cohesivos las grietas de tensión tienden a formarse cerca de la parte superior del talud a medida que se desarrolla la falla.

El factor que impide el desplazamiento del talud es la resistencia del suelo cuya propiedad más representativa es la cohesión.

#### 3.3.2. METODO SUECO

Se comprenden los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla de rotación, en los que se considera que la superficie de falla es de tipo circular, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelos, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. En el caso de un talud con suelo de cimentación cohesivo en el cual la resistencia al esfuerzo cortante es:  $s = c$ , el procedimiento será:

1. Se dibuja el talud a escala y se propone una superficie de falla de forma circular.
2. Se divide el área definida en segmentos que se muestran en la figura 3.3.1.1.
3. Se miden las dimensiones de  $B_i$  y  $H_i$  de cada figura resultante.
4. Se calcula el área de cada una de las figuras, según forma de cada una de ellas.
5. Se obtiene el peso de cada figura  $W_i = \gamma A_i$ .
6. Se mide el brazo de palanca de cada figura, de su centroide respectivo al Centro de Momentos (CM), aplicando el signo apropiado según dicha área se oponga o no al movimiento del Talud.
7. Se obtienen los momentos de cada figura:  $W_i = \gamma D_i$  y el Momento motor:  
 $M_m = \Sigma M_i$
8. Se calcula el Momento resistente como sigue:  $L = \frac{\Pi R \alpha}{180}$ ;  $F_r = cL$ ;  $M_r = F_r R$ .
9. Finalmente se obtiene el Factor de Seguridad:  $FS = \frac{M_r}{M_m}$  para ese círculo de fricción.
10. Para considerar el Talud estable, los factores de seguridad de cada círculo de falla deberán ser mayor al factor de seguridad de diseño ( $FS_d$ ).
11. Se procede a elaborar una tabla con el siguiente encabezado.

# FIGURA	B <sub>o</sub>	H <sub>o</sub>	AREA= A <sub>o</sub>	W <sub>o</sub> = γA <sub>o</sub>	D <sub>o</sub>	M <sub>o</sub> = W <sub>o</sub> D <sub>o</sub>
----------	----------------	----------------	----------------------	----------------------------------	----------------	--

### 3.3.2. SOLUCION GRAFICA

Se supone un arco de circunferencia de centro en O y radio R (fig 3.3.2.1). La masa del talud que se movilizará puede considerarse como las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de la tierra, son el peso del área ABCDA, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O, en la que no se consideran sobrecargas será:  $M_m = Wd$  que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, o sea:  $M_R = cLR$  es el momento de esas fuerzas respecto a un eje rotacional normal. (Momento resistente).

El factor de seguridad se puede considerar 1.5 como un valor de  $F_S$  factible con la estabilidad, por lo tanto el  $F_S$  se calcula como:

$$F_S = \frac{M_R}{M_m} \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor a 1.5, antes de dar al talud por seguro.

Con base en la figura 3.3.2.1. se muestra una área de falla la cual se dividió en 9 segmentos.

**R-** radio del círculo. **β-** Angulo del Talud. **α-** Angulo del sector del círculo de falla.

**θ-** Angulo entre el eje normal y el radio del círculo de falla.

**H<sub>1</sub>-** Altura del centro del círculo de falla. **H<sub>2</sub>-** Altura del talud.

**a-** Distancia horizontal a partir del pie del talud al eje normal O del Círculo de Falla.

**e-** Distancia horizontal de la corona al eje normal O del Círculo de Falla.

**b-** Distancia vertical del pie del Talud al cuadrante del círculo.

**x-** Distancia horizontal del centro del Círculo de falla a la línea vertical que divide al área 8 y 9.

**f-** Distancia horizontal del centro del Círculo da Falla a la intersección del mismo con la corona.

**g-** Distancia horizontal del centro del Círculo de Falla a la intersección del mismo con la base del Talud.

**d-** Distancia vertical de la base del Talud a la intersección del Talud con la vertical que pasa por el centro del Círculo de Falla.

DATOS:  $\gamma$  ;  $c$  ;  $R$  ;  $\alpha$  ;  $H_1$  ;  $H_2$  ;  $\beta$  ;  $a$  ;  $b$ .

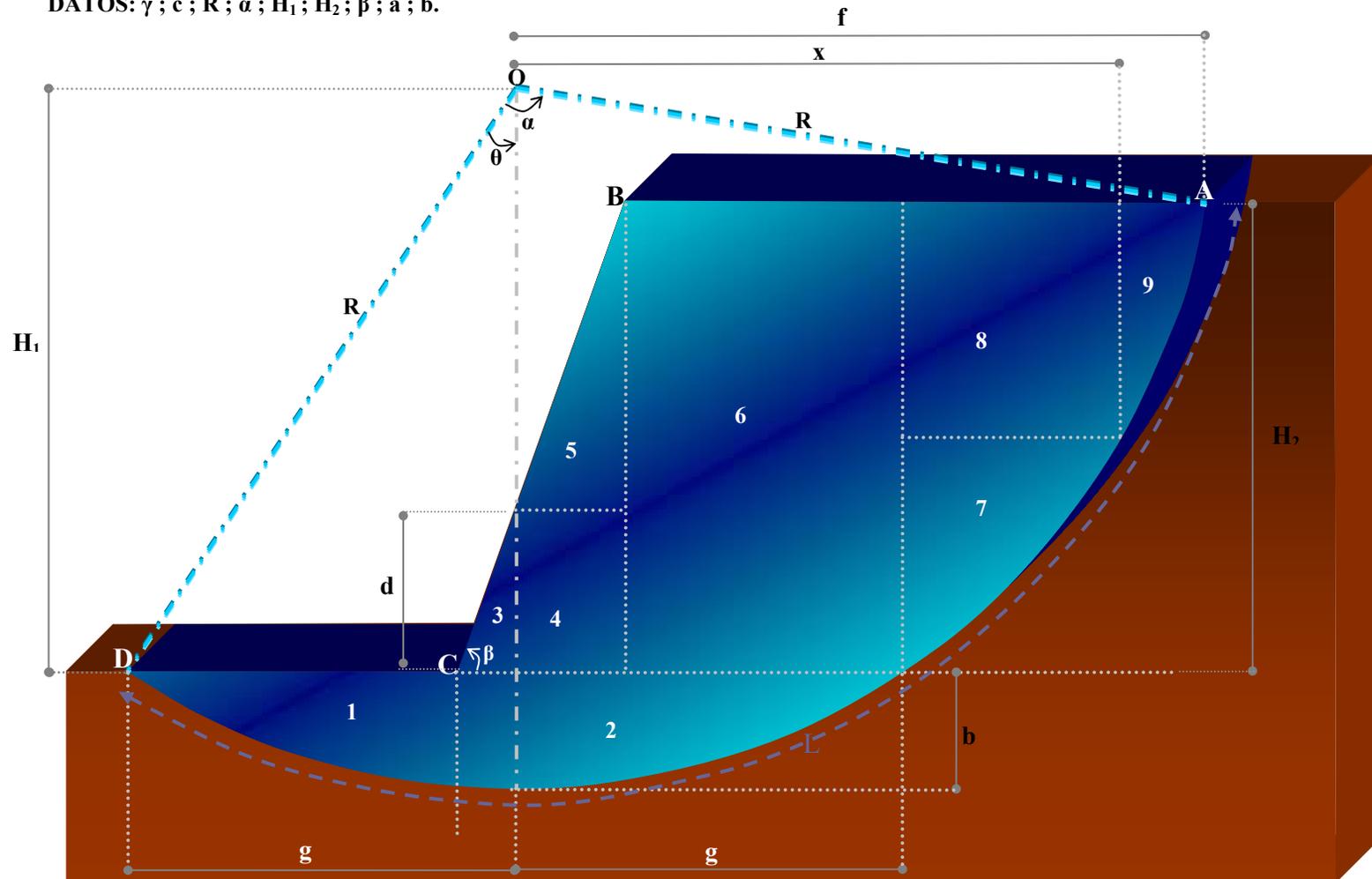


FIGURA 3.3.2.1

### 3.3.3. SOLUCION ANALITICA

Para estar seguros de la solución gráfica podemos verificarla a través de ciertas ecuaciones, las cuales son validas si se cumplen las siguientes condiciones:

- El centro del círculo de falla debe localizarse horizontalmente entre el pie y la corona del talud.
- El círculo de falla debe contener al pie y la corona del talud.

Las ecuaciones son las siguientes:

$$\theta = \cos^{-1} \frac{H_1}{R} \quad ; \quad g = R \operatorname{sen} \theta \quad ; \quad d = a \tan \beta$$

$$e = \frac{H_2 - d}{\tan \beta} \quad ; \quad f = R \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \quad ; \quad x = \sqrt{R^2 - \left(\frac{H_2}{2} - H_1\right)^2}$$

En donde:

**$\theta$** - Angulo entre el eje normal y el radio del círculo de falla.

**$g$** - Distancia horizontal del centro del Círculo de Falla a la intersección del mismo con la base del Talud.

**$d$** - Distancia vertical de la base del Talud a la intersección del Talud con la vertical que pasa por el centro del Círculo de Falla.

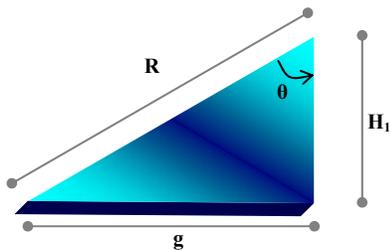
**$e$** - Distancia horizontal de la corona al eje normal O del Círculo de Falla.

**$f$** - Distancia horizontal del centro del Círculo da Falla a la intersección del mismo con la corona.

**$x$** - Distancia horizontal del centro del Círculo de falla a la línea vertical que divide al área 8 y 9.

Las ecuaciones anteriores se dedujeron a partir de la figura 3.3.2.1 para saber las distancias tanto horizontales como verticales, pues son indispensables para sacar las áreas de cada figura referente al círculo de falla. Como ya se dijo anteriormente se dividió el área de falla en 9 segmentos.

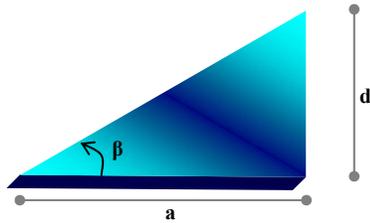
#### • Obtención de $\theta$ y $g$ .



$$\cos \theta = \frac{H_1}{R} \quad \rightarrow \quad \theta = \cos^{-1} \frac{H_1}{R}$$

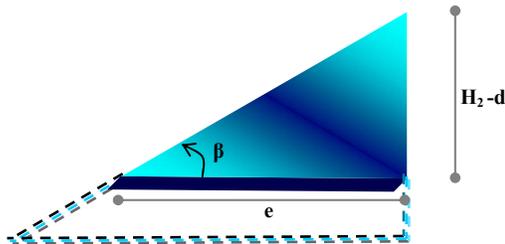
$$\operatorname{sen} \theta = \frac{g}{R} \quad \rightarrow \quad g = R \operatorname{sen} \theta$$

• Obtención de d.



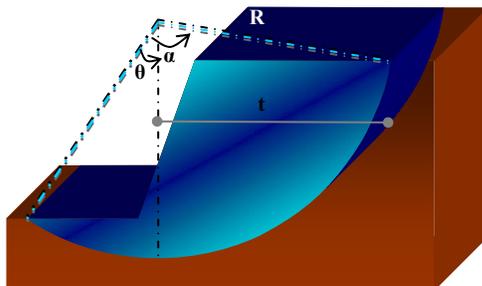
$$\tan \beta = \frac{d}{a} \rightarrow d = a \tan \beta$$

• Obtención de e.



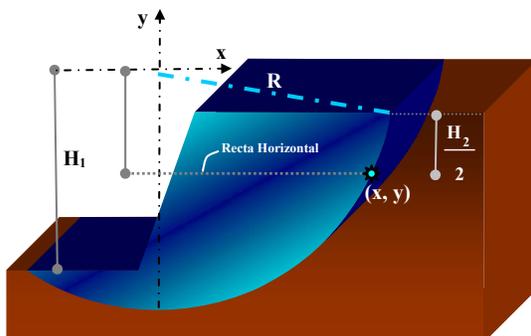
$$\tan \beta = \frac{H_2 - d}{e} \rightarrow e = \frac{H_2 - d}{\tan \beta}$$

• Obtención de f.



$$\sin(\alpha - \theta) = \frac{f}{R} \rightarrow f = R \sin(\alpha - \theta)$$

• Obtención de x.



Ecuación Circunferencia con Centro en el Origen

$$x^2 + y^2 = R^2 \rightarrow 1$$

Ecuación de Recta Horizontal  $y = -\left(H_1 - H_2 - \frac{H_2}{2}\right)$

$$\rightarrow y = \frac{H_2}{2} - H_1 \rightarrow 2$$

Sustituyendo 2 en 1  $\rightarrow x^2 + \left[\frac{H_2}{2} - H_1\right]^2 = R^2$

Despejando x  $\rightarrow x = \sqrt{R^2 - \left(\frac{H_2}{2} - H_1\right)^2}$

Después se procede a realizar la siguiente tabla

# AREA	B	H	AREA	W	D	M
1*	c	b	$\frac{BH}{2}$		$-\frac{c}{3}$	
2*	c	b	$\frac{BH}{2}$		$\frac{c}{3}$	
3	a	d	$\frac{BH}{2}$		$-\frac{a}{3}$	
4	e	d	BH		$\frac{e}{2}$	
5	e	$H_2 - d$	$\frac{BH}{2}$		$\frac{2}{3}e$	
6	c-e	$H_2$	BH		$\frac{1}{2}(e+c)$	
7*	x-c	$\frac{H_2}{2}$	$\frac{BH}{2}$		$\frac{1}{3}(2c+x)$	
8	x-c	$\frac{H_2}{2}$	BH		$\frac{1}{2}(c+x)$	
9*	f-x	$\frac{H_2}{2}$	$\frac{BH}{2}$		$\frac{1}{3}(2x+f)$	

$$M_m = \sum M_i$$

$$L = \frac{\pi R \alpha}{180} \quad ; \quad F_r = cL \quad ; \quad M_r = F_r R \quad ; \quad FS = \frac{M_r}{M_m}$$

**Nota 1:** En  $W_i$  y  $M_i$  hay que aplicar las formulas respectivas para cada figura.

\* **Nota 2:** Obsérvese que las figuras 1, 2, 7 y 9 se consideran como triángulos al obtener sus áreas correspondientes, cuando en realidad son secciones de círculo.



# AREA	B	H	AREA	W	D	M
1	6.7	2	6.7	9.38	-2.23	-20.92
2	6.55	2	6.55	9.17	.218	20
3	1	2.8	1.4	1.96	-0.33	-0.65
4	1.9	2.8	5.32	7.45	0.95	7.08
5	1.9	5.2	4.94	6.92	1.27	8.78
6	4.65	8	37.2	52.1	4.23	220.3
7	3.8	4	7.6	10.64	7.82	83.2
8	3.8	4	15.2	21.28	8.45	179.82
9	1.4	4	2.8	3.92	10.82	42.41
<b>Mm = 540.02</b>						

$$L = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{\pi(12)(114)}{180} = 23.88$$

$$F_r = cL = 1.5(23.88) = 35.81$$

$$M_r = F_r R = (35.81)(12) = 429.77$$

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{429.77}{540.02} = 0.8 \rightarrow 0.8 < 1.5 \rightarrow \text{El Talud no es Estable.}$$

### 3.4 TALUDES FORMADOS POR SUELOS COHESIVOS -FRICCIONANTES.

Se sitúan aquellos suelos que después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo.

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más expedito sea el de las dovelas debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

#### 3.4.1. METODO DE LAS DOVELAS

En este procedimiento, el suelo arriba de la superficie de deslizamiento se divide en varias dovelas verticales paralelas. La estabilidad de cada dovela se calcula separadamente. Esta es una técnica versátil en la que la no homogeneidad de los suelos y la presión del

agua de poro se toma en consideración, también toma en cuenta el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.

El método de las dovelas es similar en algunos puntos al método sueco para suelos cohesivos ya que primero se dibuja el talud que se va a analizar a escala y se plantea una superficie de falla

1. Se dibuja el talud a escala y se propone una superficie de falla.
2. Se divide el área definida por la superficie de falla en dovelas.
3. Se efectúa un análisis de las fuerzas que actúan en cada dovela, determinándose los Momentos motores ( $M_m$ ) y Momentos resistentes ( $M_r$ ).
4. Se determina el Factor de Seguridad (FS) para la superficie propuesta  $FS = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_m}$ .
5. El proceso se repite para otras superficies de falla, que pasen por la base del talud, que pasen por el pie del talud y por último que pasen por el cuerpo del talud.
6. Para considerar el talud estable, los factores de seguridad de cada superficie de falla propuesta deberá ser mayor al factor de seguridad de diseño ( $FS_d$ ).

El análisis por estabilidad usando este método se explica con referencia a la figura 3.4.1.1 en donde AC es un arco de círculo que representa la superficie de falla de prueba.

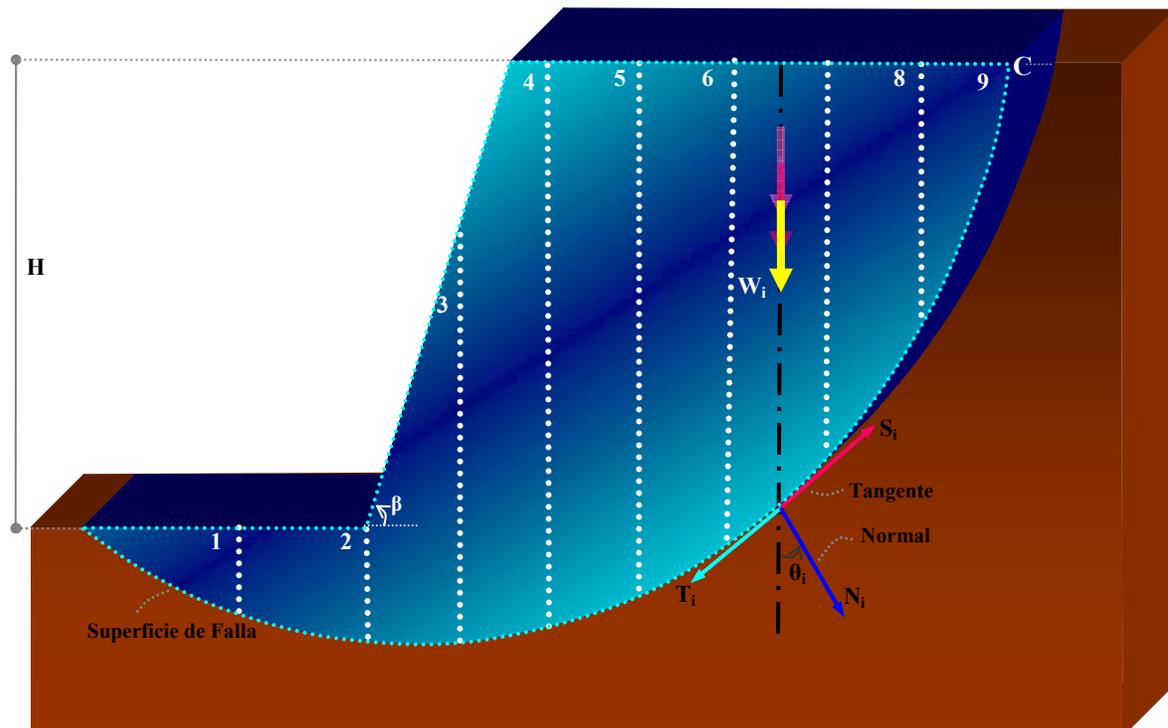


FIGURA 3.4.1.1

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la figura 3.4.1.2.  $W_i$  es el peso de la dovela. Las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  son las reacciones normal y tangencial del

suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ . Las dovelas adyacentes a la dovela bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y por las tangenciales  $T_1$  y  $T_2$ .

En el procedimiento se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  se contrarresta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas  $T_1$  y  $T_2$ , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .

El cociente  $N_i/\Delta L_i$ , se considera una aproximación a  $\sigma_i$  presión normal actuante en el arco  $\Delta L_i$  que se considera constante en esa longitud. Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse a la ley de resistencia del esfuerzo cortante que se haya obtenido y determinar el valor de  $S_i$ , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco  $\Delta L_i$ .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como  $M_m = R \sum T_i$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante  $S_i$ , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:  $M_r = R \sum (\Delta L_i S_i)$

Calculados el momento resistente y el motor pueden definirse un factor de seguridad que vale:  $F_s = \frac{M_r}{M_m}$

que vale:  $F_s = \frac{M_r}{M_m}$

En donde:

$\theta_i$ . Angulo con la vertical y la normal.

$A_i$ . Área de la dovela.

$\Delta L_i$ . Longitud tangente de la dovela.

$W_i$ . Peso de la dovela.  $W_i = \gamma A_i$ .

$T_i$ . Fuerza Tangente (componente de  $W_i$ ).  $T_i = |W_i \text{ sen } \theta_i|$

$N_i$ . Fuerza Normal (componente de  $W_i$ ).  $N_i = W_i \text{ cos } \theta_i$

$S_i$ . Resistencia al Esfuerzo cortante  $S_i = c + \frac{N_i}{\Delta L_i} \tan \phi$

$M_m$ . Momento Motor debido al peso de las dovelas  $M_m = R \sum T_i$ .

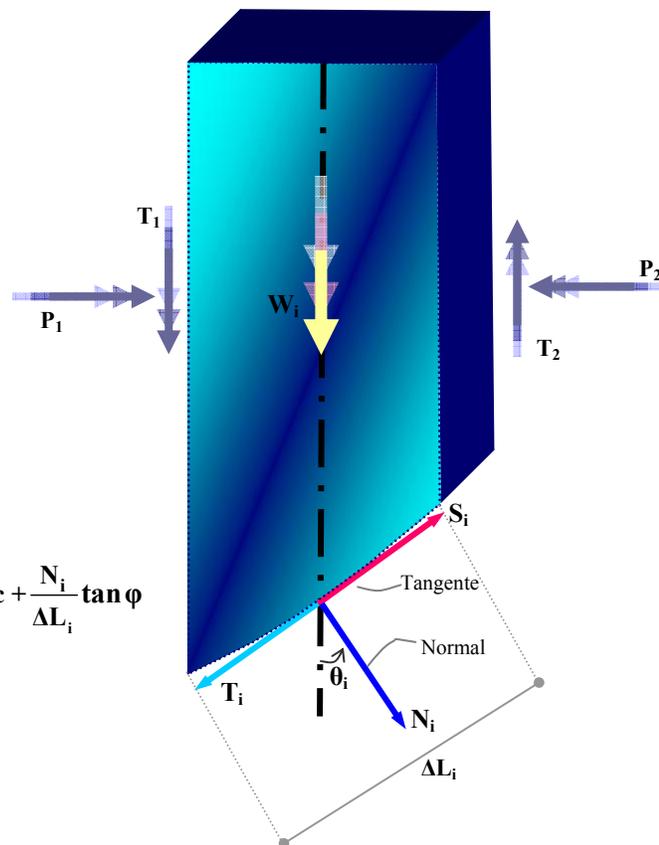


FIGURA 3.4.1.2

$M_r$ . Momento Resistente debido a  $S_i$  en la superficie de deslizamiento  $M_r = R \sum (\Delta L_i S_i)$ .

$F_s$ . Factor de Seguridad de la Superficie de Falla  $F_s = \frac{M_r}{M_m}$ .

Comúnmente se elabora una tabla con el siguiente encabezado.

# DOVELA	$A_i$	$W_i$	$\theta_i$	$N_i$	$T_i$	$\Delta L_i$	$S_i$	$\Delta L_i S_i$
					$\Sigma T_i$			
					<hr/>			
						$\Sigma \Delta L_i S_i$		
						<hr/>		

## CAPITULO 4 CAPACIDAD DE CARGA

### 4.1 TIPO DE CIMENTACIONES

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura.

Dependiendo de la estructura y suelo encontrados se usan varios tipos de cimentaciones la figura 4.1.1.1 y 4.1.1.2 muestran los tipos mas comunes. Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande de suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctica, en tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre una losa de concreto, denominada losa de cimentación. Las cimentaciones con pilotes y pilas se usan para estructuras mas pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga de la estructura a los estratos inferiores del suelo. En el caso de pilas, se hace un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto.

Para que una cimentación funcione apropiadamente deberá cumplir lo siguiente:

- Cumplir con la capacidad de carga demandada.
- Generar deformaciones dentro de las permisibles.
- Debe de cumplir con una económica aceptable.

#### 4.1.1 Superficial.

Las cimentaciones superficiales son aquellas cuya profundidad de apoyo es menor que la anchura. Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales, y se dividen en:

- Zapatas Aisladas.
- Zapatas Corridas:
  - En una dirección.
  - En dos direcciones.
- Losas de Cimentación.



## 4.2 TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

La carga admisible en una cimentación viene siendo aquella que puede ser aplicada sin producir deformaciones en la estructura soportada, teniendo además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

La capacidad de carga a la falla ó última  $q_c$  es la resistencia al esfuerzo cortante antes de fallar, ante las presiones generadas por el sistema de cimentación. La capacidad de carga de diseño ( $q_d$ ) es la capacidad de carga a la falla ó ultima ( $q_c$ ) que es afectada por un factor

de seguridad (FS) o reducción (FR).o sea  $FS = \frac{q_c}{q_d}$  ó  $q_d = q_c FR$

En el comportamiento de las cimentaciones, se ha comprobado que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones.

- Falla General.

La falla por corte general se caracteriza por la presencia, dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continua que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno como se puede observar (fig 4.2.1). La falla por corte general es usualmente súbita y catastrófica y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, la misma ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado. La falla se da en forma inmediata y catastrófica. Este modo de falla se asocia con suelos de alta resistencia como pueden ser arenas compactas y arcillas duras. Ahora bien consideremos dicha cimentación, que esta apoyada sobre un suelo friccionante o cohesivo como se muestra en la figura 4.2.1, con un ancho  $B$ . Si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentara. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación  $q$  junto con el asentamiento de la cimentación se muestra en la figura 4.2.1. En un cierto punto, cuando la carga unitaria es igual a  $q_u$ , tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria  $q_u$  se le denomina *capacidad última de carga de la cimentación*. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama *falla por cortante general*.

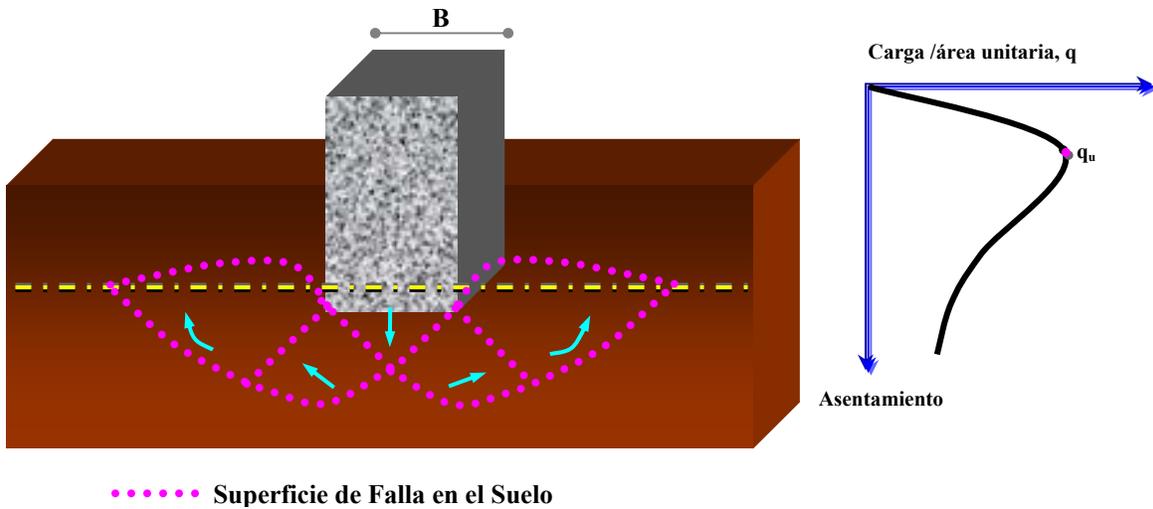


FIGURA 4.2.1

● Falla por Punzonamiento.

Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella como se muestra (fig 4.2.2.) La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación. En este caso la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Este tipo de falla en el suelo se denomina *falla de cortante por punzonamiento*. Se presenta en suelos de pésima resistencia y al ocurrir la falla el cimienta sufre hundimientos fuertes.

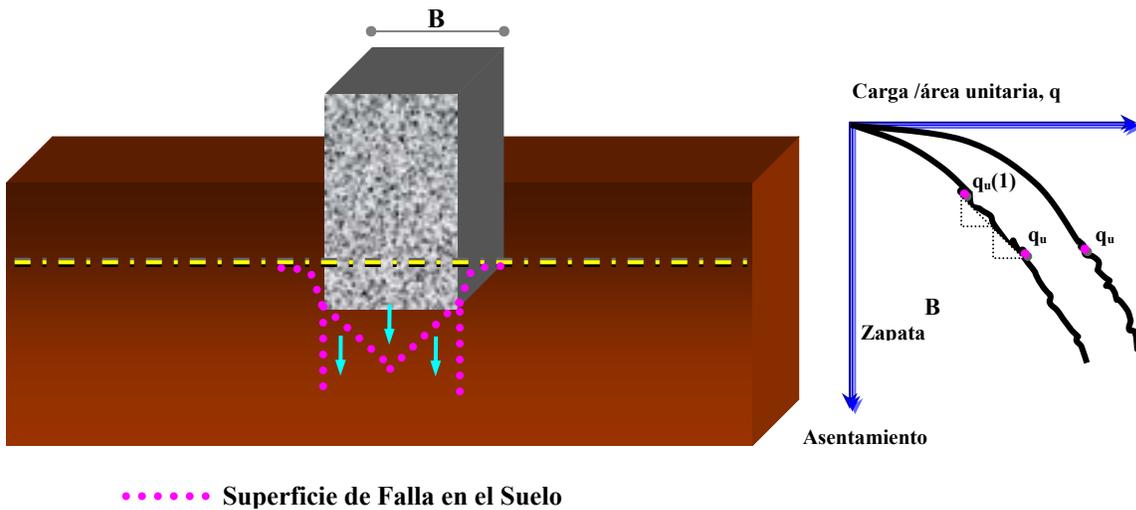


FIGURA 4.2.2

- Falla Local.

Se presenta en suelos de resistencia media a baja, al ocurrir la falla el cimiento experimenta un hundimiento.

La falla por corte local representa una transición entre la falla general y la falla por punzonamiento pues tiene características tanto del tipo de falla general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufo del suelo a los lados de la cimentación y además la compresión debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa de suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

Si la cimentación descansa sobre una superficie de una arena o suelo arcilloso (fig 4.2.3) un incremento de la carga sobre la cimentación también estará acompañada por un aumento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas punteadas  $\cdots$  en la figura. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a  $q_{u(1)}$ , el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno (líneas discontinuas  $- - -$ ). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la capacidad de carga última  $q_u$ . Mas allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación  $q_{u(1)}$ , se llama *capacidad de carga primera de falla* y a este tipo de falla se denomina *falla por cortante local* en el suelo.

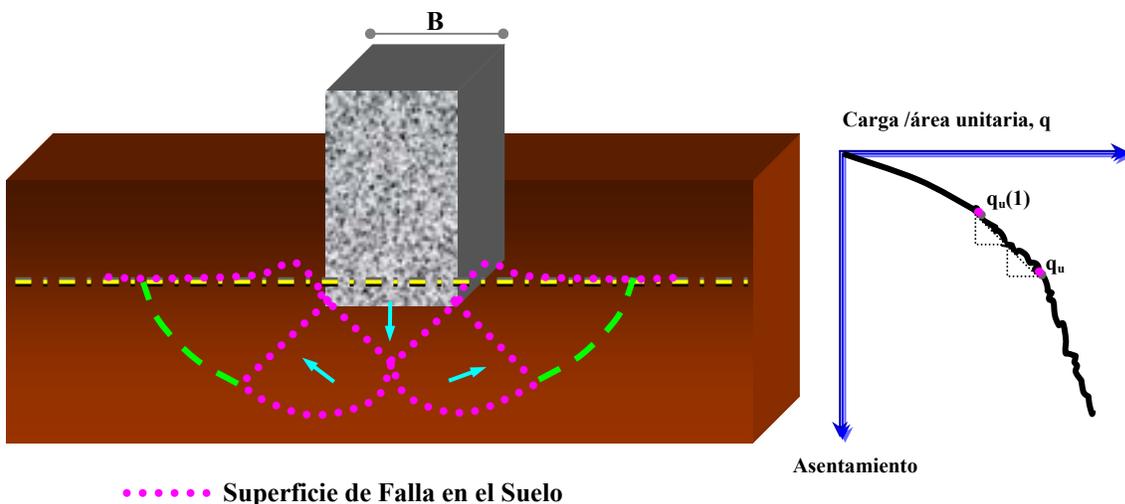


FIGURA 4.2.3

Frecuentemente se utilizan los siguientes límites para identificar las fallas.

FALLA		
SUELO	LOCAL	GENERAL
Cohesivo ó Cohesivo-Friccionante	$q_u = 2c \leq 5 \frac{t}{m^2}$	$q_u = 2c > 5 \frac{t}{m^2}$
Friccionante	$\phi \leq 30^\circ$	$\phi > 30^\circ$

#### 4.2.1 Teoría de Terzaghi.

Terzaghi fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, dicha teoría dice que una cimentación es superficial si la profundidad  $D_f$  (profundidad de desplante) de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma.

Para elaborar esta teoría, Terzaghi se baso en las siguientes consideraciones:

- Considero un cimiento superficial ( $D_f \leq B$ ), es decir la profundidad de desplante debe ser menor o igual que el ancho del cimiento.
- Cimiento Largo (corrido)
- Suelo con cohesión y fricción
- Falla General

Para el instante de falla Terzaghi presento la ecuación siguiente que sirve para determinar la capacidad de carga última de una cimentación corrida o continua para falla por corte general:  $q_c = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$

En donde:

$\gamma_1$ - Peso volumétrico del suelo arriba del nivel de desplante.

$\gamma_2$ - Peso volumétrico del suelo debajo del nivel de desplante.

$D_f$ - Profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno.

$B$ - Ancho del cimiento.

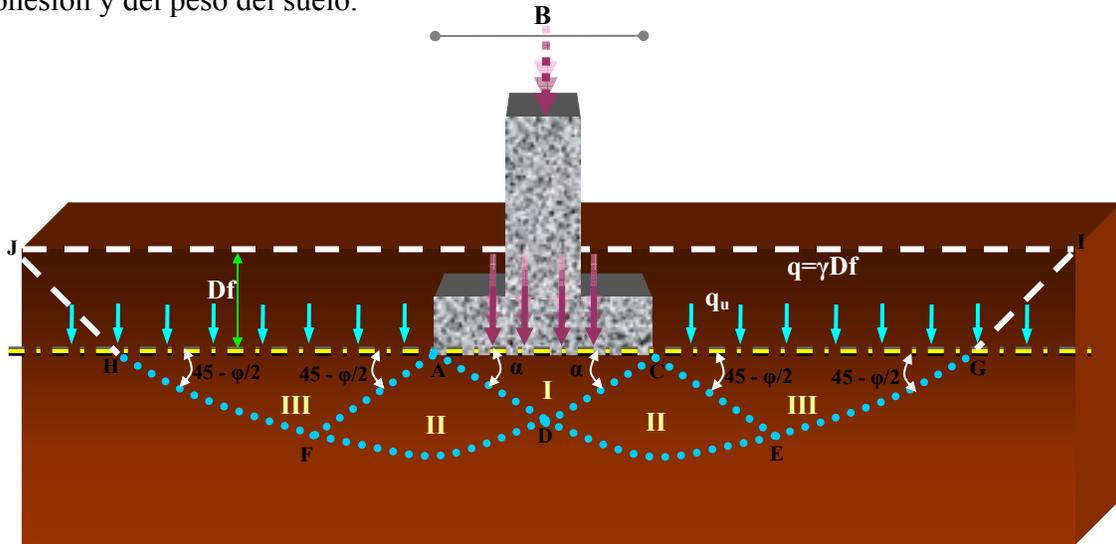
$N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a:

$N_c$ -Cohesión;  $N_q$ - Sobrecarga;  $N_\gamma$ - Peso del suelo.

La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga (fig 4.2.1.1):

La zona I es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona 1 lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación. La zona II denominada zona de corte radial, es una zona de falla y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento en la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso

del material de la misma. La resistencia de la zona III variara con el tamaño de ella, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior CDE de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

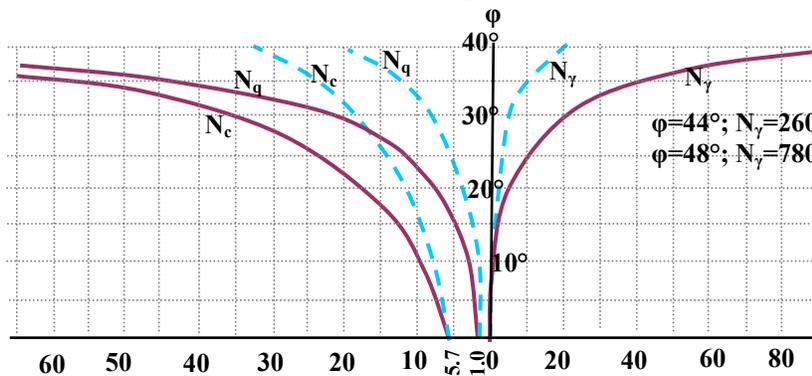


**FIGURA 4.2.1.1**  
 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo cimentación rígida continua  
 Suelo  $\rightarrow$  Peso Específico:  $\gamma$  ; Cohesión:  $c$  ; Angulo de Fricción:  $\phi$

La ecuación  $q_c$  anterior es fundamental en la teoría dada de una cimentación continua y poco profunda (profundidad de desplante igual o menor que el ancho de la cimentación) cuando se trate de falla por corte general. Para el caso de falla local y punzonamiento Terzaghi corrigió su fórmula de falla por cortante general así:

$$q_c = \frac{2}{3} N_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la gráfica 4.2.1.2 y los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , para falla por corte local se emplean las curvas punteadas recordando que el valor de la cohesión para este tipo de falla se va afectar por una constante por lo tanto el valor de  $c = \frac{2}{3}c$ , cohesión del suelo.



**Gráfica 4.2.1.2**

Los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ . también se pueden obtener analíticamente y se emplean las siguientes fórmulas

<b>FALLA GENERAL</b>				
<b>TEORÍA</b>	<b>AUTOR DE FORMULAS</b>	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
<b>Terzaghi (1943)</b>	$N_q \rightarrow$ Reissner (1924)	$N_q = \frac{e^{\frac{\pi}{180}(270-\varphi)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)}$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi}$	$N_\gamma = (N_q + 1) \tan\varphi$
	$N_c \rightarrow$ Prandtl (1921)			
	$N_q \rightarrow$ Kumbhojkav (1923)			
		$\varphi=0^\circ \rightarrow 1$	$\varphi=0^\circ \rightarrow 5.7$	$\varphi=0^\circ \rightarrow 0$

**Tabla 4.2.1.3**

Para obtener  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para la Falla Local hay que sustituir  $\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\varphi\right)$

Si  $\varphi = 0^\circ$  entonces el valor de  $N_q = 1$ ;  $N_c = 5.7$  y  $N_\gamma = 0$

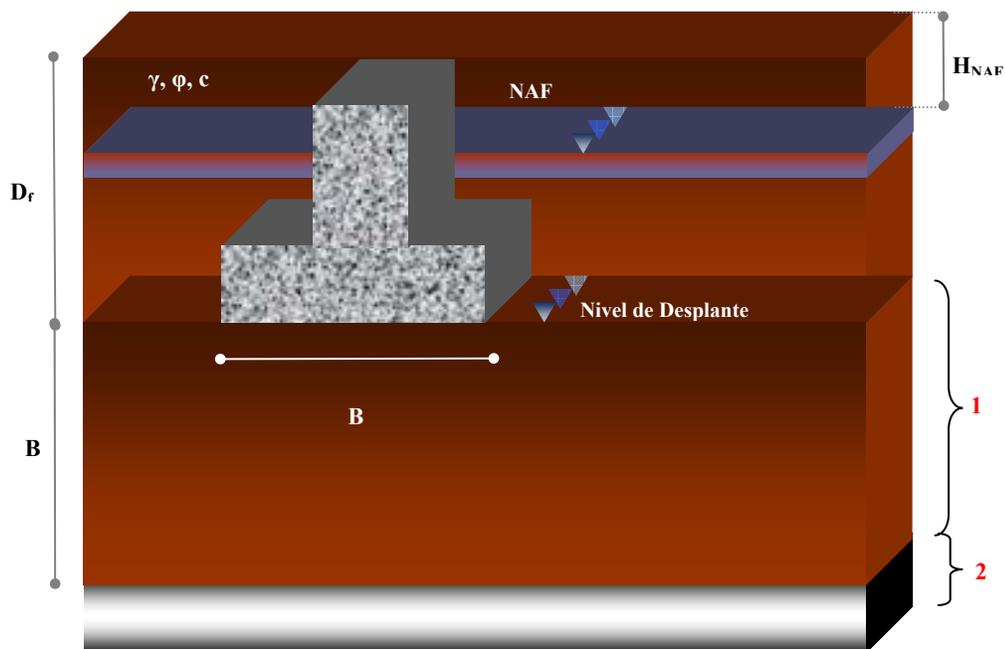
Ahora bien Terzaghi desarrolló su teoría únicamente para el caso de cimentaciones continuas. Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo Terzaghi con base en resultados experimentales modificó su fórmula y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

<b>CIMIENTO</b>	<b>FALLA GENERAL</b>	<b>FALLA LOCAL</b>
<b>Largo</b>	$cN_c + \gamma_1 DfN_q + \frac{1}{2} \gamma_2 BN_\gamma$	$\frac{2}{3} cN_c + \gamma_1 DfN_q + \frac{1}{2} \gamma_2 BN_\gamma$
<b>Circular</b>	$1.3cN_c + \gamma_1 DfN_q + 0.6\gamma_2 RN_\gamma$	$\frac{2}{3} cN_c + \gamma_1 DfN_q + \frac{2}{5} \gamma_2 RN_\gamma$
<b>Cuadrado</b>	$1.3cN_c + \gamma_1 DfN_q + 0.4\gamma_2 BN_\gamma$	$\frac{2}{3} cN_c + \gamma_1 DfN_q + \frac{3}{5} \gamma_2 BN_\gamma$

**Tabla 4.2.1.4**

En la capacidad de carga del suelo, influye la presión del NAF, ya que modifica el valor del peso volumétrico del suelo. Con base en la fig 4.2.1.5, se muestra la posición del NAF. Además podemos tomar en cuenta la posición de este considerando los siguientes puntos, los cuales se muestran también en la figura.

- 1 Si el NAF se encuentra en el nivel de desplante se considera (fig 4.2.1.5).
  - ♦ Si el NAF esta arriba de la profundidad de desplante  $\gamma_1 = \gamma H_{NAF} + (\gamma - 1)(D_f - H_{NAF})$
  - ♦ Si el NAF esta en la profundidad de desplante o arriba de el:  $\gamma_2 = \gamma - 1$
- 2 Si el NAF se encuentra por debajo del nivel de desplante no se considera.
  - ♦ Si no hay NAF o esta por debajo de la profundidad de desplante, entonces  $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$ .



**FIGURA 4.2.1.2**

**PROBLEMA 1.** Obtener la capacidad de carga a la falla para un cimiento en que se va a variar su área y su profundidad de desplante, el suelo de apoyo es una arena.  $\gamma = 1.8 \frac{t}{m^3}$ ;  $\phi = 35^\circ$  Cimiento cuadrado; Falla general.

- a) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y apoyado en la superficie.
- b) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y apoyado en la superficie.
- c) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y 0.5 m de profundidad de desplante.
- d) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y 0.5 m de profundidad de desplante.
- e) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y 1 m de profundidad de desplante.

a) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y apoyado en la superficie.

$$c = 0 \frac{t}{m^2}, D_f = 0 \text{ m}; \gamma_1 = 1.8 \frac{t}{m^3}, \phi = 35^\circ, B = 1 \text{ m}$$

Para obtener los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para la Falla General utilizamos la gráfica 4.2.1.2 y como  $\phi = 35^\circ$  obtenemos estos valores  $N_c = 72.5$ ,  $N_q = 40$ ,  $N_\gamma = 40$  con estos valores los sustituimos en la fórmula  $1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$  que es para un cimiento cuadrado ver tabla 4.2.1.4.

$$q_c = 1.3(0 \frac{t}{m^2})(72.5) + (0 \frac{t}{m^3})(0 \text{ m})(40) + 0.4(1.8 \frac{t}{m^3})(1 \text{ m})(40)$$

$$q_c = 28.8 \frac{t}{m^2}$$

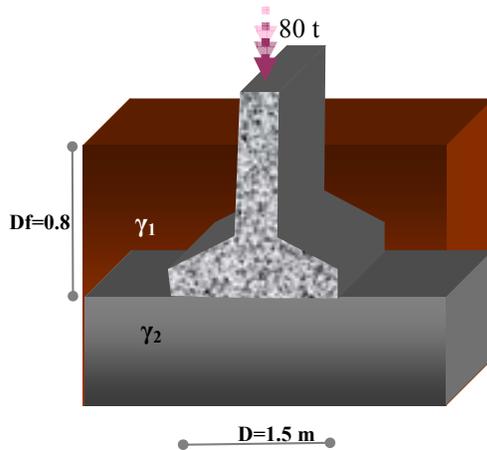
Para los siguientes incisos es el mismo procedimiento y los resultados son los siguientes:

a)  $q_c = 28.8 \frac{t}{m^2}$  .    b)  $q_c = 57.6 \frac{t}{m^2}$  .    c)  $q_c = 64.8 \frac{t}{m^2}$  .    d)  $q_c = 93.6 \frac{t}{m^2}$  .    e)  $q_c = 129.6 \frac{t}{m^2}$  .

**PROBLEMA 2.** Revisar si la zapata propuesta es adecuada para las cargas que transmitirá.

$\gamma_1 = 1.5 \frac{t}{m^3}$ ;  $\gamma_2 = 1.7 \frac{t}{m^3}$ ,  $\phi = 25^\circ$ ,  $c = 3.5 \frac{t}{m^2}$ , Cimiento circular; Falla general.

a)  $H_{NAF} = 0$ ; b)  $H_{NAF} = 0.4$ , c)  $H_{NAF} = D_f = 0.8$ , d)  $H_{NAF} = \text{No existe}$ .



Presión aplicada:  $P = \frac{80}{\pi(0.75)^2} = 45.2 \frac{t}{m^2}$

Para  $\phi = 25^\circ \rightarrow$  Gráfica  $\rightarrow N_c = 24$ ;  $N_q = 12$ ;  $N_\gamma = 10$

INCISO	a)	b)	c)	d)
$q_c$	117.15	121.95	126.75	131.25
$q_d$	58.58	60.95	63.37	65.63
Adecuada	ok	ok	ok	ok

Para aceptar la zapata  $q_d \geq P \rightarrow \text{ok}$  y por lo contrario si  $q_d < P \rightarrow \text{mal}$  no se acepta.

### 4.2.2 Teoría de Skempton.

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de  $N_c$  la profundidad de desplante de cimiento en el estrato de apoyo  $D$ . Así en la figura 4.2.2.1, los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de  $N_c$ . Según Terzaghi la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos a causa del diferente valor del término  $\gamma D_f$ .

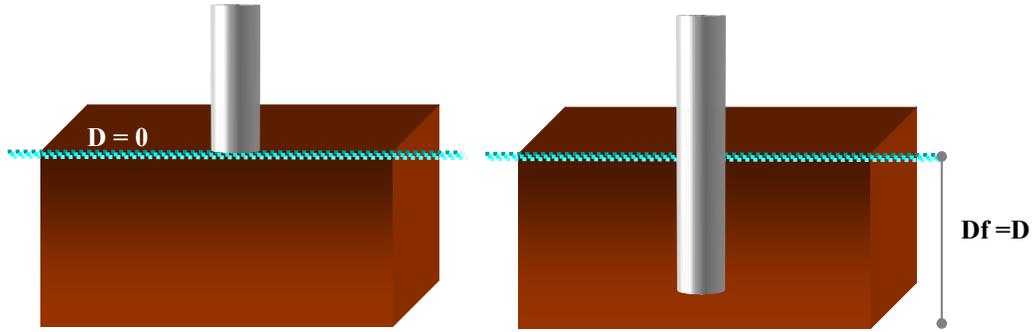
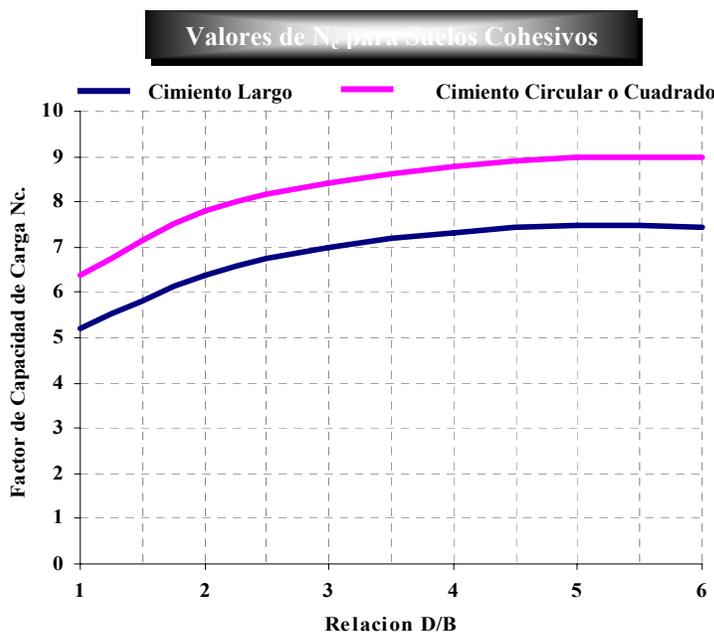


FIGURA 4.2.2.1

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación mas profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y por lo tanto la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de  $N_c$  queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo hasta cierto limite a medida que la profundidad de desplante aumenta. Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi,

$$q_c = cN_c + \gamma Df$$

pero con la diferencia de que ahora  $N_c$  ya no tiene el valor fijo de 5.7 para  $\phi = 0$ , sino que varia con la relación  $D/B$  en la que  $D$  es la profundidad de entrada del cimiento y  $B$  el ancho del mismo. Los valores propuestos por Skempton para  $N_c$ , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares son:



CIMIENTO		
D/B	CIRCULAR Ó CUADRADO	LARGO
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
>4.00	9.0	7.50

FIGURA 4.2.2.2

Para elaborar esta teoría, Skempton se basó en las siguientes condiciones:

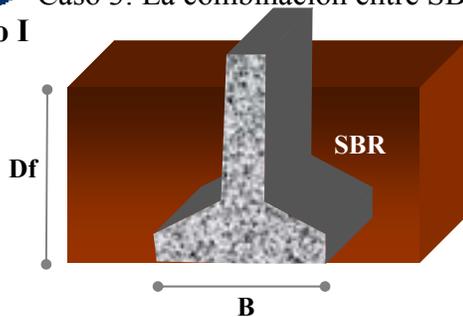
- Únicamente suelos cohesivos.
- Basado en trabajos de Terzaghi.
- Considera la contribución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo resistente que se encuentra arriba del nivel de desplante

Por otra parte, en los suelos heterogéneo estratificados debe manejarse con cuidado el término  $\gamma D_f$ , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate.

Según las condiciones del suelo; se pueden presentar los 3 casos siguientes

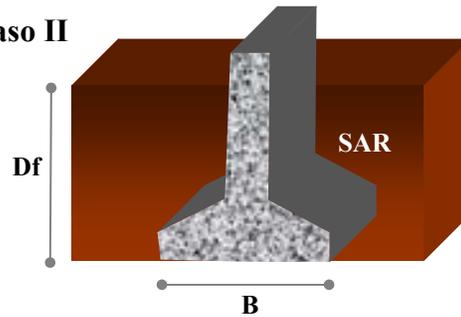
- ▶ Caso 1: Suelo de baja resistencia SBR.
- ▶ Caso 2: Suelo de alta resistencia SAR.
- ▶ Caso 3: La combinación entre SBR y SAR.

Caso I



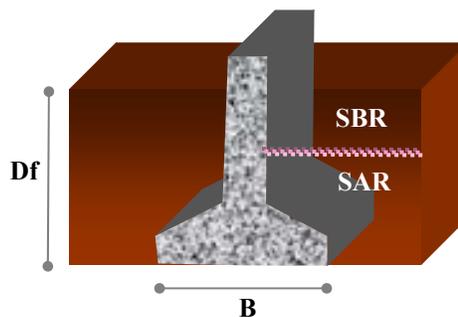
$$D=0; \frac{D}{B} = 0$$

Caso II



$$D=D_f; \frac{D}{B} \neq 0$$

Caso III



$$D \neq 0; \frac{D}{B} \neq 0$$

**PROBLEMA 1.** Obtener la capacidad de carga a la falla para un cimiento en que se va a variar su área y su profundidad de desplante, el suelo de apoyo es una arcilla.  $\gamma = 1.35$ ;  $c = 3$  Cimiento cuadrado; Falla general. Aplicar las teorías de Terzaghi y Skempton.

a) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y apoyado en la superficie.

- b) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y apoyado en la superficie.
- c) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y 0.5 m de profundidad de desplante.
- d) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y 0.5 m de profundidad de desplante.
- e) Cimiento cuadrado de 2 m de ancho y 1 m de profundidad de desplante.

$\gamma = 1.35$ ;  $c = 3$ ; Cimiento cuadrado; Falla general.

**Por Terzaghi:**

- a) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y apoyado en la superficie.

$$c = 3 \frac{t}{m^2}, D_f = 0 \text{ m}; \gamma_1 = 1.35 \frac{t}{m^3},$$

Para obtener los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para la Falla General utilizamos la tabla 4.2.1.3 y como  $\phi = 0$  obtenemos estos valores  $N_c = 5.7$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_\gamma = 0$  con estos valores los sustituimos en la formula  $1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$  que es para un cimiento cuadrado ver tabla 4.2.1.4.

$$q_c = 1.3(3 \frac{t}{m^2})(5.7) + (1.35 \frac{t}{m^3})(0 \text{ m})(1) + 0.4(0 \frac{t}{m^3})(1 \text{ m})(0)$$

$$q_c = 22.23 \frac{t}{m^2}$$

Para los siguientes incisos es el mismo procedimiento y los resultados son los siguientes:

- a)  $q_c = 22.23$  b)  $q_c = 22.23$  c)  $q_c = 22.91$  d)  $q_c = 22.91$  e)  $q_c = 23.58$

**Por Skempton:** considerando como SAR, para todos los incisos en el caso II

- a) Cimiento cuadrado de 1 m de ancho y apoyado en la superficie.

$B = 1$ ;  $D_f = 0$ (porque esta apoyado en la superficie)

$\frac{D}{B} = \frac{0}{1} = 0$ , Con la relación  $\frac{D}{B}$  y el tipo de cimiento en este caso cuadrado entramos en la tabla de la fig 4.2.2.2 y obtenemos el valor de  $N_c = 6.2$ , aplicando la fórmula establecida por Skempton  $q_c = cN_c + \gamma D_f$

$$q_c = (3 \frac{t}{m^2})(6.2) + (1.35 \frac{t}{m^3})(0)$$

$$q_c = 18.6 \frac{t}{m^2}$$

Para los siguientes incisos es el mismo procedimiento y los resultados son los siguientes:

INCISO	a)	b)	c)	d)	e)
D/B	0	0	0.5	0.25	2
$N_c$	6.2	6.2	7.1	6.7	8.4
$q_c$	18.6	18.6	21.98	20.78	26.55

### 4.2.3 Teoría de Meyerhof.

Para elaborar esta teoría, Meyerhof se basó en las siguientes condiciones:

- Basado en trabajos de Terzaghi.
- Considera la contribución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo resistente que se encuentra arriba del nivel de desplante

En la teoría de Terzaghi no toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia en una teoría de capacidad de carga. La teoría de Meyerhof tampoco resuelve el problema por completo con rigor científico y está sujeta a hipótesis de importancia. En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra (fig 4.2.3.1)

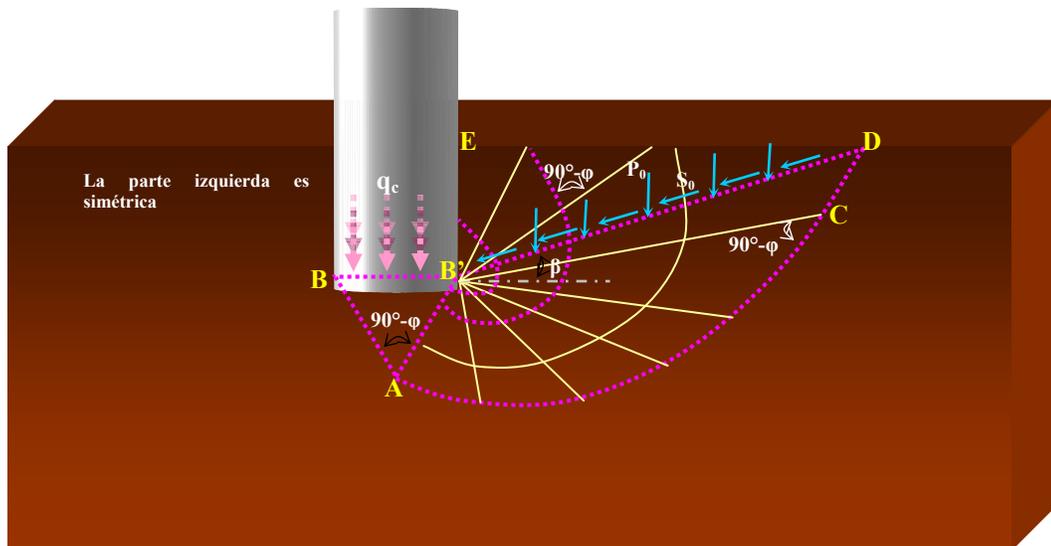


FIGURA 4.2.3.1

Según Meyerhof, la cuña  $ABB'$  es una zona de esfuerzos uniformes a la que se puede considerar en estado activo, la cuña  $AB'C$ , limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y finalmente, la cuña  $B'CDE$  es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado pasivo. La extensión del estado pasivo en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea  $B'D$  es llamada por Meyerhof la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales  $P_0$  y tangenciales  $S_0$ , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña  $B'DE$ .

La expresión a que llegó finalmente es la siguiente:

$$q_c = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Las diferencias estriban en  $P_0$ , que ahora no es simplemente igual a  $\gamma D_f$  y en los tres factores de capacidad de carga,  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  que son diferentes en valor numérico a los que se manejan en la teoría de Terzaghi. El cálculo que se hace para estos factores es el siguiente:

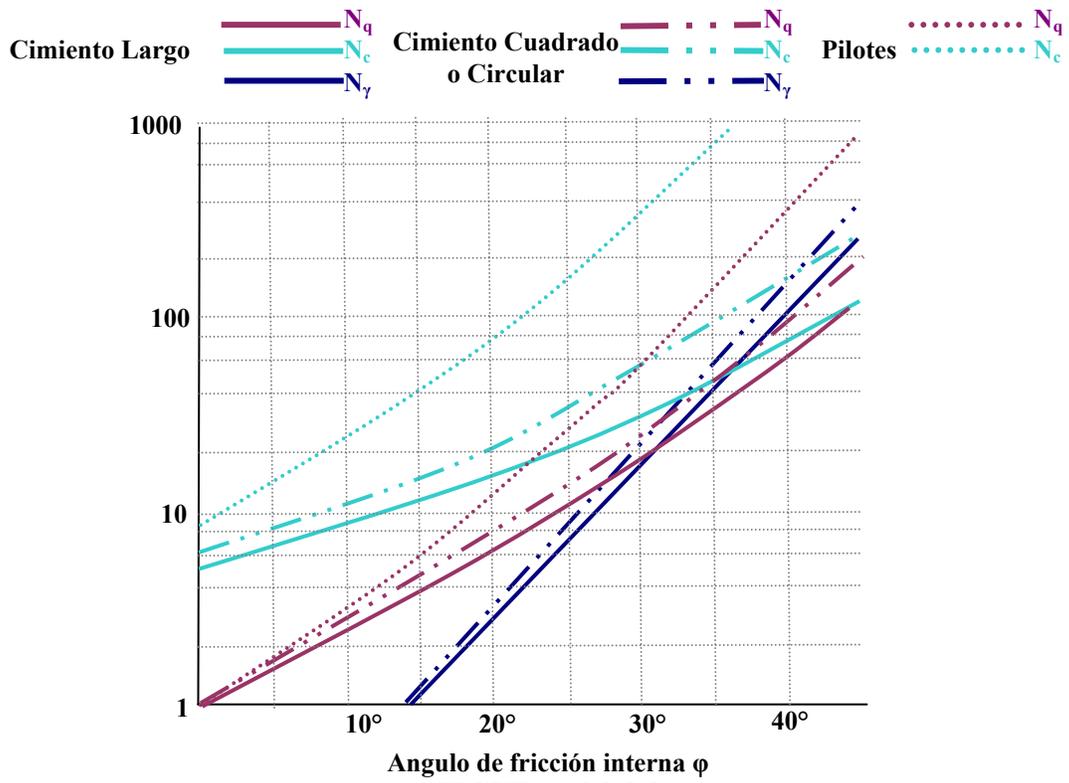
<b>FALLA GENERAL</b>				
<b>TEORÍA</b>	<b>AUTOR DE FORMULAS</b>	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
<b>Meyerhof (1953)</b>	$N_q \rightarrow$ Reissner (1924) $N_c \rightarrow$ Prandtl (1921) $N_q \rightarrow$ Caguas y Kerisel (1953)	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$
		$\phi=0^\circ \rightarrow 1$	$\phi=0^\circ \rightarrow 5.14$	$\phi=0^\circ \rightarrow 0$

Para obtener  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para la Falla Local hay que sustituir  $\phi = \tan^{-1} \left( \frac{2}{3} \tan \phi \right)$  y  $c = \frac{2}{3} c$ .

$$q_c = c N_c P_c + \gamma_1 D_f N_q P_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma P_\gamma$$

<b>CIMIENTO</b>	$P_c$	$P_q$	$P_\gamma$
<b>Largo</b>	$1 + \left( \frac{B}{D_f} \right) \cdot \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \left( \frac{B}{D_f} \right) \cdot \tan \phi$	$1 - 0.4 \left( \frac{B}{D_f} \right)$
<b>Circular o cuadrado</b>	$1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \tan \phi$	0.6

En la figura 4.2.3.2. aparecen las gráficas de dichos factores, en función del ángulo de fricción interna  $\phi$ . Para el caso de cimientos largos, circulares o cuadrados los coeficientes de capacidad de carga son los mostrados como se indica en la figura. Estos valores son propuestos por Meyerhof con base en consideraciones teóricas y semiempíricas.



## CONCLUSIONES

La determinación del comportamiento del suelo sometido a cargas, constituye uno de los problemas fundamentales de la mecánica de suelos. Una valoración correcta de este precepto establece un paso previo imprescindible para intentar con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de obras civiles.

El desarrollo de la mecánica de suelos a través de los años se dio primeramente en forma empírica para luego, por medio de criterios de análisis concisos, se formularan teorías que permitieron establecer modelos representativos del fenómeno bajo estudio.

Actualmente, la explicación de las teorías que tienen como función definir el comportamiento del suelo representa uno de los objetivos más importantes para que el ingeniero pueda valorar de forma efectiva la seguridad en un proyecto de construcción.

Se sabe que la creciente tecnología nos sirve de herramienta para desempeñar nuestro trabajo, no obstante y ante las condiciones actuales de elevada competencia en el campo laboral de nuestro país es necesario que los ingenieros conozcan de manera precisa el significado de los conceptos que originan los métodos de aplicación que a su vez definen el comportamiento del suelo sometido a cargas.

No obstante, la transmisión de estos conocimientos depende en gran medida, del manejo y entendimiento de los conceptos básicos que dieron origen a la teoría, los recursos utilizados en la enseñanza de la misma, el vocabulario empleado en las explicaciones y la experiencia adquirida en campo.

La parte medular de los métodos de análisis explicados es realizar una exhaustivo enfoque de lo que se pretende transmitir, contando con los instrumentos adecuados en una forma clara y concisa, y sin dejar de largo las características del suelo.

Así mismo, alienta a que se desarrollen nuevas teorías y las que ya están establecidas se pueden verificar y esto se hace sin duda en el campo de trabajo.

## BIBLIOGRAFÍA

-  CHENG Liu, Evett Jack B.  
**Soils and Foundations.**  
United States of America.  
Cuarta Edición.  
Prentice-Hall. 1998.
-  CRESPO Villalaz Carlos.  
**Mecánica de Suelos y Cimentaciones.**  
México.  
Segunda Edición.  
Limusa. 1981.
-  DAS Braja M.  
**Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.**  
México.  
Primera Edición.  
Thompson Learning. 2001.
-  JUAREZ Badillo, RICO Rodriguez.  
**Fundamentos de la Mecánica de Suelos.**  
**Tomo 1**  
México  
Tercera Edición  
Limusa.1988
-  JUAREZ Badillo, Rico Rodriguez.  
**Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos.**  
**Tomo 2**  
México.  
Segunda Edición.  
Limusa.1998
-  LAMBE William T, Whitman Robert V.  
**Mecánica de Suelos.**  
México.  
Primera Edición.  
Limusa. 1981.
-  MC CARTHY David F.  
**Essentials of soil Mechanics and Foundations.**  
United States of America.  
Quinta Edición.  
Prentice-Hall. 1998.

-  TERZAGHI Karl, PECK Ralph B.  
**Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.**  
México.  
Segunda Edición.  
El Ateneo. 1986.
-  WHITLOW Roy.  
**Fundamentos de Mecánica de suelos.**  
México.  
Primera Edición.  
CECSA. 1994.