



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

APUNTES DEL CURSO

GEOTECNIA

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

1. La geotecnia y ramas auxiliares de la Ingeniería Civil en que se apoya
2. Estudios de mecánica de suelos básicos

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructores:
Ing. Felipe Cancino López
Dr. Rigoberto Rivera Constantino
M. en I. José Francisco Fernández Romero

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

MECÁNICA DE SUELOS BÁSICA

Felipe F. Cancino López

José Francisco Fernández Romero

JULIO 2005

CURSO DE GEOTECNIA APLICADA A LAS LT's Y SE's

TEMARIO:

1. La geotecnia y ramas auxiliares de la ingeniería civil en que se apoya.
2. Estudios de mecánica de suelos básicos
 - a. Criterios para definir la exploración.
 - b. Exploración y muestreo en suelos.
 - c. Exploración y muestreo en rocas.

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

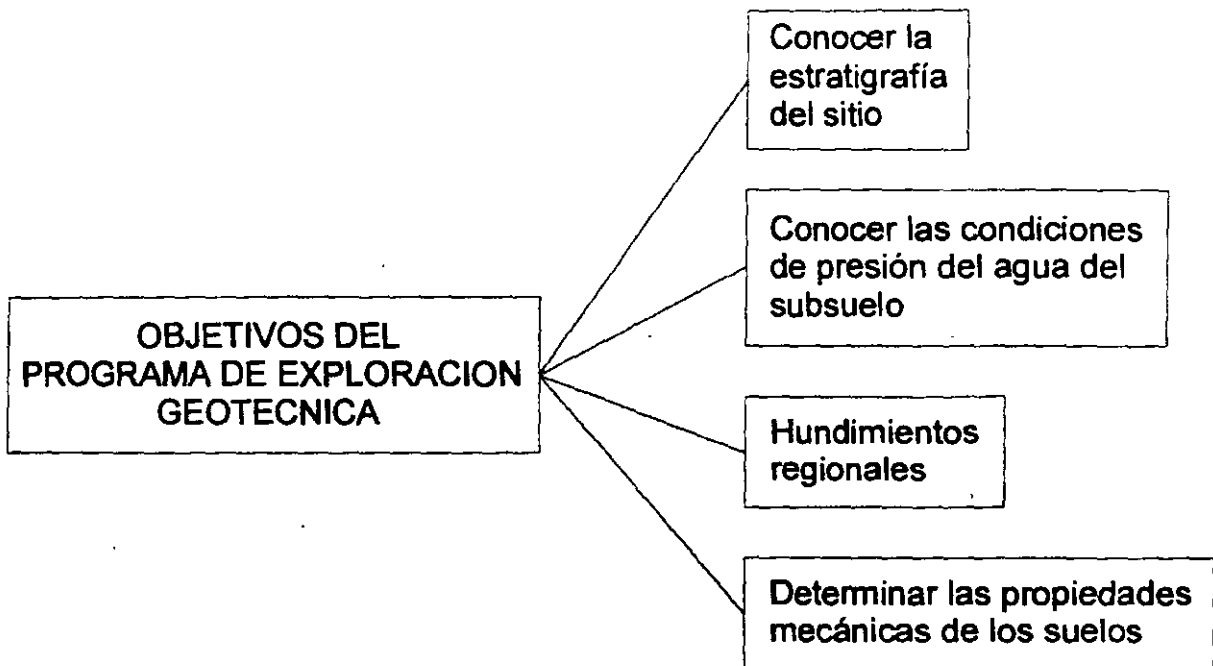


Fig. 2.1, Objetivos de la exploración

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

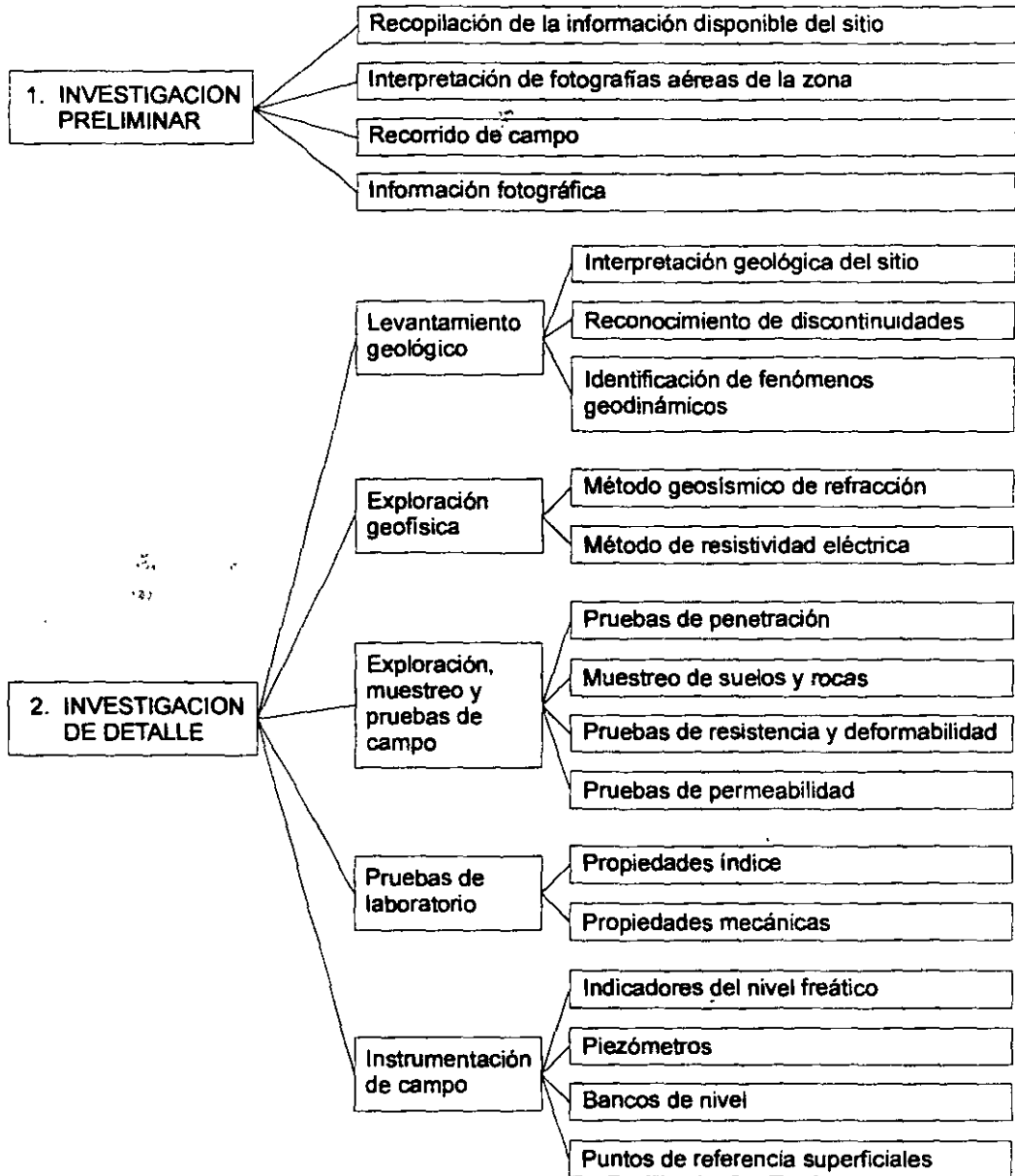


Fig. 2.2, Etapas del programa de exploración geotécnica

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

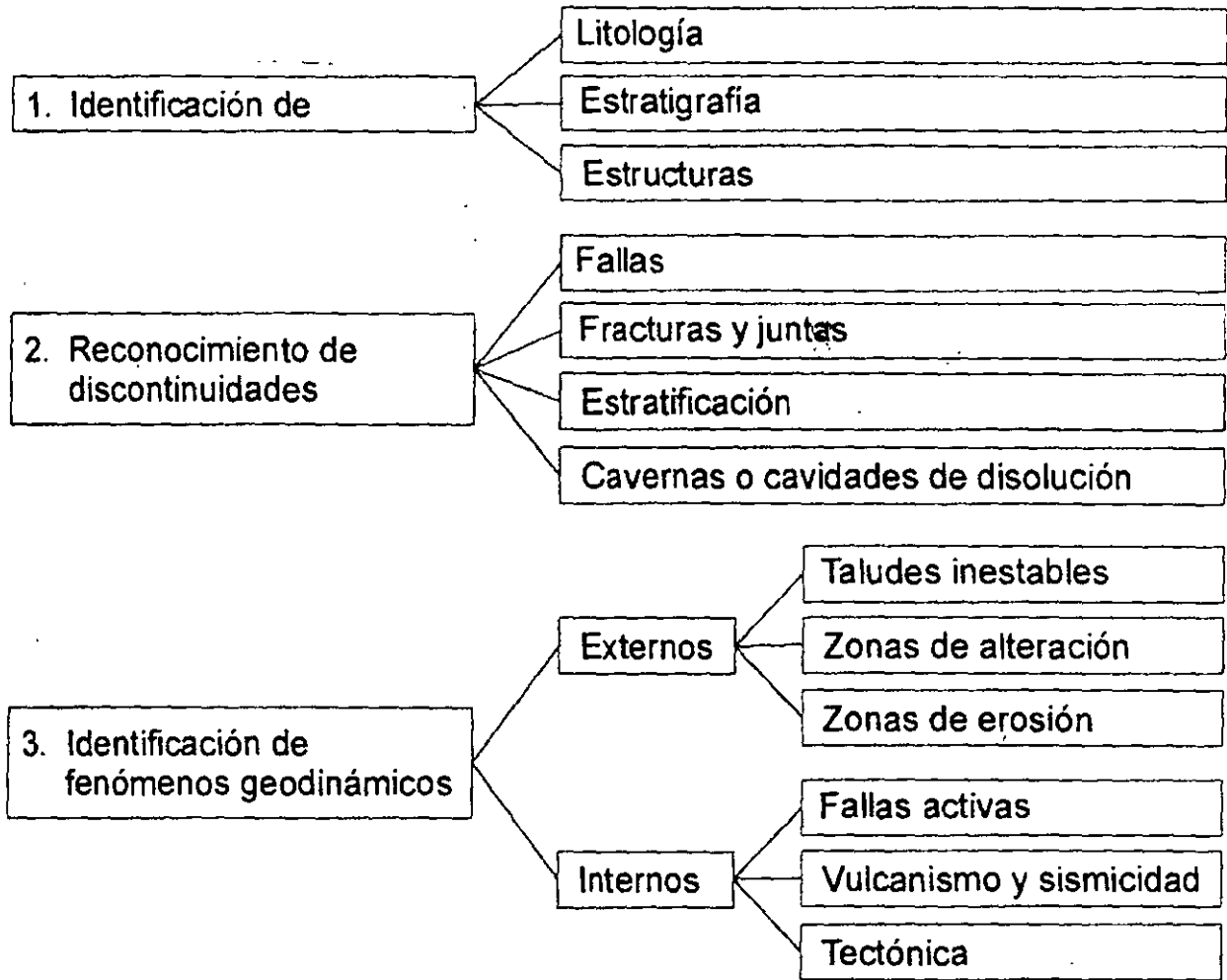


Fig. 2.3, Objetivos del levantamiento geológico

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

TABLA I.1 Desarrollo de las etapas de exploración para una obra civil

	ETAPA	ESTUDIO	DESARROLLO	
Reconocimiento Preliminar	Topografía	Recopilación de la información disponible Fotogrametría		
	Geotecnia	Recopilación bibliográfica y cartográfica Estudio de sensores remotos Fotogeología Otros Recorridos de campo		
Exploración e Investigación detallada	Topografía	Fotogrametría Levantamientos topográficos		
	Geotecnia	Levantamientos Geotécnicos	Litología, estratigrafía y estructuras Reconocimiento de discontinuidades { Fallas Fracturas y juntas Estratificación Discontinuidades Fenómenos de Geodinámica { Externa { Estabilidad de taludes Zonas de alteración y erosión Interna { Fallas activas Volcanismo y sismicidad Tectónica	
	Geofísica	Localización de rocas Localización del nivel freático Estratigrafía Calidad de los materiales		
	Geotecnia	Perforaciones	Muestras de suelos alteradas e inalteradas Recuperación de núcleos de roca y muestreo integral Inspección de las paredes de los pozos (TV y Fotografía)	
	Geotecnia	Excavaciones	Muestras cúbicas de suelos y rocas Estratigrafía Características estructurales de los macizos Observación de fallas y fracturas	
	Geotecnia	Pruebas de campo	Resistencia y deformabilidad Permeabilidad Estado de esfuerzos tectónicos	
	Geotecnia	Pruebas de Laboratorio	Propiedades índice Propiedades mecánicas Mineralogía y petrografía	
	Geotecnia	Localización y ubicación de bancos y ensayos de materiales	Obtención de materiales de construcción Definición de métodos constructivos	
	Operación	Geotecnia	Instrumentación y Control	Piezometría Instrumentación de fallas y taludes Pruebas de inyección Influencia de la obra en los procesos geológicos

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

TABLA 13 CRITERIO DE SELECCION DE MUESTREADORES

Tipo de suelos	Método de perforación	Sondeos de exploración	Sondeos inalterados	Pozos a cielo abierto para muestreo inalterado
Suelos cohesivos muy blandos	↓	↓	↓	Inadecuados
Suelos cohesivos medios	↓	↓	↓	Adecuados, se requiere ademe
Suelos cohesivos duros a muy duros	↓	↓	↓ ↓ ↓	Adecuados, puede no requerir ademe
Arenas sueltas	↓	↓	↓ ↓	Inadecuados abajo del nivel freático
Arenas muy compactas	↓	↓	↓	Adecuados
Gravas	↓	↓	↓	Inadecuados abajo del nivel freático
Suelos expansivos		↓	↓	Muy adecuados
Suelos con estratos de diferente dureza	↓	↓	↓	Adecuados
Suelos cohesivos arriba del nivel freático	↓	↓	↓ ↓	Adecuados
Suelos orgánicos abajo del nivel freático	↓	↓	↓ ↓ ↓	Inadecuados
Rocas y suelos muy duros	↓			↓ Inadecuados

Lavado y rotación con agua o lodo, ademe espiral	Rotación con lodo y ademe espiral	Rotación y ademe espiral	Prueba de penetración estándar	Penetrómetro holandés y sermes	Muestreador de pistón libre	Tubo Shelby	Barril Denison	Tubo rotatorio dentado	Muestreador Pitcher	Barril N serie L
--	-----------------------------------	--------------------------	--------------------------------	--------------------------------	-----------------------------	-------------	----------------	------------------------	---------------------	------------------

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Tipos de exploración

Métodos indirectos (geofísicos)

- Refracción sísmica
- Resistividad eléctrica

Métodos directos

- Pozos a cielo abierto
- Perforación con pala posteadora y barrenas helicoidales
- Sondeos de penetración estándar
- Muestreo inalterado con tubo shelby
- Muestreo con barril Denison
- Sondeos de cono eléctrico
- Sondeos de cono dinámico
- Sondeos exploratorios en roca

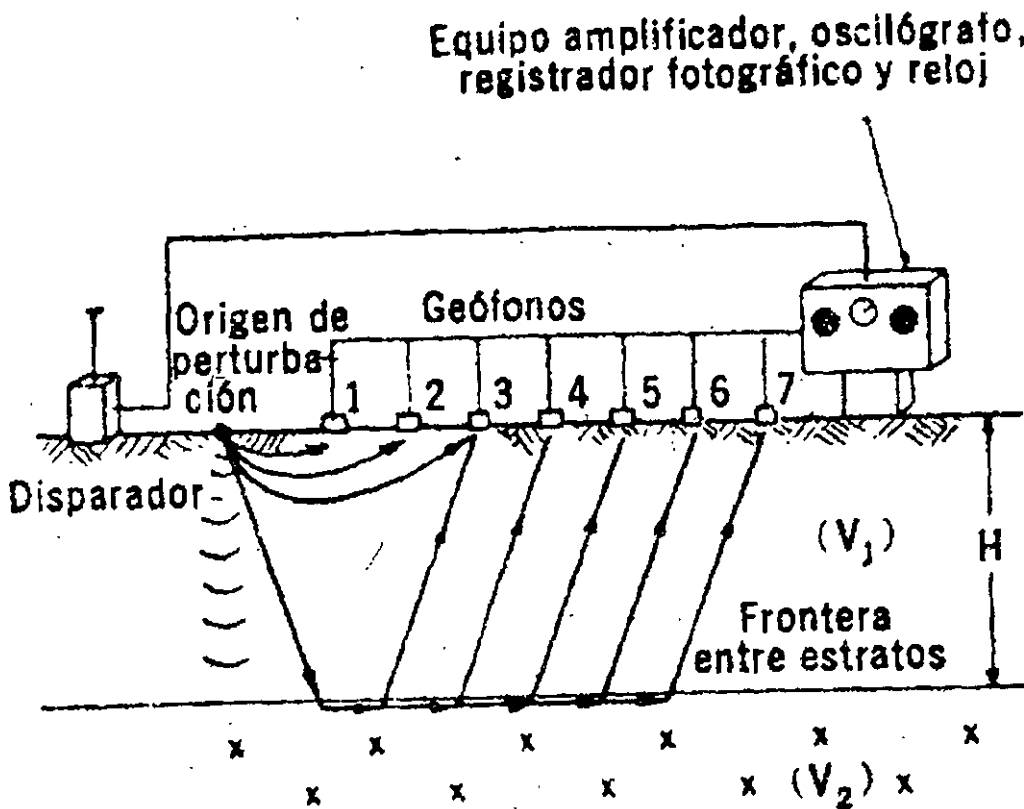
CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos indirectos (geofísicos)

Refracción sísmica

Objetivo. Deducir la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.



CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos geofísicos

Resistividad eléctrica

Objetivo. Deducir la estratigrafía y la posición del nivel de aguas freáticas, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

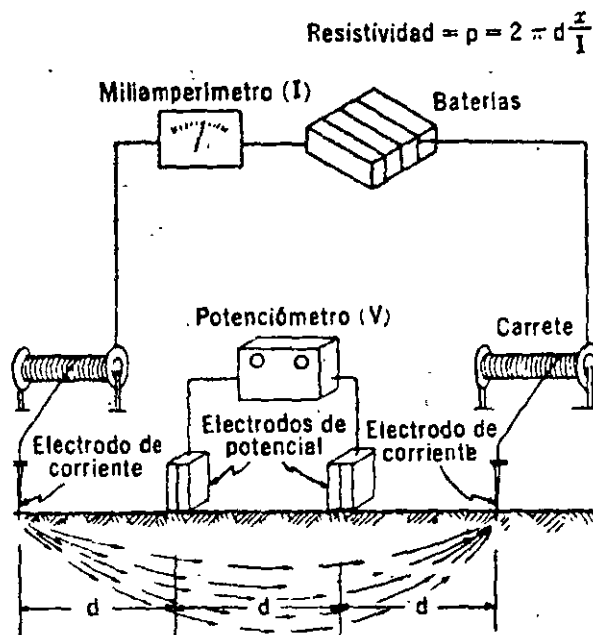


Figura A-12. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Pozos a cielo abierto

Objetivos:

- Observar directamente la estratigrafía del suelo
- Obtener muestras inalteradas de los estratos principales
- Obtener muestras integrales de la pared del pozo
- Realizar pruebas de resistencia al corte in situ por medio del torcómetro de bolsillo

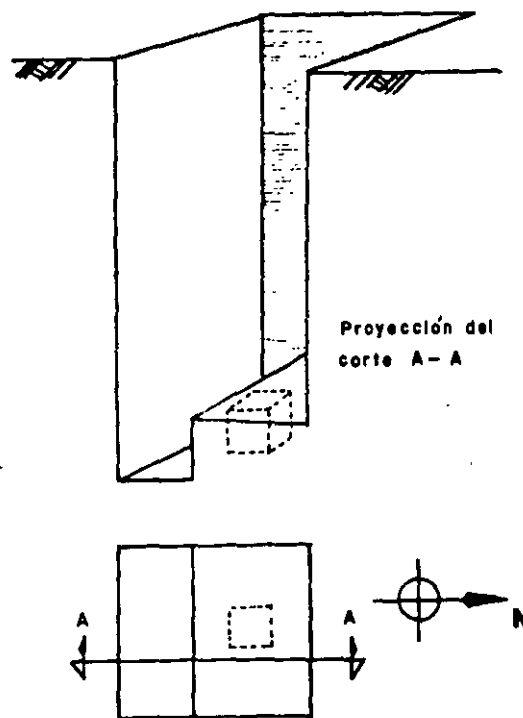


FIG E4-2 LABRADO DE MUESTRAS

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Pozos a cielo abierto

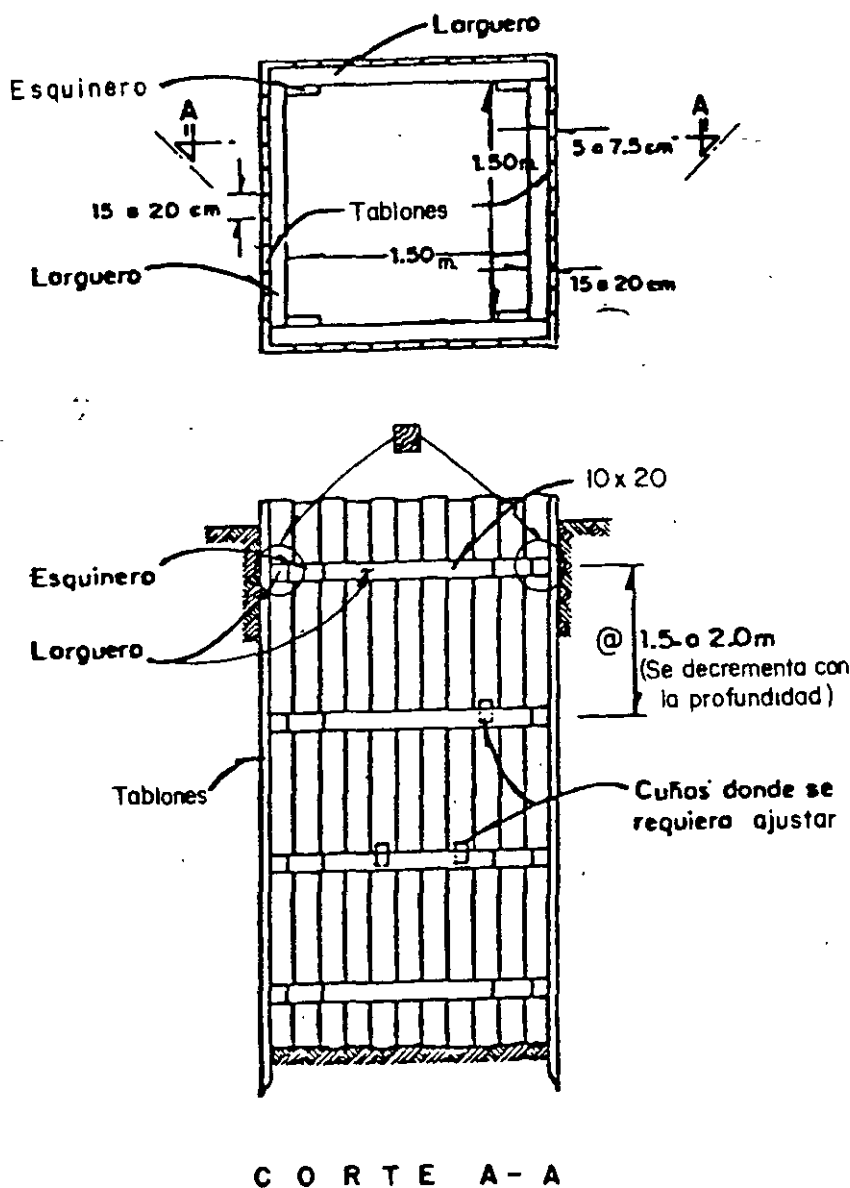


FIG E4-1 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Perforación con pala posteadora y barrenas helicoidales

Objetivos

- Obtención de muestras alteradas, pero representativas en cuanto a contenido de agua. El paso de la hélice debe ser cerrado para suelos granulares y abierto para suelos plásticos.
- Determinación aproximada de la estratigrafía

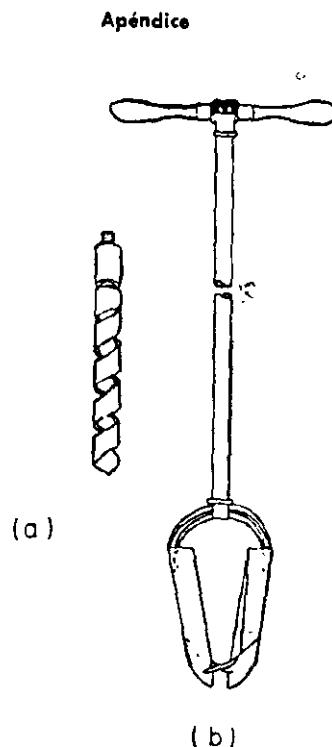


Figura A-1. Herramientas para sondeos exploratorios por rotación.

- a) Barrenos helicoidales.
- b) Posteadora.

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

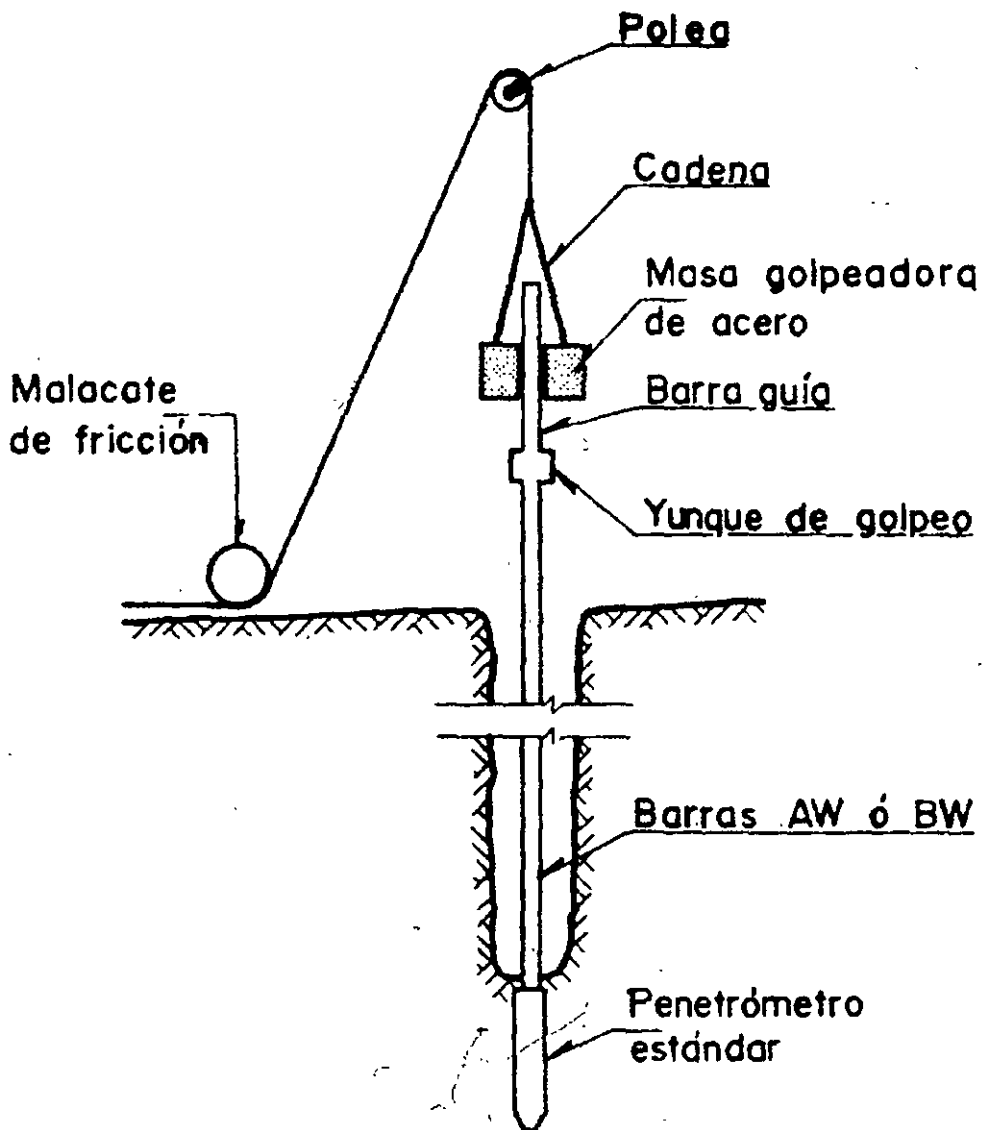


FIG E7-3 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Muestreo inalterado con tubo shelby

Objetivos:

- Recuperación de muestras relativamente inalteradas, en cuanto al contenido de agua y estructura naturales.
- Determinación de la estratigrafía del subsuelo
- Esta prueba generalmente se realiza en conjunto con la de penetración estándar, de manera que se pueden seleccionar los estratos más importantes o representativos para obtener estas muestras inalteradas.

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Muestreo inalterado con tubo shelby

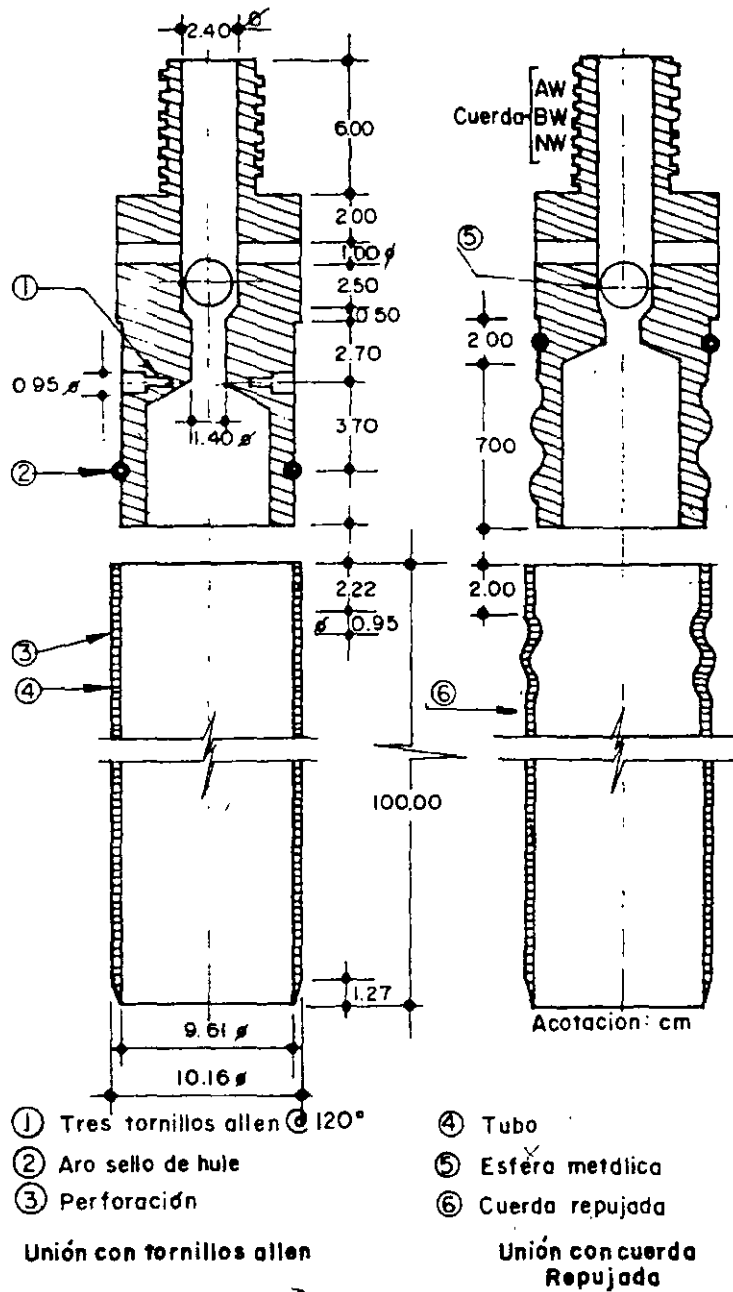


FIG A1-1 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA ESFERICA DE PIE

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Muestreo inalterado con tubo shelby

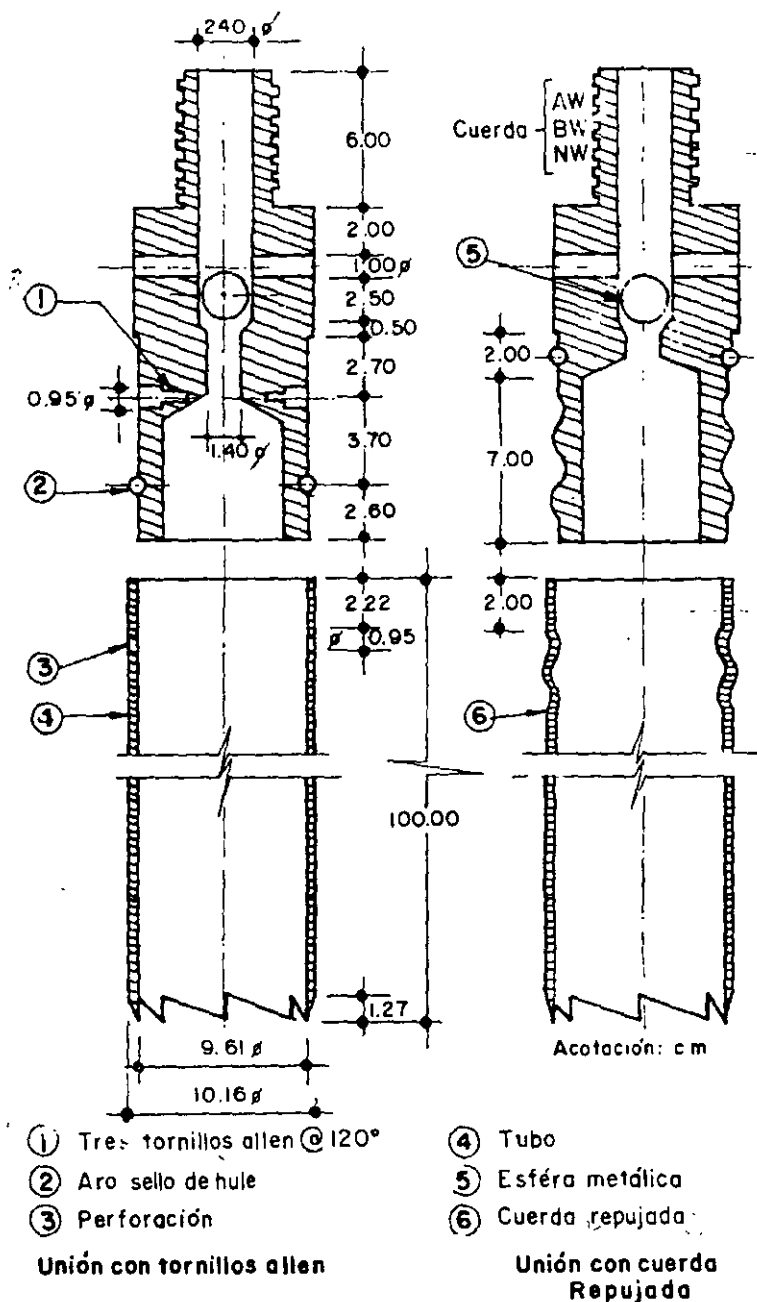
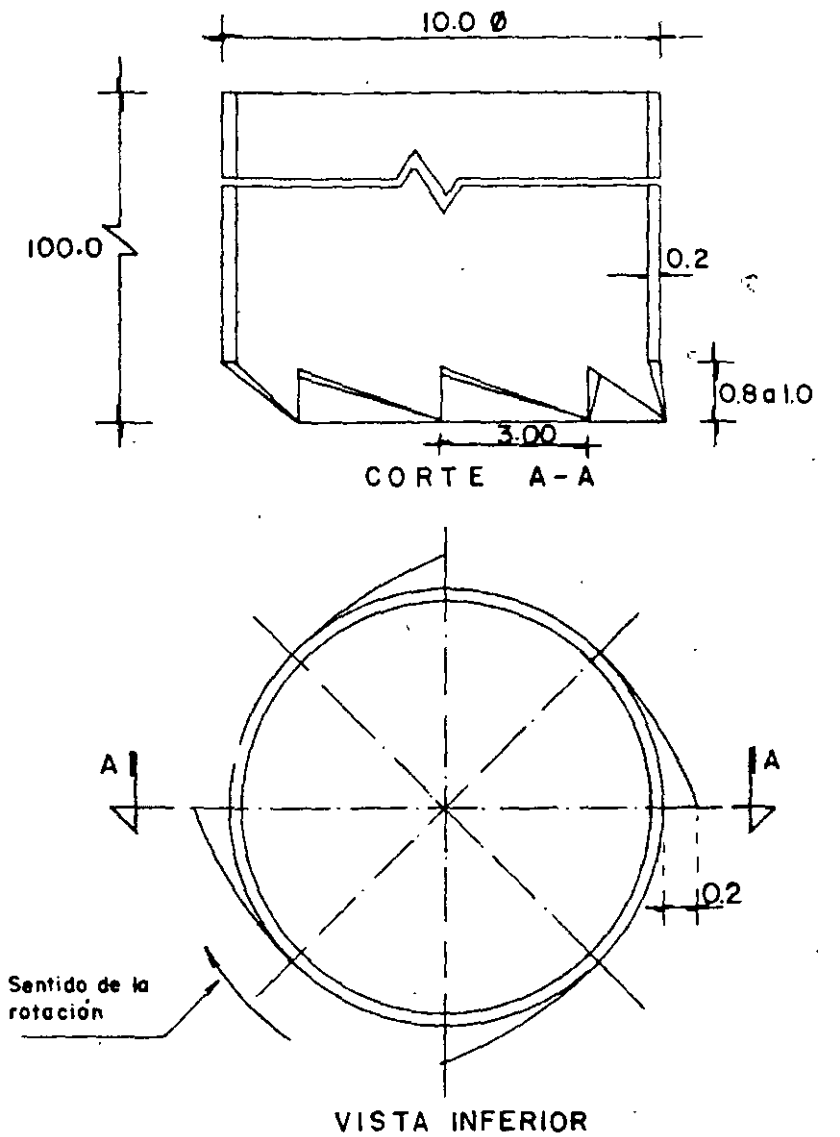


FIG A2-2 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA ESFERICA DE PIE

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Muestreo inalterado con tubo shelby



Acofaciones, en cm

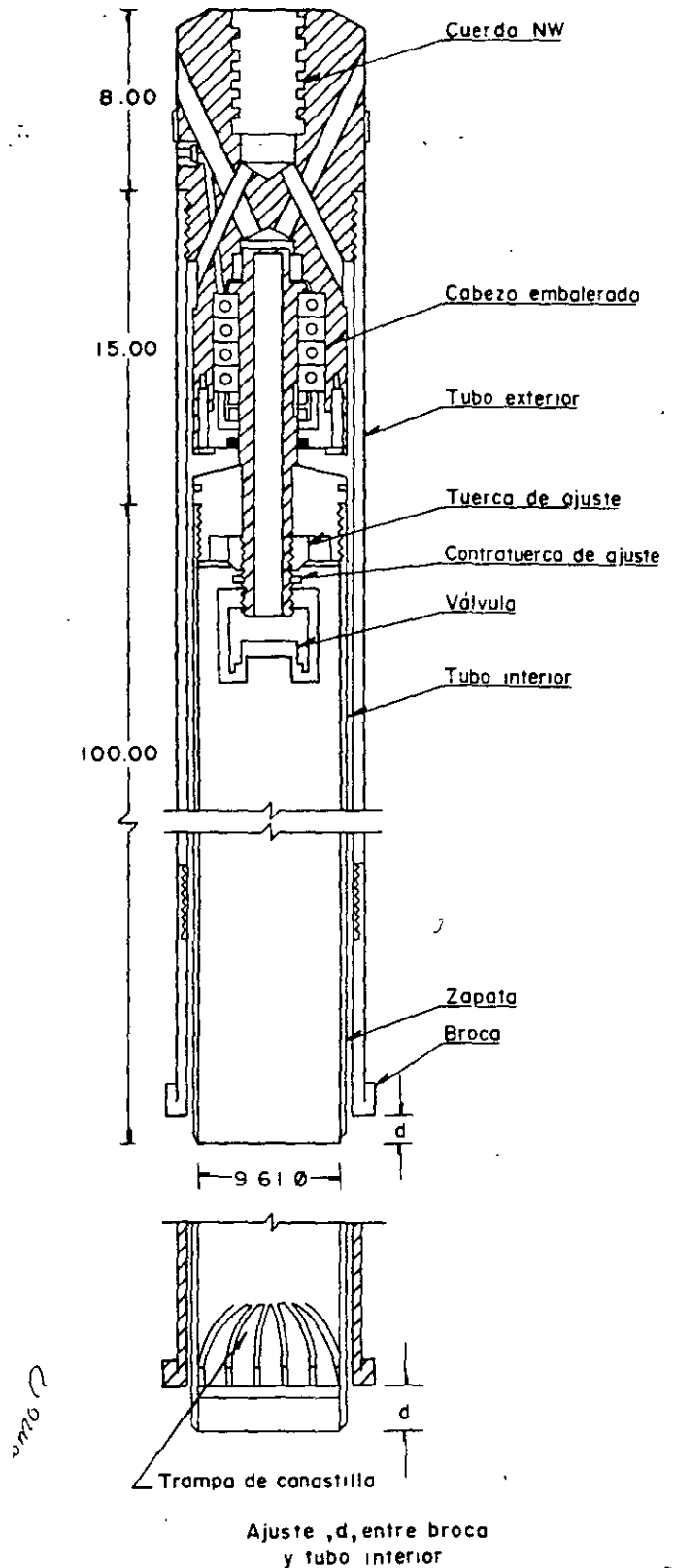
FIG A2-1 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Muestreo con barril Denison

- Recuperación de muestras de suelos muy duros o compactos.
- Estas muestras siempre tienen cierto grado de alteración.



Ajuste d , entre broca
y tubo interior

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

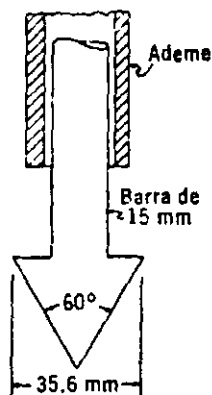
MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

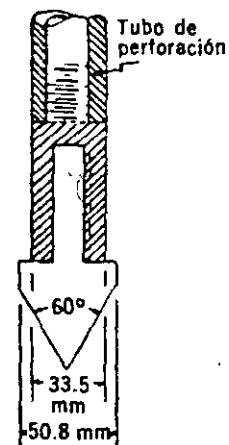
Sondeos de cono eléctrico y dinámico

Objetivos:

- Con el cono eléctrico se puede determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del suelo.
- El cono dinámico determina la resistencia del suelo mediante su hincado con golpes.
- Con la interpretación de ambos procedimientos se pueden identificar cambios estratigráficos.
- Mediante correlaciones empíricas se puede inferir la resistencia al corte del subsuelo.



Cono eléctrico



Cono dinámico

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Sondeos de cono eléctrico y dinámico

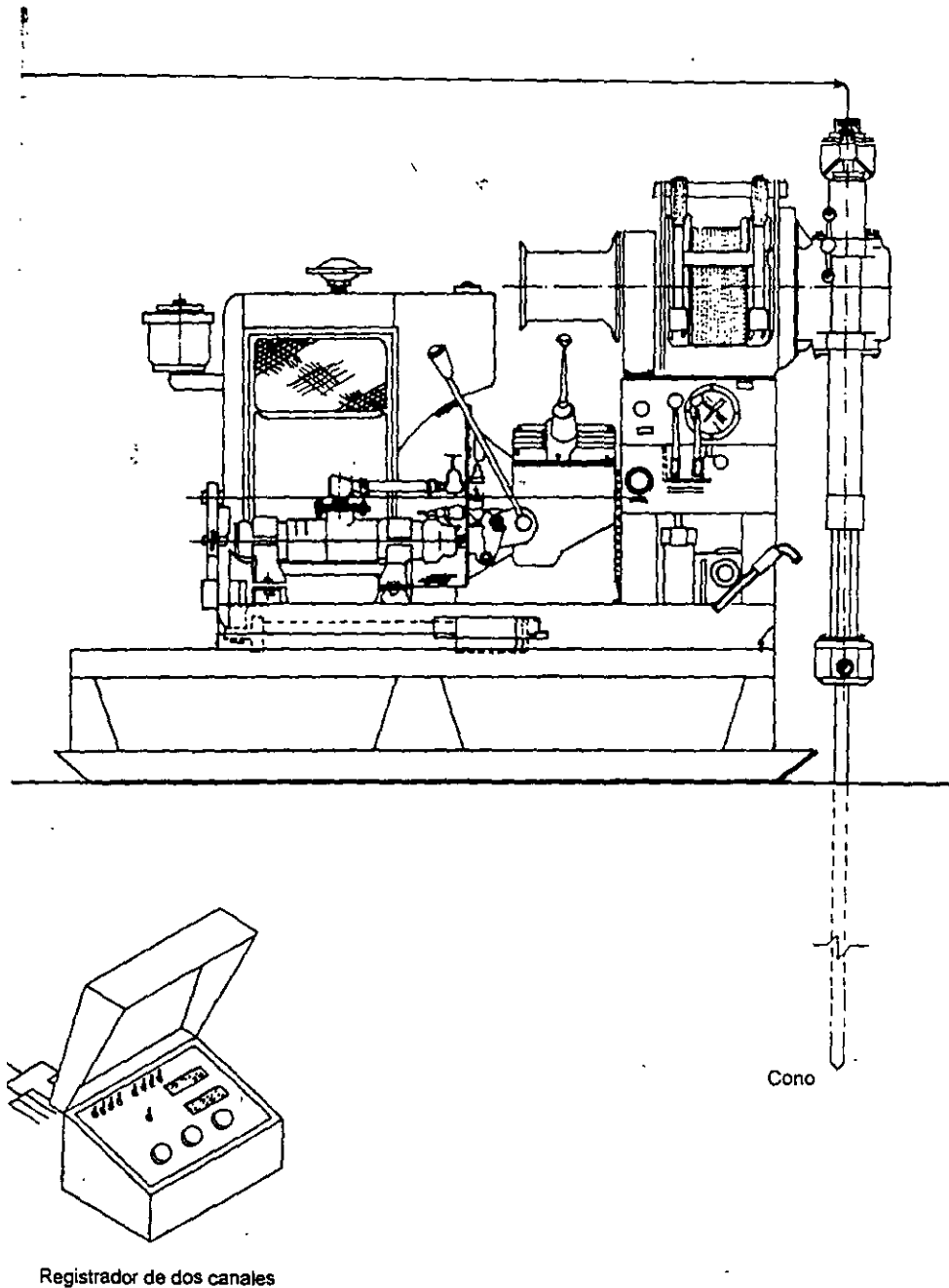


Fig. 2.9, Operación del cono

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Sondeos exploratorio en roca

Objetivos:

- Se tiene una recuperación continua de núcleos de roca, con la finalidad de obtener el índice de calidad de roca (RQD).
- Se determina la estratigrafía de los estratos de roca.
- A las muestras obtenidas se les pueden realizar pruebas de laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Sondeos exploratorio en roca

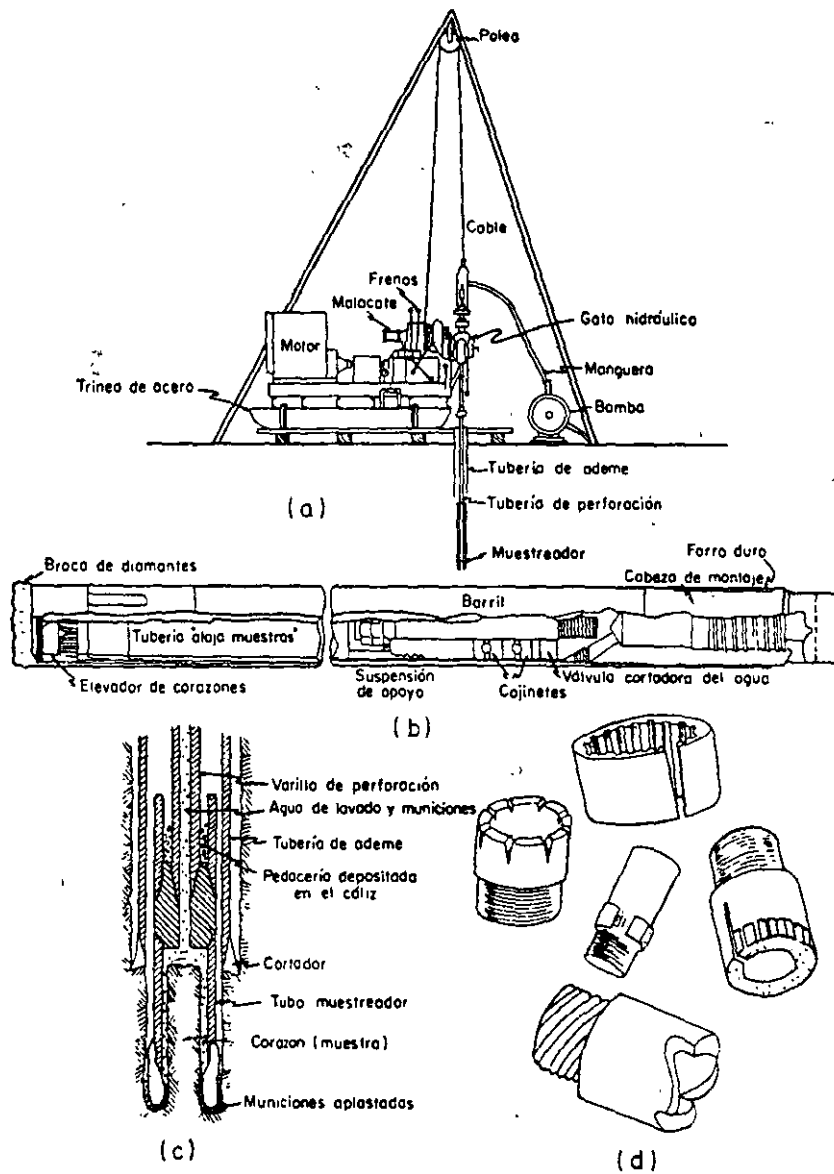


Figura A-10. Equipo para muestreo en roca.

- a) Máquina perforadora
- b) Muestreador para broca de diamante
- c) Muestreador tipo cáliz
- d) Algunos tipos de brocas

CURSO DE MECÁNICA DE SUELOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Métodos directos

Presiómetro

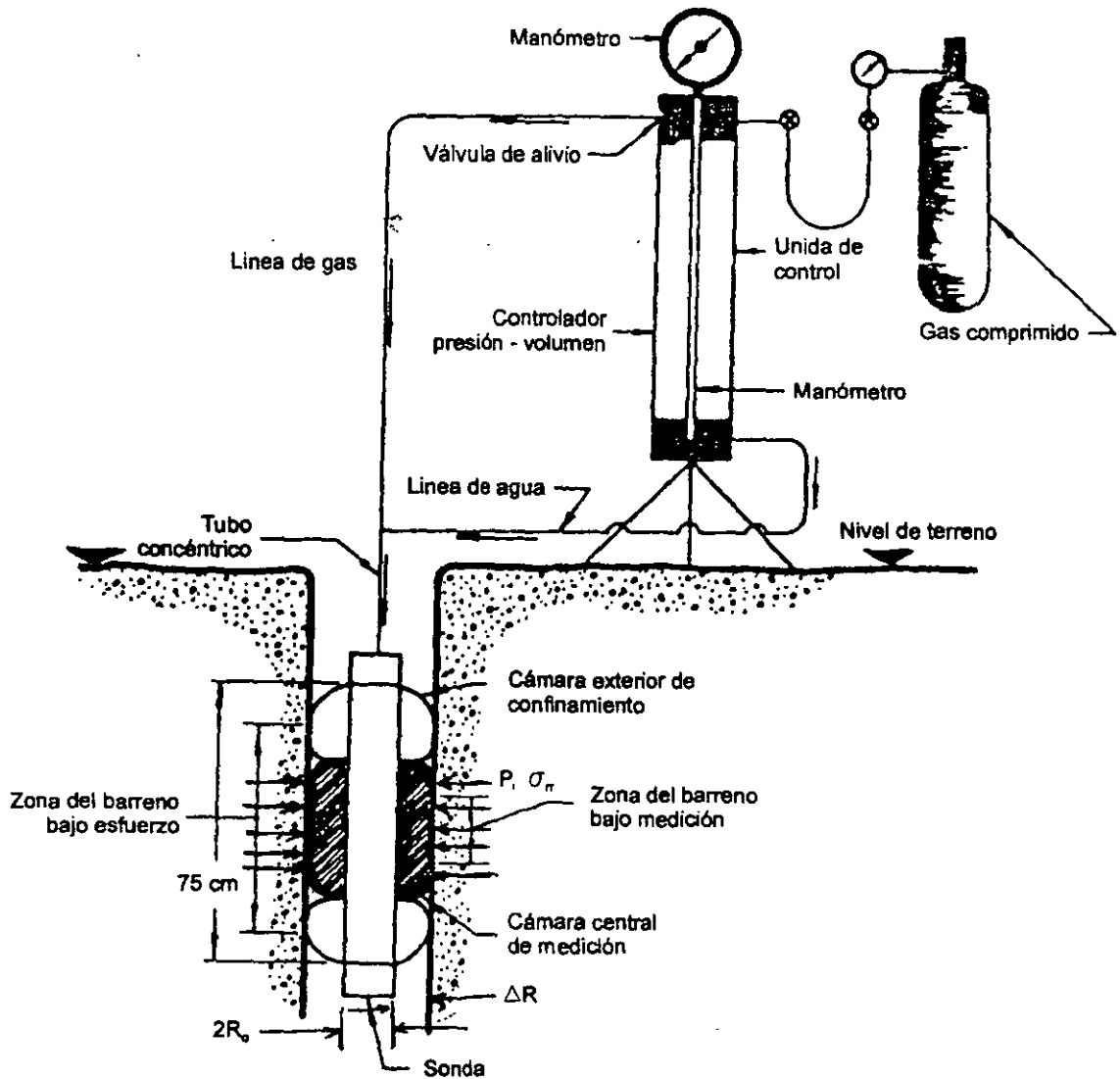


Fig. 2.46, Presiómetro

**“GEOTECNIA APLICADA AL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LÍNEAS DE
TRANSMISIÓN Y SUBESTACIONES ELÉCTRICAS”**

TEMA 2. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS BÁSICOS ...

**NOTAS SOBRE LOS FUNDAMENTOS DE LA
MECÁNICA DE SUELOS**

**M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Profesores de Carrera de Tiempo Completo, UNAM
Otoño de 2004**

NOTAS SOBRE LOS FUNDAMENTOS DE LA MÉCANICA DE SUELOS

1. ORIGEN DE LOS SUELOS

Toda obra de Ingeniería civil tendrá que ser desplantada ya sea en un suelo o sobre un manto rocoso. El tipo de cimentación que se requiera depende de factores tales, como el tipo de suelo, los asentamientos permisibles de la estructura, la magnitud y distribución de las cargas, la presencia de aguas freáticas, la sismicidad, la velocidad máxima del viento, el hundimiento regional, etc.

La geología, auxiliar de la ingeniería civil, clasifica los sedimentos no consolidados en dos grandes grupos como son los suelos residuales y los suelos transportados

Los suelos residuales son el producto de la desintegración y alteración de los componentes minerales de la roca madre debido a los agentes climáticos como pueden ser la humedad, la congelación del agua entre las grietas, la exposición solar, etc. El espesor de un suelo residual puede ser de unos cuantos centímetros a varios metros dependiendo del clima y fisiografía de la región. En zonas tropicales y subtropicales el espesor de los sedimentos suele ser relativamente grande. Generalmente estos suelos se reconocen porque su granulometría se hace más gruesa con la profundidad, siendo muy variable desde grandes fragmentos, grava, arena, limo, arcilla y coloides (arcilla de tamaño extremadamente pequeño). La densidad y grado de cementación también suelen variar con la profundidad; las densidades más bajas pueden encontrarse en la parte superior del suelo debido al fenómeno de lixiviación que consiste en el arrastre de sedimentos finos hacia las partes más profundas por corrientes de agua. Las propiedades de compresibilidad pueden ser altas a muy altas. En el caso de áreas volcánicas, pueden generarse arcillas montmoriloníticas de características expansivas. Es importante señalar que los sedimentos residuales suelen presentar los mismos defectos estructurales que el macizo rocoso que les dio origen como pueden ser grietas, fallas, juntas, etc.

Los suelos transportados son el producto de la acción de agentes de transporte que actúan sobre la roca madre o el suelo original entre los que vale la pena mencionar el viento, los ríos, las fuerzas de gravedad, los volcánes y los glaciares, generando depósitos eólicos, aluviales, lacustres y marinos, de piemonte, volcánicos resientes y glaciares.

Los sedimentos eólicos son materiales transportados por el viento a un lugar donde se acumulan, formando dunas, loess, playas eólicas y grandes depósitos de polvo volcánico durante las erupciones volcánicas. Estos depósitos son característicos de regiones áridas donde el nivel de aguas freáticas se encuentra a gran profundidad. Pueden llegar a presentar alta a muy alta compresibilidad. Los loess tienen la peculiaridad de cambiar sus propiedades mecánicas ante cambios

en el nivel de aguas freáticas o condiciones de filtración, sufriendo una súbita compactación si soportan la carga de una estructura.

Los sedimentos aluviales son arrastrados y depositados por el agua en movimiento. Debido a cambios de velocidad del agua a lo largo del cauce se van depositando los tamaños de los granos en el lecho del río en forma gradual desde los grandes fragmentos de roca, para velocidades elevadas del agua, hasta los tamaños de granos de suelo como son gravas, arenas, limos y arcillas. En general son bien graduados y medianamente compactos a muy compactos. Los sedimentos finos pueden presentar mediana compresibilidad, pero los cuarzosos pueden tener baja a muy baja compresibilidad.

Los sedimentos finos a muy finos como limos y arcillas son depositados cuando el agua en movimiento sufre una disminución de velocidad, como en los lagos, lagunas marginales, estuarios y deltas. Pueden contener materia orgánica coloidal o pueden estar compuestos totalmente por material orgánico como la turba. Su compresibilidad puede ser mediana a muy alta. En estos suelos es muy importante estudiar la evolución de las deformaciones con el tiempo cuando se aplica una carga, fenómeno conocido como consolidación. La resistencia al esfuerzo cortante es media a muy baja.

Los depósitos de piemonte son sedimentos acumulados al pie de las montañas en su pendiente final debido a avalanchas, deslizamientos, etc. Contienen materiales de todos tipos y tamaño de granos, incluyendo vegetación, troncos y materia orgánica fina. Son suelos sumamente erráticos, haciendo que su compresibilidad sea muy variable y se tenga que determinar con gran detalle, lo mismo ocurre con la resistencia al esfuerzo cortante. Cuando descansan en un lecho de materia orgánica en el contacto con el talud original pueden presentar inestabilidad cuando se aplican sobrecargas en ellos.

Los depósitos volcánicos recientes forman un grupo muy especial debido a su gran variedad, como son grandes fragmentos de roca, lajares, ceniza volcánica, detritus y vidrio volcánico. Pueden clasificarse como sedimentos eólicos, aluviales o lacustres dependiendo del ambiente donde se sedimenten. Cuando sufren el ataque de la intemperie se pueden clasificar como residuales.

Los depósitos glaciares se forman cuando el hielo que se desliza lentamente en los glaciares, pudiéndose clasificar como aluviales, lacustres o incluso, eólicos o residuales.

2. PROPIEDADES ÍNDICE

Para comenzar a entender el comportamiento de los depósitos de suelo es necesario analizar ciertas propiedades que funcionan como un "índice", o sea que proporcionan una idea del comportamiento del material en estudio en comparación con otro; por ejemplo, la cantidad de agua en su interior, su densidad etc. Un suelo

comparativamente más húmedo que otro podría presentar menor resistencia o mayor deformabilidad que aquel.

2.1 DEFINICIONES FÍSICAS

Consideremos una muestra de material obtenida del subsuelo a una cierta profundidad. Idealmente es posible separar en un esquema llamado "diagrama de fases" (Fig. 2.1), sus tres componentes básicas, esto es:

1. Los sólidos, son los granos del suelo que pueden variar en tamaño, forma, textura, etc., y que también dan lugar a los poros o espacios intergranulares.
2. El agua y otros líquidos, que generalmente se encuentran mezclados con aire en la naturaleza.
- 3.- El aire y otros gases, como el carbónico.

VOLUMENES			PESOS		
V_m	V_v	V_a	AIRE	≈ 0.0	W_m
		V_w	AGUA	W_w	
	V_s	SÓLIDOS	W_s		

Fig. 2.1 Diagrama de Fases del Suelo

- V_m Volumen de la muestra: $V_m = V_v + V_s$
- V_v Volumen de vacíos $V_v = V_a + V_w$
- V_a Volumen del aire
- V_w Volumen del agua
- V_s Volumen de sólidos
- W_w Peso del agua
- W_s Peso de sólidos
- W_m Peso de la muestra. $W_m = W_w + W_s$

A partir del diagrama anterior es posible establecer los siguientes conceptos o definiciones llamadas relaciones fundamentales que aparecen en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Definiciones Fundamentales

CONCEPTO	FÓRMULA	RANGO DE VALORES TEÓRICO
Peso específico	$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$	Mayor que cero
Peso específico seco	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s}$	Mayor que cero
Peso específico saturado $\gamma_w =$ peso específico del agua	$\gamma_{sat} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V_m}$	Mayor que cero
Peso específico sumergido	$\gamma'_m = \frac{W_s + V_v \gamma_u - V_m \gamma_u}{V_m}$	Mayor que cero
Peso específico de sólidos	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	Mayor que cero
Densidad de sólidos	$s_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_u}$	Mayor que 0
Contenido de agua	$\omega(\%) = \frac{W_u}{W_s} \times 100$	Mayor o igual a cero
Relación de vacíos	$e = \frac{V_v}{V_s}$	Mayor que cero
Porosidad	$n = \frac{V_v}{V_m}$	entre 0 y 1
Grado de saturación	$G_u(\%) = \frac{V_u}{V_v} \times 100$	entre 0 y 100%
Grado de saturación de aire	$G_a(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100$	entre 0 y 100%

Tabla 2.2 Correlaciones

$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$
$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$
$\gamma'_m = \gamma_{sat} - \gamma_u$
$e = \frac{\gamma_u}{\gamma_d} s_s - 1$
$n = \frac{e}{1 + e}$
$G_u(\%) = \frac{\omega s_s}{e} 100$

Se sabe que en general un suelo granular entre más compacto se encuentre mejores son sus características de resistencia y deformabilidad, por lo que Terzaghi introdujo el concepto de Grado de Compacidad o Compacidad Relativa, C_r , y la definió como.

$$C_r(\%) = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

donde:

e_{\max} Relación de vacíos para el estado más suelto del suelo
 e_{\min} Relación de vacíos para el estado más compacto.
 e_{nat} Relación de vacíos en el estado natural

En el caso de suelos compactados, una forma de medir su compacidad es a través del concepto de Grado de Compactación o Compactación Relativa, CR, definida como:

$$CR(\%) = \frac{\gamma_{d\text{com}} - \gamma_{d\text{min}}}{\gamma_{d\text{max}} - \gamma_{d\text{min}}} \times 100$$

siendo:

$\gamma_{d\text{max}}$ Peso específico seco para el estado más compacto del suelo
 $\gamma_{d\text{min}}$ Peso específico para el estado más suelto.
 $\gamma_{d\text{com}}$ Peso específico para el suelo compactado en el campo.

Ejemplo

Una pastilla de suelo es labrada dentro de un anillo de acero inoxidable que la confina lateralmente. Los datos son:

Diámetro interior del anillo = 7.98 cm
Altura del anillo = 2.03 cm
Peso del anillo = 158.15 g
Peso del anillo más la muestra húmeda = 135.58 g
Peso del anillo más la muestra seca = 215.38 g
Densidad de sólidos = 2.50

Obtenga usted:

- El peso específico de la muestra
- El contenido de agua
- El peso específico seco
- La relación de vacíos
- La porosidad
- El peso específico saturado
- El grado de saturación de la muestra

Respuestas:

Primero dibujaremos el diagrama de fases de forma numérica, como se muestra en el siguiente esquema:

VOLUMENES (cm ³)			PESOS (g)		
$\pi \cdot 7.98^2 / 4$ = 101.53	101.53 - 22.89 = 78.64	0.29	AIRE	≈ 0.0	135.58
		78.35	AGUA	135.58 - 57.23 = 78.35	
	22.89	57.23 / 2.50 = 24.56	SÓLIDOS	57.23	

Sustituyendo valores en las ecuaciones de la tabla 2.1 se obtiene:

$$a) \gamma_m = \frac{135.58}{101.53} = 1.34 \frac{t_f}{m^3}$$

$$b) \omega = \frac{78.35}{57.23} \cdot 100 = 136.90 \%$$

$$c) \gamma_d = \frac{57.23}{101.53} = 0.56 \frac{t_f}{m^3}$$

$$d) e = \frac{78.64}{22.89} = 3.43$$

$$e) n = \frac{78.64}{101.53} = 0.77$$

$$f) G_u = \frac{78.35}{78.64} \cdot 100 = 99.6 \%$$

Con las correlaciones de la tabla 2.2 podemos obtener directamente:

$$\gamma_d = \frac{1.34}{1 + 1.369} = 0.56 \frac{t_f}{m^3}; \quad e = \frac{1}{0.56} \cdot 2.50 - 1 = 3.43; \quad n = \frac{3.43}{1 + 3.43} = 0.77 \quad y$$

$$G_u = \frac{1.369 \cdot 2.5}{3.43} \cdot 100 = 99.6 \%$$

2.2 PROPIEDADES DE LOS GRANOS

Las características de los granos conforman otro grupo de propiedades que proporcionan una idea del comportamiento mecánico de la masa de suelo. Se clasifican en: Forma, Mineralogía, Densidad, Dureza, Granulometría y Plasticidad

Los granos gruesos corresponden a los tamaños relativamente grandes de gravas y arenas. Los granos finos corresponden a los tamaños microscópicos de limos y las "láminas" a los tamaños microscópicos y submicroscópicos de arcillas.

2.2.1 FORMA

Es necesario aclarar que la "forma" de los granos sólo tiene relevancia en el caso de suelos gruesos, donde se pueden identificar a simple vista las siguientes formas de granos:

- a) Esférica
- b) Semi-esférica
- c) Semi-angulosa
- d) Angulosa
- e) Lajeada

Los granos de forma esférica tienen mayor resistencia al rompimiento que un grano del mismo material de forma angulosa. Los granos de forma lajeada tenderán a formar "estructuras" anisotrópicas, con mayor resistencia a la conductividad hidráulica en una dirección (por ejemplo la vertical) que en otra (por ejemplo la horizontal).

2.2.2 MINERALOGÍA

Los minerales de los granos gruesos son producto de la roca madre de donde se originaron, siendo los más comunes los silicatos (feldespato de potasio, sodio o calcio, micas, olivino, serpentina, etc.), los óxidos (cuarzo, limonita, magnetita, corindón, etc.), los carbonatos (calcita, dolomita, etc.) y sulfatos (anhidrita, yeso, etc.)

Los minerales de las láminas de tamaño microscópico y sub-microscópico (menos de 0.002 mm) que constituyen un suelo arcilloso se clasifican en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e illitas.

Las caolinitas (del Caolín, arcilla con la que se fabrica la porcelana en China) están formadas por una película sílica y otra aluminica que se van superponiendo hasta formar la lámina arcillosa.

Las montmorilonitas (de la región de Mont Morillon, Francia) se forman por una película aluminica por cada dos sílicas que se superponen hasta forma la lámina. Las moléculas de agua pueden introducirse dentro de la masa de la lámina entre las películas formando lo que se conoce como agua de placa. Las laminas montmoriloníticas tienen la propiedad de adsorber agua y consecuentemente sufrir un fuerte hinchamiento o expansión en su presencia. La bentonita, usada para estabilizar los barrenos de exploración, es una arcilla de este tipo.

Las ilitas (Grim, R.E.) al igual que las montmorilonitas están formadas por una película aluminica entre dos sílicas, pero con la diferencia de que forman grumos con menor tendencia a adsorber el agua, por lo que su expansividad es menor que la de las montmorilonitas.

2.2.3 DENSIDAD DE SÓLIDOS

La densidad de los granos es un parámetro que no sólo funciona como una propiedad índice sino que también interviene dentro de los cálculos para la determinación de las propiedades mecánicas como en el caso de la compresibilidad de los suelos.

En la tabla siguiente se proporcionan los rangos de variación de la densidad de sólidos de algunos componentes de los suelos:

Tabla 2.3 Densidades de sólidos de algunos materiales

MATERIAL	Ss
Cuarzo	2.65-2.67
Feldespatos	2.54-2.76
Moscovita	2.80-2.90
Biotita	3.00-3.10
Augita	3.20-3.40
Hornblenda	3.20-3.50
Calcita	2.72
Dolomita	2.85-2.87
Yeso	2.32
Talco	2.70
Limonita	3.80
Magnetita	5.17
Hematina	5.20
Fragmentos de roca	2.50-3.00
Arcilla de la Ciudad de México	2.20-2.50
Turba	1.50-2.10

Para medir la densidad de sólidos en el laboratorio se hace uso del Principio de Arquímedes, usando un matraz con una señal en su cuello llamada "marca de aforo". Lo anterior se explica gráficamente mediante el siguiente diagrama:

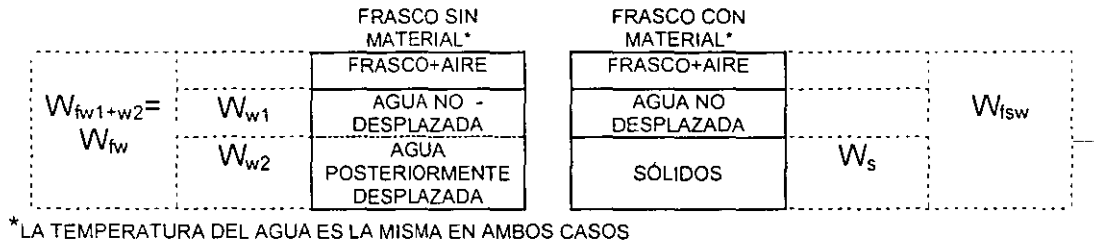


Fig 2.2 Obtención de la Densidad de Sólidos

- W_{fw} Peso del matraz con agua hasta la marca de aforo
- W_{w1} Peso del agua no desplazada por los sólidos
- W_{w2} Peso del agua desplazada por los sólidos
- W_s Peso de los sólidos
- W_{fsw} Peso del matraz con sólidos y agua (suspensión) hasta la marca de aforo

El volumen de los sólidos es igual al peso del agua desplazada por ellos dividido; entre el peso volumétrico del agua, esto es:

$$V_s = \frac{W_{w2}}{\gamma_w}$$

Pero del diagrama anterior:

$$W_{w2} = W_{fw} - W_{fsw} + W_s$$

De donde

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} - W_{fsw} + W_s}$$

El diagrama anterior requiere que las temperaturas en ambos casos sean las mismas, como es muy difícil mantener siempre la misma temperatura en el laboratorio, se hace uso de una "gráfica de calibración del matraz" en donde se dibujan los diferentes pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo a diferentes temperaturas, usando un termómetro con precisión de 0.1° con graduaciones de cero a 50°. Posteriormente durante el ensaye se mide la temperatura del frasco con la suspensión en tres posiciones: abajo, en medio y arriba, definiéndose un promedio de las tres si no varían en ± 0.1°.

El matraz debe estar limpio para lo cual se utiliza una mezcla al 20% de dicromato de potasio disuelto en agua caliente, dejando enfriar la solución y mezclándola al

80% con ácido sulfúrico. Se baña el matraz con agua bidestilada y con alcohol. Finalmente se enjuaga el matraz con éter sulfúrico y se coloca boca abajo durante 10 minutos para eliminar los vapores. Durante el ensaye no debe tocarse el cuello del frasco con las manos para no adherirle grasa corporal, sino con toallas sanitas

Para eliminar el aire contenido en el agua y en la suspensión se hace uso de un sistema de vacío incluida una bomba de vacío, tubería, mangueras, tapones, etc., y un Baño María graduado a diferentes temperaturas, que sirve para acelerar el proceso de succión de aire.

2.2.4 DUREZA

Es importante identificar el grado de dureza de los granos que componen un suelo, ya que por ejemplo los granos de una arena cuarzosa son mucho más resistentes y menos compresibles que los granos mucho más ligeros que componen un tezontle.

En la siguiente tabla se enlista la Escala de Dureza de Moss de los minerales:

Tabla. 2.4 Escala de Dureza de Mohs

Mineral	Dureza	Identificación en campo
Talco	1	Marca los tejidos
Yeso	2	Se puede arañar con la uña
Calcita	3	Se puede rayar con una moneda de cobre
Fluorita	4	
Apatita	5	Se puede rayar con una navaja
Magnetita	6	Araña el vidrio de una ventana
Cuarzo	7	No se puede rayar con una navaja
Topacio	8	
Corundo	9	No raya el diamante
Diamante	10	No raya otros diamantes

2.2.5 DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Al igual que la forma, la distribución de los granos por tamaños sólo tiene importancia en el caso de los suelos gruesos. Para tal efecto se utiliza un juego de mallas o tamices a base de filamentos de acero inoxidable, identificadas ya sea por el tamaño de la abertura en pulgadas o por el número de hilos o filamentos por pulgada cuadrada como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 2.5 Juego de mallas para la prueba granulométrica

MALLA #	3"	2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	20	40	60	100	200
ABERTURA (mm)	76.2	50.8	25.4	19.1	12.7	9.52	4.76	2.00	0.84	0.42	0.25	0.149	0.074

Los granos de un material se identifican por su "nombre" de acuerdo con su tamaño. En la siguiente tabla se dan los nombres de los granos gruesos y sus rangos de variación en tamaños:

Tabla 2.6 Nombre de los granos según su tamaño

NOMBRE DEL GRANO	PROPIEDAD	TAMAÑO (mm)
Fragmento de roca	No aplica	Mayor de 76
Grava	Gruesa	30 a 76
	Media	19 a 30
	Fina	4.76 a 19
Arena	Gruesa	2 a 4.76
	Media	0.42 a 2
	Fina	0.074 a 0.42

Para poder separar los diferentes tamaños de los granos las mallas deben estar ordenadas de mayor a menor abertura y limpias de impurezas que se pudieran haber incrustado en pruebas anteriores; El material debe manejarse con cuidado para no perder finos antes del pesado; Los fragmentos muy grandes deben limpiarse con una brocha gruesa y colocarse uno por uno para evitar que el equipo se dañe, la arena y finos resultado de esta acción deben regresarse a la muestra; el resto del material debe hacerse pasar por agitado evitando que los granos pasen forzados por las mallas. El material retenido en cada malla se pesa seco, ΔW_s , y se registra en el formato correspondiente. Se calculan los porcentajes retenidos parciales (para cada malla), P_{rpi} , retenidos acumulados, P_{ra} , y los porcentajes acumulados, P_a , como:

$$P_{rpi} = \frac{\Delta W_s}{\sum_{i=1}^n \Delta W_s}; P_{rai} = \sum_{i=1}^m P_{rpi}; P_{ai} = 100\% - P_{rai}$$

Siendo:

n Número total de mallas

m Número de mallas empleadas hasta ese momento

Una vez obtenidos los porcentajes acumulados, éstos se grafican contra el "diámetro" del grano correspondiente en escala semilogarítmica (Fig 2.2). Como se observa esta gráfica llamada "curva de distribución granulométrica" es una curva estadística acumulativa representativa de la distribución de los granos dentro de la muestra por tamaños.

Un vistazo a vuelo de pájaro, permite al ingeniero geotecnista saber con que material está tratando. Primeramente se observa si se trata con un suelo grueso o un fino, y si es un suelo grueso quienes predominan, las gravas o las arenas.

La forma de la curva también es un indicativo del suelo; una línea acostada indica un suelo con tamaños variados, en cambio una curva parada señala un suelo con predominancia de un tamaño. Para un cálculo más preciso se definen dos coeficientes, que combinados permiten saber si se trata de un suelo bien o mal "graduado", estos son el coeficiente de uniformidad, C_u , y el coeficiente de curvatura, C_c , dados por:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{D_w^2}{D_{60}D_{10}}$$

Siendo D_i el diámetro del grano correspondiente al porcentaje "i" de la curva granulométrica.

Para que la parte gruesa de un suelo sea bien graduada se requiere, en el caso de arenas, que el C_u sea mayor de 6, y que C_c esté comprendido entre los valores de 1 y 3, en el caso de gravas $C_u > 4$ y C_c entre 1 y 3. En el apartado 2.3 se trata con un poco de más detalle esta clasificación.

2.2.6 PLASTICIDAD

Los tres estados de la materia que se identifican son: el sólido, el líquido y el gaseoso. El estado sólido se identifica por su impenetrabilidad, el líquido y el gaseoso se reconocen porque son estados fluidos. Sin embargo, existe un cuarto estado conocido como estado plástico; caracterizado porque a la materia se le puede dar la forma que uno quiera, esto es puede ser moldeada; esta es la consistencia que adquiere la masa para hacer pasteles cuando el panadero la trabaja. En los suelos para lograr ese estado es necesario hacer un "remoldeo" del suelo con espátulas y agregarle o quitarle agua hasta lograr la consistencia plástica; de hecho existe un rango de humedades para las cuales el suelo se comporta plásticamente. Incluso se puede hablar de estado intermedios de la materia tales como el semisólido o el semilíquido dependiendo del contenido de agua del suelo remoldeado. Esto se explica esquemáticamente en la siguiente figura, para los distintos estados de la materia:

ESTADO	SÓLIDO	SEMISÓLIDO	PLÁSTICO	SEMILÍQUIDO	LÍQUIDO
FRONTERA	LC	LP	LL		

Fig. 2.3 Estados de un suelo remoldeado haciendo variar su contenido de agua

Como se observa en la figura anterior las fronteras que definen el estado plástico son:

- LP Límite Plástico, frontera inferior entre el estado plástico y el semisólido.
- LL Límite Líquido, frontera superior entre el estado plástico y el semilíquido.

La tercera frontera que se observa en el esquema (LC), entre los estados semisólido y sólido, se le conoce como "límite de contracción" y se le define como el contenido de agua para el cual la muestra remoldeada deja de contraerse al irse secando y a partir de este momento su volumen se hace constante.

Para la determinación de límite líquido actualmente hay dos técnicas: la Copa de Casagrande y el Método del Cono; la primera es la más antigua y la única que se discutirá en estas notas. Consta de un recipiente de bronce semiesférico (fig. 2.4), con radio interior de 54 mm, espesor de 2 mm y peso de 200 ± 20 g incluido un tacón adosado. En la copa se colocará el material a ensayar y posteriormente se le hará una ranura a todo lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón. La ranura es de forma trapecial y se logra utilizando un ranurador de dimensiones estándares: 2 mm de base, 11 mm de corona y 8 mm de altura, manteniéndolo siempre normal a la copa semiesférica. Mediante una manivela que eleva la copa a una altura de 1.0 cm, el recipiente golpea la base de "micarta" del equipo, varias veces a un ritmo de 2 golpes por segundo. A medida que se van dando los golpes la ranura se va cerrando; el Límite Líquido se define como el contenido de agua para el que la ranura se cierra a lo largo de $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm) con 25 golpes dados a la copa.

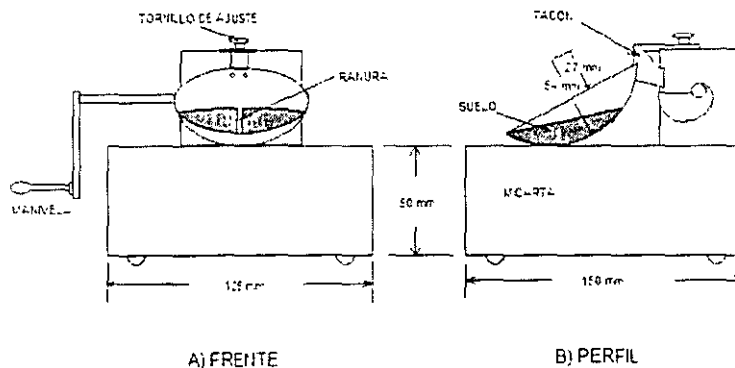


Fig. 2.4 Esquema de la copa de Casagrande

De hecho, el límite líquido se determina con dos contenidos de agua de la muestra con número de golpes entre 6 y 25 y dos contenidos de agua entre 25 y 35 golpes. Con los datos anteriores se traza la curva de humedad vs número de golpes en escala semilogarítmica llamada curva de fluidez, la cual en esa escala tiende a ser una línea recta (Fig. 2.5). Si no hay mucha dispersión en los datos a ojo se puede

hacer la regresión lineal correspondiente para los 4 puntos obtenidos de la prueba. El límite líquido es la ordenada donde a la curva de fluidez le corresponde una abscisa de 25 golpes.

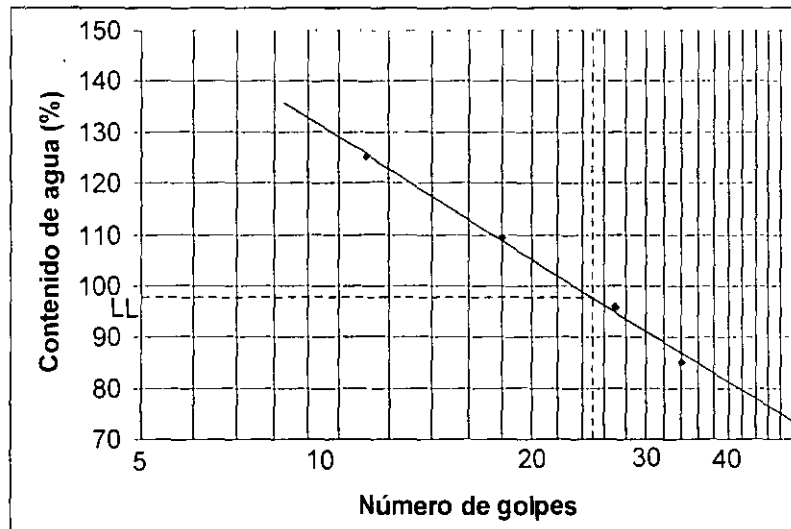


Fig. 2.5 Curva de Fluidez.

Para la determinación del límite plástico se rola entre la palma de una mano y los dedos de la otra un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro. El límite plástico se alcanza por este procedimiento cuando el material se desmorona y se agrieta justamente en el momento en el que cilindro de suelo alcanza un diámetro de 1/8" (3.2 mm).

Para medir el límite de contracción el suelo se prepara en el límite líquido y se introduce dentro de un anillo de volumen conocido, enrasando el sobrante con una espátula, se pesa el conjunto para obtener el peso de la muestra y se deja secar el material fuera del horno durante algún tiempo para evitar que se agriete. Posteriormente se termina de secar en el horno. El límite de contracción se obtiene con la siguiente expresión:

$$LC(\%) = \frac{W_m - W_s - (V_m - V_s)\gamma_w}{W_s} 100$$

donde:

- W_m Peso de la muestra húmeda
- W_s Peso de la muestra seca
- V_m Volumen de la muestra húmeda
- V_s Volumen de la muestra seca

Para obtener el volumen de la muestra seca se utiliza un recipiente de vidrio que pueda contener la muestra (Fig. 2.7); el frasco se coloca dentro de una cápsula de mayor diámetro, llenándolo de mercurio hasta el enrase (tener cuidado de no tocar el mercurio ya que éste se puede introducir al organismo y alojarse en las articulaciones mucho tiempo); se le pone una tapa que tiene tres patas al centro para derramar el excedente de mercurio en la cápsula; el excedente se retira y se coloca el recipiente otra vez en la cápsula; la muestra seca se deposita sobre la superficie del mercurio y se sumerge presionándola con las patas de la tapa hasta ésta haga contacto con la parte superior del recipiente; la cantidad de mercurio desplazada por el suelo se pesa y se calcula el volumen correspondiente del material, sabiendo que el peso específico del mercurio es 13.56 t/m^3 .

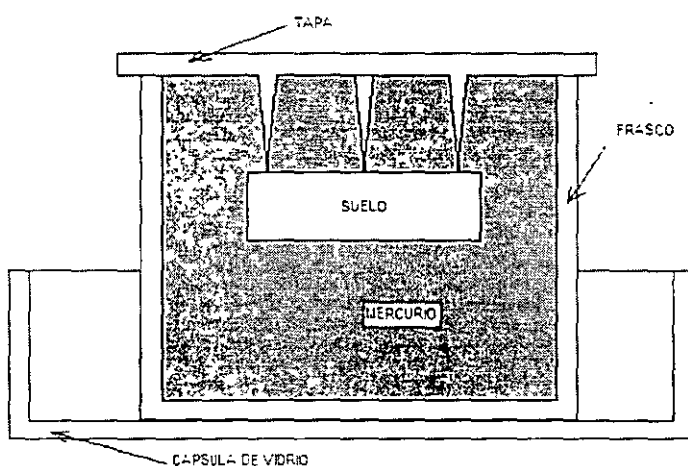


Fig. 2.7 Determinación del volumen de la muestra seca

Es necesario aclarar que la obtención de los límites de consistencia debe hacerse con material que pasa la malla No. 40, por lo que la arena fina se toma en cuenta en la plasticidad del material, no sólo los finos.

Con los datos de los límites líquido y plástico se calcula la diferencia entre ellos llamada Índice Plástico (Ip). La plasticidad de la fracción de suelo ensayada puede determinarse a partir de la Carta de Plasticidad de la siguiente figura.

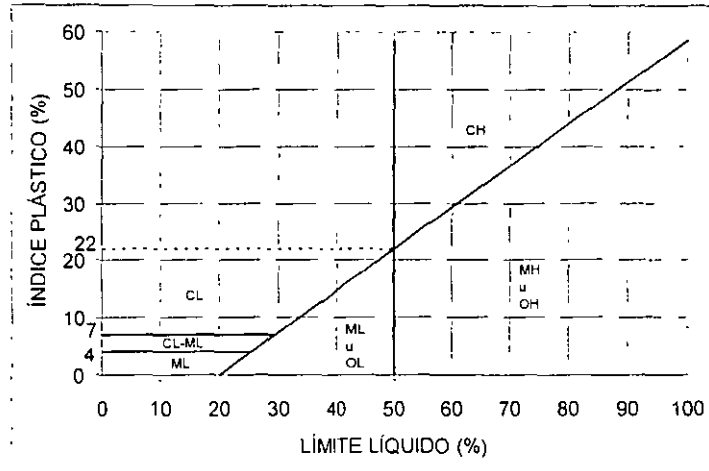


Fig. 2.8 Carta de Plasticidad

En la figura anterior, para la fracción probada de suelo, los símbolos de la carta indican su tipo: limosa (M = mo, palabra sueca), arcillosa (C = clay, palabra inglesa) u orgánica (O) y su "posible compresibilidad" (si es que el suelo se encuentra en la naturaleza bajo cierto estado de humedad) que se reconoce con las letras L (Low) y H (High) y que es una "característica" del material.

2.3 IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La utilidad de la identificación y clasificación de los suelos radica en que se pueden conocer de manera cualitativa sus propiedades mecánicas e hidráulicas de acuerdo con el grupo de suelo en que se sitúen.

2.3.1 PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

A continuación se describen los tipos más frecuentes de depósitos:

a) Gravas

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas, que dado su origen presentan aristas con algún grado de desgaste. Como material suelto, suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los deltas de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con una mayor o menor proporción de boleas, cantos rodados, arenas, limos y arcillas.

b) Arenas

Son materiales cuyo origen es similar a la de las gravas, existiendo en formas como: arena de río, arena de playa, arena volcánica, vidrio volcánico, etc.

c) Limos

Son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser inorgánicos como los producidos en las canteras u orgánicos como los que suelen encontrarse en los ríos con características plásticas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro.

d) Arcillas

Son materiales químicamente muy activos y mecánicamente muy plásticos al ser mezclados con agua, que suelen contraerse y endurecerse fuertemente al secarse, presentando un agrietamiento prismático. Al formarse su estructura dentro de un ambiente acuático, pueden llegar a presentar muy altas humedades (hasta 5 o 6 veces más agua que sólidos, en peso), siendo entonces muy blandos y altamente compresibles, contando con muy baja resistencia al esfuerzo cortante. Su estructura posee relaciones de vacíos relativamente grandes y a pesar de ello son materiales muy poco permeables. Una de sus características es que cuando se someten estos suelos a la acción de esfuerzos compresivos, la deformación correspondiente no se presenta de manera instantánea, como en otros materiales, sino que evolucionará con el tiempo. Otra característica interesante es que cuando se remodelan pierden toda su cohesión, pero esta resistencia perdida la recuperarán parcialmente con el tiempo; este fenómeno se le conoce con el nombre de "tixotropía" y es de naturaleza físico-química.

e) Turba

Es un material fibroso cuyos componentes pueden ser la materia orgánica empaquetada y mezclada con arcilla. Es un suelo totalmente indeseable para la construcción ya que la descomposición química en estos materiales es muy fuerte, a no ser que reciba algún tipo de tratamiento.

f) Caliche

Es un material cuyos granos se encuentran parcialmente cementados por carbonatos calcáreos.

g) Marga

Es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso claro.

h) Loess

Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos debido a un cementante de tipo calcáreo. Su color es generalmente castaño claro. El diámetro de los granos está comprendido entre 0.01 y 0.05 mm. Se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces muertas. Puede presentar inestabilidad ante una corriente de agua, reconociéndose entonces como un material "colapsable"; si una obra civil se desplanta en el suelo original, ésta sufrirá un asentamiento brusco. Los loess modificados son aquellos suelos que han perdido sus características de loess debido a procesos geológicos secundarios, tales como inmersión temporal, erosión y formación de nuevo depósito.

i) Diatomeas

Las tierras diatomáceas son depósitos de polvo silíceo, generalmente de color blanco, compuesto parcial o totalmente por residuos de diatomeas (algas unicelulares microscópicas de color pardo de origen marino o agua dulce cuyo esqueleto presenta características silíceas).

j) Gumbo

Material arcilloso fino, generalmente libre de arena, que parece cera a la vista. Al tacto es pegajoso, muy plástico y esponjoso, difícil de trabajar.

k) Tepetate

Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante, el tepetate se suele llamar arcilloso, limoso o arcilloso, o con nombres dobles como arcillo-limoso si predomina la arcilla, limo-arenoso si predomina el limo, areno-limoso si predomina la arena y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas. Pueden encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y ceniza basáltica que no tuvieron tiempo de intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró. También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

2.3.2 IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

La identificación de los suelos es una actividad en donde el técnico utiliza la mayoría de sus sentidos tales como la vista, el tacto, el oído y el olfato, que le sirven para reconocer el tipo de suelo de que se trate. A continuación se mencionan algunas técnicas al respecto.

a) Suelos gruesos

Para distinguir entre gravas y arenas hay que recordar que aproximadamente medio centímetro es la frontera. Para distinguir entre arenas finas y limos o arcillas, el tamaño de las arenas es lo más pequeño que se puede distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

Por comparación con otros objetos de tamaño conocido se puede tener una idea del tamaño de los granos que constituyen un suelo, como lo que se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 2.7 Tamaño comparativo de granos

NOMBRE	TAMAÑO (mm)	TAMAÑO COMPARATIVO
Boleo	≥ 305	Una pelota de baloncesto o mayor
Canto rodado	76 – 305	Naranja – sandía
Grava gruesa	30 – 76	Limón – naranja
Grava media	19 – 30	Uva – limón
Grava fina	4.76 – 19	Chicharo – uva
Arena gruesa	2 – 4.76	Sal gruesa
Arena mediana	0.42 – 2	Azúcar
Arena fina	0.074 – 0.42	Azúcar en polvo

Para tener una idea burda de la granulometría se puede tomar una muestra representativa lo más pequeño posible y separar manualmente sus componentes, clasificándolos por tamaños y sacando a simple vista su porcentaje.

b) Suelos finos

Si un material fino contiene algo de arena fina, su presencia se puede descubrir colocando y tallando un poco de material entre los dedos índice y pulgar; acercando la masita al oído se reconoce la arena porque hace un ruido como de lija.

El limo se reconoce porque su tacto es áspero, en cambio el de la arcilla es suave como de mantequilla, por eso los antiguos pobladores del Valle de México daban el nombre de "jaboncillo" a la arcilla de la Ciudad de México. Una característica del limo es que se seca más rápido que la arcilla cuando se coloca una película de material en la palma de la mano. Otra característica de limo es que no se pega fuertemente a los objetos como las palmas de las manos o los zapatos cuando se seca, pudiéndose retirar con sacudidas, en cambio la arcilla se adhiere fuertemente.

Para reconocer el tipo de fino se puede hacer un cubito de suelo aproximadamente de 1.0 cm de lado u observando un terrón del lugar, dejando que se seque al aire por completo. Se toma el cubito entre los dedos índice y pulgar; si se desmorona con poca presión digital es un limo, pudiéndose reducir a polvo con los dedos.

El color es un dato útil para reconocer el tipo y constituyentes minerales del suelo; así por ejemplo: el negro y tonos oscuros pueden ser indicativos de materia orgánica, el rojo señalan la presencia de óxidos, el blanco de la caolinita es resultado de la alteración del feldespato de los granitos, etc

Los suelos finos orgánicos como las turbas, tienen un olor que los distingue, muchas veces como de huevo podrido o pescado.

2.3.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) utiliza símbolos para clasificar un suelo, de acuerdo con su "tipo" y "característica" (granulométrica en el caso de los granos gruesos o de posible compresibilidad en el caso de la fracción que pasa la malla No. 40); los tipos son:

- G Grava (Gravel)
- S Arena (Sand)
- M Limo (mo)
- C Arcilla (Clay)
- O Suelo orgánico

Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus granos son gruesos, en caso contrario se considera suelo fino.

Un suelo grueso es grava (G) si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) no pasa la malla No. 4, en caso contrario es arena (S).

Las características son:

- W Bien graduado (well graded)
- P Mal graduado o uniforme (Poorly graded)

- L Baja compresibilidad
- H Alta compresibilidad

Para clasificar un suelo es útil conocer el porcentaje de finos (%F) y en función de éste decidir que símbolo o símbolos le corresponde; esto se explica en la siguiente tabla:

Tabla 2 8 Recomendaciones para clasificar un suelo con el SUCS

%F	SE DEBE PROPORCIONAR:
< 5	El nombre del grueso y su característica (Ej. GW)
5 a 12	El nombre del grueso, su característica y el nombre del fino (Ej. SW-SM)
12 – 50	El nombre del grueso y el nombre del fino (Ej. SC)
> 50	El nombre del fino y su característica (Ej. CH)

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo de los citados en la tabla anterior, deben usarse símbolos dobles, por ejemplo GW-SW.

BIBLIOGRAFÍA DE LOS CAPÍTULOS 1 Y 2

1. Juárez, E. y Rodriguez, R. (1974) "Mecánica de Suelos" Tomo I (Conceptos Fundamentales) Ed. LIMUSA.
2. Lambe W and Whitman R. (1998) "Mecánica de Suelos" Ed. LIMUSA
3. Zeevaert L. (1998) "Compendio Elemental de Mecánica de Suelos" Ed. El Autor.
4. Zeevaert (1973) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" Ed Van Nostrand Reinhold
5. Rivera R. (2004) "Notas del Curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos I" Ed. SMMS

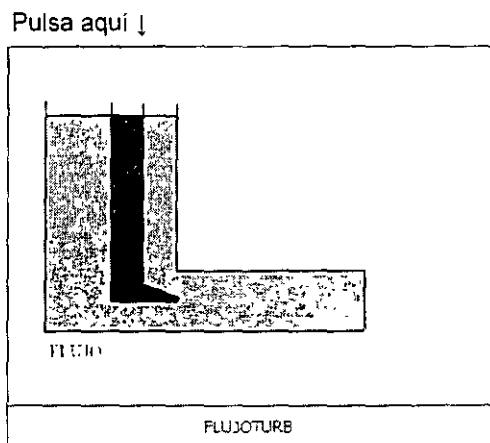
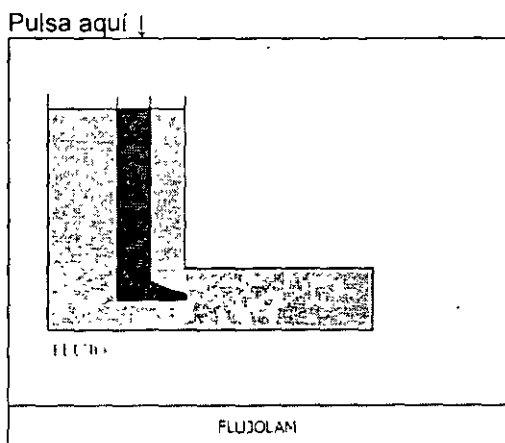
3. PROPIEDADES MECÁNICAS

Las propiedades mecánicas de un suelo permiten al ingeniero de cimentaciones llegar a un diseño de la obra civil en la etapa de estudio, considerando los tres grandes problemas a los que él comúnmente se enfrenta como son: 1) los estados límite de falla (que trata sobre la estabilidad de las estructuras), 2) los estados límite de servicio (que se refiere a los hundimientos totales y diferenciales que sufrirá la cimentación y la superestructura) y 3) el flujo de agua a través de los suelos que influye en el comportamiento de los mismos. Para analizar estos problemas se emplean modelos que se alimentan de los parámetros obtenidos ya sea de pruebas de campo o ensayos de laboratorio de permeabilidad, deformabilidad, resistencia y propiedades dinámicas, en muestras lo menos alteradas posible, o al menos tratando de reproducir en el laboratorio su grado de compactación en estado natural.

3.1 PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo se refiere a su capacidad para permitir el paso de una corriente de agua a través de su masa.

Cuando el ingeniero geotecnista prevea que se presentará un flujo de agua dentro de la masa del suelo de su obra, es conveniente que garantice que el agua fluya bajo el régimen laminar a velocidades relativamente pequeñas, de lo contrario se presentará el fenómeno conocido como régimen turbulento caracterizado por la generación de vórtices que se presentan por la fricción entre las moléculas del agua cuando éstas rebasan cierta velocidad de desplazamiento; este comportamiento puede generar, entre otros riesgos, el arrastre de granos de suelo que tiene como consecuencia la formación de tubos dentro de la masa de suelo, efecto conocido como tubificación. Las figuras 3.1 y 3.2 muestran esquemáticamente los dos tipos de comportamiento.



3.1.1 GRADIENTE HIDRÁULICO

El gradiente hidráulico es una medida de la energía que impulsa al agua a moverse dentro del suelo.

La figura 3.3 muestra un suelo dentro de un tubo de cierto diámetro, el agua se desplaza dentro del espécimen a una velocidad media "v", pasando de la sección 1 a la sección 2, recorriendo la distancia "L", despreciando la carga de velocidad, la carga hidráulica en cualquiera de las dos secciones es:

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma_w} \quad (3.1)$$

Y de acuerdo con la ecuación de Bernoulli de la energía, se tiene:

$$h_1 = h_2 + h \quad (3.2)$$

De donde:

$$h = h_1 - h_2 \quad (3.3)$$

Siendo "h" la pérdida de carga hidráulica que tiene lugar cuando el agua pasa de la sección 1 a la sección 2.

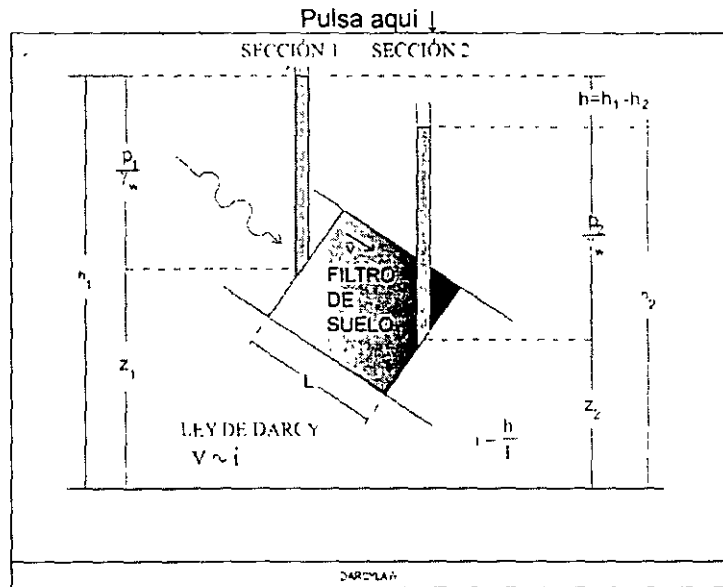


Fig. 3.3

Finalmente, el gradiente hidráulico, i , es un concepto adimensional y representa la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud, esto es:

$$i = \frac{h}{L} \quad (3.4)$$

3.1.2 LEY DE DARCY

En 1856 Darcy descubrió que la velocidad media con la que el agua fluye dentro de una región de flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

En la figura 3.4 se muestra esquemáticamente el comportamiento del agua al variar su velocidad; si el agua parte de velocidades relativamente bajas, en la zona I (laminar), a velocidades mayores en la zona II (transición) cambia a régimen turbulento en el punto B, siguiendo la trayectoria inferior que se indica hasta alcanzar el punto C (correspondiente a la velocidad crítica superior, v_{cs}); en cambio, si se parte de velocidades correspondientes a la zona III (turbulenta) a velocidades menores en la zona de transición, el agua cambia su comportamiento a régimen laminar en el punto "A" (correspondiente a la velocidad crítica inferior, v_{ci}), siguiendo la trayectoria superior que se indica

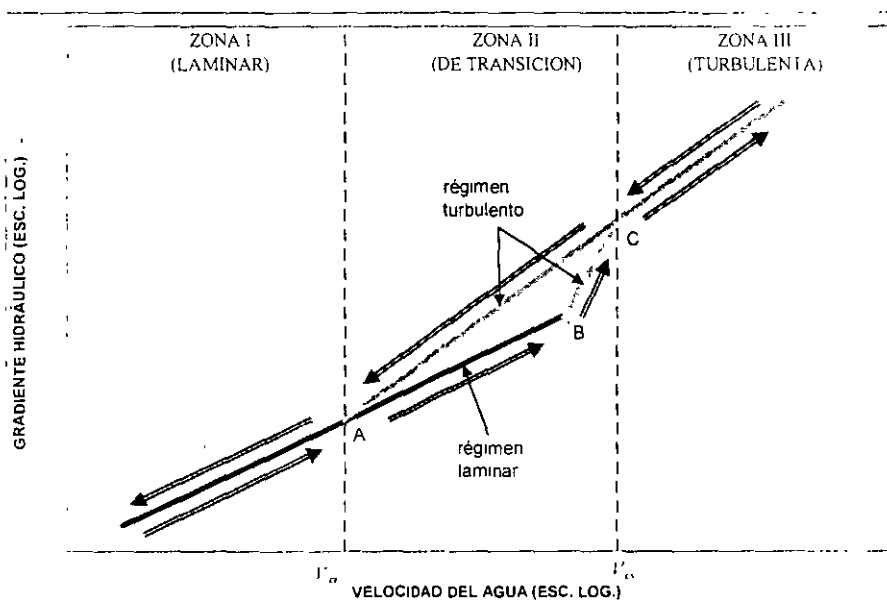


Figura 3.4 Variación de la velocidad en función del gradiente hidráulico

3.1.3 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

De la figura 3.2 se deduce que en régimen laminar, la ley de darcy es:

$$v = k i \quad (3.5)$$

Siendo k una constante de proporcionalidad, conocida como coeficiente de permeabilidad

En virtud de que el gradiente hidráulico es un concepto adimensional, el coeficiente de permeabilidad tiene dimensiones de velocidad, siendo

numéricamente igual a la velocidad media del agua cuando el gradiente hidráulico es igual a uno; físicamente representa la "facilidad" (inverso de la resistencia) con que el agua fluye a través del suelo.

En la figura 3.2 el volumen de agua que atraviesa el suelo en la unidad de tiempo, esto es el gasto, Q , puede expresarse a partir de la ecuación 3.5, como:

$$Q = kAi \quad (3.6)$$

Siendo A el área de la sección.

En la siguiente tabla se muestra el rango de valores de k de acuerdo con el tipo de suelo:

Tabla 3.1 Valores de k según el tipo de suelo

k en cm/s =	10 ⁻²	GRAVAS LIMPIAS		MUY BUEN DRENAJE
	10 ⁻¹			
	10 ⁰			
	10 ⁻¹			
	10 ⁻²	ARENAS LIMPIAS MEZCLAS GRAVA-ARENA	ARCILLAS FISURADAS Y ALTERADAS	BUEN DRENAJE
	10 ⁻³			
	10 ⁻⁴			
	10 ⁻⁵	ARENAS MUY FINAS, LIMOS Y		MAL DRENAJE
	10 ⁻⁶	ARENAS LIMOSAS		
	10 ⁻⁷	LIMOS ARCILLOSOS		
	10 ⁻⁸	ARCILLAS		
	10 ⁻⁹	(NO FISURADAS)		PRÁCTICAMENTE IMPERMEABLES

3.1.3- PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

En la medida de lo posible el coeficiente de permeabilidad es más conveniente determinarlo de una prueba directa que de otras técnicas menos precisas, para ello se crearon básicamente 3 pruebas aplicables según el suelo de que se trate, las cuales son:

- a) El permeámetro de carga constante
- b) El permeámetro de carga variable
- c) La prueba in situ

Sin embargo, en cierto tipo de suelos no es posible o resulta impráctico efectuar mediciones directas, por lo que se utilizan métodos indirectos de pruebas que originalmente fueron creadas para otros fines, estos son:

- a) A partir de la granulometría del suelo
- b) De los resultados de la prueba de consolidación
- c) De la prueba horizontal de capilaridad

PERMEÁMETRO DE CARGA CONSTANTE

Este aparato fue creado básicamente para medir la permeabilidad de suelos gruesos ($k > 10^{-3}$ cm/s), sin embargo es muy difícil ensayar este tipo de suelos con su estructura original por lo que únicamente se podrá llevar un control en el laboratorio conociendo su estado de compactación en campo.

El dispositivo se muestra esquemáticamente en la figura 3.5; se trata de un cilindro de lucita donde se coloca la muestra con el estado de compactación programado

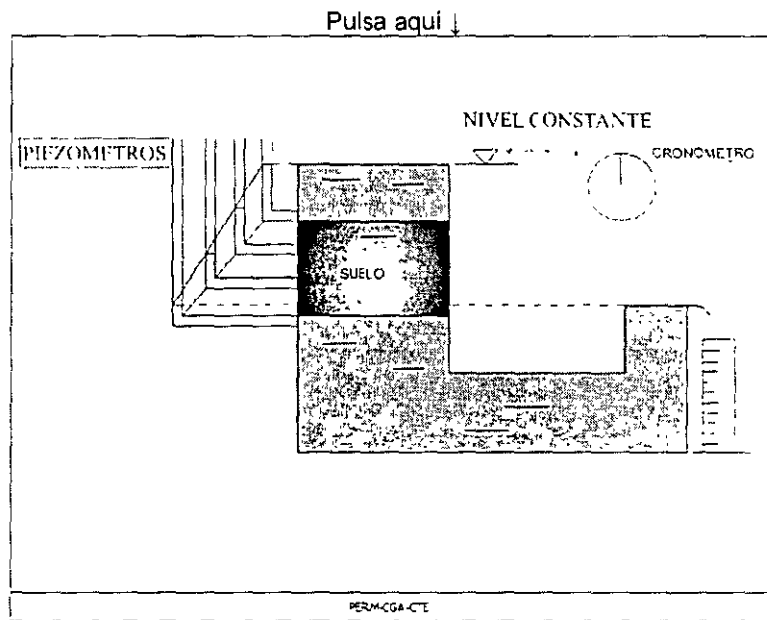


Fig. 3.5

El agua se hace pasar a través de la muestra con la diferencia de niveles, h , a la entrada y a la salida hasta que el gasto permanece constante (flujo establecido); mediante la probeta graduada y un cronómetro se mide el volumen de agua, V , que atraviesa el suelo en un tiempo, t , obteniéndose así el gasto. El coeficiente de permeabilidad se puede obtener despejándolo de la fórmula 3.6, como:

$$k = \frac{VL}{tAh} \quad (3.7)$$

donde "A" es el área de la sección de la muestra y "L" la longitud de la misma.

Cabe señalar que se deben hacer varias determinaciones para obtener el valor más probable del parámetro. Si la temperatura del agua de la prueba es distinta de 20° C, deberá hacerse una corrección del valor obtenido del coeficiente de permeabilidad, k_p , mediante la expresión:

$$k = k_p \frac{\eta}{10.29} \quad (3.8)$$

donde:

$$\eta = \frac{18.14}{1 + 0.033T + 0.00022T^2} \quad (3.9)$$

T Temperatura del agua de la prueba en grados centígrados.
 k Coeficiente de permeabilidad para una temperatura del agua de 20° C.

PERMEÁMETRO DE CARGA VARIABLE

En la variante de pared rígida, este aparato tiene su campo de aplicación en materiales un poco menos permeables que los mencionados para el caso del permeámetro de carga constante, tales como arenas finas, arenas finas limosas, o arenas limosas con poca arcilla (10^{-1} a 10^{-4} cm/s). Sin embargo, a diferencia de la anterior, para realizar esta prueba es necesario contar mucha experiencia, evitando la formación de natas que este tipo de materiales pueden llegar generar y por consiguiente reportar un valor del coeficiente de permeabilidad menor al "real".

En el tipo de pared delgada, en este aparato se pueden ensayar suelos con coeficientes de permeabilidad entre 10^{-4} y 10^{-9} cm/s, además de que es posible someter a la muestra a diferentes esfuerzos de confinamiento para obtener la variación de k con el esfuerzo medio.

El mecanismo se muestra esquemáticamente en la figura 3.6; Se trata de un tubo de pared rígida o flexible donde se monta la muestra; en el caso del de pared flexible es posible aplicar presiones a la muestra para medir el coeficiente de permeabilidad en función del esfuerzo confinante.

En la parte superior se coloca un tubo de diámetro menor o igual al que lleva la muestra. Durante la prueba el nivel del agua en el tubo pequeño pasa de una altura h_1 a una menor h_2 en un tiempo "t". El coeficiente de permeabilidad se obtiene con la fórmula:

$$k = \frac{a L}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (3.10)$$

Siendo "a" el área de la sección transversal del tubo de menor diámetro, en tanto que "A" y "L" el área de la sección y la longitud de la muestra, respectivamente.

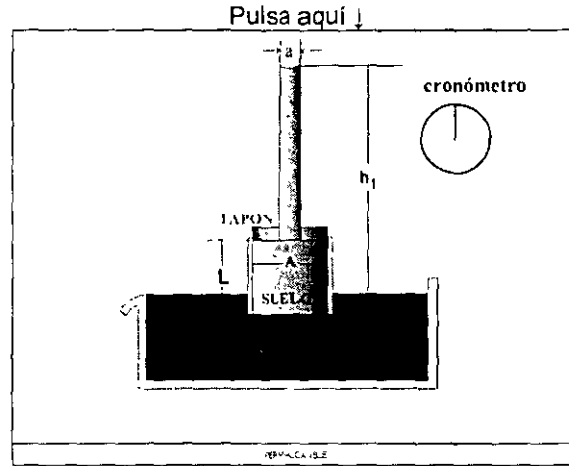


Fig. 3.6

PRUEBA IN SITU

Para realizar esta prueba se requiere que la estratigrafía del sitio sea tal que el estrato de suelo por ensayar tenga un $k > 7 \times 10^{-4}$ cm/s y que se encuentre dentro de un manto de arcilla (Fig. 3.7); además, el nivel de aguas freáticas, NAF, debe quedar por encima del estrato permeable.

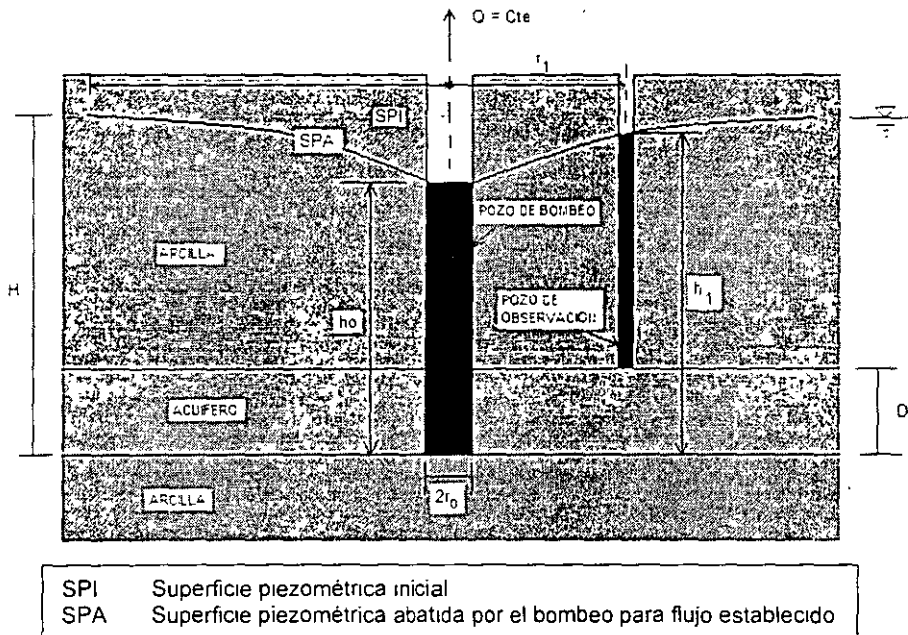


Fig. 3.7 Prueba de permeabilidad in situ

Para efectuar la prueba, se excava un pozo de bombeo hasta el fondo del estrato permeable y entonces se bombea el agua subterránea hasta obtener un gasto constante, q . El coeficiente de permeabilidad puede ser determinado de dos maneras:

- Si se conoce el radio de influencia del pozo de bombeo " R ":

$$k = \frac{q}{2\pi D(H - h_o)} \ln \frac{R}{r_o} \quad (3.11)$$

- Si se cuenta con un pozo de observación:

$$k = \frac{q}{2\pi D(h_1 - h_o)} \ln \frac{r_1}{r_o} \quad (3.12)$$

Siendo " D " el espesor del estrato permeable.

DETERMINACIÓN DE "k" A PARTIR DE LA GRANULOMETRÍA DEL SUELO

Como se vio en la sección 2.2.5, D_{10} es el diámetro del grano correspondiente al 10% de la curva granulométrica, a este tamaño de grano se le conoce como diámetro efectivo " D_e ". Distintos investigadores han encontrado correlaciones entre dicho diámetro y el coeficiente de permeabilidad, las expresiones se indican en la siguiente tabla:

Tabla 3.2

Autor	Fórmula empírica
Allen Hazen	$k = 100D_e^2 C_i$
Schlichter	$k = \frac{771D_e^2 C_i}{c}$
Terzaghi	$k = D_e^2 C_i C_o \left(\frac{n - 0.13}{3 \cdot 1 - n} \right)^2$

Donde " n " es la compacidad relativa del suelo y:

$$C_i = 0.7 + 0.015T \quad (3.13)$$

Siendo " T " la temperatura del agua en grados centígrados.

Los valores de " c " y " C_o " de las fórmulas de Schlichter y Terzaghi se indican en las siguientes tablas:

Tabla 3.3 Valores de "c"

n	C
0.26	83.4
0.38	24.1
0.46	12.8

Tabla 3.4 Valores de "C_o"

Tipo de suelo	C _o
Arenas de grano redondeado	800
Arenas de grano anguloso	460
Arenas limosas	< 400

DETERMINACIÓN DE "k" A PARTIR DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

La prueba de consolidación permite obtener las características de compresibilidad de un suelo fino saturado. El suelo se introduce dentro de un anillo metálico que lo confina lateralmente (Fotos 1 y 2); después se colocan dos piedras porosas, una en la parte inferior y otra en la superior de la pastilla de suelo, con objeto de que el agua contenida en el material pueda ser drenada cuando se apliquen las cargas. Se coloca una placa metálica sobre la piedra porosa superior para uniformizar las cargas y el conjunto se coloca dentro de una cazuela. Se cubre la parte superior de la cazuela con papel de envoltura para conservar alimentos, con objeto de evitar las pérdidas de humedad. Se coloca una esfera metálica sobre la placa y la cazuela se monta en el consolidómetro para aplicar las cargas.

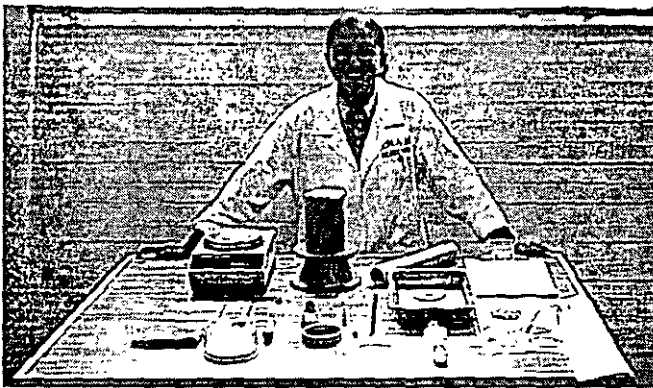


Foto 1. Equipo de labrado



Foto 2 Consolidómetro

Se aplica una carga y mediante un extensómetro se registran las deformaciones que se van presentando a medida que transcurre el tiempo, obteniéndose, para el incremento de esfuerzo aplicado, $\Delta\sigma$, la gráfica de consolidación, o sea, la evolución de las deformaciones con el tiempo (Fig. 3.8). Dicha gráfica se interpreta con la teoría de consolidación de terzaghi (Fig. 3.9), para obtener el valor de "k".

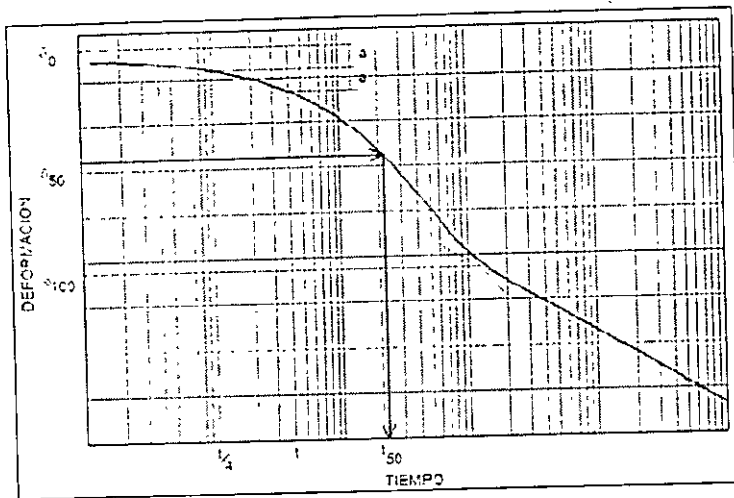


Fig. 3.8 Curva típica de consolidación

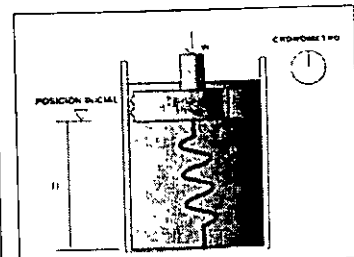


Fig. 3.9 Modelo de Terzaghi

De la gráfica de consolidación se determina el 100% de consolidación primaria, esto es la deformación, δ_{100} , a partir de la cual el suelo deja de expulsar agua, para ello se prolongan los tramos rectos de las curvas de consolidación primaria y secundaria en el punto de inflexión, "A"; donde se corten dichas rectas se tiene la deformación buscada. También de dicha gráfica se obtiene el 0% de consolidación primaria, o sea la ordenada en el origen, δ_0 , de la curva de consolidación; para ello se escoge un punto cualquiera, "B", sobre la curva de consolidación aproximadamente antes del punto que corresponde al 50% de consolidación primaria. Se obtiene el tiempo, t , que corresponde al punto elegido, el tiempo obtenido se divide entre 4, o sea $t/4$, se obtiene el punto de la curva de consolidación que corresponde a este nuevo tiempo; se determina la distancia, a , en deformación y esta se duplica en la parte superior, la cota obtenida corresponde al valor buscado.

Entre el 0% y el 100% se busca la deformación que corresponde al 50% de consolidación primaria, δ_{50} ; proyectando esa deformación hasta que toque la curva de consolidación se obtiene el tiempo conocido como t_{50} . Este tiempo permitirá calcular el coeficiente de permeabilidad de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k = \frac{20H(\delta_{100} - \delta_0)\gamma_w}{t_{50}\Delta\sigma} \quad (3.14)$$

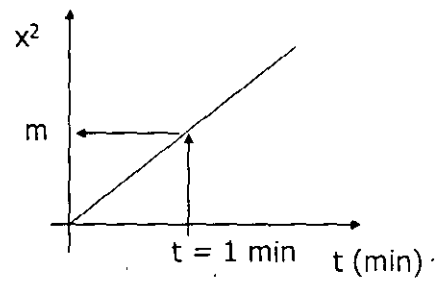
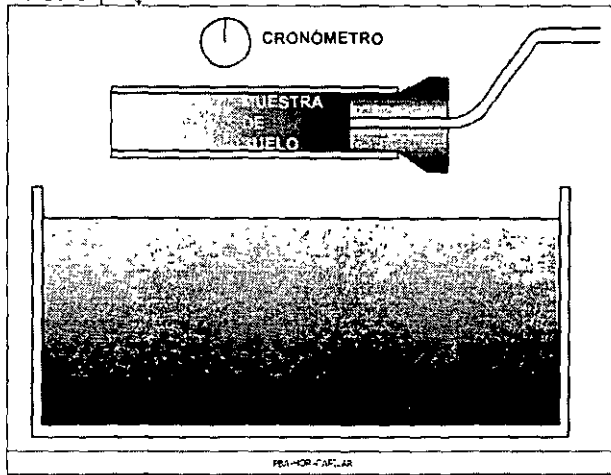
En la fórmula anterior " H " es el espesor de la pastilla de suelo antes de aplicar el incremento de carga, cuando el suelo drena por las dos caras.

Finalmente es posible obtener, con varios de los incrementos de esfuerzo aplicados, la variación de " k " con el esfuerzo medio, σ_m .

PRUEBA HORIZONTAL DE CAPILARIDAD

Esta prueba es aplicable a suelos con un k entre 7×10^{-6} y 7×10^{-2} cm/s. La muestra de suelo se coloca dentro de un contenedor en posición horizontal (Fig. 3.10). Se va midiendo la distancia "x" recorrida por el frente de agua en el tiempo, obteniéndose la gráfica " x^2 vs. t ". Se traza la línea recta que mejor ajuste a los puntos experimentales obteniéndose la pendiente "m" de dicha recta (Fig. 3.11)

Pulsa aquí ↓



El coeficiente de permeabilidad se determina como:

$$k = \frac{m^2}{Z} 10^{-4} \left(\frac{cm}{s} \right) \quad (3.15)$$

Donde "Z" es un parámetro que se obtiene de una prueba directa de permeabilidad y en general se ha observado que varía entre 10 y 50. Una vez que se obtiene el valor de "Z", la prueba horizontal de capilaridad permitirá determinar el valor de "k" de materiales similares al ensayado para el estudio de bancos.

3.2 DEFORMABILIDAD

En general se pueden reconocer en los suelos tres tipos básicos de comportamiento mecánico esfuerzo-deformación, los cuales son: el comportamiento elástico, el plástico y el viscoso.

Un cuerpo elástico es aquel que al aplicarle un sistema de cargas, se deforma, pero que al retirar las cargas el material regresa a su configuración geométrica inicial. En contraposición el comportamiento plástico se caracteriza porque el cuerpo permanece deformado aún cuando se retiran todas las cargas que lo deformaron.

En los cuerpos viscosos la respuesta del material (o sea sus deformaciones) no solamente depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados, sino también del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga; a este tipo de respuesta se le conoce como diferida. Por el contrario en los materiales elásticos o plásticos la respuesta del suelo no depende del tiempo, por lo que se dice que su respuesta es inmediata.

En los suelos finos saturados, por ejemplo, podemos encontrar una combinación de las tres componentes de deformación; o sea, una componente elástica, otra plástica y otra viscoplástica.

Adicionalmente podemos identificar dos maneras en que se deforman los suelos: a) Por "Compresibilidad", cuando se presentan cambios de volumen sin cambios de forma en la masa de suelo y b) Por "Deformabilidad", cuando hay cambios de forma y en menor medida, cambios de volumen. Bajo ciertas condiciones de trabajo en campo, el concepto de deformabilidad se aplica mejor a suelos gruesos y el de compresibilidad a suelos finos saturados.

3.2.1 DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS GRUESOS

Es importante señalar que en el caso de arenas finas muy sueltas saturadas el problema fundamental, más que el de asentamientos, pudiera ser el de la licuación que sufren estos materiales bajo la combinación de ciertas condiciones en zonas sísmicas o inundables, sin embargo este tema queda fuera del alcance de estas notas.

Para entender el comportamiento de los suelos es necesario apoyarse en modelos que nos acerquen a las magnitudes de los asentamientos esperados, bajo las condiciones analizadas. En ese sentido el modelo elástico lineal ha sido de gran utilidad para el ingeniero de cimentaciones, sin embargo, surge la necesidad de establecer procedimientos que determinen correctamente los parámetros adecuados (véase por ejemplo, Zeevaert, 1973 y Zea et al, 1998), para no alejarse demasiado de la realidad. A continuación se discuten los que pudieran ser

de utilidad para el caso de los suelos gruesos e incluso los finos bajo ciertas consideraciones.

3.2.2 MODELO ELÁSTICO

La teoría de la elasticidad establece relaciones lineales entre los esfuerzos aplicados a un elemento diferencial (Fig. 3.2.1) y las correspondientes deformaciones (Fig. 3.2.2).

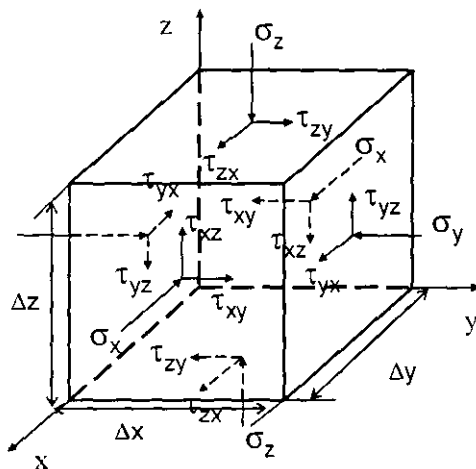
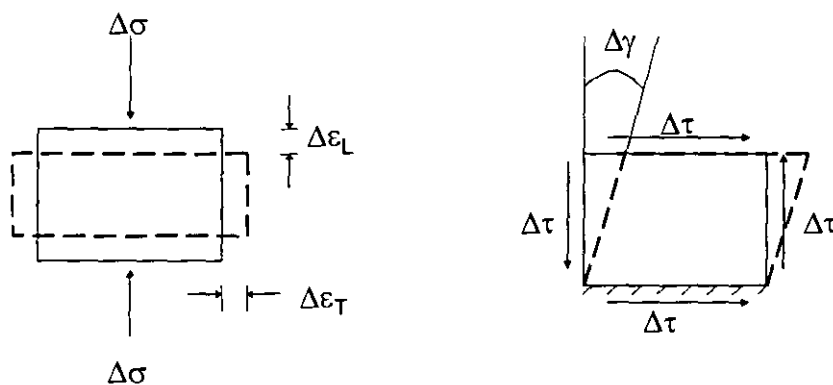


Fig. 3.2.1 Esfuerzos en el cubo diferencial



- | | |
|--------------------|---------------------------------|
| $\Delta\sigma$ | Esfuerzo normal aplicado |
| $\Delta\epsilon_L$ | Deformación lineal longitudinal |
| $\Delta\epsilon_T$ | Deformación lineal transversal |
| $\Delta\tau$ | Esfuerzo cortante aplicado |
| $\Delta\gamma$ | Deformación angular |

Fig. 3.2.2 Deformaciones producidas por esfuerzos aplicados

A partir de la figura anterior, se definen los siguientes parámetros elásticos:

E = MODULO DE ELASTICIDAD
 ν = RELACIÓN DE POISSON

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_l}, \quad \nu = \frac{\Delta\varepsilon_t}{\Delta\varepsilon_l}$$

G = MODULO DE RIGIDEZ AL
 ESFUERZO CORTANTE

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

Físicamente E y G representan la resistencia que opone el suelo a ser deformado bajo la aplicación de esfuerzos.

Las deformaciones lineales del cubo diferencial de la figura 3.2.1 se obtienen sumando los efectos de los tres esfuerzos normales en las direcciones "x", "y" y "z"; las deformaciones angulares se obtiene directamente de los esfuerzos cortantes aplicados; las ecuaciones resultantes se presentan a continuación.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{1}{G} \tau_{xz}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{G} \tau_{yz}$$

Cabe señalar que este modelo no se puede aplicar directamente al caso de los suelos, porque por un lado no se comporta ni elásticamente ni linealmente y por el otro los parámetros del suelo son función, entre otros factores, del esfuerzo medio aplicado, del tiempo que transcurre a partir de la aplicación de la carga, de la frecuencia de vibración; sin embargo, bajo ciertas consideraciones es posible adaptarlo para el caso que se esté analizando. Para diferenciar la constante E, de su equivalente al caso de suelos se define el "módulo de deformabilidad", M_z , como la relación entre las deformaciones lineales verticales y el esfuerzo normal vertical que las produce.

3.2.1- MODELO ELÁSTICO DE REVOLUCIÓN

De acuerdo con la génesis de los suelos se puede razonar que sus propiedades varían según la dirección vertical, horizontal u otra cualquiera. Se tendrá entonces un módulo de deformabilidad para la dirección vertical, M_z , y otro para la

horizontal, M_h ; con esta consideración se tiene un "eje de revolución" en la dirección vertical. Las ecuaciones resultantes se señalan a continuación:

$$\begin{aligned}\Delta \varepsilon_x &= M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_z \Delta \sigma_z \\ \Delta \varepsilon_y &= M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_z \Delta \sigma_z \\ \Delta \varepsilon_z &= M_z \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x\end{aligned}$$

Arreglando las tres últimas expresiones de manera elegante para mostrar la contribución de los esfuerzos en la dirección longitudinal o transversal a la deformación unitaria correspondiente, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}\Delta \varepsilon_x &= \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_x} + \frac{M_z \Delta \sigma_z}{M_h \Delta \sigma_x} \right) \right] M_h \Delta \sigma_x \\ \Delta \varepsilon_y &= \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_x} + \frac{M_z \Delta \sigma_z}{M_h \Delta \sigma_y} \right) \right] M_h \Delta \sigma_y \\ \Delta \varepsilon_z &= \left[1 - \nu \frac{M_h \Delta \sigma_x + \Delta \sigma_x}{M_z \Delta \sigma_z} \right] M_z \Delta \sigma_z\end{aligned}$$

DEFORMACIÓN LATERAL RESTRINGIDA

Cuando al material se le restringe la deformación lateral, por ejemplo mediante un anillo muy rígido que lo confine, los esfuerzos laterales quedan en función del esfuerzo vertical; la deformación vertical entonces depende únicamente del esfuerzo vertical y de los valores de los parámetros, por supuesto. La ecuación correspondiente se muestra en la siguiente expresión,

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} M_z \Delta \sigma_z$$

La expresión anterior se puede simplificar como:

$$\Delta \varepsilon_z = \nu_c M_z \Delta \sigma_z$$

donde,

$$\nu_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

El parámetro de confinamiento, ν_c , que resulta de la expresión anterior es función de la relación de Poisson. En la figura 3.2.3 se observa que si la relación de Poisson es igual a 0.5, que corresponde a un material incompresible, la ν_c vale 0.0; por lo que las deformaciones de un material con estas características serán

nulas. Por el contrario si la relación de Poisson es nula, el valor de v_c es igual a 1.0, quedando las deformaciones verticales directamente proporcionales al esfuerzo; este es el caso de las arcillas donde se han medido relaciones de Poisson a largo plazo muy pequeñas, del orden de 0.16, a lo que corresponde un valor de $v_c = 0.94$, prácticamente la unidad. Lo anterior permite para fines prácticos, al menos en el caso reportado, modelar el suelo como si estuviera restringido lateralmente, tal y como lo supuso Terzaghi en el proceso de consolidación unidimensional que se explica más adelante.

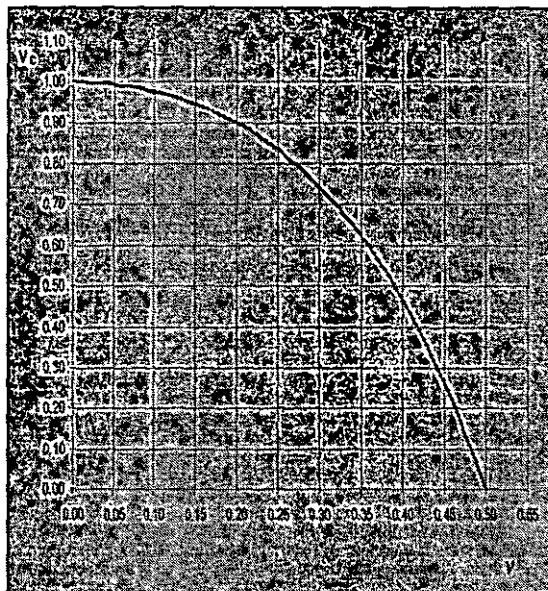
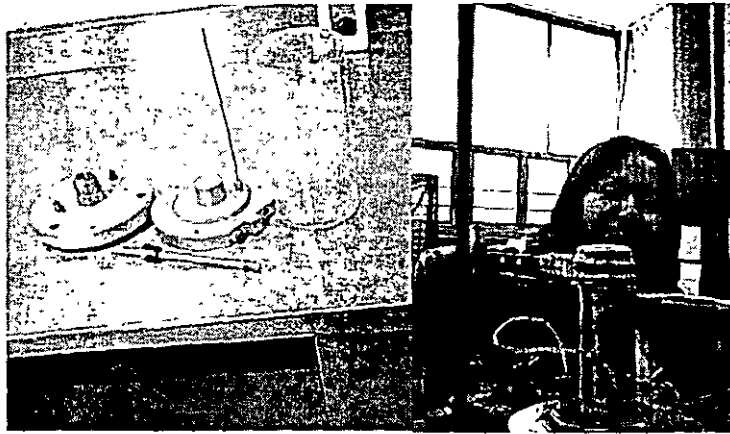


Fig. 3.2.3 v_c vs v

DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD CON EL ESFUERZO CONFINANTE

Como se dijo anteriormente, el módulo de deformabilidad depende de varios factores; entre ellos se encuentra el esfuerzo confinante. El Dr. Leonardo Zeevaert (1973), diseñó una prueba en la cámara triaxial (fotos 3.2.1), conocida como prueba multitriaxial de deformaciones, para poder evaluar la mencionada dependencia, en la que el suelo puede ser probado con su estado de compacidad natural, o entre los límites del estado más suelto y más compacto; a partir de estudios realizados en varios suelos gruesos encontró una ley fenomenológica que establece la citada relación (Fig. 3.2.4), la cual se indica en la siguiente ecuación:

$$M_z = C_0 \sigma_c^{-n}$$



Fotos 3.2.1 Equipo para la prueba multitriaxial de deformaciones

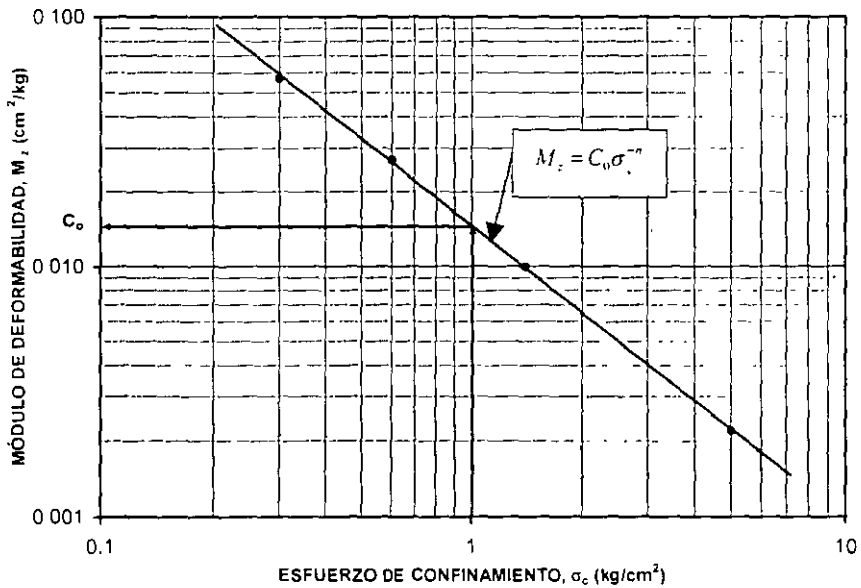


Fig 3.2.4 Dependencia del módulo M_z con el esfuerzo de confinamiento

El parámetro C_0 es igual al módulo de deformabilidad cuando el esfuerzo de confinamiento es igual a la unidad, mientras que el exponente "n" se determina entre dos ciclos de la escala logarítmica del eje de los esfuerzos confinantes como el logaritmo de la relación entre el módulo de deformabilidad del primer ciclo y el módulo de deformabilidad del segundo ciclo. La tabla siguiente muestra los rangos de variación de estos parámetros en función del estado de compacidad del suelo.

Tabla 3.2.1 Rango de valores de C_0 y n

ESTADO DE COMPACTACIÓN	D_r	C_0	n
MUY SUELTO	0.2	0.01	0.65
SUELTO	0.2- 0.4	0.01- 0.006	0.65- 0.60
SEMICOMPACTO	0.4- 0.6	0.006- 0.003	0.60- 0.50
COMPACTO	0.6- 0.8	0.003- 0.002	0.50- 0.45
MUY COMPACTO	>0.8	<0.002	0.45

Con estos datos es posible llevar a cabo un análisis preliminar de los asentamientos que va a sufrir una cimentación desplantada en suelo granular como la del ejemplo que se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 3.2.2 Ejemplo de cálculo de asentamientos en suelo granular

SE TRATA DE UNA CIMENTACION DESPLANTADA SUPERFICIALMENTE, CUYAS DIMENSIONES SON ANCHO $B = 1.50$ m. LARGO $L = 2.00$ m. LA CIMENTACION TRANSMITE AL SUELO UNA DESCARGA DE 12 t/m^2 . OBTENER CON EL METODO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD M_z LOS ASENTAMIENTOS DE CADA UNO DE LOS ESTRATOS. SUPONER QUE EL ESTRATO DE ARCILLA TIENE UN MODULO DE COMPRESIBILIDAD $M_v = 0.1$ cm^2/kg . EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS SE ENCUENTRA A 1.2 m DE PROFUNDIDAD.

ESTR. No	PROF. (m)	DESCRIPCION	γ_m (t/m^3)	ESP. H (m)	Z (m)	σ_{vo} (t/m^2)	U	σ'_{vo} (t/m^2)	σ_{vo} (kg/cm^2)	$\Delta\sigma_v$ (t/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (kg/cm^2)	σ'_{vm} (kg/cm^2)	σ'_{cm} (kg/cm^2)	C_0	n	M_z o m_v (cm^2/kg)	δ (cm)
1	0 - 1.2	ARENA LIMOSA DE COMPACTACION MEDIA	16	1.2	0.6	0.96	0	0.96	0.096	9.1	0.91	0.551	0.36733	0.006	0.6	0.01094	1.2
2	1.2 - 2.4	ARCILLA BLANDA	12	3	2.7	3.72	1.5	2.22	0.222	8	0.4	0.422	0.28133	-	-	0.10000	12.0
3	2.4 - 4.3	ARENA LIMOSA COMPACTA	19	2	5.2	7.42	4	3.42	0.342	3	0.3	0.492	0.328	0.003	0.5	0.00524	0.3

$\delta_T = 13.5$ cm

Cabe señalar que el incremento de esfuerzos se calculó al centro de cada estrato, considerando una distribución de esfuerzos mediante la distribución de Boussinesq-Damy.

3.2.2 COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS FINOS SATURADOS

Para estudiar los desplazamientos que sufrirá una estructura desplantada en un suelo fino saturado se requiere considerar en el análisis el procedimiento constructivo de la obra civil por realizarse. En el caso de un cajón de cimentación los trabajos pudieran requerir bombear, excavar por zonas, lastres, etc. Estas acciones pueden tener el objeto de evitar que los sedimentos bajo la excavación se expandan demasiado, con el propósito de limitar las afectaciones a estructuras vecinas y los hundimientos posteriores del suelo, cuando se construya la obra, a valores permisibles.

En efecto, la compresibilidad de un suelo fino, no sólo depende de sus características esfuerzo-deformación-tiempo que se pueden estudiar a través del fenómeno de la consolidación (inciso 3.2.2a), sino de la trayectoria de esfuerzos que sufra en el campo durante la construcción y la vida útil de la obra (Zeevaert, 1973). Por eso debemos comenzar estudiando el fenómeno de expansión de los suelos antes que el fenómeno de consolidación.

3.2.2.1 FENÓMENO DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS

A) MÓDULO DE EXPANSIBILIDAD

Como se dijo antes, en el caso de cimentaciones compensadas, donde es necesario realizar una excavación, se producen alivios de esfuerzos en los estratos de suelo que producen expansiones elásticas en los estratos.

El módulo de expansibilidad, M_e , de cada uno de los estratos de suelo, se determina con la siguiente expresión (ref. 1).

$$M_e = \rho_e M_{eo} f_a$$

Donde:

f_a Factor de alteración de las muestras ensayadas

ρ_e Factor que corrige el módulo de deformación unitaria para respuesta elástica M_{eo} obtenido para descarga total en laboratorio (Zeevaert, 1980), tomando en cuenta que esto último se cumple únicamente para el suelo que se localiza próximo al nivel máximo de excavación, pero en forma parcial para los estratos más profundos. Se puede determinar como:

$$\rho_e = \left(\frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{vo}} \right)^{c-1}$$

Siendo:

- $\Delta\sigma_v$ Alivio de esfuerzo vertical
- σ_{vo} Esfuerzo efectivo vertical antes de la excavación
- c Exponente de expansión obtenido de pruebas de laboratorio como se indica a continuación.

B) DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE EXPANSIÓN

Los parámetros de expansión de un suelo fino saturado se obtienen ejecutando pruebas de compresión simple con un ciclo de carga y descarga al 50% del esfuerzo de falla, en muestras inalteradas representativas de los estratos. La figura 3.2.7 muestra una curva típica esfuerzo-deformación en prueba de compresión simple.

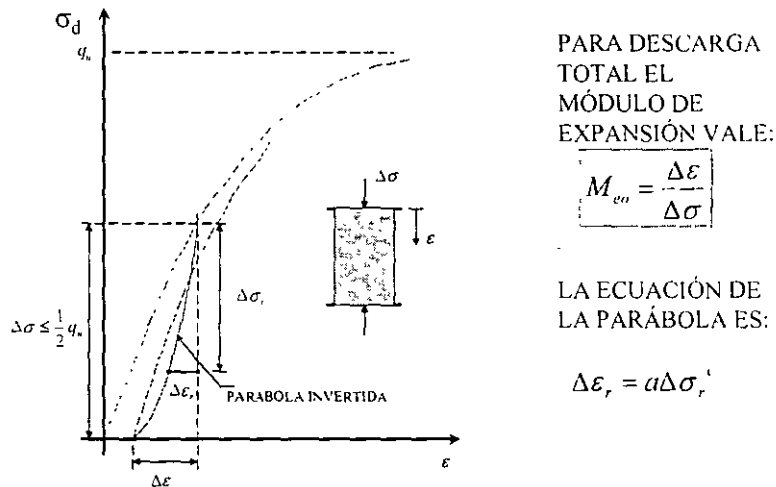


Fig. 3.2.7 Curva típica esfuerzo-deformación en prueba de compresión simple

En la figura anterior se observa que la curva de expansión es una parábola invertida, siendo su origen el punto donde se inicia la descarga del suelo. El exponente "c", que define la curvatura de la parábola, se obtiene trasladando el origen de la curva esfuerzo-deformación al origen de la curva de expansión, invirtiendo la dirección de los ejes y graficando los resultados en escala doble logarítmica. En la figura 3.2.8 se observa que los puntos experimentales se aproximan a una línea recta, siendo el exponente "c" de la parábola, la pendiente de dicha línea en esa gráfica.

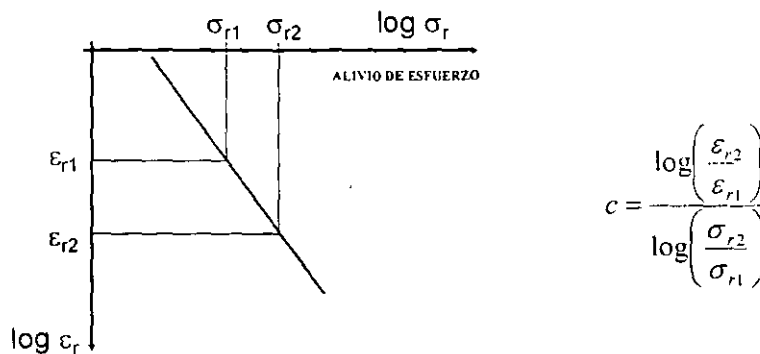


Fig. 3.2.8 Cálculo del parámetro de expansión "c"

3.2.10 EL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN

Las sobrecargas de las estructuras cimentadas en suelos finos saturados inducen la consolidación de estos últimos. En forma clásica el fenómeno se divide en consolidación primaria y consolidación secundaria. La consolidación primaria se genera por un exceso de la presión del agua de poro la cual requiere de tiempos relativamente grandes para su disipación y desalojo retardando el proceso de deformación del suelo. La consolidación secundaria se presenta cuando existe un deslizamiento relativo entre las láminas arcillosas, este fenómeno se denomina "viscosidad intergranular" y tiene importancia, sobre todo, cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de material permeable, ya que la consolidación primaria se presenta rápidamente.

A) MÓDULO DE COMPRESIBILIDAD

Las recompresiones del suelo, que tienen lugar después de que han sido aliviados esfuerzos en él por las excavaciones para alojar la cimentación, se producen antes o hasta alcanzar el estado de esfuerzo efectivo vertical inicial. En suelos preconsolidados es factible aplicar un incremento de esfuerzo mayor que el esfuerzo vertical efectivo inicial, pero sin rebasar el esfuerzo crítico; en estas condiciones ocurre una compresión adicional de los estratos de suelo involucrados.

El módulo de deformabilidad o compresibilidad que se use en los análisis debe tomar en cuenta tanto el fenómeno de consolidación primaria como el de secundaria.

En análisis tridimensionales, el módulo de deformabilidad de los estratos se calcula con la expresión:

$$M_v = \frac{m'_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \rho_c f_u}{\nu_c}$$

Donde:

$F(T_v)$: Función de Terzaghi del fenómeno primario, dado por:

$$F(T_v) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T_v}$$

T_v Factor tiempo de Terzaghi dado por:

$$T_v = \frac{c_v t}{L_e^2}$$

Siendo c_v , m'_v , β y ξ parámetros de consolidación (incisos siguientes), para el esfuerzo medio de campo.

t Tiempo considerado en el análisis desde la aplicación de la carga.

L_e Longitud efectiva (trayectoria en línea recta que tiene que seguir la molécula de agua más alejada de los estratos drenantes, para ser desalojada por consolidación del estrato de arcilla saturada)

ρ_c Factor de recompresión igual a:

$$\rho_c = \frac{1 + \left(\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_o} \right) \beta \log(1 + \xi T_v)}{1 + \beta \log(1 + \xi T_v)} \rho_e$$

donde:

$\Delta \sigma_c$ Incremento de esfuerzo vertical al centro del estrato en cuestión.

σ_o Esfuerzo efectivo vertical inicial.

En el caso de análisis unidimensionales, donde se desprecia el efecto de los esfuerzos laterales, el módulo de compresibilidad de los estratos debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$m_v = m'_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \rho_c f_a$$

En el caso del fenómeno de la compresión $\rho_c = 1$

B) MODELO DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR DE ZEEVAERT

Para analizar el fenómeno de viscosidad intergranular Zeevaert propone utilizar dos modelos reológicos conectados en serie: el modelo de Kelvin y la unidad "Z" como se muestra en la siguiente figura:

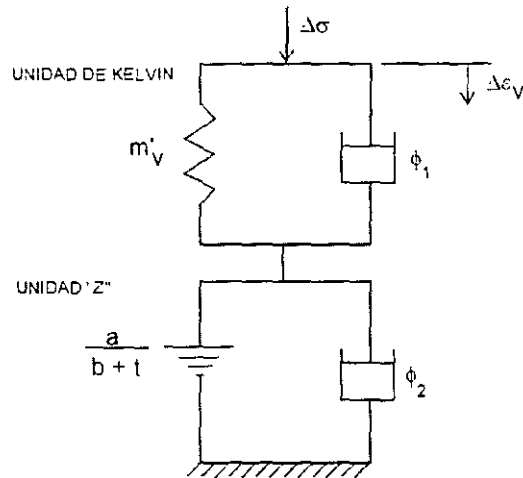


Fig. 3.2.9 Modelo de Zeevaert de viscosidad intergranular

El modelo de Kelvin es equivalente al modelo de Terzaghi, por lo que con esta parte se toma en cuenta la consolidación primaria. El amortiguador Newtoniano del modelo tiene una fluidez lineal ϕ_1 y el elemento resistente cuenta con un módulo de compresibilidad m'_v .

La unidad Z está compuesta por un elemento viscoso no lineal y un elemento viscoso lineal conectados en paralelo (el efecto de esta conexión es que la viscosidad lineal retarda el movimiento del elemento viscoso no lineal). La fluidez lineal es ϕ_2 y la no lineal que varía con el tiempo "t" es $\frac{a}{b+t}$, siendo "a" y "b" dos constantes que se determinan experimentalmente.

La deformación volumétrica, $\Delta\epsilon_v$, para un incremento de esfuerzo vertical constante, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\epsilon_v = m'_v \Delta\sigma_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)]$$

donde:

m'_v : Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.

$\Delta\sigma_v$: Incremento de esfuerzo aplicado.

β : Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ : Factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Los parámetros m'_v , β , ξ y C_v se obtienen del ajuste de las curvas de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas de los estratos, como

una función del nivel de esfuerzos, mediante el procedimiento que se describe a continuación:

C) AJUSTE DE CURVAS DE CONSOLIDACIÓN

Para el ajuste de las curvas de consolidación es necesario que se defina no sólo la componente primaria sino también la secundaria de cada curva (Figs. 3.2.10 y 3.2.11), evitando en todo momento la expansión del suelo debido a una muy pronta saturación del material; para esto último se ha visto en forma práctica que después de aplicar un 20% del esfuerzo vertical efectivo de campo, la muestra ya no se expande al saturarla.

Se definen los siguientes parámetros de ajuste (Fig. 3.2.11):

$\delta_0\%$	Ordenada en el origen de la curva de consolidación.
t_B y δ_B	Punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria.
t_F y δ_F	Punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria.
t_{50} y δ_{50}	Punto para el 50% de consolidación primaria.
C_i	Pendiente del tramo recto. (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria.

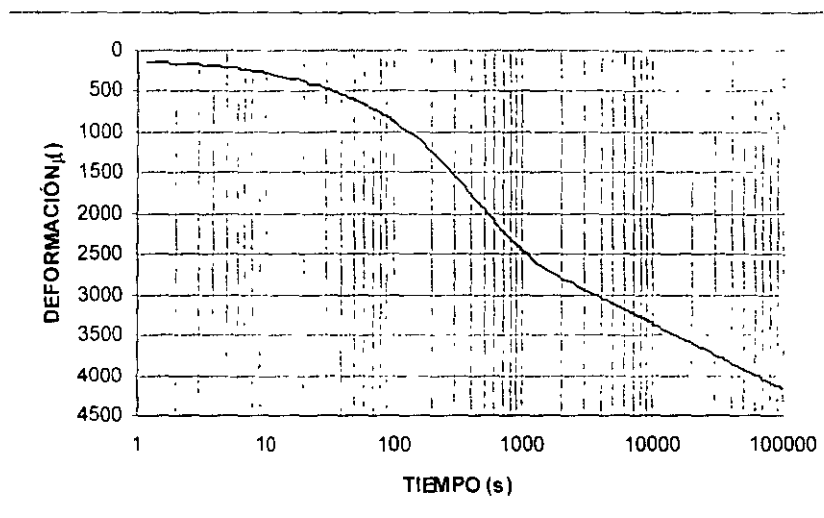


Fig. 3.2.10 Curva de consolidación Tipo I

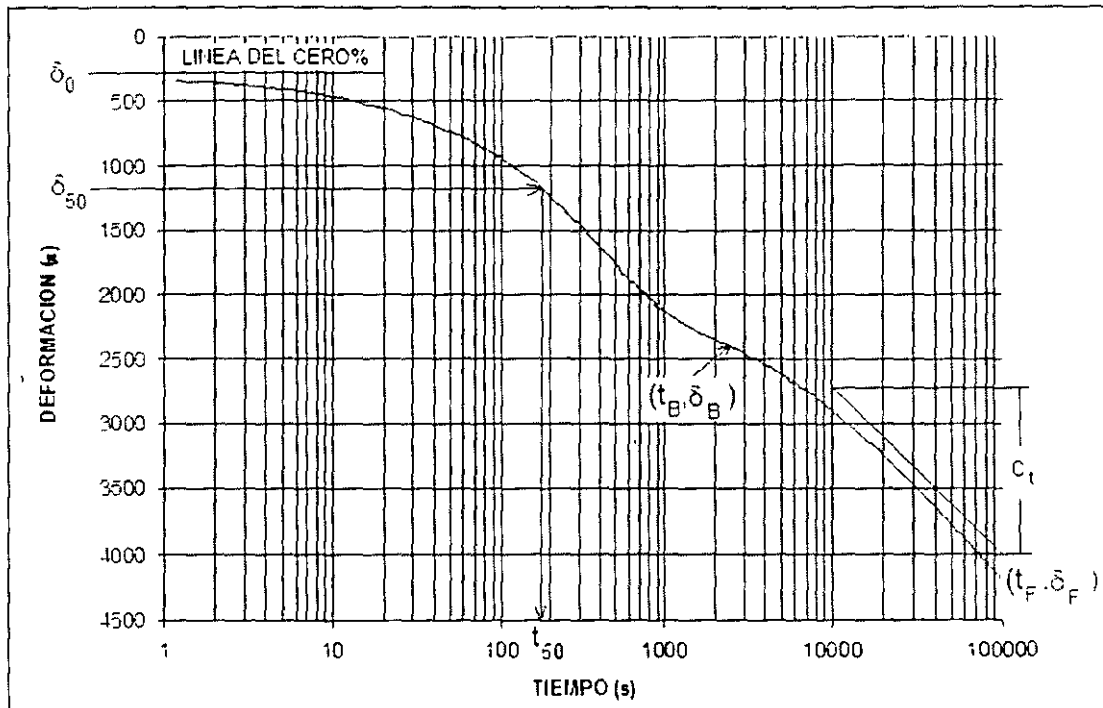


Fig. 3.2.11 Curva de consolidación Tipo II

Para el ajuste de los puntos experimentales se deben proponer valores iniciales de los parámetros de ajuste y graficar la curva teórica correspondiente, cuya ecuación es:

$$\delta = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_o \right) F(T_v) + C_t \text{Log}(1 + \xi T_v) + \delta_o$$

Donde:

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} (\delta_B - \delta_o) + C_t \text{Log} \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right) + \delta_o$$

Siendo

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a}$$

Con:

$$a = \frac{2.3(\delta_B - \delta_F)}{C_t}$$

Y:

$$\xi = 5 \quad (\text{Para curvas tipo I})$$

$$\xi = \left(\frac{H_v}{2} \right)^2 c_v \tau \quad (\text{Para curvas tipo II})$$

Siendo H_i la altura inicial de la probeta antes de aplicar el incremento de esfuerzo y:

$$c_v = \frac{0.2 \left(\frac{H_i}{2} \right)^2}{t_{50}}$$

Una vez encontrado el mejor ajuste, por corrección de los valores inicialmente propuestos, los parámetros de consolidación se calculan como:

$$m'_v = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_o \right)}{H, \Delta \sigma_v}$$

Y:

$$\beta = \frac{C_i}{m'_v H, \Delta \sigma_v}$$

Donde $\Delta \sigma_v$ es el incremento de esfuerzo vertical.

A continuación se presenta, en la siguiente tabla, un ejemplo de ajuste:

TABLA 3.2.3 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN CON EL MODELO DE ZEEVAERT

OBRA	-				$\sigma_v =$	1 0900	kg/cm ²
LOC	-				$\Delta\sigma_v =$	0 9300	kg/cm ²
SONDEO	SM-1				$H_i =$	1.7542	cm
MUESTRA	M-39						
PROF	25.20-26 10	m					

FECHA	DIAS	HORA	HORA	TIEMPO	TIEMPO	MICROM	DEFORM
Día-mes-año	TRANSC	----	CORREG.	min	s	mm	micras
20-Oct-03	----	09.30 a m	09.30 a m.	----	----	17 522	----
				0 083	5	17 320	202
				0 17	10	17.245	277
				0 25	15	17.180	342
				0 5	30	17.020	502
				1	60	16 800	722
				2	120	16.492	1030
				4	240	16.122	1400
				8	480	15.682	1840
				15	900	15 400	2122
				30	1800	15 200	2322
				60	3600	15.003	2519
				120	7200	14 698	2824
21-Oct-03	1	10 10 a m	10 10 a.m.		88800	13 438	4084
					----		4084

AJUSTE:

DEFORMACION AL CERO %

$\delta_0\% = 20 \quad \mu\text{m}$

PUNTO DE INFLEXIÓN

$\delta_b = 2500 \quad \mu\text{m}$

$t_b = 3500 \quad \text{s}$

PUNTO FINAL

$\delta_f = 4200 \quad \mu\text{m}$

$t_f = 100000 \quad \text{s}$

PENDIENTE SECUNDARIA FINAL:

$C_1 = \delta_f - \delta_0 = 1500 \quad \mu\text{m}$

TIEMPO AL 50% DE CONSOLIDACIÓN

PRIMARIA

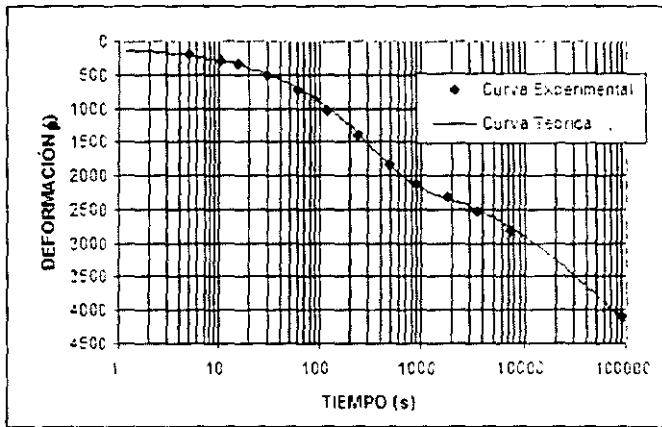
$1/2\delta_v = 1061.24 \quad \mu\text{m}$

$t_{50} = 150 \quad \text{s}$

$\delta_{500} = 1084.30 \quad \mu\text{m}$

$a = -2.61$

$\tau = 4162.64$



LOS PARÁMETROS SON:

PARA EL $\sigma_m = 1 55500 \quad \text{kg/cm}^2$

$m_v = 0.12765 \quad \text{cm}^2/\text{kg}$

$c_v = 0.00103 \quad \text{cm}^2/\text{seg}$

$\beta = 0.72029$

$\xi = 0.18017$

$m_f = 0.091945 \quad \text{cm}^2/\text{kg}$

BIBLIOGRAFÍA DE LOS INCISOS 3.1 Y 3.2

1. Damy, J.+ (1985) "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Weestergard y Frölich sobre superficies poligonales" Revista de Ingeniería, UNAM.
2. López, G. (1998) "Relación entre la deformación elástica y la deformación viscoplástica" Comunicación personal.
3. Rivera, R y Zea, C. (1998) "Metodología para la determinación de la compresibilidad volumétrica de los estratos mediante un programa de computadora" Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, México.
4. Zeevaert, L. (1973) "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions" Ed Van Nostrand Reinhol Co.
5. Zeevaert, L. (1980) "Interacción suelo-estructura de cimentación" Ed. Limusa.

3.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

3.3.1 INTRODUCCIÓN

Toda obra de ingeniería exige seguridad, funcionalidad y economía. Cuando se habla de seguridad en el caso específico de los suelos, se busca que el sistema que forman la cimentación y el suelo no genere un mecanismo de falla que ponga en peligro la estabilidad de la obra.

Para llevar a cabo el análisis de la estabilidad de una estructura, desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica, es necesario determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos involucrados en el mecanismo potencial de falla. Sin embargo, dicha determinación implica grandes retos para el ingeniero de mecánica de suelos, en virtud de las variables involucradas en el problema, tales como: tipo de suelo, grado de compacidad o consistencia, grado de saturación y anisotropía, entre otras.

El grado de saturación, por ejemplo, ha permitido crear la "Mecánica de Suelos Tradicional" (para suelos 100% saturados) y la "Mecánica de suelos no saturados".

3.3.2 ESTADO DEL ARTE

En 1776 Coulomb (ref. 1), físico e ingeniero francés, propone un mecanismo para estudiar la resistencia del suelo, que consiste en aceptar que dicho material falla por esfuerzo cortante a lo largo de un plano de deslizamiento. Observó que en dicho plano la resistencia al esfuerzo cortante, τ , de cierto tipo de suelos, resultaba proporcional al esfuerzo normal actuante, σ , o sea:

$$\tau \sim \sigma \quad (3.3.1)$$

Para quitar el signo de proporcionalidad introdujo un coeficiente, $\tan \phi$, donde ϕ representa una constante del material conocida como "ángulo de fricción interna"

Observó también que otros suelos como las arcillas saturadas, parecían tener una resistencia al esfuerzo cortante constante, c , independiente del esfuerzo normal aplicado.

Otros suelos tenían un comportamiento intermedio, con una ley de resistencia al esfuerzo cortante igual a:

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (3.3.2)$$

A la ecuación (2) se le conoce como la ley de Coulomb.

En 1882 Otto Mohr (ref. 2) plantea la "Teoría General de la Resistencia", que se basa en representar gráficamente en el plano de Mohr (τ vs σ), los estados de esfuerzo en el momento de la falla del material. La curva tangente a los círculos que representan dicho estado de esfuerzos se le denomina "Envolvente de Mohr" cuya ecuación puede escribirse $\tau = f(\sigma)$. Si la envolvente es una línea recta se le conoce como ley de Mohr-Coulomb representada por la ecuación (3.3.2), donde ϕ es el ángulo de la pendiente de la línea recta y c la ordenada en el origen.

En 1925 Terzaghi (ref. 3), basándose en el concepto de presión efectiva, modifica la forma de la ley de Coulomb para suelos saturados, a la siguiente:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c \quad (3.3.3)$$

Donde:

ϕ' ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

σ' esfuerzo efectivo entre los granos de suelo, dado por:

$$\sigma' = \sigma - u_f \quad (3.3.4)$$

Siendo u_f la presión del agua de poro desarrollada por el suelo en el momento de la falla.

En 1936 Hvorslev (ref. 4) hace notar que la cohesión de las arcillas saturadas no es una constante sino que depende de su contenido de agua, esto es:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c(w) \quad (3.3.5)$$

En 1958b Roscoe, Sholfield y Wroth (ref. 5) crean la "Teoría del Estado Crítico" que es un modelo elastoplástico unificado que relaciona la resistencia con los cambios de volumen o cambios en la relación de vacíos del suelo. A este trabajo siguió la "Teoría del Camclay" (ref. 6) en la Universidad de Cambridge (Parry, 1960; Roscoe y Burland, 1968; Sholfield y Wrote, 1968; Atkinson y Bransby, 1978; Atkinson, 1981).

En 1965 Juárez Badillo (ref. 7) aplica el "Principio de Proporcionalidad Natural" al problema de la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, basado en los valores extremos de las variables que intervienen en el problema. A partir de entonces ha seguido su investigación en torno al comportamiento esfuerzo-deformación de los geomateriales.

3.3.3 DESARROLLO TECNOLÓGICO

La investigación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos ha dado lugar a un gran desarrollo tecnológico, a la par con los avances científicos. A continuación se presenta un panorama general de los distintos equipos creados hasta la fecha:

3.3.3a APARATO DE CORTE DIRECTO

Es un equipo bastante antiguo que permite medir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ensayado en un plano definido. Sus elementos esenciales se muestran en las fotos 3.3.1 y 3.3.2.

El aparato cuenta con un contenedor que confina la muestra dividido en dos partes para generar el plano de falla del material probado. La parte inferior del contenedor es fija y la superior se desliza horizontalmente sobre la otra y es hueca para permitir la aplicación de carga vertical mediante una placa metálica que genera el esfuerzo normal. El equipo cuenta con dos piedras porosas, una inferior y otra superior a la muestra, que permiten el drenaje del agua del suelo en dirección vertical.

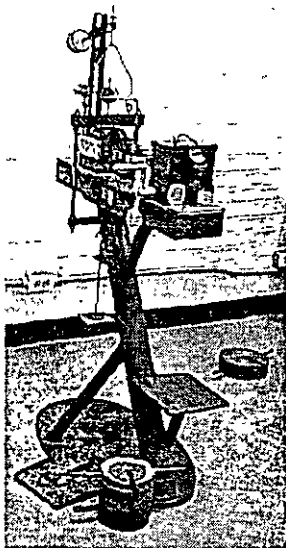


FOTO 3.3.1

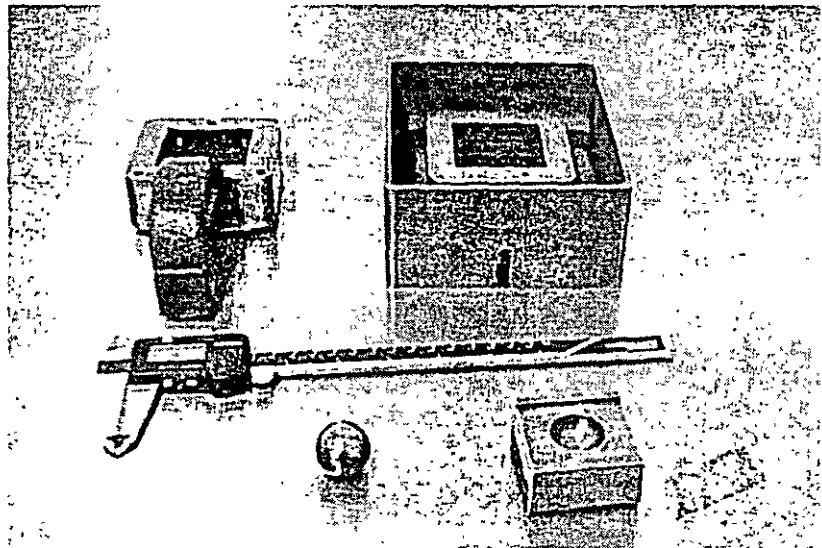


FOTO 3.3.2

Para eliminar la presencia de excentricidades que pudieran generar esfuerzos cortantes no deseados al momento de aplicar el esfuerzo normal, se coloca una esfera metálica (balín) sobre la placa, la cual cuenta con una depresión semiesférica al centro para recibir esta pieza.

Las cargas tangenciales se aplican mediante un aditamento o "puente" con el que cuenta la pieza superior del contenedor.

El contenedor se coloca dentro de una cazuela que permite establecer las condiciones de humedad deseadas o incluso inundar el sistema para formar una muestra de material granular por el método de la lluvia de arena

Las deformaciones del espécimen ensayado, vertical (deformación normal que corresponde a las deformaciones volumétricas del material por estar confinado) y horizontal (deformación angular o tangencial), se miden mediante deformímetros mecánicos, electrónicos o digitales.

A) PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

1.- Para arenas medias a finas limpias o poco limosas (método de la lluvia de arena)

Pasos:

- 1) Secar en el horno a una temperatura de 105° un volumen de material un poco mayor al volumen de la muestra que se va a formar.
- 2) Para el procedimiento de la lluvia de arena llenar un matraz con agua desaireada y una cantidad de arena de peso equivalente al grado de compacidad que se desea lograr; colocar un tapón perforado al centro en la boca del matraz; colóquense una manguerita de tubo Sarán de unos 10 cm de longitud en el tapón. Llenar la manguerita con agua desaireada mediante una pizeta hasta el ras; pesar el conjunto.
- 3) Llenar la cazuela con agua desaireada, de preferencia agua del sitio en estudio, o con agua desmineralizada.
- 4) Colocar boca abajo el matraz hasta que la punta de la manguerita toque la superficie del agua dentro del contenedor de la muestra, para que la arena desplace el agua por sustitución hasta el ras.
- 5) Si aun no se ha logrado introducir todo el material en el contenedor entonces aplicar vibración con los puños de las manos a la mesa de trabajo para hacer que el material se compacte.
- 6) Colocar los deformímetros y tomar las lecturas iniciales.
- 7) Aplicar el esfuerzo normal programado y retirar los pasadores que mantienen fija la pieza superior del contenedor de la muestra.
- 8) Aplicar los incrementos de esfuerzo cortante midiendo las deformaciones normal y tangencial correspondientes.
- 9) Calcular los resultados dibujar los diagramas de deformación tangencial contra la relación esfuerzo cortante a esfuerzo normal, deformaciones tangenciales contra deformaciones normales y esfuerzo normal contra resistencia (figuras 3.3.1 y 3.3.2).

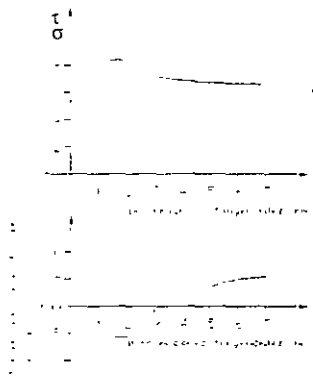


Fig. 3.3.1 Curvas esfuerzo-deformación y def. tangenciales- def. normales

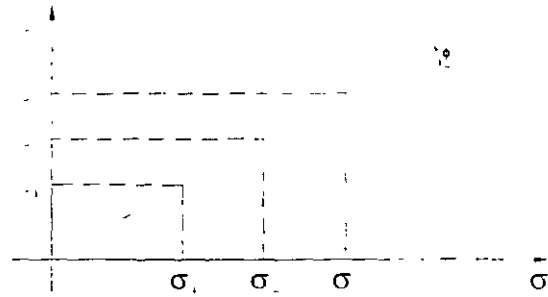


Fig. 3.3.2 Datos en el plano de Mohr

B) COMENTARIOS SOBRE LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Durante el ensaye el suelo puede presentar ya sea una falla frágil o una falla plástica. Las curvas correspondientes a cada uno de estos comportamientos se presentan en la figura 3.3.3. La falla frágil (curva a) se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo desciende rápidamente al aumentar la deformación. La falla plástica se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un cierto valor se mantiene aunque la deformación crezca.

En el caso de que se realice una prueba en arcilla preconsolidada, en la cual se permita en todo momento que se disipen las presiones de poro, el esfuerzo cortante en la curva esfuerzo-deformación alcanza un máximo después de lo cual la resistencia disminuye hasta alcanzar un valor en donde se mantiene constante, a esta resistencia "final" se le llama residual (figura 3.3.4). En una obra donde el subsuelo presente fisuras o grietas, la resistencia de proyecto, según Skempton, debe ser la residual para un análisis más realista de las condiciones de campo.

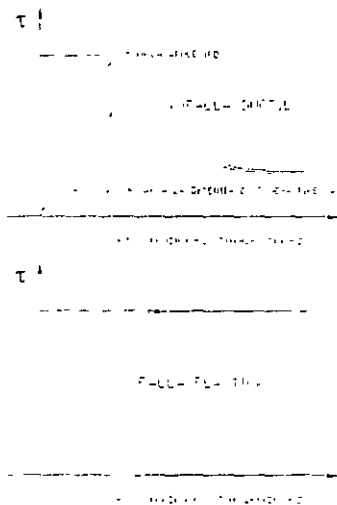


Fig 3.3.3 Tipos de falla en prueba de corte directo

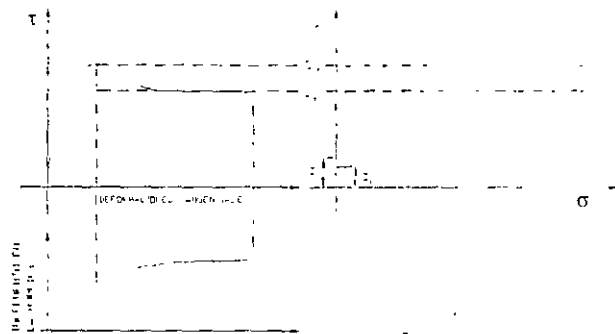


Fig. 3.3.4 Resistencias máxima y residual

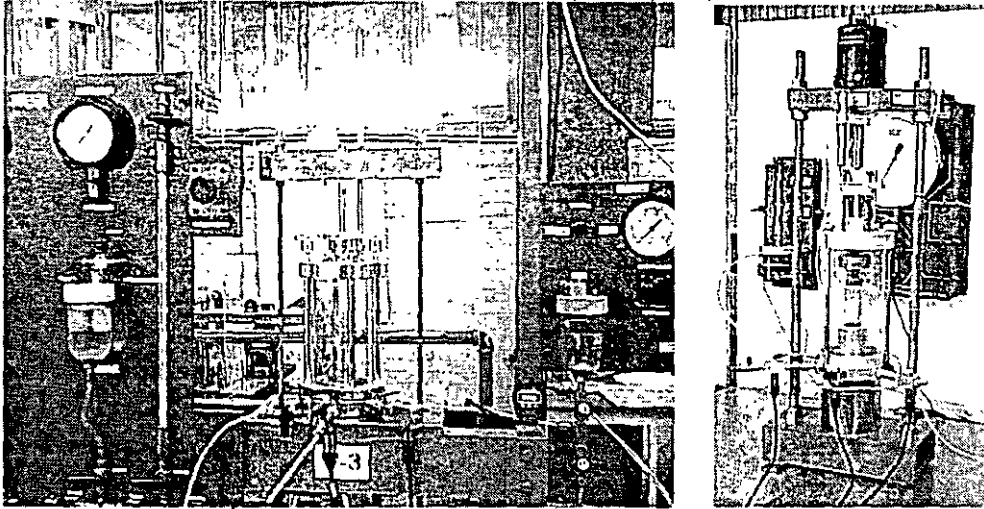
C) INCONVENIENTES DE LA PRUEBA

- Da buenos resultados en suelos de falla plástica, pero en suelos de falla frágil se presentan concentraciones de deformación en las zonas próximas a las paredes del contenedor de la muestra y por lo tanto concentraciones de esfuerzo en dichas zonas.
- El área de la sección de falla varía durante la aplicación del esfuerzo tangencial, lo que conduciría a corregirla si no fuera porque en un momento dado los granos del material entran en contacto con las paredes del contenedor.
- No se conoce el estado de esfuerzos en su totalidad, lo que hace difícil la interpretación de la prueba.
- La deformación angular no está claramente definida ya que las paredes del contenedor van separándose en forma rígida.
- No es fácil medir la presión del agua de los poros de la muestra (presión de poro).
- No es posible controlar el drenaje de la muestra.

3.3. CÁMARA TRIAXIAL

Es el equipo más utilizado en la actualidad y en el que se ha concentrado el desarrollo tecnológico. Es una cámara de compresión en forma cilíndrica, que se llena con agua por medio de la cual se puede aplicar presión al interior de la cámara mediante un compresor. Las fotos 3.3.3 y 3.3.4 muestran los detalles del dispositivo).

La cámara consta de una base metálica, una camisa (que puede ser de un material transparente como la lucita o metálico), una tapa metálica y tornillos de sujeción. Concéntrica a la base se encuentra otra de menor diámetro donde se coloca la muestra cilíndrica que se va a ensayar. El sistema cuenta con dos piedras porosas que se colocan abajo y sobre el espécimen. La piedra superior va dentro del cabezal que se pone sobre la muestra para distribuir las cargas verticales. Las piedras porosas se comunican a las vías de drenaje mediante mangueras de poliuretano de pequeño diámetro (no capilar).



FOTOS 3.3.3 Y 3.3.4 CÁMARAS TRIAXIALES MONTADAS EN MARCOS DE CARGA Y DEFORMACIÓN CONTROLADA, RESPECTIVAMENTE.

Las vías de drenaje cuentan con válvulas con las que se controla el flujo de agua del suelo.

La carga axial se puede aplicar a la muestra cilíndrica de suelo ya sea por medio de un vástago que atraviesa la tapa de la cámara triaxial al centro, o por medio de alambres que se desplazan verticalmente y atraviesan la base de la cámara. Para aplicar dicha carga se han creado marcos de carga controlada (cámara triaxial de la foto 3.3.3) o de deformación controlada (cámara triaxial de la foto 3.3.4).

Para llevar a cabo las distintas pruebas que se pueden realizar en la cámara triaxial, la tecnología ha creado.

a) **MEDIDORES DE PRESIÓN.** Manómetros tipo Bourdon, manómetros de mercurio y transductores de presión. Los transductores son equipos electrónicos modernos que funcionan a base de membranas conectadas a un puente de Wheatstone cuya señal puede ser captada en una consola o en una computadora.

b) **MEDIDORES DE CAMBIOS VOLUMÉTRICOS.** Buretas (tubos de vidrio graduados) y transductores de cambios volumétricos.

c) MEDIDORES DE DEFORMACIÓN AXIAL. Deformímetros mecánicos o electrónicos y transductores de desplazamiento.

d) MEDIDORES DE CARGA AXIAL. Transductores de carga y transductores sumergibles. Estos aparatos se utilizan para eliminar la incertidumbre en la carga que se tiene por la fricción que se produce entre el vástago y el buje de la tapa de la cámara triaxial. Una versión de cámara sin fricción en el vástago se presenta en la foto 9 (creada por el autor).

e) VÁLVULAS DE CIERRE RÁPIDO O DESPLAZAMIENTO NULO. Permiten que el mecanismo de cierre de la válvula no desplace agua durante el cierre o apertura de esta pieza e introduzca errores en la medición de la presión.

f) CÁMARAS "BLEDER". Sirven para evitar que el agua utilizada en el ensaye se mezcle con el aire del ambiente durante la aplicación del esfuerzo confinante o de la contrapresión para saturar la muestra.

Las pruebas de compresión más comunes que se pueden llevar a cabo en la cámara triaxial, en muestras de arcilla saturada, son:

- Prueba de compresión simple
- Prueba rápida o no consolidada no drenada (UU)
- Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU)
- Prueba CU con medición de presión de poro.
- Prueba lenta o consolidada drenada (CD)

A) PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA Y CÁLCULOS

a) Prueba de compresión simple:

Antes de realizar la prueba es conveniente estimar el valor de la resistencia no drenada, c_u , en este caso puede usarse ya sea el penetrómetro de bolsillo o el torcómetro de bolsillo (Foto 3.3.5), que son equipos poco precisos pero útiles para fines de programación. Una vez que se tiene este dato preliminar se pueden programar 10 o más puntos de la curva esfuerzo-deformación. La prueba de compresión simple se ejecutará de acuerdo a los siguientes pasos:

- 1) Si la muestra es inalterada, se recorta mediante el torno de labrado para darle las dimensiones cilíndricas que se requieren con la relación de esbeltez (altura entre diámetro) entre 2 y 2.5.
- 2) Se colocan rueditas de hule en las piedras porosas para evitar que se tapen con restos de suelo.
- 3) Montar el espécimen, con su cabezal ya instalado centrado dentro de la cámara triaxial.
- 4) Asegurar un buen contacto entre el vástago y el yugo para aplicar la carga.
- 5) Instalar el deformímetro anotando la lectura inicial.

- 6) Echar a andar el cronómetro y simultáneamente aplíquese la carga
- 7) Si el marco es de carga controlada, se aplica el primer incremento de carga y se espera a que se cumpla el lapso para dar la velocidad de aplicación de la carga especificada; 5 segundos antes de que se cumpla dicho tiempo se lee y se anota la lectura del deformímetro; al cumplirse el lapso se aplica el siguiente incremento de carga y se repite este paso hasta alcanzar la falla
- 8) Si el marco es de deformación controlada se hecha a andar el pistón a la velocidad especificada, hasta alcanzar la deformación correspondiente. Se anota en el registro tanto la deformación de la muestra como la deformación del anillo de carga.
- 9) Si la muestra no presenta una falla brusca, suspender la prueba al alcanzar la muestra un cierto nivel de deformaciones.
- 10) Retirar la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla.
- 11) Cortar una laja de aproximadamente 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinar el contenido de agua de la muestra en esa zona. El resto del material se usa para el mismo fin.
- 12) Calcular los resultados, trazar la curva esfuerzo-deformación y determinar la resistencia a la compresión simple q_u . También se puede dibujar el círculo de Mohr y calcular la cohesión $c_u = q_u/2$, correspondiente
- 13) Si se mide la sensibilidad de la arcilla, se debe remoldear material en la batidora evitando que pierda su humedad natural, hasta lograr una pasta suficiente para formar la probeta remoldeada.
- 14) El material se deja reposar el tiempo especificado de prueba para que la arcilla gane resistencia por sus propiedades tixotrópicas.
- 15) Repetir los pasos 2 a 12 en la probeta remoldeada y calcular su sensibilidad como. $St = q_u$ (inalterada)/ q_u (remoldeada)

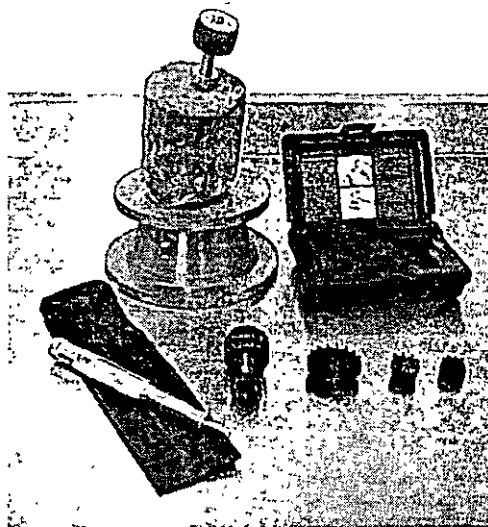


Foto 3.3.5 Torcómetro y penetrómetro de bolsillo para obtener datos preliminares de la resistencia no drenada

b) Prueba UU

Es similar al de la prueba de compresión simple, sólo que en lugar de preparar una probeta se preparan 3 o más. Después del punto 5 y antes del 6 del procedimiento anterior, se llena la cámara con agua para aplicar el esfuerzo confinante que corresponda a cada probeta. Se realizan los cálculos y se trazan las curvas esfuerzo-deformación en el mismo plano para comparar los resultados. Se dibujan los círculos de Mohr y se calcula la cohesión "c" correspondiente

c) Prueba CU con medición de presión de poro

- Etapa de saturación

- 2) llenar las vías de drenaje con agua desaireada. Las piedras porosas deben saturarse previamente mediante agua caliente. Los transductores de presión deben purgarse para evitar lecturas erróneas
- 3) Colocar rueditas de papel filtro sobre las piedras porosas para evitar que se tapen con suelo.
- 4) Preparar la muestra envolviéndola con tiras de papel filtro y se monta en la cámara triaxial.
- 5) Llenar con agua la cámara y se aplica un pequeño esfuerzo confinante y otro menor de contrapresión (presión del agua que circula dentro de la muestra), abriendo la válvula correspondiente.
- 6) El grado de saturación se va midiendo con la B de Skempton (inciso IV.1.1), hasta alcanzar la saturación.

- Etapa de consolidación

- 1) Aplicar el confinamiento correspondiente y se toman las lecturas iniciales en el deformímetro y en la bureta o en transductor de cambios volumétricos.
- 2) Abrir la válvula de drenaje y se van tomando las lecturas de deformación y cambios volumétricos en tiempos de 15, 30, 60, 120, 240, 480 segundos, 1, 2, 4 horas, etc.
- 3) Trazar las gráficas semilogarítmicas de tiempo contra lecturas del deformímetro o del medidor de cambios volumétricos
- 4) Cuando se alcance el 100% de consolidación primaria (cambio de curvatura de la gráfica de consolidación) se cierra la válvula de consolidación.

- Etapa de falla

Es similar al de la prueba UU, pero se antes de empezar se toma la lectura inicial del transductor de presión de poro y se van tomando las lecturas correspondientes del mismo, para los diferentes niveles de deformación alcanzados. Los cálculos se realizan de acuerdo con la tabla 1 (a y b), trazando las curvas esfuerzo-

deformación en un solo plano para comparar los resultados, así como la evolución de la presión de poro con el esfuerzo desviador (parte c). Se dibujan los círculos de Mohr en la falla correspondientes, definiendo la envolvente respectiva en términos de esfuerzos totales y efectivos.

PRUEBA TRIAXIAL CU CON MEDICIÓN DE PRESIÓN DE PORO

TIPO DE SUELO ARCILLA CAFÉ

ETAPAS DE SATURACIÓN Y CONSOLIDACIÓN

DIMENSIONES DE LA PROBETA ANTES DE LA APLICACIÓN DEL CONFINAMIENTO
 $D = 3.688$ cm $\Rightarrow A = 10.68$ cm²
 $H = 8.56$ cm $\Rightarrow V = 91.44$ cm³
 $W = 110.7$ g $\Rightarrow \gamma_s = 1.21$ kg/cm³

EVOLUCIÓN DE LA SATURACIÓN

DÍA	n	n_{10}	v_c	u	B
No	(kg/cm ³)	(kg/cm ³)	(kg/cm ³)	(kg/cm ³)	
3	0.2	0.11	0.1	0.00	0.0
4	0.4	0.3	0.1	0.03	0.3
5	0.8	0.7	0.1	0.08	0.8
6	1.5	1.4	0.1	0.10	1.0

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

diámetro de la bureta = 0.25 plg = 0.635 cm
 área de la sección de la bureta = 0.32 cm²

n_1	n_2	n_3
(kg/cm ³)	(kg/cm ³)	(kg/cm ³)
2.4	1.4	1.0

DÍA	LECTURA DEL DEFORMIMETRO (mm)	LECTURA DE LA BURETA (cm)
18-Oct-02	19.268	134.7
21-Oct-02	17.88	156.4
22-Oct-02	17.87	156.5

DEFORMACIONES AL FINAL DE LA ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

$v_H = 1.398$ mm
 $v_V = 6.90$ cm²
 $v_{1c} = 0.016$
 $v_{2c} = 0.076$
 $v_{3c} = 0.016$
 $v_{4c} = 0.079$
 $v_{5c} = 0.062$
 la anisotropía es $v_{an} = 0.03$
 $F_a = 1.88$

DIMENSIONES DE LA PROBETA ANTES DE LA ETAPA DE FALLA

$H_0 = 84.20$ mm
 $A_0 = 11.37$ cm²

ESFUERZO DESVIADOR Y PRESIÓN DE PORO vs DEFORMACIÓN AXIAL

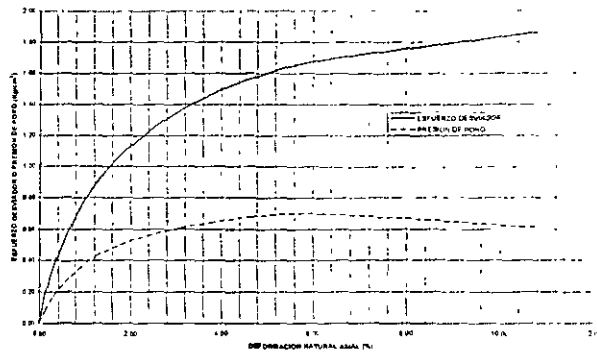
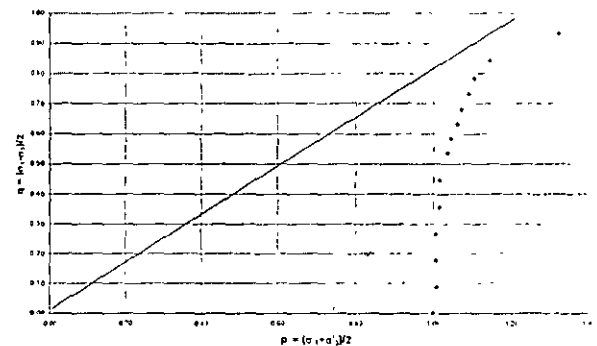


DIAGRAMA p-q



a) ETAPA DE FALLA

TIEMPO (min)	W (Kg)	Lda (mm)	Ltu (kg/cm ²)	ΔH (mm)	ϵ_{1c}	ϵ_{2H}	ϵ_{3H}	σ_{d0} (kg/cm ²)	σ_d (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)
0	0	17.87	1.40	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
1	2	17.77	1.48	0.10	0.001	0.001	0.12	0.18	0.18	0.08	0.09	1.01
2	4	17.62	1.57	0.25	0.003	0.003	0.30	0.35	0.35	0.17	0.18	1.01
3	6	17.42	1.66	0.45	0.005	0.005	0.54	0.53	0.53	0.26	0.27	1.01
4	8	17.16	1.74	0.71	0.008	0.008	0.85	0.70	0.71	0.34	0.35	1.01
5	10	16.84	1.83	1.03	0.012	0.012	1.23	0.88	0.89	0.43	0.45	1.02
6	12	16.39	1.90	1.48	0.018	0.018	1.77	1.06	1.07	0.50	0.54	1.04
7	13	16.07	1.94	1.80	0.021	0.022	2.16	1.14	1.17	0.54	0.58	1.04
8	14	15.74	1.97	2.13	0.025	0.026	2.56	1.23	1.26	0.57	0.63	1.06
9	15	15.3	2.01	2.57	0.031	0.031	3.10	1.32	1.36	0.61	0.68	1.07
10	16	14.77	2.04	3.10	0.037	0.038	3.75	1.41	1.46	0.64	0.73	1.09
11	17	14.03	2.08	3.84	0.046	0.047	4.67	1.50	1.57	0.68	0.78	1.10
12	18	12.83	2.10	5.04	0.060	0.062	6.17	1.58	1.68	0.70	0.84	1.14
13	19	9.26	2.01	8.61	0.102	0.108	10.79	1.67	1.86	0.61	0.93	1.32

b)

tabla 3.3.1 Hoja de cálculo para una prueba CU con medición de presión de poro

C) COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES EN SUELOS FINOS SATURADOS PRECONSOLIDADOS

El esfuerzo de preconsolidación se supone que es el esfuerzo de confinamiento más grande que el suelo ha soportado en el campo, sin embargo otros investigadores (Zeevaert, 1973, ref.12), consideran que este esfuerzo se debe a cambios físico-químicos que tienen lugar en la arcilla al paso del tiempo, por eso han cambiado el nombre de éste al de esfuerzo crítico.

Las envolventes de falla que se obtienen al ensayar un suelo fino saturado en la cámara triaxial pudieran presentar las formas que se muestran en la figura 3.3.6, en términos de esfuerzos totales. Como se observa en la figura, si el suelo es ensayado con un esfuerzo confinante mayor que esfuerzo de preconsolidación, las envolventes de resistencia son rectas, pero si el esfuerzo de cámara es menor son curvas, lo cual no sucede en suelos normalmente consolidados. Experimentalmente se observa que las envolventes de falla se ubican por encima de la prolongación de las líneas CU y CD hacia el origen, respectivamente. Sin embargo, se ha observado que esta resistencia adicional con respecto a las líneas CU y CD disminuye al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, con tiempos muy grandes esta resistencia tiende a desaparecer.

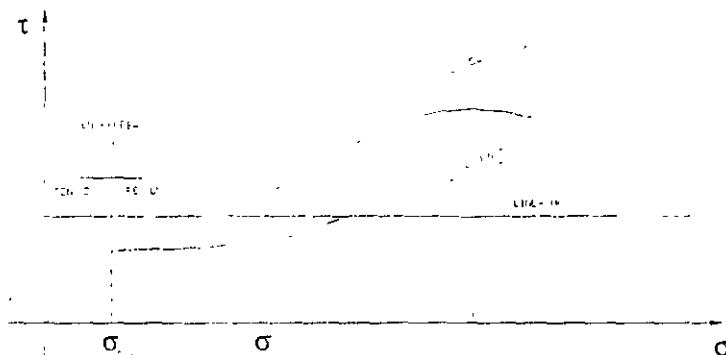


Fig. 3 3.6 Líneas de falla en pruebas triaxiales sobre suelos cohesivos preconsolidados

Las envolventes CU y CD se cortan en un punto "C" que coincide con el esfuerzo de confinamiento de campo, indicando aparentemente que, para esfuerzos de confinamiento menores a dicho esfuerzo la resistencia del suelo es mayor en prueba CU que en prueba CD, en términos de esfuerzos totales. En ese rango de esfuerzos el agua trabaja a tensión por ser "obligada" la muestra a deformarse a volumen constante, esto hace que aumente el esfuerzo efectivo y que en realidad sea mayor el esfuerzo de confinamiento que el aplicado.

Por otro lado, teóricamente debería esperarse que la resistencia del suelo a la compresión simple fuera la misma que en prueba UU, por llevarse a cabo bajo condiciones no drenadas. Sin embargo se observa sistemáticamente que dicha resistencia es menor pudiendo el fenómeno atribuirse a distintos factores tales

como microfisuración y expansión del aire contenido en el agua de poro que tiende a comprimirse cuando se aplica el confinamiento.

D) EQUIVALENCIA DE LAS PRUEBAS UU, CU Y CD EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

El comportamiento del material en las distintas pruebas de resistencia puede ser explicado mediante diagramas de estados de esfuerzo en términos de esfuerzos efectivos, para las etapas intermedias y para la etapa de falla.

En la figura 3.3.7 se presentan las condiciones en la primera y segunda etapas de una prueba UU, en términos de esfuerzos totales y efectivos. Se presentan también los círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos y las envolventes de falla UU y UU', así como los parámetros de resistencia, la "cohesión" en términos de esfuerzos totales "c", y el ángulo de resistencia en términos de esfuerzos efectivos ϕ' . Teóricamente el ángulo ϕ' , corresponde al ángulo de fricción interna que se obtiene en prueba CD. Cabe señalar que aunque en la prueba se manejen distintos esfuerzos de confinamiento que corresponden a distintos círculos de Mohr en la falla en términos de esfuerzos totales, en términos de esfuerzos efectivos siempre se está manejando un solo círculo en la falla, supuestamente tangente a la línea de falla CD.

En la prueba CU con medición de presión de poro sucede algo similar al caso anterior, solo que en la primera etapa la presión de poro es nula. En la figura 3.3.8 se muestran los diagramas de esfuerzos correspondientes a las etapas de la prueba en términos de esfuerzos totales y efectivos, para una sola probeta. En la parte de abajo se muestran los círculos de Mohr correspondientes y las envolventes resultantes, así como los ángulos de fricción ϕ y ϕ' . Teóricamente el ángulo ϕ' , debería corresponder al ángulo de fricción interna que se obtiene en prueba CD, sin embargo y sobretodo en suelos orgánicos se encuentra que la línea CU' queda por encima de la línea CD. Las trayectorias de esfuerzo seguidas por el material durante el ensaye hacen que los esfuerzos efectivos en la muestra se desplacen hacia la izquierda del plano de Mohr. Habiendo el suelo estado sometido a esfuerzos mayores en etapas intermedias que en la etapa final, el suelo se comporta como "preconsolidado", exponiendo entonces mayor resistencia CU' que CD.

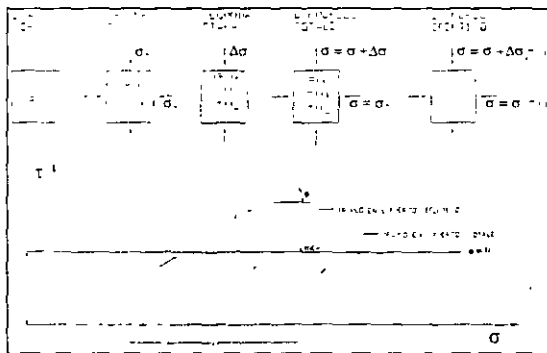


FIG. 3.3.7 PRUEBA TRIAXIAL UU

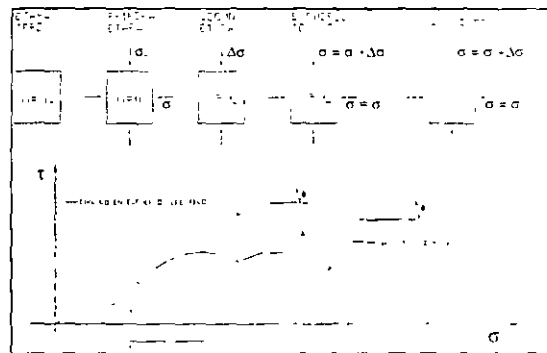


FIG. 3.3.8 PRUEBA TRIAXIAL CU

3.3.3c OTROS EQUIPOS

APARATO DE CORTE TORSIONAL.- Es similar al de corte directo. Consta de dos anillos concéntricos que forman una especie de dona hueca donde en su interior se coloca la muestra. El anillo inferior es fijo y el superior se hace girar para aplicar el esfuerzo cortante al material ensayado en forma de torsión mediante una cadena enrollada alrededor del anillo móvil superior. El esfuerzo normal se aplica mediante una placa circular que se coloca sobre la muestra dentro del anillo giratorio. El conjunto cuenta con su sistema para la medición de las deformaciones normales y angulares que presente la muestra durante el ensaye.

CÁMARA TRIAXIAL GIGANTE.- Es una cámara de gran tamaño que sirve para ensayar materiales de grano grueso a muy grueso como gravas y boleos hasta de 7", usados por ejemplo para conformar la cortina de una presa de tierra. Una versión del equipo se encuentra en el laboratorio de la CFE y otra en el Museo Tecnológico.

CÁMARA TRIAXIAL VERDADERA.- A diferencia de la cámara triaxial convencional, en esta cámara se pueden hacer variar los esfuerzos normales horizontales.

APARATO DE DEFORMACIÓN PLANA.- En este aparato de gran tamaño (DEPFI, UNAM) es posible aplicar "verdaderas" deformaciones angulares a la muestra, ya que cuenta con bisagras en las uniones del contenedor de la muestra.

CÁMARAS TRIAXIALES SIN FRICCIÓN EN EL VÁSTAGO.- Existe la cámara de alambres (sin vástago, una versión se encuentra en el Instituto de Ingeniería de la UNAM) y la desarrollada por el autor (sin fricción en el vástago, Foto 3.3.7).

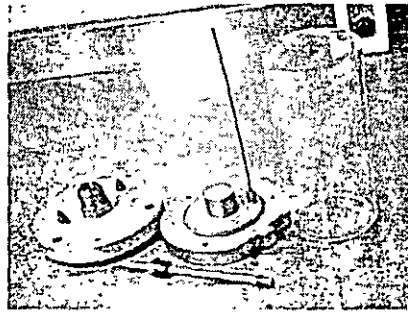


Foto 3.3.7. Detalles de la cámara triaxial sin fricción en el vástago

3.3.5 PRUEBAS DE CAMPO

Las pruebas de campo son la veleta, la prueba de penetración estándar y el cono, cuyo procedimiento se describe a continuación:

3.3.5.1 PRUEBA DE VELETA

La veleta es una pieza constituida por cuatro aspas unidas a un eje (Foto 3.3.6). La pieza se conecta a la tubería de perforación por medio de una unión roscada en la parte superior; una vez hincada dentro del suelo blando a la profundidad programada, se aplica en forma gradual un giro a la tubería de perforación para rebanar un cilindro de suelo; por medio de un torquímetro se mide el momento empleado. La resistencia al esfuerzo cortante no drenada se determina mediante la siguiente expresión:

$$c_v = \frac{M_{m\acute{a}x}}{C}$$

Donde $M_{m\acute{a}x}$ es el momento máximo aplicado y C es la constante de la veleta dada por la siguiente expresión:

$$C = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)$$

Siendo D y H las dimensiones del cilindro de suelo cortado por la veleta (Fig. 3.3.10).

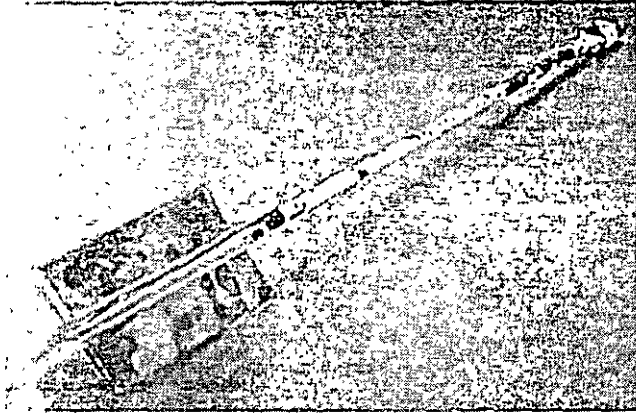


Foto 3.3.6. Veleta de campo

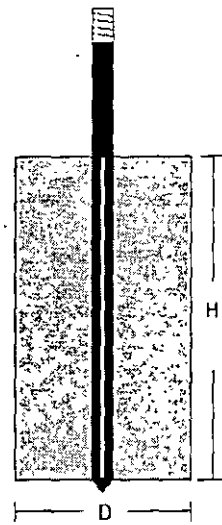


Fig.3.3.10 Dimensiones de la veleta

3.3.5ª PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Este equipo consta de un muestreador partido en media caña (Foto 3.3.7), en el extremo inferior las dos piezas van unidas mediante una rosca a una zapata de acero de punta cónica filosa; el otro extremo se enrosca a un cabezal que tiene en su interior una esfera de acero para producir succión al momento de extraer la muestra y evitar así que ésta se salga del muestreador. El cabezal se enrosca al extremo inferior de la tubería de perforación. En el extremo superior de la tubería de perforación se enrosca un aditamento especial para que en su interior corra un martinete hueco de 63.5 kg. La prueba consiste en introducir dentro del suelo el penetrómetro estándar por medio de golpes dados por el martinete al dejarlo caer libremente desde una altura de 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm intermedios. Si antes de esa longitud de penetración se aplicaron al suelo 50 golpes, la prueba se suspende para evitar que la zapata se dañe, midiendo la longitud penetrada.

La prueba permite determinar la compacidad de suelos puramente friccionantes o la consistencia de suelos puramente cohesivos. En la Tablas 3.3.2 y 3.3.3 se indica la correlación entre el número de golpes, N , para los 30 cm de penetración estándar y los parámetros de resistencia de suelos gruesos y finos, respectivamente, si bien en suelos cohesivos puede haber una mayor dispersión de los resultados.

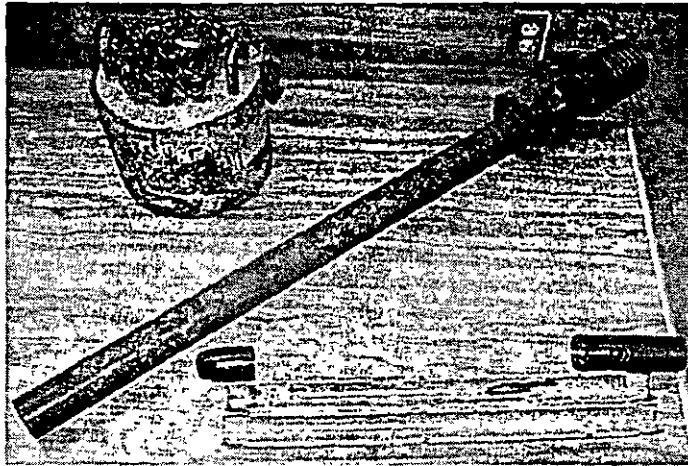


Foto 3.3.7 Equipo de penetración estándar

N	Compacidad relativa	ϕ (grados)
0-4	Muy suelta	25-30
4-10	Suelta	27-32
10-30	Media	30-35
30-50	Densa	35-40
>50	Muy densa	38-43

TABLA 3.3.2. CORRELACIÓN N vs. ϕ EN SUELOS GRUESOS

N	Consistencia	q_u (kg/cm ²)
<2	Muy blanda	<0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
4-8	Media	0.50-1.0
8-15	Firme	1.0-2.0
15-30	Muy firme	2.0-4.0
>30	Dura	>4.0

TABLA 3.3.3. CORRELACIÓN N vs. q_u EN SUELOS FINOS

PRUEBAS DE CONO

Las pruebas de cono consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo opone a su penetración. A continuación se describen brevemente los conos mecánico y eléctrico.

A) CONO MECÁNICO

La punta del cono puede ser de dos tipos, la Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta y la Begemann, que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción.

- a) **Punta Delft** (Fig. 3.3.11) Consta de un cono de 3.6 cm de diámetro, con un ángulo de ataque de 60°, que va montado en el extremo inferior de una funda deslizante de 99 mm de longitud, cuya forma cónica invertida la hace poco sensible a la fricción del suelo que trata de confinarla; una barra, protegida por un cople protector, transmite la fuerza axial de un mecanismo hidráulico que hace penetrar al cono.

b) **Punta Begemann** (Fig. 3.3.11): Consta de un cono de 3.57 cm de diámetro, con un ángulo de ataque de 60°, que va montado en el extremo inferior de una funda deslizante de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm de diámetro, seguida de una funda deslizante de fricción de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro; una barra, protegida por un cople protector, transmite la fuerza axial de un mecanismo hidráulico que hace penetrar al cono; una ampliación en la barra permite jalar la funda de fricción.

Las presiones requeridas para hacer penetrar el cono dentro del suelo se miden con manómetros; conociendo el área de la celda hidráulica se determina la fuerza mecánica necesaria para hincar el cono o para el cono y funda simultáneamente.

La resistencia de punta, q_c en kg/cm^2 , se determinan como:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (3.3.41)$$

Donde.

Q_c Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg
 A_c Área transversal del cono, 10 cm^2 .

La resistencia de fricción, q_s en kg/cm^2 , en conos que la miden directamente, se determina como:

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (3.3.42)$$

Donde.

F_s Fuerza necesaria para hincar la funda del cono, en kg
 A_s Área lateral de la funda, 150 cm^2 .

Y en conos que miden la resistencia de punta y fricción, como:

$$f_s = \frac{R_t - Q_c}{A_s} \quad (3.3.43)$$

Siendo R_t la fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg.

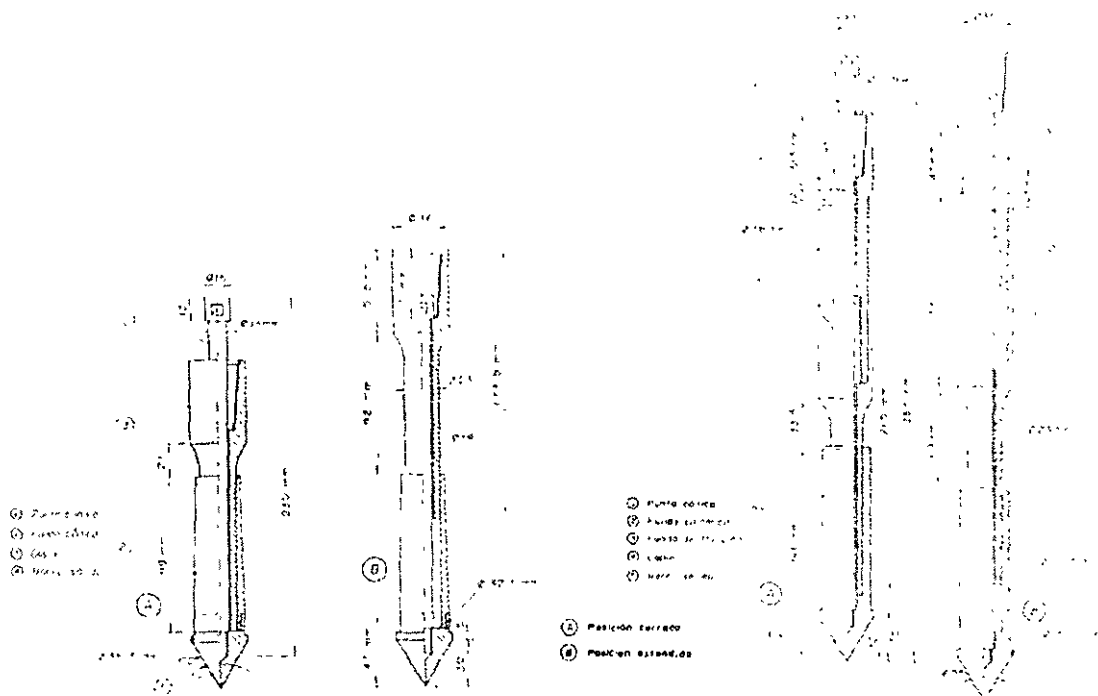


Fig. 3.3.11 Punta Delf

Fig. 3.3.11 Punta Begemann

B) CONO ELÉCTRICO

La punta del cono eléctrico consta de una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (Fig. 3.3.12); usualmente tienen 2 t de capacidad de carga con resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros puede alcanzar una capacidad de 5 t con resolución de 2 kg. Normalmente tienen un diámetro de 3.6 cm, aunque en suelos blandos se han utilizado diámetros de hasta 7.0 cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda por fricción se mide en la celda superior. También se construyen equipos en los que la segunda celda capta la sumatoria de punta y fricción. El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, en cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie; la fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada. La velocidad de hincado del cono es generalmente de 2 cm/s. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque se controla mejor la prueba. Las resistencias de punta y fricción se obtienen con las expresiones 3.3.41 a 3.3.43.

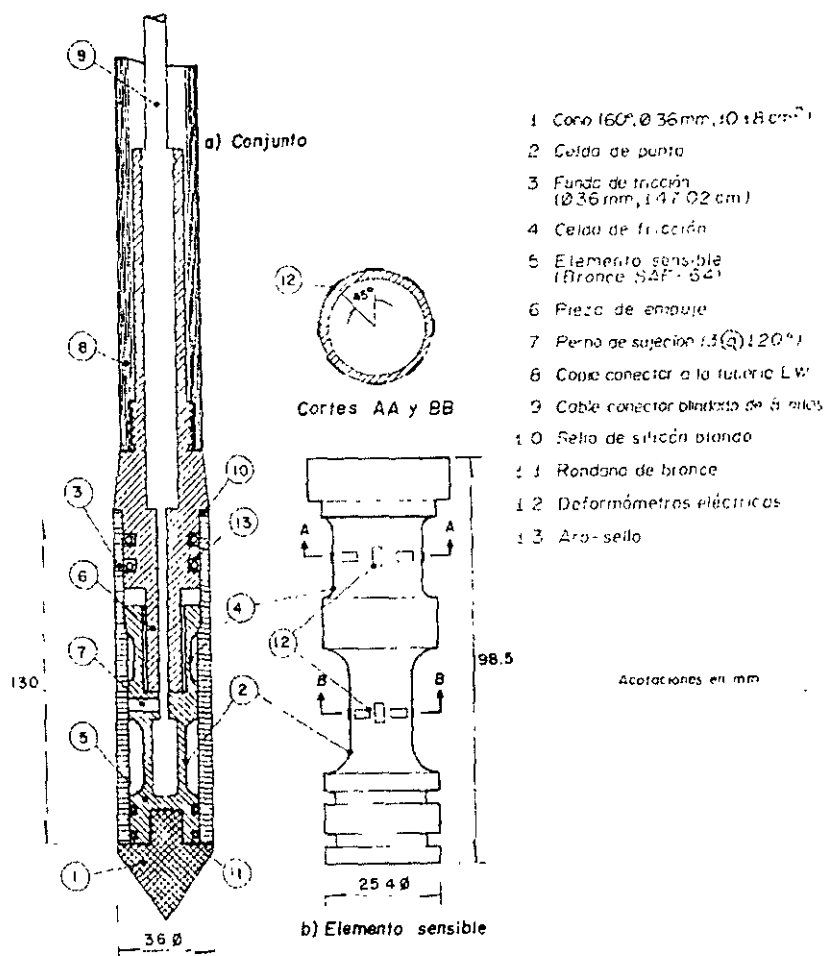


Fig. 3.3.12 Cono Eléctrico (sección longitudinal)

C) CORRELACIONES

a) **Suelos cohesivos.**- La resistencia al corte en condiciones no drenadas, c_u , puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

Donde:

q_c Resistencia de punta del cono.
 N_k Coeficiente de resistencia.

En la tabla 3.3.4 se presenta una recopilación de valores típicos de N_k .

Tabla 3.3.4 Valores típicos del coeficiente N_k

Tipo de suelo	N_k	Forma del penetrómetro	Autor
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$)	15-18	Clásica	Mc Carthy
Arcilla suave con falla local	10-14	Clásica	Mc Carthy
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25$)	22-26	Clásica	Mc Carthy
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14	Clásica	Begemann
Suelos arcillosos blandos	20	Cilíndrica	Montañez et al

- b) **Suelos no cohesivos.** - En la tabla 3.3.5 se presenta una correlación entre la resistencia de punta del cono, q_c , y el número de golpes, N , en la prueba de penetración estándar.

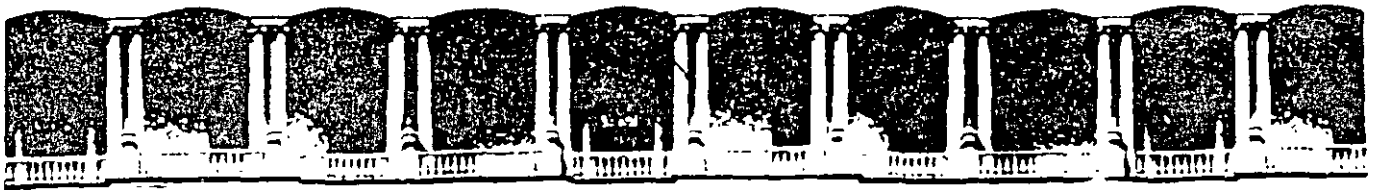
Tabla 3.3.5 Correlación del cono con la prueba de penetración estándar

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5.0
Gravas y gravas arenosas	6.0

BIBLIOGRAFÍA DEL INCISO 3.3

1. Coulomb, C.A., 1776 "Essai sur une application des règles des maximus et minimus á quelques problémes de statique relatifs á l'architecture" Mémoires Divers Savants Académie Science Royale, Vol. VII, Paris.
2. Lambe, T.W. and Whitman R.V., 1998 "Mecánica de Suelos", Ed. Limusa, décima reimpresión de la segunda edición.
3. Terzaghi, K., 1956 "Theoretical Soil Mechanics", Ed. John Wiley and Sons, Inc.
4. Hvorslev, J., 1936 "Conditions for Failure of Remolded Cohesive Soils" Proc. 1st Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering" Cambrige.
5. Whitlow, R., 1994 "Fundamentos de Mecánica de Suelos" Ed. CECSA, traducción de la segunda edición por Zamora F.
6. Roscoe, K. H. and Burland, J.B., 1968, "On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay" Eds. In Heyman J, Lechie F. A., "Engineering Plasticity", Cambrige University Press.

7. Juárez Badillo, E., 1965, "Compressibility of Soils". Simposio del Instituto de Ciencias de la India sobre el "Comportamiento de Suelos Bajo Esfuerzo" Bangalore, India.
8. Zea, C., 2002 "Conceptos de Deformación de Superficie Y de Esfuerzo Axial Nominal para las Pruebas de Resistencia al Esfuerzo Cortante de un Suelo en la Cámara Triaxial", Documento interno clave: DOCINTER-UNAM-FI-DICTG-GEOT-CZC-2002-1
9. Juárez, E. y Rodríguez, R (1974) "Mecánica de Suelos" Tomo I (Conceptos Fundamentales) Ed. LIMUSA.
10. Malvern, L (1969) "Introduction to the mechanics of a continuous medium" prentice-hall, Series in Engineering of the Physical Sciences.
11. Juárez Badillo, E., 1994 "Deviatoric stress-strain equation for soils" XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, U.S.A.
12. Zeevaert L., 1973 "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" Ed. Van Nostrand Reinhold.
13. Skempton, A. W., 1954 "The pore-pressure Coefficients A and B", Geotechnique, Vol. IV.
14. Henkel, D. J., 1960 "The Shear Strength of Saturated Remolded Clays". Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, A.S.C.E., Colorado.
15. Kondner, R. L., 1963 "Hyperbolic stress-strain response cohesive soils" Journal of Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89 (SM1).
16. Kondner, R. L., 1963 "A hyperbolic stress-strain formulation of sands", Proc. of 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Brazil, p 289.
17. Juárez Badillo, E., 1999 "Static liquefaction of sands under multiaxial loading: Discussion". Canadian Geotechnique Journal, Vol. 36, pag. 974-979.
18. Santoyo E., Lin R. y Ovando E., 1989 "El cono en la exploración geotécnica" Editor Carlos E. Gutierrez TGC geotecnia S.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

3. Marco normativo

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructor:
M. en I. Oscar Luna González

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

ESPECIFICACIÓN
CFE JA100-64

MARZO 2005
REVISA Y SUSTITUYE A LA
EDICIÓN DE AGOSTO 2002

1 OBJETIVO

Esta especificación define los lineamientos técnicos y de calidad mínimos que deben cumplirse en el análisis, diseño y construcción de las cimentaciones para estructuras de líneas de transmisión que adquiere la CFE.

2 CAMPO DE APLICACIÓN

Se incluyen los trabajos de análisis, diseño y presentación de información técnica a CFE, para la revisión de las cimentaciones de las estructuras de líneas de transmisión.

3 NORMAS QUE APLICAN

NOM-008-SCFI-2002, Sistema General de Unidades de Medida

NMX-H-074-SCFI-1996; Industria Siderúrgica-Productos de Hierro y Acero Recubiertos con Zinc (Galvanizados por Inmersión en Caliente)-Especificaciones y Métodos de Prueba

CFE 10000-63-1996, Estudio Geológico para la Ubicación de una Línea de Transmisión.

CFE C0000-37-1999; Prueba de Compactación Próctor.

CFE C0000-42-2001; Anclas de Fricción para Cimentación

CFE C0000-43-2001, Estudios geotécnicos para estructuras de líneas de transmisión

CFE D8500-01-2004, Selección y Aplicación de Recubrimientos Anticorrosivos

CFE D8500-02-2004, Recubrimientos Anticorrosivos.

CFE D8CME-07-1998, Protección Anticorrosivo para Cimentación de Estructuras Autosoportadas de Líneas de Transmisión.

CFE J1000-50-2002, Torres para Líneas de Subtransmisión y Transmisión

CFE J6100-54-2002; Postes Metálicos para Líneas de Transmisión y Subtransmisión

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados deben tomarse en cuenta la edición en vigor o la última en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la CFE indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Cimentaciones Superficiales

Este tipo de cimentaciones son zapatas, losas de cimentación, muertos de anclaje, retenidas o cimentaciones ancladas

4.2 Cimentaciones Profundas

Este tipo de cimentaciones son pilas o pilotes.

4.3 Cimentaciones Especiales

Este tipo de cimentaciones incluye la combinación de cimentaciones mencionadas en los incisos 4.1 y 4.2, o sistemas de cimentación diferentes a los definidos en esta especificación, previamente aceptados por CFE

5 CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES

5.1 Consideraciones de Análisis

En el caso de torres, los dados o fustes de las cimentaciones deben sobresalir una longitud mínima de 30 cm del nivel del terreno en zonas no inundables y la misma longitud por arriba del NAME en zonas susceptibles de inundación, para postes, esta longitud debe ser de 1 m.

Se deben diseñar cimentaciones para todos los tipos de estructuras de acuerdo al estudio geotécnico, el cual debe realizarse conforme a las especificaciones CFE C0000-42, C0000-43, y 10000-63

En ningún caso se deben desplantar estructuras sobre suelo orgánico, desechos y rellenos no controlados. Los cimientos deben ser desplantados en rellenos estructurales o controlados, siempre y cuando éstos cumplan con las características indicadas en el Apéndice A, para materiales obtenidos del sitio o de bancos de materiales, colocándolo en capas no mayores de 30 cm y compactándolas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la especificación CFE C0000-37.

Para el caso de sitios susceptibles a la erosión o socavación, la profundidad mínima de desplante se debe considerar a partir del nivel máximo de socavación en la zona, verificando que en estas condiciones la cimentación es estable y cumple con los estados límite indicados en los capítulos 6 y 7 de esta especificación.

El nivel máximo de socavación se determina considerando el nivel dado por la Comisión Nacional del Agua, el obtenido por una batimetría o el calculado mediante los métodos definidos en el Manual de Diseño de Obras Civiles(*), Sección A; de cualquiera de estos valores se debe aplicar el que resulte como el máximo nivel de socavación

NOTA: (*) Para cada estructura deben diseñarse cimentaciones para todos los niveles y extensiones, de acuerdo a la ubicación del nivel freático durante la vida útil de la línea para las siguientes condiciones:

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial).
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

020802	Rev	050304									
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

La profundidad mínima de desplante debe ser

- 0,10 m para cimentaciones ancladas en roca (de acuerdo a la especificación CFE C0000-42),
- 2,00 m para zapatas en suelo,
- 3,00 m para muertos de anclaje y pilas
- 5,00 m para pilotes

6 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para el análisis se deben emplear los elementos mecánicos más desfavorables que la superestructura transmite a la cimentación, afectados por el factor de carga correspondiente a cada combinación de cargas analizada; conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54

Para la revisión de los estados límite de falla de la cimentación, se debe utilizar un factor de carga adicional de $F_c=1,1$, en las expresiones donde aparezca, salvo se indique otro valor

6.1 Estados Límite de Falla en Cimentaciones Superficiales

6.1.1 Capacidad de carga

En todos los casos, la cimentación debe cumplir con la desigualdad indicada a continuación:

$$\frac{\sum Q \cdot F_c}{A} \leq q_R$$

Donde,

$\sum Q F_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de cargas considerada, afectada de su respectivo factor de carga, en kPa.

A Área efectiva del cimiento, reducida por excentricidades de carga

q_R Capacidad de carga resistente del suelo o roca obtenida del estudio geotécnico, realizado conforme a la especificación CFE C0000-43, utilizando un factor de reducción, F_R , de:

- 0,7** cuando los parámetros de diseño del material sean los obtenidos utilizando pruebas puntuales del sitio de cimentación mediante ensayos triaxiales.
- 0,5** cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo y éstas se hayan verificado con pruebas de laboratorio con materiales del sitio determinando propiedades mecánicas
- 0,35** cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo

6.1.2 Volteo

Debe cumplirse:

$$\frac{M_r}{M_v} > 1,0$$

Donde:

M_r = Momento resistente, producido por las fuerzas que se oponen al volteo aplicadas a la cimentación, respecto al borde de la zapata o losa.

M_v = Momento de volteo, producido por las fuerzas que ocasionan el volteo de la cimentación, respecto al mismo borde.

Las fuerzas resistentes por la masa del relleno se deben calcular considerando los pesos volumétricos que se indican en el estudio geotécnico para las dos siguientes condiciones que imperen durante su vida útil:

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial, por arriba del desplante de la cimentación)
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

La masa del relleno actuante sobre las cimentaciones es producto del peso volumétrico efectivo del suelo que gravite directamente sobre ésta, más el producto del peso volumétrico efectivo del concreto de la cimentación

6.1.3 Arrancamiento

Debe cumplirse:

$$F_c T < P$$

Donde:

P = Suma de fuerzas verticales resistentes al arrancamiento de la cimentación. Incluye el peso efectivo del relleno que gravita sobre la cimentación y su peso propio efectivo multiplicada por 0,9 (kN)

$F_c T$ = Fuerza de tensión vertical máxima transmitida por la estructura (kN), multiplicada por un factor de carga igual a 1,5 para este caso

Las fuerzas resistentes por el peso del relleno se deben calcular considerando los pesos volumétricos que se indican en el estudio geotécnico para las dos siguientes condiciones que imperen durante su vida útil

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial)
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

En el caso de zapatas, para esta revisión se deben considerar que las fuerzas resistentes al arrancamiento, son los pesos efectivos propios de la zapata, más el relleno que forma una pirámide truncada que se extiende sobre el nivel superior del concreto de la zapata hasta el nivel de terreno natural con un ángulo β , respecto a la vertical, conforme a la tabla 1.

020802	Rev	050304									
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

TABLA 1 - Valores del ángulo de arrancamiento β

Condiciones de colado	Tipo de suelo	β (grados)
Con cimbra	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla medianamente compacta a dura	15
	Arena	10
	Grava	15
Contacto con las paredes de la excavación	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla medianamente compacta a dura	20
	Arena	15
	Grava	20

6.1.4 Deslizamiento

Debe cumplirse.

$$F_D < D_R F_R$$

Donde.

$D_R F_R$ = Suma de fuerzas resistentes en el contacto cimentación-suelo, multiplicadas por su factor de reducción (kN)

F_D = Resultante de las fuerzas horizontales transmitidas por la estructura (kN).

6.1.5 Muertos de anclaje

El diseño de muertos para el anclaje de torres se debe hacer en la forma indicada en la figura 1.

ΣQFc = Combinación de cargas más desfavorables en cuanto a fuerzas de extracción, afectadas con sus correspondientes factores de carga

P_v, P_h = Componentes verticales y horizontales respectivamente de la resultante de las fuerzas de extracción

W_t = Peso del suelo W_s más el peso del concreto W_B

Se debe emplear el peso volumétrico total arriba de la posición más alta previsible del nivel freático y el peso volumétrico sumergido abajo de la misma

E_p = Empuje pasivo sobre la cara lateral del bloque de concreto.

Deben cumplirse las tres condiciones siguientes:

$$P_v < 0,7 W_t$$

$$P_v < W_B$$

$$P_h < 0,7 E_p$$

Para otro tipo de retenidas, ésta se debe analizar de acuerdo con la geometría propuesta

6.2 Estados Límite de Servicio en Cimentaciones Superficiales

Para el análisis de asentamientos se deben emplear las condiciones de carga más desfavorables conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y J6100-54, junto con el modelo estratigráfico determinado para cada zona geotécnica, con base en la especificación CFE C0000-43

Para cumplir con los estados límite de servicio, se debe verificar que.

- a) Los asentamientos totales simultáneos de las zapatas son menores de 5 cm
- b) Los asentamientos diferenciales son menores que los señalados enseguida:
 - entre zapatas: 5 cm.

En el análisis de desplazamientos verticales se deben considerar las deformaciones de los estratos de acuerdo con su comportamiento mecánico. En cada caso se deben determinar los desplazamientos inmediatos y diferidos debajo de la cimentación.

En el caso de desplazamientos inmediatos, se deben utilizar expresiones que consideren la distribución del incremento de esfuerzos en la masa de suelo junto con sus propiedades de deformabilidad elástica de cada estrato. Para desplazamientos diferidos, se deben determinar éstos con base en las curvas de compresibilidad de los materiales susceptibles a consolidarse (suelos finos saturados)

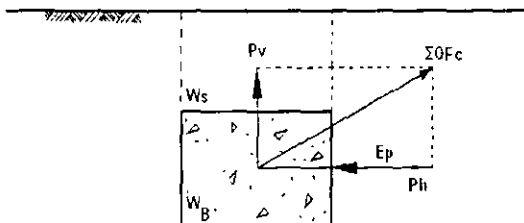


FIGURA 1 - Diseño de muertos de concreto

020802	Rev	050304								
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

7 CIMENTACIONES PROFUNDAS

7.1 Estados Limite de Falla en Cimentaciones Profundas

Se deben diseñar cimentaciones profundas para suelos predominantemente cohesivos o predominantemente friccionantes, de acuerdo con el perfil estratigráfico definido en el estudio geotécnico correspondiente

En el caso de suelos estratificados, se deben definir los parámetros geotécnicos de cada estrato, pero en ningún caso un estrato debe considerarse como cohesivo-friccionante.

7.1.1 Capacidad de carga

7.1.1.1 Revisión por compresión

Deben cumplirse los siguientes requisitos:

$$Q_{\max} F_C < R$$

Donde

R = Capacidad de carga resistente de elemento, evaluada con:

$$R = \sum Q_{fi} F_{Ri} + Q_p F_R$$

En donde

$\sum Q_{fi}$ Sumatoria de capacidad de carga por fuste de cada estrato "i", en kN

F_R Factor de reducción de resistencia especificado en el inciso 6.1 1.

i Estrato de referencia

Q_p Capacidad de carga por punta, en kN

$Q_{\max} F_C$ Carga actuante máxima de compresión aplicada en la cabeza de la pila o pilote, debido a las cargas de la estructura más su peso propio, multiplicada por su factor de carga correspondiente (kN). En el caso de pilas o pilotes sometidas a fricción negativa, ésta se sumará a la carga actuante

7.1.1.2 Revisión por tensión

La pila o pilote más desfavorable debe cumplir con lo siguiente:

$$T_{\max} F_C < \sum Q_{fi} F_{Ri}$$

Donde:

$T_{\max} F_C$ = Tensión máxima aplicada a la pila o pilote debido a las cargas de la estructura, menos su peso propio efectivo y el peso del suelo que gravite sobre la campana, en caso de presentarse esta, en kN, multiplicada por un factor de carga igual a 1,5 para este caso.

$\sum Q_{fi} F_{Ri}$ Se calcula con base en lo indicado en la sección 7.1 1.1.

7.1.1.3 Capacidad de carga lateral

La capacidad de carga lateral en pilas o pilotes puede evaluarse por alguno de los siguientes métodos

- a) Criterio de falla basado en la resistencia al esfuerzo cortante de cada estrato de suelo
- b) Interacción suelo-estructura considerando módulos de reacción variable en cada estrato
- c) Curvas P-Y
- d) Elemento finito.

La pila o pilote más desfavorable debe cumplir con el siguiente requisito

$$Q_{h\max} < Q_{Rh} F_R$$

Donde:

$Q_{h\max}$ = Carga horizontal máxima aplicada al pilote o pila debida a las cargas externas en kN, resulta del análisis de la estructura

$Q_{Rh} F_R$ = Capacidad de carga lateral del pilote o pila, calculada a partir de las propiedades de resistencia del suelo, en kN, multiplicada por su factor de reducción correspondiente

7.2 Estados Limite de Servicio en Cimentaciones Profundas

Para el análisis de asentamientos se deben emplear las condiciones de carga más desfavorables conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54, junto con el modelo estratigráfico determinado para el sitio, con base en la especificación CFE C0000-43 Para cumplir con los estados limite de servicio, se debe verificar que:

- a) Los asentamientos totales son menores de 5 cm
- b) Para el caso de las torres de transmisión, los asentamientos diferenciales son menores de 2 cm entre patas de torres.

En el cálculo de asentamientos, se deben considerar las propiedades de deformabilidad (inmediatos o diferidos según sea el caso), junto con la distribución de los incrementos de esfuerzos en la masa de suelo correspondientes a la profundidad y separación de los pilotes o pilas

7.3 Consideraciones Adicionales

La separación mínima entre pilotes o entre pilas debe ser de 3 veces su diámetro centro a centro

Las cimentaciones profundas deben diseñarse para satisfacer los requisitos de estabilidad y funcionalidad

En el caso de pilotes las cuatro patas de la torre deben quedar conectadas con traveses de liga; además debe utilizarse un método de análisis tridimensional que tome en cuenta la distribución y propiedades de los diversos elementos que constituyan la estructura de cimentación como son pilas o pilotes, traveses de liga, cabezales, dados y suelo. El análisis se debe realizar en conjunto, tomando las cargas a tensión, compresión y horizontales en los elementos correspondientes.

Los cabezales deben tener un peralte mínimo de 70 cm y los dados la longitud necesaria para ahogar la pata de la torre de acuerdo al diseño estructural; estos últimos deben sobresalir 30 cm del NAME o del cabezal (el que resulte mayor).

En el caso de sitios donde se presente fricción negativa, se deben considerar sus efectos sobre los cimientos, tales como son el incremento de las solicitaciones sobre éstos, y su reducción de capacidad de carga, en función de los resultados del estudio geotécnico.

8 CIMENTACIONES EN CAUCES Y LLANURAS DE INUNDACIÓN

Para el caso de cauces de ríos y arroyos, deben desplantarse debajo de la profundidad máxima de socavación en la zona, y considerar que en estas condiciones la cimentación debe ser estable y cumplir con los estados límite especificados en éste capítulo

En el análisis deben considerarse los siguientes efectos:

- socavación, asociada a un periodo de retorno de 50 años,
- impacto sobre la cimentación de 1 tonelada en el elemento de apoyo,
- fuerzas de empuje sobre las cimentaciones producidas por la corriente de agua y los elementos que arrastra ésta.

El nivel tope de concreto de las cimentaciones debe sobresalir como mínimo 1,00 m del NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) y las pilas y los cabezales de los pilotes deben estar unidos con traveses de liga. El lecho inferior de las traveses de liga debe quedar siempre por arriba del NAME.

9 CASOS ESPECIALES

Debe ser necesario una cimentación especial, para los casos en que dependiendo de las condiciones del terreno y del tipo de solicitaciones, se deben considerar otros mecanismos posibles de falla, tales como: falla por licuación en arenas finas y/o limos no plásticos de compactación suelta y en condiciones sumergidas, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación, o deformaciones volumétricas excesivas bajo acciones dinámicas

También deben tomarse en consideración los casos de suelos susceptibles de cambios volumétricos importantes por efectos físico-químicos, como sucede con los suelos expansivos, y aquellos que presenten desplazamientos súbitos cuando al encontrarse en estado de compactación suelta a media varía su contenido de agua o pasa de estar parcialmente saturado a sumergido, como ocurre con los suelos colapsables, de acuerdo a la especificación CFE C0000-43.

En caso de requerirse protecciones especiales para cimentaciones de las estructuras, que no estén contempladas en este documento, deben someterse a revisión para aprobación por parte de Comisión.

10 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se hace por el método de resistencia última aplicando un factor de carga adicional de 1,1 a los elementos mecánicos ya factorizados, obtenidos del análisis de la superestructura.

Las pilas deben ser coladas in situ y los pilotes pueden ser colados in situ o precolados. El diseño estructural de las cimentaciones profundas comprende las pilas o pilotes, traveses de liga, cabezales y dados de empotramiento de las patas, todos de concreto reforzado, para lo cual se deben seguir los lineamientos del documento de referencia [1], del capítulo 14 de esta especificación en su última edición vigente.

El porcentaje de acero de refuerzo no debe ser menor a 0,005 Ag. Tanto las pilas como los pilotes deben diseñarse como columnas y resistir sin sufrir daños lo siguiente.

- a) Compresión bajo cargas verticales
- b) Tensión debida a fuerzas de subpresión, bufoamiento del suelo, fuerzas externas y las obtenidas del análisis de la estructura
- c) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión y esfuerzos cortantes (fuerzas horizontales que transmite la superestructura, y presiones hidrodinámicas en corrientes de agua)
- d) Fuerzas excéntricas que provoquen flexión
- e) Momentos flexionantes por curvatura.

020802	Rev	050304							
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--

CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

**ESPECIFICACIÓN
CFE JA100-64**

- f) Efectos por extensión de columna en su parte libre o en contacto con suelo muy blando.

Para el caso de pilotes precolados y que se colocan en el sitio por hincado, adicionalmente deben diseñarse para resistir

- a) Esfuerzos durante el manejo, que comprende transporte e izado.
b) Aplastamiento y esfuerzos cortantes por impacto durante el hincado.

Debe señalarse claramente en la memoria de cálculo el procedimiento de construcción a seguir.

10.1 Recubrimiento Mínimo

El recubrimiento mínimo de concreto al paño del acero de refuerzo extremo debe ser

- en dados de cimentación de 4,5 cm,
- para zapatas de concreto de 7,5 cm,
- en pilas de 10 cm,
- en pilotes precolados de 5 cm,
- en pilotes colados en el sitio de 10 cm

10.2 Drenaje y subdrenaje, y Obras de Protección

Para el caso de sitios en laderas, debe preverse la protección contra la erosión, mediante un revestimiento integral de pisos (mejoramiento de suelo, entre otros), cortes y de las áreas de la ladera en el sitio que no tengan una cubierta vegetal suficiente para que no se erosionen, combinado con un sistema de drenaje superficial para captar, encauzar y desalojar el agua hasta sitios alejados del suelo de cimentación donde no afecte geotécnicamente al sitio de la estructura, durante su vida útil. El sistema de drenaje debe consistir en cunetas, contracunetas, vados, subdrenes con materiales filtrantes apropiados y lavaderos, todos revestidos de concreto simple y/o de suelo-cemento

Las características de resistencia y los espesores de los revestimientos de estas estructuras deben garantizar su buen funcionamiento durante su vida útil.

Adicionalmente se debe considerar en el diseño y verificar en el campo, que la profundidad de desplante de los cimientos se mida a partir del lado más bajo de la ladera en la cepa de cimentación. Esta profundidad debe ser la efectiva medida dentro del terreno natural firme o compacto, por abajo de la capa de suelo vegetal o de cualquier otra capa de suelo de piemonte, con el objeto de garantizar que la cimentación de la estructura y de cualquier otro elemento como muros de retención y obras de drenaje, queden apropiadamente alojadas en el terreno firme o compacto

Cuando sea necesario el empleo de muros de retención éstos deben estar provistos de los drenes y filtros apropiados que garanticen su buen funcionamiento durante la vida útil de la estructura de transmisión.

11 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

11.1 Resistencia Mecánica de los Materiales

11.1.1 Concreto

La resistencia mínima del concreto a compresión simple para los diferentes elementos de la cimentación debe ser.

- para zapatas y dados: $f_c = 20 \text{ Mpa}$,
- para pilas, pilotes, traveses de liga y cabezales colados in situ: $f_c = 25 \text{ Mpa}$,
- para pilotes precolados: $f_c = 30 \text{ MPa}$.

11.1.2 Acero de refuerzo

Resistencia mínima a la tensión en su punto de fluencia. $f_y = 412 \text{ MPa}$

11.1 Compactación de los Rellenos

El material empleado como relleno de las cepas de cimentación debe compactarse por lo menos a un 95 % de la prueba próctor estándar, en capas no mayores que 30 cm, la cual debe cumplir con la guía CFE C0000-37

12 PROTECCIÓN ANTICORROSIVA

Cuando se utilicen anclas con retenidas para fijar las torres de líneas de transmisión, deben ser galvanizadas por inmersión en caliente, clase especial de acuerdo a la norma NMX-H-074-SCF1, y protegidas adicionalmente con un recubrimiento primario de alquitrán de hulla epóxico CFE-P7 (de acuerdo a las especificaciones CFE D8500-01 y CFE D8500-02) y protección catódica si la resistividad del terreno es menor de $5000 \Omega\text{-cm}$, de acuerdo a la especificación CFE D8CME-07.

13 REVISIÓN AL DISEÑO

13.1 Generalidades

A continuación se indica el orden en que el contratista debe presentar los diseños de cada una de las cimentaciones, así como los documentos y planos que debe adjuntar a cada propuesta

020802	Rev	050304									
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

13.2 Estudio Geotécnico

Este estudio debe realizarse conforme a la especificación CFE C0000-43 y es pre-requisito para los diseños de las cimentaciones. Los diseños de las cimentaciones deben contener los parámetros y recomendaciones indicados en este estudio. Cuando se desplanten cimentaciones ancladas en roca, la resistencia a la tensión de las anclas debe definirse previamente mediante pruebas de extracción, conforme a la especificación CFE C0000-42.

13.3 Elementos Mecánicos

Para cada estructura (de acuerdo a los diferentes niveles y extensiones de éstas) se debe adjuntar la tabla con los elementos mecánicos para diseño de la cimentación, producto del análisis estructural correspondiente, el cual debe cumplir con las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54.

13.4 Análisis y Diseño

13.4.1 Memoria básica

Esta memoria se debe ordenar con un índice que indique los conceptos que contiene. Estos conceptos deben estar debidamente numerados.

Esta memoria debe contener la metodología de análisis y diseño de manera clara, para lo cual deben presentarse la simbología, nomenclatura, las expresiones, tablas y dibujos necesarios. Para cada tipo de cimentación que se construya en la trayectoria de la línea de transmisión se debe presentar la memoria básica correspondiente.

13.4.2 Memoria de diseño

Para que proceda la revisión de las memorias de diseño, CFE debe contar con los estudios geotécnicos, memorias básicas, elementos mecánicos transmitidos a la cimentación, y pruebas de extracción de anclas en caso de requerirse.

Esta memoria se debe ordenar con un índice que indique los conceptos que contiene. Estos conceptos deben estar debidamente numerados.

Esta memoria debe ser consistente con los resultados del estudio geotécnico del proyecto y con la memoria básica. En caso de análisis y/o diseño por computadora, junto al análisis se integran los datos de entrada, hojas de cálculo, y/o software correspondiente con la memoria básica, estos datos se deben presentar en disco compacto.

Se debe adjuntar a cada diseño 2 (dos) copias de cada documento o plano en papel y archivo electrónico.

13.5 Lista de Distribución de Cimentaciones

Paralelo a la entrega de las memorias de diseño, se deben incluir las listas de distribución de cimentaciones que cumplan con la zonificación geotécnica estipulada en el estudio correspondiente y con las listas de distribución de estructuras.

Las listas de distribución de cimentaciones deben contener por lo menos la información indicada en el anexo B.

13.6 Formatos de Planos

El contratista que resulte ganador, debe solicitar al área usuaria los formatos, los cuales debe utilizar en la elaboración de los planos a que hace referencia esta especificación.

Los planos definitivos deben contener la leyenda siguiente: "Los planos son propiedad de CFE y se prohíbe su reproducción parcial o total". Lo anterior no exime al contratista de su responsabilidad por el diseño.

13.7 Consideraciones Adicionales

En las dimensiones de los dibujos y en todos los cálculos, el contratista debe ser de acuerdo a la norma NOM 008-SCFI. El contratista se debe dirigir para:

- a) Especificaciones y diseño: el área técnica usuaria
- b) Control de calidad: la residencia de supervisión
- c) Suministro: la residencia general de construcción

14 BIBLIOGRAFÍA

- [1] **ACI 318-02 y ACI 318R-02**, Building Code Requirement for Structural Concrete.
- [2] **ACI 347-R-1994**; Guide for Formwork for Concrete
- [3] **ASTM C 494M-1999**, Standard Specification for chemical Admixtures for Concrete.
- [4] Manual de Diseño de Obras Civiles CFE
- [5] **NMX-B-294-1986**, Industria Siderúrgica - Varillas Corrugadas de Acero, Torcidas en Frio, Procedentes de Lingote o Palanquilla, para Refuerzo de Concreto.
- [6] **NMX-C-081-1981**, Industria de la Construcción - Aditivos para Concreto - Curado- Compuestos Líquidos que Forman Membrana
- [7] **NMX-C-083-ONNCCE-2002**; Industria de la Construcción - Concreto - Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto.
- [8] **NMX-C-090-1978**; Método de Prueba para Aditivos Expansores y Estabilizadores de Volumen del Concreto
- [9] **NMX-C-111-ONNCCE-2004**; Industria de la Construcción-Concreto-Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones

020802	Rev	050304																	
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS
DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE JA100-64**

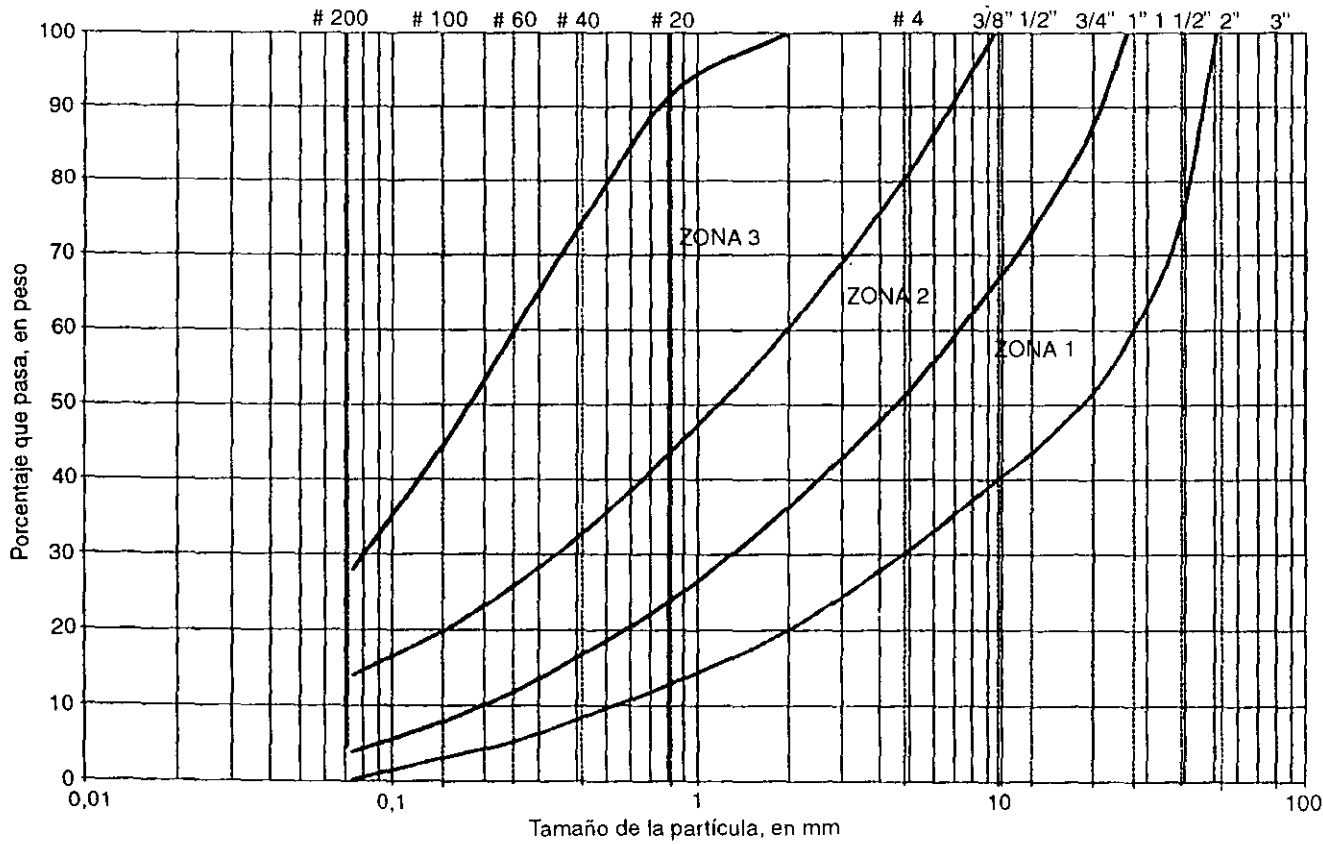
8 de 9

- | | |
|---|--|
| <p>[10] NMX-C-122-ONNCCE-2004; Industria de la construcción-Agua para concreto.</p> <p>[11] NMX-C-155-ONNCCE-2004, Industria de la Construcción - Concreto Hidráulico - Especificaciones</p> <p>[12] NMX-C-160-ONNCCE-2004, Industria de la Construcción - Concreto, Elaboración y Curado en Obra de Especímenes de Concreto</p> <p>[13] NMX-C-255-1988; Industria de la Construcción - Aditivos Químicos que Reducen la Cantidad de Agua y/o Modifican el Tiempo de Traguado del Concreto.</p> | <p>[14] NMX-C-407-ONNCCE-2001, Industria de la Construcción-Varilla Corrugada de Acero Proveniente de Lingote y Palanquilla para Refuerzo de Concreto-Especificaciones y Metodos de Prueba.</p> <p>[15] NMX-C-414-ONNCCE-2004; Industria de la Construcción Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba</p> <p>[16] CFE C0000-15-2003, Concreto para la Construcción de Estructuras y Cimentaciones de Subestaciones Eléctricas de Potencia y Líneas de Transmisión</p> |
|---|--|

020802	Rev	050304																		
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

APÉNDICE A

CARACTERÍSTICAS DE LA CALIDAD DE RELLENOS



Características	Calidad Rellenos
Granulometría	
Zona granulométrica	1 – 3
Tamaño máximo (mm)	76
% finos (Material < 0,074 mm)	10 min. 20 máx.
Limite líquido (LI) (%)	40 máx.
Índice plástico (IP) (%)	15 máx.
Compactación (%)	95 min.

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



ANCLAS DE FRICCIÓN PARA CIMENTACIÓN

ESPECIFICACIÓN
C0000-42

JULIO 2001

MÉXICO

1 OBJETIVO

Esta especificación establece el método de instalación de anclas de fricción para cimentaciones de estructuras desplantadas en roca; así como la ejecución de pruebas de extracción de anclas.

2 CAMPO DE APLICACIÓN

Se contemplan los trabajos de perforación en roca, limpieza del barreno, vaciado del mortero, colocación del ancla y prueba de anclaje para las cimentaciones de las estructuras de Comisión, desplantadas en roca.

3 NORMAS QUE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993 Sistema General de Unidades de Medida.

CFE 10000-63-1996 Estudio Geológico para la Ubicación de una Línea de Transmisión.

CFE C0000-43-2001 Estudios Geotécnicos para Estructuras de Líneas de Transmisión.

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados deben tomarse en cuenta la edición en vigor o la última en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

4 EQUIPO

Para la ejecución de la prueba es necesario el uso del equipo siguiente:

- a) Gato hidráulico de pistón hueco calibrado, con intervalo de medición mayor a la carga especificada para la prueba y carrera mínima de 50 mm.
- b) Bomba hidráulica manual con manómetro calibrado o sistema de manómetros apropiados para la carga de prueba.
- c) Viga de acero de reacción para el soporte del gato.
- d) Sistema de soporte de los micrómetros para medición de desplazamientos (sistema fijo de referencia).
- e) Cuatro micrómetros de carátula con 50 mm de carrera y 0,01 mm de exactitud calibrados (dos colocados en la varilla y dos en los extremos para medir las deformaciones del terreno).
- f) Bases magnéticas para sujeción de micrómetros.
- g) Dispositivo en forma de hélice para el apoyo del vástago de los micrómetros.
- h) Juego de tejo y mordazas.
- i) Herramientas menores.

Estos equipos e instrumentos de medición deben estar calibrados por un organismo acreditado.

5 ACTIVIDADES PREVIAS**5.1 Perforación en Roca**

Se realiza la perforación de los barrenos para el anclaje con un diámetro que exceda en 25,4 mm el diámetro del ancla como mínimo, y una profundidad definida por la longitud necesaria para la correcta fijación del ancla al terreno. Para efectuar la barrenación es necesario utilizar preferentemente equipo neumático de rotopercusión, o en su caso equipo rotario.

5.2 Limpieza del Barreno

Una vez terminado el barreno, se procede a la limpieza del mismo, sopleteándolo con aire o lavándolo con suficiente agua, hasta que sea retirado el material producto de la barrenación.

5.3 Colocación del Mortero

El mortero por colocar debe tener una resistencia a compresión simple de 17,7 MPa como mínimo a los 28 días, verificándose mediante cilindros de prueba.

Con objeto de evitar pérdidas de agua en la mezcla, se saturan con agua las paredes, antes de vaciar el mortero en el barreno.

Posteriormente, se procede a vaciar el mortero dentro de la perforación, para lo cual se utiliza una manguera con suficiente longitud; de tal forma que se deposite en primer instancia el mortero en el fondo del barreno y se vaya avanzando hacia arriba, manteniendo la manguera siempre sumergida en la mezcla.

5.4 Instalación de las Anclas

Las anclas son de varilla corrugada (f_y mínimo = 412 MPa), con diámetro mínimo de 2,54 cm y longitud mínima de anclaje en roca sana, definida por la expresión teórica siguiente:

$$L_a = \frac{F}{(0,1)(f_c)(\pi)(d)}$$

Donde:

L_a longitud mínima de anclaje.

F capacidad de la varilla a tensión, determinada como el producto del área de la sección transversal del acero por la resistencia a la fluencia (f_y).

f_c resistencia a la compresión simple del mortero.

d diámetro de la varilla.

En caso de requerirse una mayor longitud por las condiciones de la roca en el sitio, el licitante debe solicitar autorización al área técnica responsable de la adquisición.

Para centrar el ancla dentro del barreno se deben soldar a su alrededor tres tramos de alambroón de 6,4 mm, espaciados a cada 800 mm a lo largo de la varilla.

6 PRUEBA DE EXTRACCIÓN DE ANCLAS**6.1 Preparación del Sitio**

La preparación del sitio y del equipo se hace de la siguiente manera:

Los apoyos de la viga de reacción deben instalarse sobre una superficie uniforme y fuera del área de influencia del ancla; la viga debe colocarse en forma perpendicular al ancla.

Una vez instalado el sistema de carga, se coloca el sistema de medición de desplazamientos. Con el objeto de fijar el sistema de carga, antes de iniciar la prueba, debe aplicarse una precarga del orden de 5 kN. Realizado lo anterior, ajustar los micrómetros para tomar las lecturas iniciales o de referencia.

6.2 Desarrollo de la Prueba

El ensaye se efectúa con carga controlada de acuerdo a lo siguiente:

La velocidad de aplicación de carga debe estar en el intervalo de 5 a 10 kN/min. Las cargas se aplican por incrementos hasta llegar a la carga de diseño, registrándose los desplazamientos producidos.

Para la aplicación de los incrementos de carga debe seguirse el criterio siguiente: una vez aplicado el primer incremento, medir los desplazamientos a cada minuto, durante 3 min; si los desplazamientos registrados son nulos o menores a 0,01 mm, proceder a aplicar el siguiente incremento; en caso contrario, dejar transcurrir otros 3 min para tomar nuevamente lecturas y valuar los desplazamientos respectivos. Lo anterior debe realizarse sucesivamente las veces que sea necesario, hasta cumplir con la condición indicada.

Continuar con la aplicación de los demás incrementos, hasta llegar a la carga de diseño.

Finalmente, realizar gradualmente la descarga de las fuerzas aplicadas, hasta llegar a la carga mínima. En esta etapa deben registrarse las lecturas correspondientes.

Repetir todas las etapas anteriores hasta llegar a 3 ciclos de carga - descarga.

6.3 Presentación de Resultados

Para cada una de las pruebas que se realicen, se debe llenar el formato 1 anexo.

Para la determinación de los desplazamientos de la varilla se aplica la expresión siguiente:

$$\delta = \frac{PL}{AE}$$

Donde:

δ Desplazamiento del ancla (m);

P Carga (N);

L Longitud del ancla entre las mordazas del gato y la superficie del mortero, más 1/3 de la longitud embebida en el mortero (m);

A Área de la sección transversal del ancla (m²);

E Módulo de elasticidad del acero (N/m²).

Los resultados de la prueba se presentan en una gráfica carga - deformación (formato 2 anexo).

010720																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

La prueba se concluye cuando se presente lo siguiente:

- a) Ruptura del ancla.
- b) Extracción del ancla, antes de alcanzar la carga prevista.
- c) Cuando los desplazamientos exceden los valores permisibles.
- d) Cuando se alcanza la carga máxima prevista para la prueba.

7 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

7.1 Tolerancias

Para la instalación de anclas se debe respetar las tolerancias siguientes:

- localización: ± 20 cm perimetrales a la ubicación proyectada;
- verticalidad: $\pm 5^\circ$.

7.2 Rechazo

La prueba de anclaje se considera rechazada, si presenta durante su desarrollo las situaciones siguientes:

- a) Ruptura del ancla.
- b) Extracción del ancla.
- c) Extracción del ancla, antes de alcanzar la carga prevista.
- d) Cuando el desplazamiento del conjunto de anclaje exceda de 40 mm.

Asimismo es considerada como aceptada, si se logra alcanzar la carga de diseño, sin que se presenten las situaciones citadas anteriormente.

8 BIBLIOGRAFÍA

ISRM

Rock Characterization Testing and Monitoring -
Editorial Pergamon Press - 1981.

FORMATO 2 - Gráfica carga - desplazamiento

Nombre del Proyecto: _____ Fecha: _____

Ubicación: _____ Equipo: _____

Estructura: _____ Tipo: _____

Modelo: _____ Serie: _____

GRÁFICA CARGA - DESPLAZAMIENTO

Carga (t)									

Desplazamiento (mm)

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA ESTRUCTURAS DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

ESPECIFICACIÓN
CFE C0000-43

JULIO 2001

MÉXICO

1 OBJETIVO

Esta especificación establece los requisitos que deben cumplir los estudios geotécnicos para estructuras de líneas de transmisión, que adquiera la CFE.

2 CAMPO DE APLICACIÓN

En el diseño y construcción de las cimentaciones de las estructuras para líneas de transmisión de la CFE.

3 NORMAS QUE SE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993	Sistema General de Unidades de Medida.
IEC 61166-1993	High-Voltage Alternating Current Circuit-Breakers-Guide for Seismic Qualification of High Voltage Alternating Current Circuit-Breakers
CFE 10000-63-1996	Estudio Geológico para la Ubicación de una Línea de Transmisión.
CFE C0000-17-1996	Pruebas de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos Mediante Tubo Partido.
CFE C0000-28-1998	Análisis Granulométrico por Mallas.
CFE C0000-29-1998	Límites de Consistencia.
CFE C0000-42-2001	Anclas de Fricción para Cimentación

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados deben tomarse en cuenta la edición en vigor o la última edición en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Estructura de Suspensión

Estructura de la línea de transmisión que se diseña para soportar exclusivamente las cargas debidas al peso de cables, herrajes, accesorios, la acción del viento y sismo.

4.2 Estructura de Deflexión

Estructura de la línea de transmisión que se diseña para resistir, además de las cargas arriba mencionadas, los esfuerzos producidos durante la construcción y el montaje, eventual rotura de cables y cambios de dirección en el trazo de la línea.

4.3 Estructura de Remate

Estructura de la línea de transmisión ubicada al final o principio de ella y que está sujeta a grandes cargas permanentes horizontales debidas a la tensión mecánica no compensada de los cables, en adición a las accidentales arriba mencionadas.

010720																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

- c) En rocas deben realizarse pruebas de extracción de anclas en cada tipo de roca definido en la zonificación geotécnica, conforme a la especificación CFE C0000-42, en cada tipo de roca definido en la zonificación geotécnica o en el 15 % del total de los postes de la línea de transmisión, se aplica el mayor número de pruebas.

5.3.2 Trabajos de laboratorio

- a) Todas las muestras obtenidas deben identificarse y clasificarse en laboratorio de acuerdo a la referencia bibliográfica (9) y se les determina su contenido de agua conforme a la referencia bibliográfica (7), así como su peso volumétrico natural.
- b) En adición, a muestras representativas del subsuelo se les determinan las siguientes propiedades:
- límites líquido y plástico de acuerdo a la especificación CFE C0000-29,
 - peso específico relativo de sólidos conforme a la referencia bibliográfica (2),
 - granulometría de acuerdo a la referencia bibliográfica (1),
 - porcentaje de finos con base a la referencia bibliográfica (3).
- c) En especímenes obtenidos de muestras inalteradas se les realizan pruebas de compresión simple, triaxiales tipo UU (en suelos puramente cohesivos) de acuerdo a la referencia bibliográfica (10), triaxiales CU (en suelos cohesivo-friccionantes) conforme a la referencia bibliográfica (11) y de consolidación de acuerdo a la referencia bibliográfica (8), en un número tal que permita caracterizar las propiedades de resistencia y deformabilidad del subsuelo a las profundidades de interés. Como mínimo se debe tener un juego de pruebas mecánicas (compresión simple, triaxiales y consolidación) para cada tramo en que sea subdividida la línea o por cada cimentación tipo.
- d) A los núcleos de roca se les determina: Clasificación litológica, porcentaje de recuperación, índice de calidad de la roca.

5.3.3 Trabajos de gabinete

- a) Con base en los trabajos de campo y laboratorio, se deben elaborar los perfiles estratigráficos del subsuelo en escala 1:100. En ellos se dibujan los resultados de los sondeos efectuados de acuerdo al Apéndice A de esta especificación.
- b) Se analizan las alternativas de cimentación más convenientes, definiendo la profundidad de desplante y los siguientes aspectos:
- capacidad de carga del suelo y anclas, señalando profundidad de desplante y longitud de anclaje,
 - módulo de reacción horizontal, en el caso de pilas y pilotes,
 - cálculo de asentamientos totales y diferenciales,
 - estabilidad de cortes y laderas naturales,
 - profundidad de desplante considerando socavación, cuando las estructuras se ubiquen en cauces de ríos y arroyos o sitios cercanos.
- c) Deben analizarse los procedimientos constructivos, indicando los más convenientes

010720																				
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

5.4 Trabajos Adicionales

El licitante tiene la responsabilidad de evaluar si se requieren trabajos y/o estudios adicionales, a los aquí indicados previa autorización del área técnica responsable de la adquisición.

5.5 Informe Geotécnico

Una vez realizados los trabajos de campo, las pruebas de laboratorio y los análisis necesarios, el licitante debe preparar un informe del estudio realizado por duplicado en forma impresa y entregarlo a el área técnica responsable de la adquisición para su revisión, así como en disco compacto (CD-ROM).

El informe debe contener lo siguiente:

- a) Índice.
- b) Lista de tablas, figuras y fotografías digitalizadas.
- c) Introducción, Incluye objetivo y alcance del estudio, fechas de inicio y terminación de trabajos de campo y otros antecedentes de interés.
- d) Datos del sitio y del proyecto, donde se describa:
 - ubicación de la línea, longitud; tensión de operación; tipo de estructuras,
 - geología general, de acuerdo con la guía CFE 10000-63; así como la sismicidad de la zona,
 - características topográficas,
 - riesgos por cruces de ríos y arroyos, laderas inestables, entre otros.
- e) Trabajos de campo y laboratorio realizados.
- f) Geología superficial a lo largo del trazo de la línea, incluyendo rasgos significativos, susceptibilidad de los depósitos de suelo a la licuación, presencia de suelos colapsables, problemas de inestabilidad de taludes y de socavación.
- g) Estratigrafía a lo largo del trazo de la línea, con zonificación geotécnica del trazo para definición de cimentaciones tipo.
- h) Análisis de cimentaciones (tipo, capacidad de carga, profundidad de desplante, estabilidad de laderas, volteo, arrancamiento, deslizamiento y asentamientos).
- i) Recomendaciones de diseño:
 - tipo de cimentaciones a utilizar a lo largo de la línea en función de la zonificación geotécnica hecha (definiendo claramente zonas donde las cimentaciones se desplantarán sobre roca o suelo). Señalar si existen o no problemas de estabilidad de taludes y como resolverlos,
 - profundidades de desplante en función de la zonificación geotécnica y de los riesgos de socavación de arroyos y ríos, capacidades de carga y coeficientes sísmicos a utilizar de acuerdo a los parámetros de la norma IEC 61166 (zona sísmica moderada 0,3 g y zona sísmica alta 0,5 g). Para el caso de cimentaciones profundas (pilas y pilotes) indicar también capacidad de carga lateral,

010720											
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

- factores de seguridad de las cimentaciones ante capacidad de carga, volteo, arrancamiento y deslizamiento,
- cálculo de asentamientos totales y diferenciales (en caso de suelos compresibles),
- profundidad del nivel de aguas freáticas y sitios donde sea posible que exista tirantes de agua durante la construcción. Debe indicarse también la longitud libre de los dados de cimentación para proteger las estructuras por inundaciones,
- profundidades de socavación estimadas para el caso de estructuras que tengan que ubicarse en cauces de ríos o arroyos, y recomendaciones de protección para las estructuras que se ubiquen en estas condiciones,
- pesos volumétricos naturales de cada estrato; así como pesos volumétricos secos, húmedos y sumergidos mínimos de los materiales de relleno de las cepas una vez construida la cimentación,
- definiciones de zonas donde se requieran tratamientos especiales para evitar fallas por inestabilidad de las laderas naturales ante falla por cortante o por erosión.

j) Procedimientos de construcción:

- procedimientos constructivos de las cimentaciones,
- tipos de material a excavar que se encuentra a lo largo del trazo de la línea de transmisión (definiendo porcentajes de materiales tipo I, II, IIA y III).
- material que se utilizará para rellenos de cepas y los procedimientos con que se deben colocar y compactar (en primera instancia se debe usar el material producto de las excavaciones, mejorándolo si es necesario). Sólo en casos extremos de materiales de muy mala calidad (orgánicos o que no cumplan con las características recomendadas para el diseño, como por ejemplo suelos de muy bajo peso volumétrico, muy plásticos o con porcentajes de sobre tamaños altos), se manejarán materiales de bancos,
- control de calidad de los rellenos, pesos volumétricos a alcanzar (secos y húmedos), calas volumétricas y pruebas de compactación,
- drenaje superficial y obras estabilizadoras en laderas que lo requieran,
- cimentaciones especiales y protecciones en zonas de cruces de ríos,
- control de calidad de construcción de anclajes (cuando se requieran).

k) Plano de trayectoria de la línea de transmisión.

l) Plano de ubicación de sondeos.

m) Plano geológico superficial del trazo de la línea de transmisión y zonificación geotécnica.

n) Tablas y gráficas de resultados de pruebas de campo y laboratorio.

o) Perfiles estratigráficos.

p) Anexo con los registros de laboratorio

q) Referencias y bibliografía de consulta para este estudio.

r) Firma y cédula profesional del IRD.

010720																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

APÉNDICE A – ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Prof. m	Estratigrafía		Muestra			Número de golpes				Contenido de agua natural W %			Peso volumétrico	Relación de vacíos	Resistencia al corte + St torcómetro o St triaxial UU	
	Descripción	Per- fil	No.	Pro- p.	Rec. %	10	20	30	40	W _p	W	W _L				



PE Penetrómetro estándar (tubo partido)
SH Shelby
SD Shelby dentado

D Denison
A Avance
NO Barril NO

Ø y c Valores de ϕ y la cohesión (esfuerzos efectivos), respectivamente, considerando la envolvente de falla como la tangente de los círculos de MOHR más representativos

Observaciones:

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD
SUBDIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN

COORDINACIÓN DE PROYECTOS DE TRANSMISIÓN Y TRANSFORMACIÓN

Proyecto:

Formó:

Elev.

Fecha:

Sondeo:

Dibujo:

Figura:

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA INGENIERÍA DE DETALLE EN SUBESTACIONES

ESPECIFICACIÓN
CFE C0000-44

DICIEMBRE 2002

MÉXICO

1 OBJETIVO

Esta especificación establece los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios geotécnicos para subestaciones que adquiera CFE

2 CAMPO DE APLICACIÓN

En el diseño y construcción de las cimentaciones de las estructuras para subestaciones de la CFE

En la presente especificación se incluyen los estudios para la etapa de ingeniería básica y de detalle mínima que debe cumplir el contratista, sujeto a que después de haber estudiado la zona y problemática planteada, debe realizar los estudios necesarios para llevar a cabo el proyecto y su construcción cumpliendo con todos los estudios requeridos en la ingeniería de detalle.

- ingeniería básica, los incisos 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 5.2 y 5.3,
- ingeniería de detalle, los incisos 5.4.1.2, 5.4.1.3, 5.4.2, 5.4.3, 5.4.4, 5.4.5 y 5.4.6

Los estudios geotécnicos para la ingeniería básica se deben realizar en esta etapa previa a la ingeniería de detalle y a los estudios de la ingeniería de detalle del proyecto.

3 NORMAS QUE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993, Sistema General de Unidades de Medida

CFE 10000-63-1996, Estudio Geológico para la Ubicación de una Línea de Transmisión

CFE C0000-17-1996, Pruebas de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos Mediante Tubo Partido.

CFE C0000-29-1998, Límites de Consistencia.

CFE C0000-42-2001; Anclas de Fricción para Cimentación.

CFE JA100-57-2002, Estructuras Metálicas Mayores y Menores y sus Cimentaciones para Subestaciones

CFE L0000-57-1998, Sistema de Administración de Seguridad Industrial en CFE

CFE L0000-58-1999; Sistema de Administración Ambiental

CFE CPTT-CAM 01-2002, Diseño y Construcción para Caminos de Acceso a Subestaciones, (Documento Interno de la CPTT)

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados deben tomarse en cuenta la edición en vigor o la última edición en la fecha de la convocatoria de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Estructuras Metálicas Mayores

Son estructuras a base de marcos metálicos, de alma llena o celosía, para sostener cables de energía eléctrica, equipos y accesorios que se encuentran dentro de la subestación.

4.2 Estructuras Metálicas Menores

Son estructuras de celosía o tubulares para sostener el equipo primario de una subestación incluyendo los siguientes:

Cuchillas, apartarrayos, interruptores, aisladores soporte, trampas de onda, transformadores de corriente, potencial capacitivo o potencial inductivo.

4.3 Casetas o Edificios

Son estructuras metálicas o de concreto reforzado y mampostería que tienen como finalidad proteger a los equipos electromecánicos de una subestación ante los diferentes agentes atmosféricos, además de su seguridad

4.4 Suelo Tipo I

Suelo que por sus características de dureza puede ser excavado con pala de mano o herramienta similar.

4.5 Suelo Tipo II

Suelo que por sus características de dureza requiere para su excavación la utilización de pico y pala

4.6 Suelo Tipo II A

Suelo que contenga boleos o que por sus características de dureza requiera para su excavación la utilización de barretas y/o rompedoras.

4.7 Suelo Tipo III

Material que para su excavación requiera la utilización de explosivos

4.8 IRD

Con estas siglas se designa al ingeniero responsable directo del estudio

5 CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES

5.1 Requisitos Generales

El contratista debe presentar un listado de trabajos geotécnicos realizados

5.2 Información Preliminar

Es responsabilidad del contratista tener información sobre aspectos geotécnicos, geológicos, sísmicos y topográficos del sitio en estudio

5.3 Programa de Actividades

Después de analizada toda la información disponible, el licitante debe hacer una visita de inspección al sitio donde se proyecta construir la subestación y con base en lo observado debe realizar un programa de actividades para el estudio que incluya lo siguiente

- alcance de trabajo (número, ubicación y profundidad de pozos a cielo abierto y sondeos, así como número de pruebas de laboratorio a realizar,
- reconocimiento geológico superficial, de la zona,
- costo total del estudio, incluyendo trabajos de gabinete,
- programa de trabajo donde se incluya fecha y duración de la visita al sitio, tiempo estimado para la ejecución de trabajos de campo, laboratorio y gabinete.

El programa de actividades debe presentarse a CFE para su autorización con 10 días de anticipación al inicio de estos trabajos.

5.4 Trabajos Mínimos de Campo y Laboratorio

5.4.1 Trabajos de campo

5.4.1.1 Estructuras metálicas mayores y menores, casetas o edificios

5.4.1.2 Exploración mediante pozos a cielo abierto (P.C.A.), con posteadora y/o barreno helicoidal

a) Deben excavar pozos a cielo abierto

Uno por cada 1000 m² de construcción, donde se proyectan construir estructuras metálicas mayores y menores

Uno por cada 100 m² de construcción, en casetas o edificios

- los pozos se excavan a una profundidad mínima de 4 m o la limitada por el nivel freático o suelo tipo II A. En cada uno de los pozos se hace una inspección visual, se describe la estratigrafía, se obtienen muestras representativas de cada extracto, y muestras inalteradas (por ejemplo, cúbicas) de los estratos representativos con objeto de caracterizar el subsuelo, de acuerdo a la referencia [5] y pruebas de laboratorio,

- las dimensiones de los pozos deben ser las mínimas necesarias para que una persona pueda introducirse en ellos para inspección de sus paredes y obtención de muestras alteradas y/o inalteradas.

- b)** Para definir los tipos de materiales por excavar durante la etapa de construcción de los cimientos de las estructuras metálicas mayores y menores así como en casetas, edificios y transformadores, se hacen adicionalmente a los pozos indicados en los incisos anteriores, sondeos con posteadora mecánica, manual o equipo portátil motorizado equipado con barrenas helicoidales tipo "minuterman" o similar, en función de la dureza del suelo.

Uno por cada 1000 m² de construcción, en donde se proyectan construir estructuras metálicas mayores y menores.

Uno por cada 100 m² de construcción, en casetas, edificios y transformadores.

- c)** En adición, en las zonas rocosas se definen los sitios donde aflora roca mediante el estudio geológico de acuerdo a la especificación CFE 10000-63.

5.4.1.3 Sondeo de tipo mixto

- a)** Adicionalmente, deben realizarse exploraciones suficientes con base en sondeos tipo penetración estándar (SPT) conforme a la especificación CFE C0000-17, así como con muestreo inalterado mediante tubos "shelby" de acuerdo a la referencia [5], hasta una profundidad de 2.5 veces el ancho de la cimentación o 10 m como máximo a partir del nivel de desplante estimado. En caso de requerirse una mayor profundidad y un número mayor de sondeos por condiciones difíciles del suelo, el licitante debe solicitar autorización del área técnica responsable de la adquisición.

Uno por cada 1000 m² de construcción, en el área donde se ubiquen las estructuras metálicas mayores y menores.

Uno por cada 150 m² de construcción, en casetas o edificios.

Cuando sea necesario complementar la información de investigación estratigráfica se podrá realizar también sondeos del tipo indicado en la referencia [4].

- b)** En las zonas donde aflora roca o se encuentre a menos de 2 m de profundidad, deben realizarse pruebas de extracción de anclas conforme a la especificación CFE C0000-42, en cada tipo de roca definido en la zonificación geotécnica de la zona en estudio.

021213																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Además deben llevarse a cabo pruebas de verificación de capacidad a la tensión en el 15 % como mínimo de las diferentes estructuras proyectadas en la subestación donde se utilicen cimentaciones ancladas. Debe proporcionarse el factor de adherencia ancla-concreto y concreto-suelo

- capacidad de carga del suelo y en su caso anclas, señalando profundidad de desplante y longitud de anclaje,
- módulo de reacción horizontal, en el caso de pilas y pilotes,
- cálculo de asentamientos totales y diferenciales,
- estabilidad de cortes y laderas naturales,
- estabilidad ante volteo,
- estabilidad ante deslizamiento,
- profundidad de desplante considerando socavación, cuando las estructuras se ubiquen en cauces de ríos y arroyos o sitios cercanos.

5.4.2 Trabajos de laboratorio

a) Todas las muestras obtenidas deben identificarse y clasificarse en laboratorio de acuerdo a la referencia [9] y se les determina su contenido de agua conforme a la referencia [7], así como su masa volumétrica natural.

b) En adición, a muestras representativas del subsuelo se les determinan las siguientes propiedades

- límites líquido y plástico de acuerdo a la especificación CFE C0000-29,
- peso específico relativo de sólidos conforme a la referencia [2],
- granulometría de acuerdo a la referencia [1],
- porcentaje de finos con base a la referencia [3]

c) En especímenes obtenidos de muestras inalteradas se les realizan pruebas de compresión simple de acuerdo a la referencia [6], triaxiales tipo UU (en suelos puramente cohesivos) de acuerdo a la referencia [10], triaxiales CU (en suelos cohesivo-friccionantes) conforme a la referencia [11] y de consolidación de acuerdo a la referencia [8], en un número tal que permita caracterizar las propiedades de resistencia y deformabilidad del subsuelo a las profundidades de interés. Como mínimo se debe tener un juego de pruebas mecánicas (compresión simple, triaxiales y consolidación) para cada zona de la subestación o por cada cimentación tipo

d) A los núcleos de roca se les determina: clasificación litológica, porcentaje de recuperación, índice de calidad de la roca

5.4.3 Trabajos de gabinete

a) Con base en los trabajos de campo y laboratorio, se deben elaborar los perfiles estratigráficos del subsuelo en escala 1:100. En ellos se dibujan los resultados de los sondeos efectuados de acuerdo al formato 1 de esta especificación

b) Se analizan las alternativas de cimentación más convenientes, definiendo la profundidad de desplante y los siguientes aspectos:

c) Deben analizarse los procedimientos constructivos, indicando los más convenientes

5.4.4 Trabajos adicionales

El contratista tiene la responsabilidad de evaluar si se requieren trabajos y/o estudios adicionales, a los aquí indicados previa autorización del área técnica responsable de la adquisición

5.4.5 Informe geotécnico

Una vez realizados los trabajos de campo, las pruebas de laboratorio y los análisis necesarios, el licitante debe preparar un informe del estudio realizado por duplicado en forma impresa y entregarlo al área técnica responsable de la adquisición para su revisión, así como en disco compacto (CD-ROM)

El reporte debe contener lo siguiente:

- a) Índice.
- b) Lista de tablas, figuras y fotografías digitalizadas
- c) Introducción, Incluye objetivo y alcance del estudio, fechas de inicio y terminación de trabajos de campo y otros antecedentes de interés.
- d) Datos del sitio y del proyecto, donde se describa
 - ubicación de la subestación, tipo de estructuras,
 - geología general, de acuerdo con la especificación CFE 10000-63, así como la sismicidad de la zona,
 - características topográficas,
 - riesgos por cruces de ríos, arroyos, lagunas, lagos, terrenos costeros, o cualquier otro sitio con presencia de agua o almacenamiento de la misma, así como por la intersección de laderas inestables entre otros.

021213																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA INGENIERÍA DE DETALLE EN SUBESTACIONES	ESPECIFICACIÓN CFE C0000-44
---	--

- e) Trabajos de campo y laboratorio realizados deben presentarse en las gráficas correspondientes
- f) Geología superficial del sitio donde se encuentra ubicada la subestación, incluyendo en su caso rasgos significativos, problemas de inestabilidad de taludes y de socavación.
- g) Estratigrafía en la zona de la subestación, para definición de cimentaciones tipo.
- h) Análisis de cimentaciones (tipo, capacidades de carga y de trabajo, profundidad de desplante y si procede estabilidad de laderas, adicionalmente análisis por volteo, arrancamiento, deslizamiento y asentamientos)
- i) Recomendaciones de diseño:
 - tipo de cimentaciones a utilizar en la subestación en función de la zonificación geotécnica hecha (definiendo claramente zonas donde las cimentaciones se deben desplantar sobre roca o suelo) Señalar si existen o no problemas de estabilidad de taludes y como resolverlos,
 - profundidades de desplante en función de la zonificación geotécnica y en su caso de los riesgos de socavación de arroyos y ríos, capacidades de carga y de trabajo y coeficientes sísmicos a utilizar Para el caso de cimentaciones profundas (pilas y pilotes) indicar también capacidad de carga admisible a compresión y a tensión y lateral, y adicionalmente tomar en consideración lo indicado en el inciso 6.4.2.4 de la especificación CFE JA100-57,
 - factores de seguridad de las cimentaciones ante capacidad de carga, volteo y deslizamiento,
 - cálculo de asentamientos totales y diferenciales (en caso de suelos compresibles),
 - profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) y sitios donde sea posible que existan tirantes de agua durante la construcción Debe indicarse también la longitud libre de los dados de cimentación tanto para proteger las estructuras contra las inundaciones, como para reducir el problema de corrosión,
 - profundidades de socavación estimadas que por razones justificadas tengan que ubicarse cerca de cauces de ríos o arroyos, así como en la línea del litoral, y recomendaciones de protección para las estructuras que se ubiquen en estas condiciones,
 - masas volumétricas naturales de cada estrato, así como masas volumétricas secas, húmedos y sumergidos de los materiales de relleno de las cepas una vez construida la cimentación o en su caso el terraplén,

- definiciones de zonas donde se requieran en su caso tratamientos especiales para evitar fallas por inestabilidad de las laderas naturales ante falla por cortante o por erosión

5.4.6 Procedimientos de construcción

- a) Procedimientos constructivos de las cimentaciones
- b) Tipos de material a excavar y/o corte que se encuentra dentro de la subestación (definiendo porcentajes de materiales tipo I, II, II A y III).
- c) Material que se debe utilizar para rellenos de cepas y en su caso terraplenes Los procedimientos con que se deben colocar y compactar (en primera instancia se debe utilizar el material producto de las excavaciones o cortes, mejorándolo si es necesario) Sólo en casos extremos de materiales de muy mala calidad (orgánicos o que no cumplan con las características recomendadas para el diseño, como por ejemplo suelos de muy bajo peso volumétrico, muy plásticos o con porcentajes de sobre tamaños altos que no sean compactables), se manejarán materiales de bancos cuya granulometría debe cumplir con lo indicado en la figura 2 de las especificaciones de diseño y construcción para caminos de acceso a subestaciones (CFE CPTT-CAM 01)
- d) Control de calidad de los rellenos, masas volumétricas a alcanzar (secos y húmedos), calas volumétricas y pruebas de compactación
- e) Drenaje superficial y obras estabilizadoras en laderas que lo requieran, tomando en consideración el inciso 6.4.3.2 de la especificación CFE JA100-57
- f) Cimentaciones especiales (debe tomarse en consideración el inciso 6.4.2.5 de la especificación CFE JA100-57).
- g) Control de calidad de construcción de anclajes (cuando se requieran)
 - plano donde se encuentren las casetas, edificios y transformadores y la ubicación de las estructuras metálicas mayores y menores,
 - plano de ubicación de sondeos,
 - plano geológico superficial correspondiente al área de la subestación y zonificación geotécnica,
 - tablas y gráficas de resultados de pruebas de campo y laboratorio,
 - perfiles estratigráficos,

021213																			
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

- anexo con los registros de laboratorio.
- referencias y bibliografía de consulta para este estudio,
- firma y cédula profesional del IRD.

6 CONDICIONES DE PROTECCIÓN AMBIENTAL

El proveedor debe tomar en cuenta las condiciones de protección ambiental que debe acatar en los lugares de trabajo, durante las maniobras de entrega del equipo, el almacenaje, el montaje las pruebas, la operación y el mantenimiento debido a posibles residuos que alguno de los equipos genere, por lo que le corresponde al proveedor, documentarse acerca de las normas locales de acuerdo al sitio de la instalación, de lo establecido en la especificación CFE L0000-58 y a las normas nacionales e internacionales respectivas, y que estén vigentes. Lo anterior será constatado por el área correspondiente de la Comisión

7 CONDICIONES DE SEGURIDAD INDUSTRIAL

Igualmente que para el capítulo anterior, el proveedor debe considerar, desde la etapa del diseño, la normativa que se debe aplicar, para cumplir con las condiciones de Seguridad Industrial y los requisitos de Seguridad que se deben cumplir durante los procesos de Montaje, de Pruebas, Operación y Mantenimiento, para lo cual se debe basar en lo establecido en la especificación CFE L0000-57, y en las normas nacionales e internacionales vigentes relacionadas con esta disciplina, lo que será verificado por el personal asignado por la Comisión

8 CONTROL DE CALIDAD

El contratista es responsable de la calidad final del estudio geotécnico y debe proporcionar todas las facilidades necesarias para que el personal de la CFE supervise de manera continua o periódicamente las actividades o pruebas que juzgue convenientes.

El contratista debe considerar en su propuesta los costos relacionados con los estudios previos, exploración, muestreo, pruebas de campo y laboratorio

9 BIBLIOGRAFÍA

Referencia	Clave	Título
[1]	ASTM D 422-1998	Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.
[2]	ASTM D-854-2002	Standard Test Method for Specific Gravity Soils by Water Pycnometer
[3]	ASTM D-1140-2000	Standard Test Method for Amount of Material in Soils Finer than the No. 200 (75-um) Sieve.
[4]	ASTM D-1452-2000	Standard Test Methods for Practice for Soil Investigation and Sampling by Auger Boring.
[5]	ASTM D-1587-2000	Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes.
[6]	ASTM D-2166-2000	Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.
[7]	ASTM D-2216-1998	Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil, Rock, by Mass.
[8]	ASTM D-2435-1996	Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils
[9]	ASTM D-2487-2000	Standard Classification of Soils for Engineering Purposes
[10]	ASTM D-2850-1995	Standard Test Method for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression.
[11]	ASTM D-4767-1995	Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.

021213									
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Prof. m	Estratigrafía		Muestra			Número de golpes N	Contenido de agua natural W %			Peso volumétrico	Relación de vacíos	Resistencia al corte • En sancómetro • En triaxial UU
	Descripción	Per. III	No. I	Rec. II	%		10	20	30			

Arcilla	Grava	PE	Penetrómetro estándar	D	Daneon
Limo	Arenas finas		(sabo perlado)	A	Avance
Arenas	Relleno	SH	Shelby	NO	Barro NO
		SD	Shelby dentado		

D y C valores de y la cohesión (resistencia efectiva), respectivamente, considerando la envolvente de falla como la tangente de los círculos de Mohr más representativos

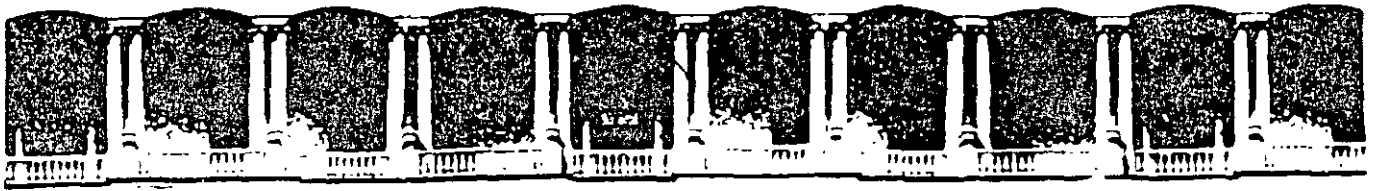
Observaciones:

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD SUBESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN		
Proyecto:		
Formó:	Elev:	Factó:
Soñó:	Dibó:	Figó:

FORMATO 1 - Estratigrafía y propiedades de los suelos

NOTA: Este formato contiene los resultados mínimos que deben presentarse en el perfil estratigráfico, por lo tanto el contratista debe presentar los resultados de los sondeos y ensayos de laboratorio en tablas y manera gráfica, así como todos los resultados que contengan los estudios realizados.

021129												
--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

4. Análisis y diseño geotécnico

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructores:
M. en I. Oscar Luna González
Ing. Germán López Rincón

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

ELABORÓ: GERMAN LOPEZ RINCON

JUNIO 2005

1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de cimentaciones profundas está íntimamente ligado con el diseño geotécnico de la cimentación. Si el comportamiento esperado de la cimentación y superestructura no es satisfactorio, por mucho cuidado que se haya tenido en el diseño, considerando todas las posibles combinaciones de carga a que estará sujeta la estructura durante su vida útil, la solución adoptada no será adecuada.

Teniendo esto en mente, el ingeniero de cimentaciones podrá abordar el diseño de una cimentación profunda sobre una base racional que tome en cuenta el comportamiento físico real del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, los puntos que deberán tomarse en cuenta al diseñar una cimentación son los siguientes:

- a. Estratigrafía, condiciones hidráulicas y propiedades mecánicas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.
- b. Características de los edificios o construcciones que rodean al nuevo proyecto.
- c. Características del sitio en estudio desde el punto de vista eólico y/o sísmico.
- d. Características del proyecto, esto es, geometría, cargas y destino de la obra.

Cuanto mejor sea el conocimiento que se tenga de cada uno de los factores anteriores, mayor control se tendrá de cada etapa del diseño, lo que redundará en un mejor comportamiento de la estructura proyectada.

2. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

El uso de pilotes de fricción está estrechamente vinculado con una cimentación 100% o parcialmente compensada, en sitios donde los depósitos superficiales del suelo son de baja resistencia y alta compresibilidad, tal como sucede en el Valle de México, el que, como se sabe, está formado por series de arcillas y limos arcillosos blandos que alcanzan profundidades hasta de 35 o 40 m. En este tipo de cimentación los pilotes se utilizan para disminuir el hundimiento de ésta, transfiriendo parte de la carga del edificio a estratos más profundos, los que, debido al fenómeno de endurecimiento que exhiben estos materiales, son más resistentes y menos compresibles. Ver figura 1.

En términos generales el diseño de una cimentación con pilotes de fricción se lleva a cabo mediante las siguientes reglas básicas:

- a.- La carga total del edificio la toman los pilotes y el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La relación de carga entre el pilote y el suelo deberá estar entre 1 y 4, esto es:

$$1 < R_q < 4$$

donde

$$R_q = W_f / W_a$$

W_f : carga que toman los pilotes

W_a : carga que toma el suelo

$W_e = W_a + W_f$: carga total del edificio descontando la subpresión del agua al nivel de desplante.

Para suelos normalmente consolidados, esto es, para $\sigma_0 = \sigma_b$, el valor de R_q estará cercano a 4, mientras que para suelos preconsolidados o del tipo preconsolidado, en donde $\sigma_b > \sigma_0$, el valor de R_q puede estar cercano a la unidad. En este caso se entiende que los pilotes y el suelo toman aproximadamente la misma carga.

- b.- Los pilotes de fricción se calculan para que trabajen a su capacidad última; esto significa que estarán penetrando continuamente en la masa del suelo.

La capacidad última de carga de los pilotes puede estimarse con suficiente precisión por medio de la expresión:

$$Q_u = \sum (0.3q_u) \bar{w} \Delta z + a_p \sigma_b$$

el primer término del segundo miembro representa la capacidad última por fricción y el segundo término la capacidad por punta del pilote, además:

q_u : resistencia del suelo en compresión no confinada o compresión simple

\bar{w} : perímetro efectivo donde se desarrolla la fricción = 1.1 (πd_o); d_o es el diámetro equivalente del pilote

Δz : espesor del estrato

a_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

σ_b : esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación

c.- Debido a que los pilotes están trabajando a su capacidad última por fricción, la estabilidad de la cimentación se obtiene por contacto entre el cajón de cimentación y el suelo. La capacidad de carga al nivel de desplante del cajón puede calcularse, de acuerdo con Terzaghi, con la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{5.7c_a}{FS} + \sigma_{od}$$

donde

q_a : capacidad admisible de carga, en ton/m²

c_a : cohesión media del suelo, tomando en cuenta todos los estratos afectados por la superficie potencial de deslizamiento. Ver figura 2.

d.- Los movimientos verticales de la cimentación, expansión y hundimientos, se calculan con base en el cambio de esfuerzos producido por la excavación al construir la cimentación y por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva. Ver zonas sombreadas de la figura 1.

El hundimiento máximo por el incremento neto de esfuerzos se obtiene aplicando la expresión:

$$\delta_s = \sum m_v (\sigma_s - \sigma_{oi}) \Delta z$$

donde:

m_{v1} : módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, obtenido de pruebas de consolidación en el odómetro.

σ_{01} , σ_1 : esfuerzo efectivo original y final después de construido el edificio.

e.- durante un sismo los pilotes no toman ninguna carga axial adicional, cualquier incremento de carga por volteo lo toma el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La fuerza cortante en la base, generada por el sismo, la toma el suelo por medio del cajón de cimentación y los pilotes. El efecto de la fuerza cortante produce flexión en los pilotes que debe tomarse en cuenta en el diseño.

La fuerza de sismo que se genera en el centro de masa de un edificio puede estimarse conociendo la respuesta de aceleración del centro de masa, es decir:

$$V_m = f_a M a_m$$

donde:

f_a : factor de amplificación de la aceleración a_m del suelo al nivel de desplante del edificio.

M : masa total del edificio

El valor de a_m se asigna de acuerdo con las aceleraciones registradas de sismos anteriores, el factor de amplificación f_a puede obtenerse conociendo el período de vibración del sistema suelo-cimentación-superestructura T_o , esto es:

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2$$

donde:

T_n : período fundamental de vibración de la estructura

T_θ : período de rotación de la cimentación

Con el dato anterior y asignando un factor de amortiguamiento al sistema, se entra al espectro de respuesta y se obtiene el factor de amplificación. Luego el momento de volteo será:

$$O_t = V_m h_m$$

En la figura 3 se muestra el espectro envolvente de diseño y el esquema del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, el diseño estructural de una cimentación con pilotes de fricción incluye lo siguiente:

1. Cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes y determinación del número, en función de la relación de carga pilote-suelo que se adopte.
2. Análisis estático de interacción suelo-cajón de cimentación para determinar la distribución de reacciones.
3. Análisis sísmico para determinar la fuerza cortante en el centro de masa del edificio y el momento de volteo.
4. Análisis sísmico de interacción suelo-cimentación para determinar la distribución de reacciones por sismo en el cajón de cimentación.
5. Análisis sísmico de interacción pilote-suelo para determinar los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, en los pilotes producidos por la acción de la fuerza cortante sísmica actuando en la cabeza del pilote.

La superposición de todos los efectos anteriores permite el poder analizar y revisar estructuralmente la cimentación, así como suministrar el acero de refuerzo y su posición correcta en el cajón de cimentación y en los pilotes. En la figura 4 se muestra en forma esquemática el efecto de cada uno de los puntos anteriores.

3. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

El diseño de una cimentación con pilotes apoyados de punta difiere del de una cimentación con pilotes de fricción en que en este caso los pilotes toman la totalidad de la carga del edificio, incluyendo la cimentación, descontando únicamente la subpresión del agua.

Lo anterior representa que el comportamiento de la cimentación deba estudiarse para considerar los aspectos siguientes:

- a. Los pilotes deben ser capaces de tomar la carga del edificio así como los incrementos de carga vertical que se generan durante un sismo.
- b. A largo plazo, durante la vida útil del edificio se generan fuerzas de arrastre, como la fricción negativa, que afectan el diseño de la cimentación y que deben tomarse en cuenta.
- c. La estabilidad del edificio ante carga lateral la da el cajón de cimentación. Sin embargo, es necesario analizar los pilotes ante carga lateral para verificar el diseño por flexión.

En el diseño de cimentaciones con pilotes apoyados de punta se pueden tener varios casos, a saber:

1. Pilotes apoyados en un estrato resistente y de baja compresibilidad que se extiende indefinidamente con la profundidad.
2. Pilotes apoyados en un estrato resistente que sobreyace a depósitos compresibles y poco resistentes. Ver figura 5.

En el primer caso, la distribución de pilotes podrá concentrarse bajo cada columna sabiendo que el hundimiento diferencial entre éstas es despreciable para propósitos prácticos. Si la zona donde se ubica el edificio está sujeta a hundimiento regional, a largo plazo el edificio tenderá a emerger con respecto a la superficie del suelo.

En el segundo caso, en virtud de que los depósitos compresibles bajo el estrato resistente se consolidan, si se concentran los pilotes bajo las columnas es probable que se generen hundimientos diferenciales, debido a la diferencia de carga que toman los pilotes en cada grupo de columnas. En este caso lo mejor es distribuir los pilotes bajo la cimentación en un arreglo uniforme, lo que obliga a utilizar un cajón de cimentación rígido. Este tipo de solución es común en subsuelos como el del Valle de México, donde, además, se tiene el problema de hundimiento regional, por lo que la cimentación deberá diseñarse para que los hundimientos sean compatibles con dicho hundimiento regional, evitando el emergimiento y daños a las instalaciones municipales.

La capacidad de carga de los pilotes puede calcularse con la siguiente expresión propuesta por Terzaghi y modificada por Zeevaert para tomar en cuenta la compacidad del estrato de apoyo:

$$Q_{pu} = A_p \cdot 1.2 [cN_c + \sigma_d N_q] (D_r + 0.1)$$

donde:

A_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

c : cohesión del estrato de apoyo

σ_d : esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante

N_c, N_q : factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo

D_r : compacidad relativa del estrato de apoyo

Debe notarse que el esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante depende de la fricción negativa que se genere en el pilote a lo largo del fuste, hasta el estrato de apoyo; ver figura 5. Esta fricción puede estimarse con la expresión:

$$FN_d = \frac{\bar{w}K_\phi}{1 + \frac{\bar{w}K_\phi}{3a} \cdot d} \cdot \sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z$$

En este caso:

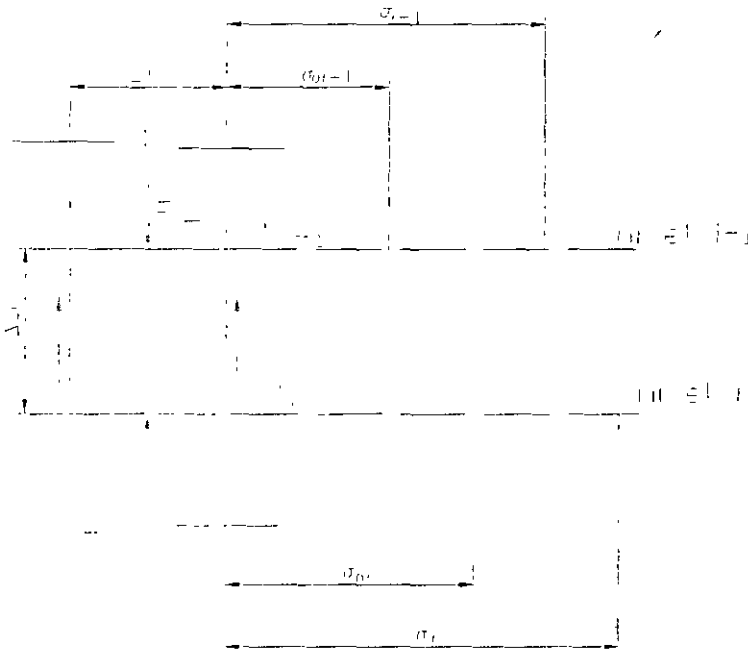
$$\bar{w} = 1.05(\pi d_0)$$

$K\phi$ = coeficiente de fricción que en arcillas y limos arcillosos tiene un valor de 0.33

\bar{a} : área tributaria del pilote

$$\sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z : \text{área de esfuerzos}$$

De una forma más precisa, tanto la fricción positiva como la negativa pueden calcularse utilizando los siguientes algoritmos, cuya base teórica se da a continuación:



Al nivel i-1:

$$F_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1}) \cdot \bar{a}_{i-1} \quad (a)$$

Al nivel i:

$$F_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_i \quad (b)$$

Por equilibrio plástico:

$$F_i - F_{i-1} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) K_\phi \cdot 2\pi r_0 \cdot \Delta z_i$$

llamando: $m_i = \pi r_0 K_\phi$ se tiene:

$$F_i - F_{i-1} = m_i \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \cdot \Delta z_i \quad (c)$$

A partir de esta expresión se pueden estudiar cuatro casos, dependiendo de dónde se inicie el cálculo de la fricción.

FRICCION NEGATIVA ($\sigma_i < \sigma_{oi}$)

CASO 1

La integración comienza desde la cabeza del pilote, donde las condiciones de frontera son:

$$(FN)_{i-1} = 0; \quad \sigma_{oi-1} = \sigma_{i-1}$$

los valores desconocidos son: $(FN)_i$ y σ_i

sustituyendo los valores correspondientes en la expresión (c):

$$(\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i - (FN)_i = m_i \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \cdot \Delta z_i$$

resolviendo para si:

$$\sigma_i = \frac{\bar{a}_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot \sigma_{oi} - \frac{m_i \cdot \Delta z_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot \sigma_{i-1} - \frac{1}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i} \cdot (FN)_{i-1}$$

o bien;

$$\sigma_i = A_i \cdot \sigma_{oi} - B_i \cdot \sigma_{i-1} - C_i \cdot (FN)_{i-1}$$

y

$$(FN)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i$$

CASO 2:

La integración inicia en la punta del pilote donde se conoce la $(FN)_i$ y el esfuerzo σ_i , así como el esfuerzo σ_{oi} ; las incógnitas son en este caso $(FN)_{i-1}$ y σ_{i-1} .

Los algoritmos resultantes quedan en la forma:

$$\sigma_{i-1} = \bar{A}_{i-1} \cdot \sigma_{oi-1} + \bar{B}_{i-1} \cdot \sigma_i - \bar{C}_{i-1} \cdot (FN)_i$$

y

$$(FN)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \cdot \bar{a}_{i-1}$$

en este caso:

$$\bar{A}_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{a_{i-1} - m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad \bar{B}_{i-1} = m_i \cdot \bar{A}_{i-1} ; \quad \bar{C}_{i-1} = \frac{\bar{A}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1}}$$

FRICCIÓN POSITIVA ($\sigma_i > \sigma_{oi}$)

CASO 3

La integración inicia en la cabeza del pilote, donde se conocen $(FP)_{i-1}$; σ_{oi-1} y σ_{i-1} ; las incógnitas son: $(FP)_i$ y σ_i

Los algoritmos resultantes son:

$$\sigma_i = \bar{A}_i \cdot \sigma_{oi} + \bar{B}_i \cdot \sigma_{i-1} + \bar{C}_i \cdot (FP)_{i-1}$$

y

$$(FP)_i = (\sigma_i - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_i$$

donde:

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{a_i - m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad \bar{B}_i = m_i \cdot \bar{A}_i ; \quad \bar{C}_i = \frac{\bar{A}_i}{a_i}$$

CASO 4

La integración comienza en la punta del pilote, donde se conocen $(FP)_i$; σ_{oi} y σ_i . Los valores desconocidos son: $(FP)_{i-1}$ y σ_{i-1} .

Los algoritmos quedan:

$$\sigma_{i-1} = A_{i-1} \cdot \sigma_{oi-1} - B_{i-1} \cdot \sigma_i + C_{i-1} \cdot (FN)_i$$

y

$$(FP)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1}) \cdot \bar{a}_{i-1}$$

en este caso:

$$A_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{a_{i-1} + m_i \cdot \Delta z_i} ; \quad B_{i-1} = m_i \cdot A_{i-1} ; \quad C_{i-1} = \frac{A_{i-1}}{a_{i-1}}$$

para los cuatro casos:

r_o = radio efectivo del pilote = 1.05 r_o para (FN) o 1.10 r_o para (FP)

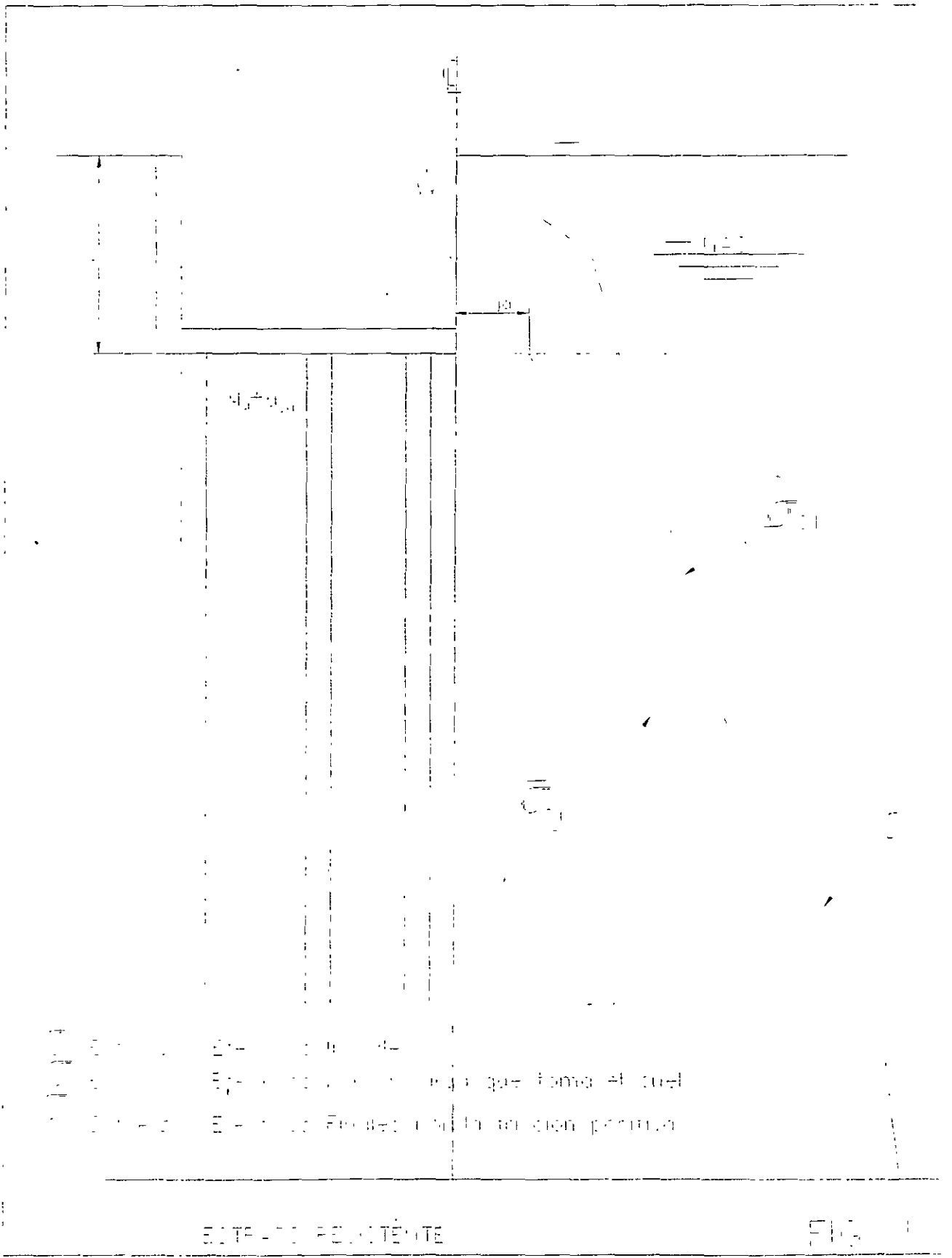
$$K_\phi = \frac{\tan \phi_r}{\bar{N}_\phi} ; \quad \bar{N}_\phi = \frac{1 + \text{sen}^2 \phi_r}{1 - \text{sen}^2 \phi_r}$$

Los elementos mecánicos en el cajón de cimentación se calculan en forma semejante al de una cimentación con pilotes de fricción; sólo que la reacción q_a , bajo el cajón, es nula y las reacciones en los pilotes se obtienen haciendo el análisis de interacción pilote-suelo bajo el nivel de la punta de los pilotes.

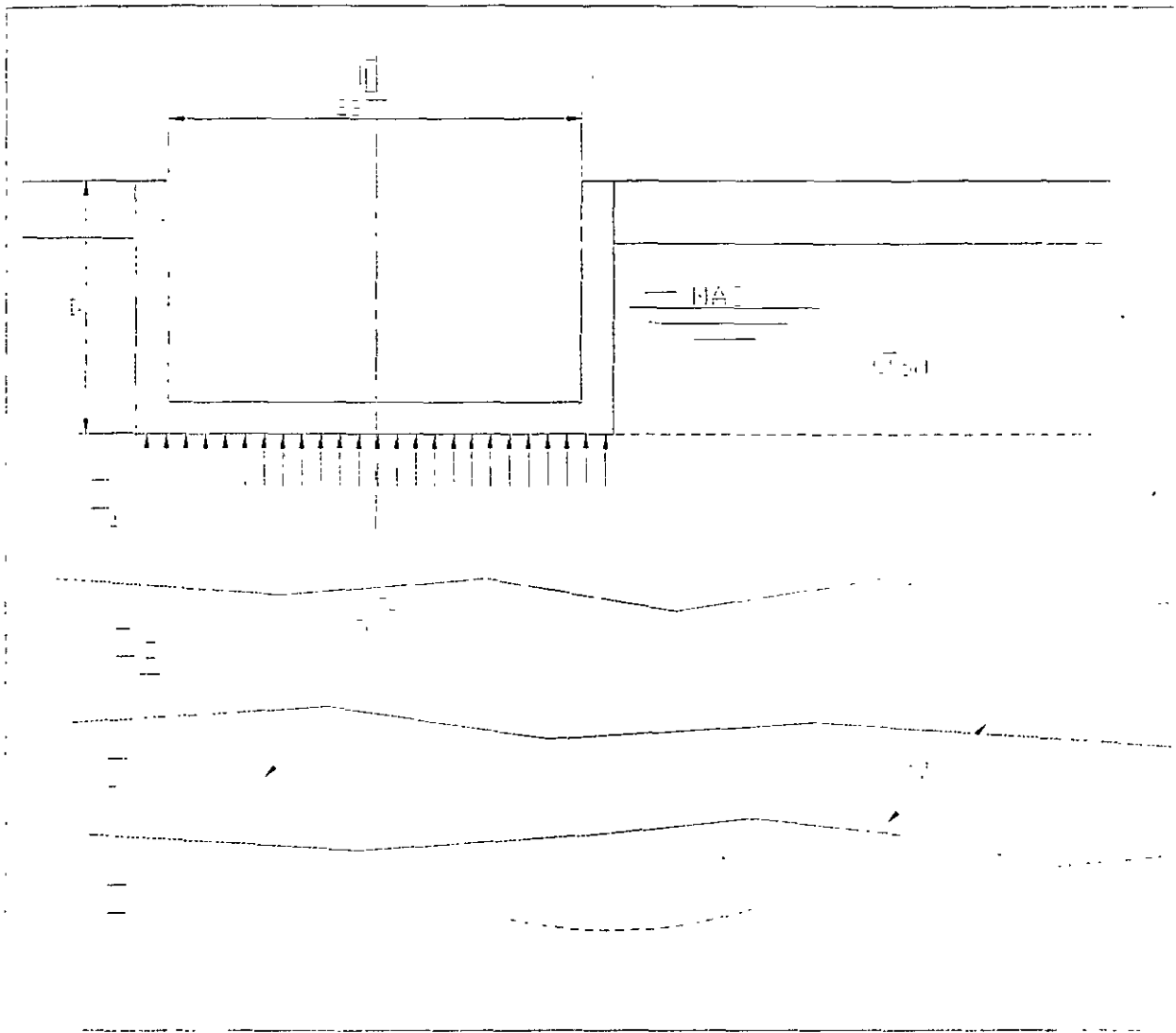
El efecto de la fuerza cortante sísmica se trata igual al caso de pilotes de fricción, pudiendo cambiar las condiciones de frontera en la punta, si los pilotes se empotran en el estrato resistente.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) Zeevaert, L. "*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*", Van Nostrand Reinhold, 1973
- 2) Zeevaert, L. "*Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*", Editorial Limusa. S.A., 1980.
- 3) Zeevaert, L. "*Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes de Fricción*" DEPFI, México 1990.
- 4) Zeevaert, L. "*Cimentación Monolítica Tipo LEZ*" México, DF 1999.
- 5) López G. "*Taller de Diseño de Cimentaciones Compensadas*". CAPIT, Junio 2004.



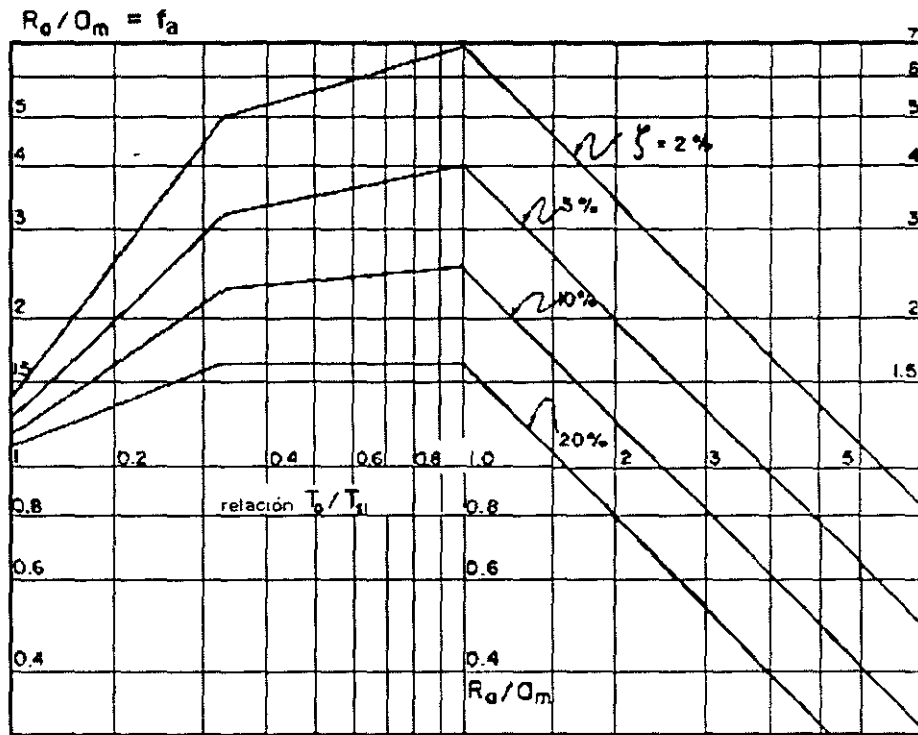
- 1. Elemento de conexión
- 2. Elemento que forma el suelo
- 3. Elemento de fijación



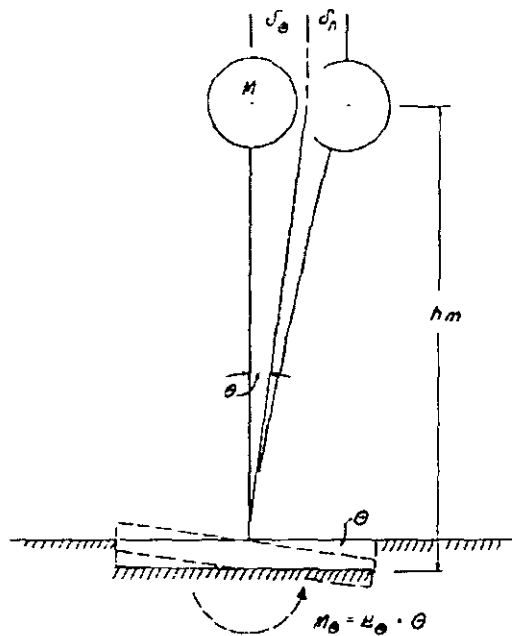
ESTADO FLEXIONANTE

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$$

FIG. 2

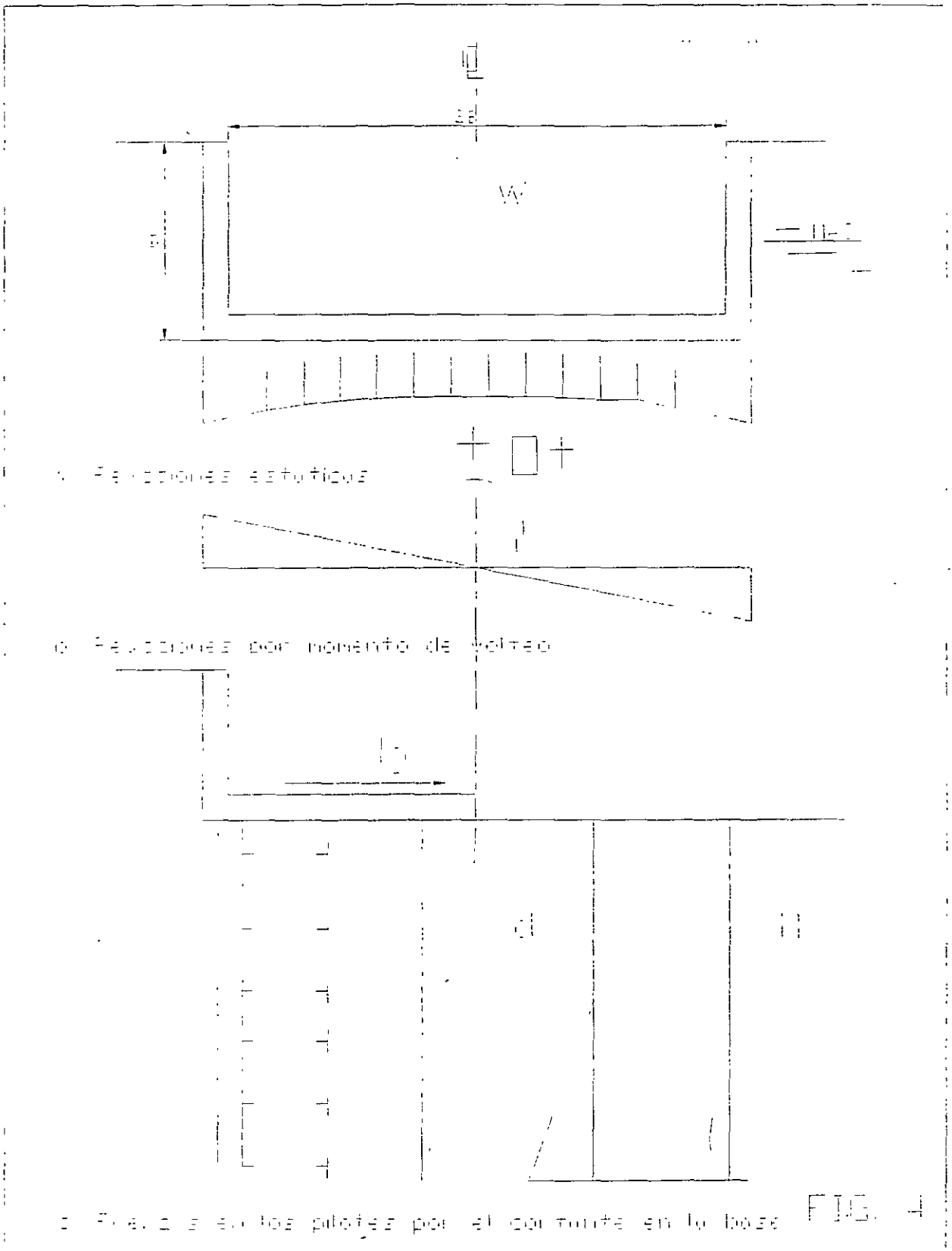


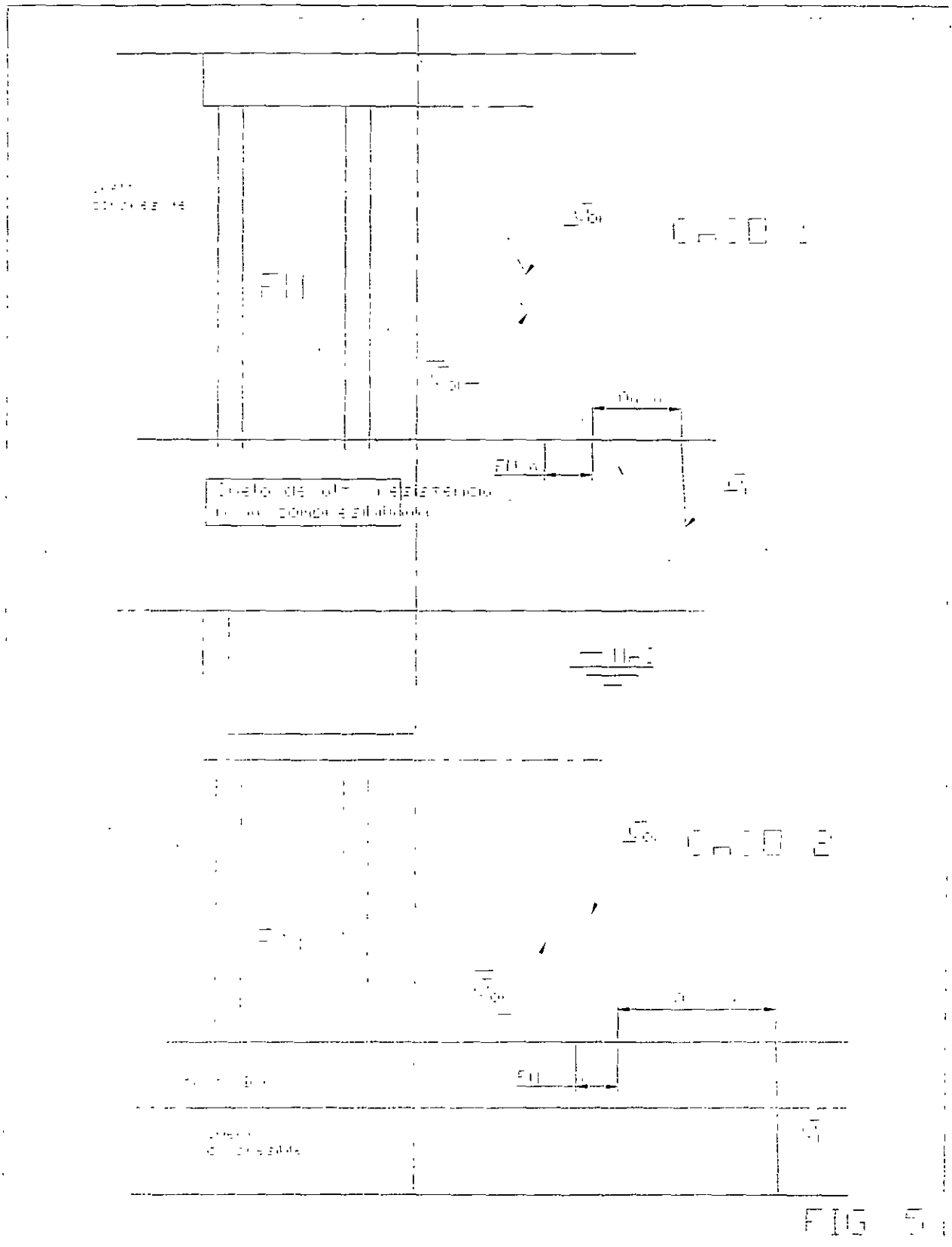
ESPECTRO ENVOLVENTE DE DISEÑO SISMICO



DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA
Y DE LA CIMENTACION

FIGURA 3





DISEÑO POR SISMO DE CIMENTACIONES

ELABORO: Germán López Rincón
Junio de 2005

1. INTRODUCCIÓN

Un sismo es un movimiento súbito de la corteza terrestre, motivado por el desplazamiento relativo de dos placas dentro de una falla. También una erupción volcánica puede provocar un sismo al ser expulsado gas explosivo por la presión del magma.

En zonas de fallas ocurre primero una distorsión de la roca y cuando se alcanza la resistencia al esfuerzo cortante, la energía potencial acumulada se transforma en energía cinética. Ver figura 1.

El movimiento máximo tiene lugar en el foco en la forma de una fuerte vibración que produce ondas que viajan en todas direcciones. La energía se disipa con la distancia en la corteza terrestre y la magnitud se registra en términos de intensidad en cada uno de los lugares por donde pasa. Las isosísmicas o líneas de igual intensidad sísmica, dan a los sismólogos los medios para investigar y pronosticar la intensidad sísmica por regiones, a partir del epicentro.

Al ingeniero de cimentaciones le interesa el estudio de la intensidad de un sismo a través de los desplazamientos y aceleraciones que produce. Es importante registrar en sismos fuertes la aceleración y desplazamientos que se generan, ya que de esta forma se está en posibilidad de estudiar el comportamiento de edificios.

Durante un sismo se generan muchos tipos de ondas; de éstos son importantes dos grupos: las ondas de cuerpo y las ondas superficiales. A su vez las ondas de cuerpo son de dos tipos:

- a) ondas irrotacionales o de compresión-dilatación que se conocen como ondas P.
- b) ondas equivolumétricas que sólo producen distorsión y que se conocen como ondas S.

Cuando el sitio donde se registra un sismo se localiza lejos del epicentro, las ondas de cuerpo se transforman en ondas planas y generan ondas superficiales, las cuales se atenúan rápidamente con la profundidad, producen compresiones y dilataciones en el sentido de propagación de la onda, su velocidad es prácticamente igual a la velocidad de las ondas de cortante. Ver figuras 2 a 4.

Para calcular la respuesta sísmica de un determinado lugar se hace necesario conocer la historia de aceleración del sismo, la cual se determina registrando la intensidad del movimiento sísmico por medio de un acelerógrafo. En la fig. 5 se muestra un acelerograma registrado en mayo 11, 1962, para la parte central de la ciudad de México.

Se puede demostrar que la respuesta sísmica máxima puede determinarse por la siguiente expresión:

$$R_v = \int_0^t a(\tau) e^{-\zeta \omega_n(t-\tau)} \cdot \text{sen } \omega_d(t-\tau) d\tau \quad \max \quad (1)$$

El valor de la R_v representa la integración de los impulsos transmitidos por la aceleración $a(\tau)$ con base a una estructura equivalente de un grado de libertad con frecuencia circular libre ω_0 y amortiguada $\omega_d = \omega_0 (1 - \zeta_0^2)$ en donde ζ_0 representa la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura.

Para el diseño sísmico de la estructura, al ingeniero le interesa fundamentalmente la fuerza de inercia que se genera en el centro de la masa, esto es:

$$V_m = M \cdot R_a \quad (2)$$

El valor de $R_a = \omega_0 R_v$, se conoce como la respuesta de pseudo-aceleración y la relación R_a vs T , el espectro de pseudo-aceleración. Por medio del acelerograma de la Fig. 5 y la expresión (1) se obtuvieron los espectros de respuesta de aceleración que muestra la Fig. 6 para diferentes amortiguamientos críticos y para el centro de la ciudad de México (d). Para una estructura rígida $T \cong 0$ la aceleración será de la superficie del suelo obtenida como la máxima del acelerograma. Nótese que a medida que la estructura se hace más flexible aumenta la respuesta hasta llegar a un valor máximo después del cual declina hasta hacerse pequeña.

Para comprender el significado físico del espectro de respuesta supongamos. Fig. 7 una serie de edificios en la zona de estudio representados por péndulos con períodos T diferentes, representativos del modo fundamental de vibrar desde $T \cong 0$ hasta $T = 4$ seg. Ahora imaginemos que en la interfase con el suelo firme se producen trenes de ondas de esfuerzo cortante que atraviesan con velocidad de translación v_s los estratos involucrados peor con diferentes períodos y longitudes de tal manera que

$$v_s = \frac{L_1}{T_1} = \frac{L_2}{T_2} = \dots = \frac{L_i}{T_i} \quad (3)$$

El suelo también se puede considerar con un vibrador, por tanto tendrá una serie de períodos de vibración libre dependiendo de las condiciones estratigráficas y de sus propiedades dinámicas. Se encontrara que existirá un periodo máximo de vibración o fundamental el cual puede ser excitado por la perturbación sísmica más fácilmente que los armónicos más altos.

Supongamos que el periodo fundamental del suelo es T_{s1} , cuando dicho periodo sea aproximadamente coincidente con alguno de los períodos de los péndulos representativos de los edificios, dicho péndulo entrará en resonancia produciéndose en su centro de masa una amplificación de la aceleración con respecto a la aceleración máxima de la superficie del suelo. La aceleración de la superficie del suelo será tomada únicamente por el péndulo de alta rigidez; $T = 0$. Así pues, los picos en el espectro de respuesta de pseudo-aceleración serán representativos a las amplificaciones producidas cuando las longitudes de las ondas sean compatibles con la estratigrafía del subsuelo y, por lo tanto, producen períodos en ésta, cercanos a los períodos fundamentales de las estructuras. El

periodo fundamental T_{s1} del subsuelo resulta el más importante de considerar ya que produce la máxima respuesta y, consecuentemente, la amplificación máxima para determinado amortiguamiento crítico, y por lo tanto, puede servir como base para formular un espectro práctico de diseño.

Designemos la amplificación de la aceleración por $f_a = R_a / a_m$, y dibujemos en escalas logarítmicas el espectro de respuesta de aceleración en términos de f_a vs T_0 / T_{s1} , en donde T_0 es el periodo equivalente de la estructura y cimentación como si fuese de un grado de libertad. El dibujo se efectuará de tal manera que represente la envolvente de todos los picos en el rango de T_0 / T_{s1} pequeño, hasta $T_0 / T_{s1} \cong 5$. El valor $T_0 / T_{s1} = 1$ representará la coincidencia del periodo de la estructura y cimentación con el subsuelo, y por lo tanto, se obtendrá la respuesta máxima f_a , Figs. 8 y 9.

De la anterior discusión se ve la importancia de poder conocer el periodo fundamental del subsuelo. También es importante el segundo modo para el caso de sedimentos suaves como es el de la ciudad de México. El uso del espectro que muestra la Fig. 9 es sencillo; imaginemos que el subsuelo tiene un periodo de $T_{s1} = 1.0$ seg, una estructura y su cimentación tiene un periodo de $T_0 = 2.0$ seg, por consiguiente $T_0 / T_{s1} = 2.0$. de la Fig. 9 se obtiene $f_a = 2.0$ para un amortiguamiento crítico de $\zeta_0 = 5\%$. De donde la fuerza de inercia en el centro de masa de la estructura será.

$$V_m = 2x (M a_m) \quad (4)$$

Si h_m es la altura del centro de masa desde la interfaces del suelo con la cimentación, el momento de volteo será

$$O_t = V_m \cdot h_m \quad (5)$$

y la fuerza cortante en la base: $V_B = V_m$

2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO

De la experiencia se conoce que en sedimentos saturados no consolidados, los efectos más importantes del movimiento sísmico son los producidos por las ondas de esfuerzo cortante con velocidad

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (6)$$

en donde μ es la rigidez dinámica del suelo o módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, y ρ la masa unitaria. El valor de μ puede ser determinado en probetas de suelo inalterado representativas de cada uno de cada uno de los estratos del subsuelo. Conociendo la velocidad de la onda de cortante en cada estrato podrá calcularse aproximadamente el periodo fundamental del suelo. Supongamos que se conoce la estratigrafía y valores de v_s de cada uno de los estratos que lo forman, fig. 10 y 11. Sea v_{si} y d_i la velocidad de la onda y

espesor del estrato i , respectivamente. El tiempo que la onda tarda en atravesar dicho estrato es

$$\Delta t_i = \frac{d_i}{v_v} \quad (7)$$

Al trasladarse la onda de la base firme a la superficie del suelo donde será reflejada nuevamente hacia la base firme, el tiempo transcurrido será $\frac{1}{4}$ del período fundamental, así también, la distorsión total del suelo en la superficie representará la amplitud del movimiento, fig. 11.

Por consiguiente

$$\frac{1}{4} T_{v1} = \sum_1^n \frac{d_i}{v_v}$$

o bien

$$T_{v1} = 4 \sum_1^n \frac{d_i}{v_v} \quad (8)$$

Para calcular las distorsiones relativas y esfuerzos cortantes en el subsuelo producidos por cierta aceleración sísmica en la superficie establecemos las expresiones paramétricas del movimiento para el caso de ondas de esfuerzo cortante que viajan desde el estrato firme hacia la superficie. De la fig. 12 se establece el equilibrio dinámico de un elemento de suelo a la profundidad $z = i$ como sigue:

Equilibrio dinámico del elemento

$$(\tau_{i+1} - \tau_i) = (\rho d_i) \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1}) \omega_n^2 \quad (9)$$

Distorsión del elemento

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2\mu} \quad (10)$$

De las expresiones anteriores se encuentran los algoritmos para el cálculo de δ , τ y ω , a saber

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (11)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (12)$$

En donde los coeficientes A_i , B_i y C_i , tiene los siguientes valores:

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} \quad B_i = \frac{1}{1 + N_i} \cdot \frac{d_i}{\mu_i} \quad (13)$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i \omega_n^2$$

$$N_i = \frac{\rho_i d_i^2 \omega_n^2}{4\mu_i}$$

Conociendo la aceleración máxima a_m media de la superficie del suelo se calcula la amplitud del desplazamiento horizontal correspondiente: $\delta_{Si} = a_m / \omega_n^2$, en donde ω_n es la frecuencia circular de la masa del subsuelo desde la superficie hasta la base firme. En la superficie del suelo $\tau_i = 0$, por consiguiente, con un valor aproximado de ω_n obtenido de la (8) se determinan A_i , B_i y C_i , y se calcula de (11) el valor siguiente del desplazamiento horizontal δ_{i+1} y luego de la (12) τ_{i+1} . Con los valores de δ_{i+1} y τ_{i+1} se entra nuevamente en la (11) y se calculan los próximos valores de δ_{i+2} y con la (12) el valor de τ_{i+2} . En esta forma, paso a paso, se integran las expresiones (11) y (12) hasta llegar a la base firme donde $\delta_{sb} = 0$ y τ_{sb} es máxima. Si $\delta \neq 0$ al llegar a la base, se rectifica el valor de ω_n y se repite el cálculo hasta satisfacer la frontera en la base firme. En la misma forma se puede investigar el comportamiento dinámico del subsuelo para otras frecuencias circulares del subsuelo.

3. RESPUESTA SISMICA DE LA CIMENTACION

Supongamos una estructura y su cimentación representada esquemáticamente como muestra la fig. 11. La fuerza de inercia máxima durante el movimiento sísmico es

$$V_m = (\delta_\theta + \delta_n) \omega_0^2 M \quad (14)$$

Y el momento de volteo

$$O_T = V_m \cdot h_m \quad (15)$$

Por otro lado las fuerzas de restitución son:

por flexibilidad de la estructura; $(K_n \cdot \delta_n)$, y por la rotación vertical de la cimentación:

$(K_\theta \cdot \theta)$.

El equilibrio dinámico requiere

$$K_\theta \cdot \theta = (\delta_\theta + \delta_n) \omega_0^2 \cdot M \cdot h_m \quad (16)$$

pero $\theta = \frac{\delta_\theta}{h_m}$

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{(\delta_\theta + \delta_n) \cdot M}{K_\theta \frac{\delta_\theta}{h_m^2}}$$

de donde

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{h_m^2 \cdot M}{K_\theta} + \frac{\delta_n h_m^2 \cdot M}{\delta_\theta K_\theta} \quad (17)$$

pero $h_m \cdot \delta_n \cdot K_n = K_\theta \frac{\delta_\theta}{h_m}$, luego $\frac{\delta_n}{\delta_\theta} = \frac{K_\theta}{K_n} \cdot \frac{1}{h_m^2}$

Substituyendo en (17)

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{h_m^2 M}{K_\theta} + \frac{M}{K_n} \quad (18)$$

Por otro lado, se encuentra que para $\delta_n = 0$ la frecuencia circular por rotación es $\omega_\theta^2 = K_\theta/M \cdot h_m^2$ y para $\delta_\theta = 0$ la frecuencia circular de la superestructura $\omega_n^2 = K_n/M$, substituyendo estos valores en (18)

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{1}{\omega_\theta^2} + \frac{1}{\omega_n^2} \quad (19)$$

O bien ya que: $\omega = \frac{2\pi}{T}$

$$T_0^2 = T_\theta^2 + T_n^2 \quad (20)$$

En donde T_n es el período de la estructura. Se deduce que el período equivalente acoplado de la estructura y su cimentación puede ser obtenido por la (30). El período de rotación T_θ es función de las propiedades dinámicas y estratigráficas del subsuelo y de la rigidez de la cimentación.

Esto es:

$$T_\theta = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_\theta}} \quad (21)$$

El problema consistirá en determinar el módulo de cimentación por rotación $K\theta$. Ya conocido el período fundamental del suelo T_{s1} se encuentra T_0/T_{s1} y con el amortiguamiento crítico equivalente ζ_0 se encuentra el espectro normalizado de respuesta y se determina f_a , por consiguiente, los valores de V_B y O_T .

La expresión (20) es también válida para los períodos amortiguados cuando $\zeta_0 < 20\%$, de donde se puede escribir:

$$T_{od}^2 = T_{\theta d}^2 + T_{nd}^2 \quad (22)$$

Sea ζ_0 el amortiguamiento crítico equivalente del sistema estructura - cimentación, ζ_θ el amortiguamiento crítico de la cimentación y ζ_n el de la superestructura, por tanto

$$T_0^2 = T_{od}^2 (1 - \zeta_0^2)$$

$$T_\theta^2 = T_{\theta d}^2 (1 - \zeta_\theta^2) \quad (23)$$

$$T_n^2 = T_{nd}^2 (1 - \zeta_n^2)$$

Substituyendo en (32) y efectuando operaciones algebraicas:

$$(1 - \zeta_0^2) = \frac{(1 - \zeta_\theta^2)(1 - \zeta_n^2)T_0^2}{(1 - \zeta_\theta^2)T_n^2 + (1 - \zeta_n^2)T_\theta^2} \quad (24)$$

considerando que $(1 - \zeta_n^2)\zeta_\theta^2 \cong \zeta_\theta^2$ y $(1 - \zeta_\theta^2)\zeta_n^2 \cong \zeta_n^2$ para valores:

$\zeta < 0.20$, de la (24) se obtiene:

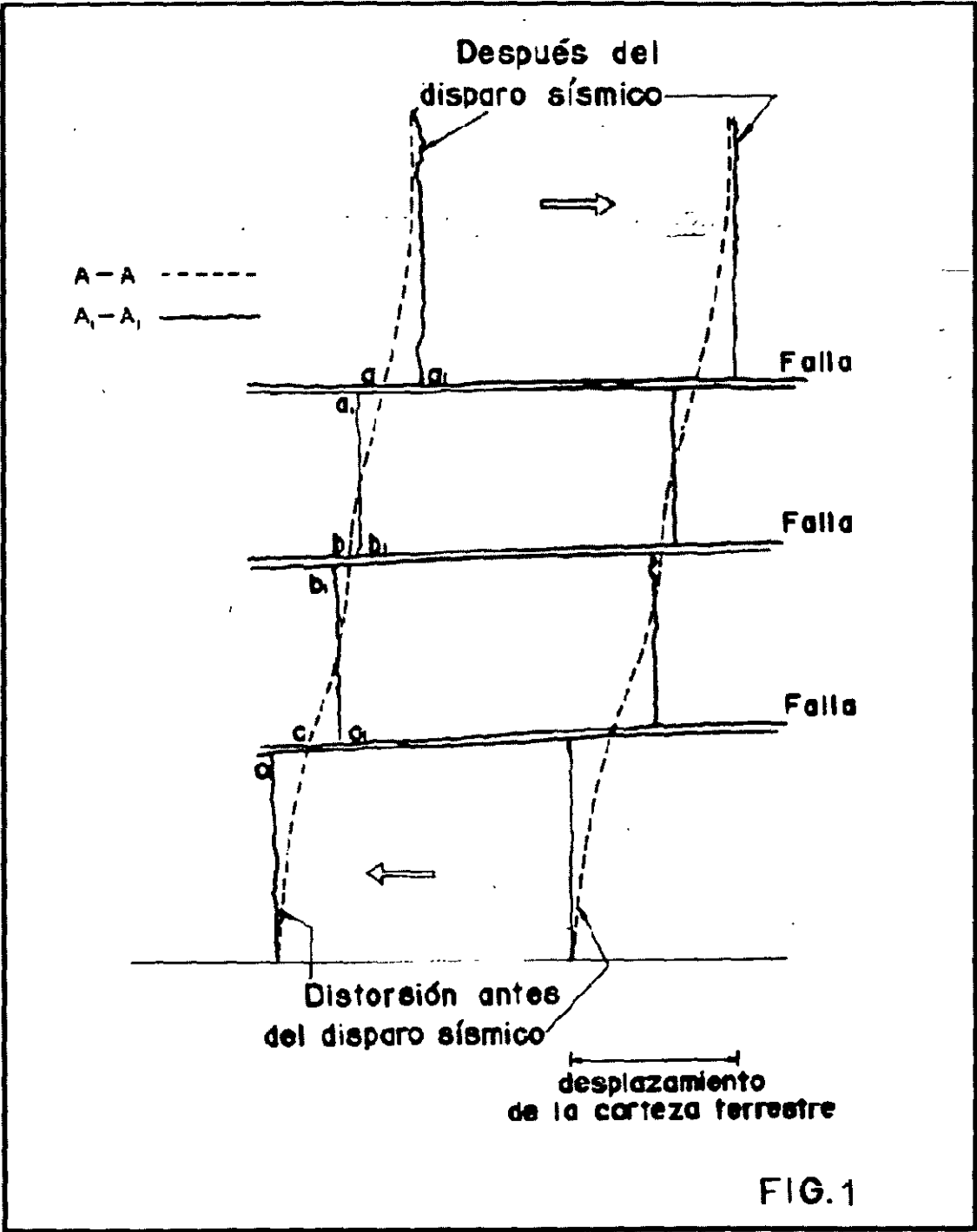
$$\zeta_0^2 = \frac{\zeta_\theta^2 T_\theta^2 + \zeta_n^2 T_n^2}{(1 - \zeta_n^2)T_\theta^2 + (1 - \zeta_\theta^2)T_n^2} \quad (25)$$

Por consiguiente, conociendo los valores de T_θ , ζ_θ y T_n , ζ_n se podrá calcular de (20) y (25) los valores de período T_0 y amortiguamiento crítico equivalente ζ_0 , respectivamente. Los amortiguamientos de las estructuras se encuentran en rangos de $\tau_n = 2\%$ a 10% y para las estructuras se encuentran en rangos de $\zeta_n = 2\%$ a 5% y para las cimentaciones aproximadamente:

En sedimentos	50
muy suaves	20 % - 15%
suaves	15% - 12%
rígidos	12% - 8%
muy rígidos	8% - 6%
duros	5%

REFERENCIAS

1. Compendio de Sismogeodinámica. Selección de artículos del Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers sobre ingeniería sísmica. Fundación ICA AC, México, 2001
2. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. Van Nostrand Reinhold, New York, 1983



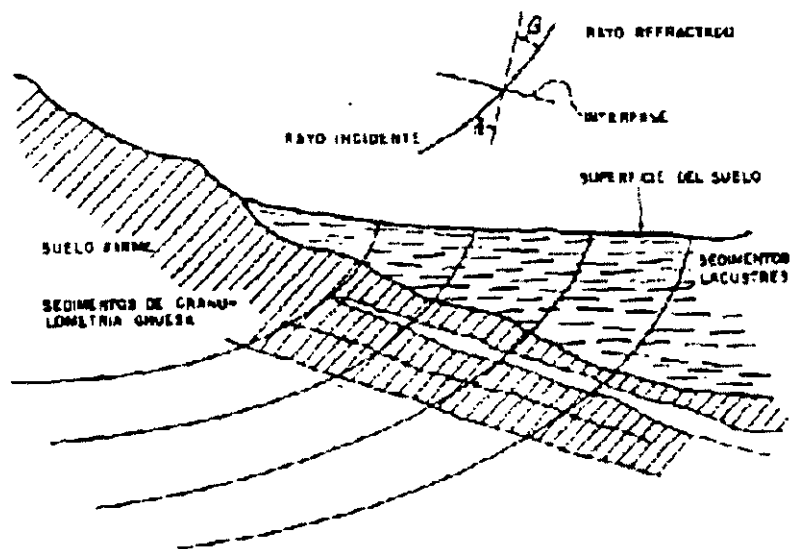


FIG. 2 REFRACCION DE LAS ONDAS DE CUERPO

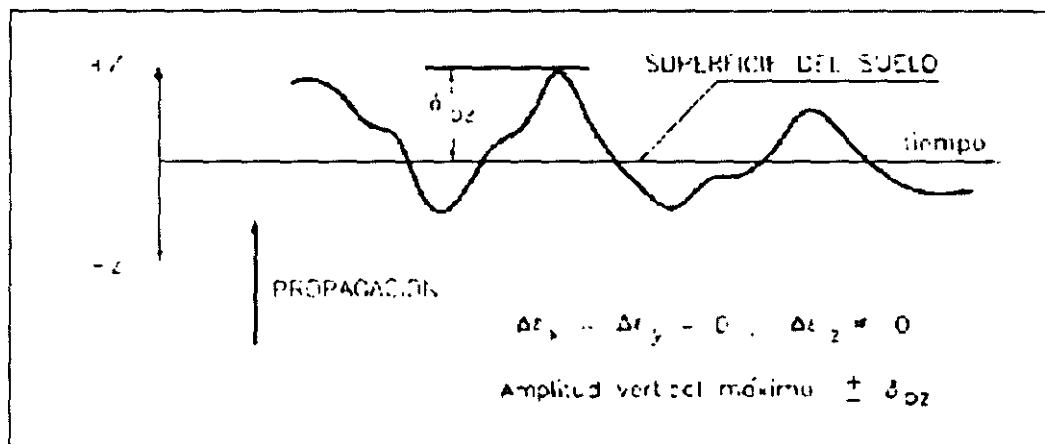


FIG 3 ONDA PLANA IRROTACIONAL VERTICAL

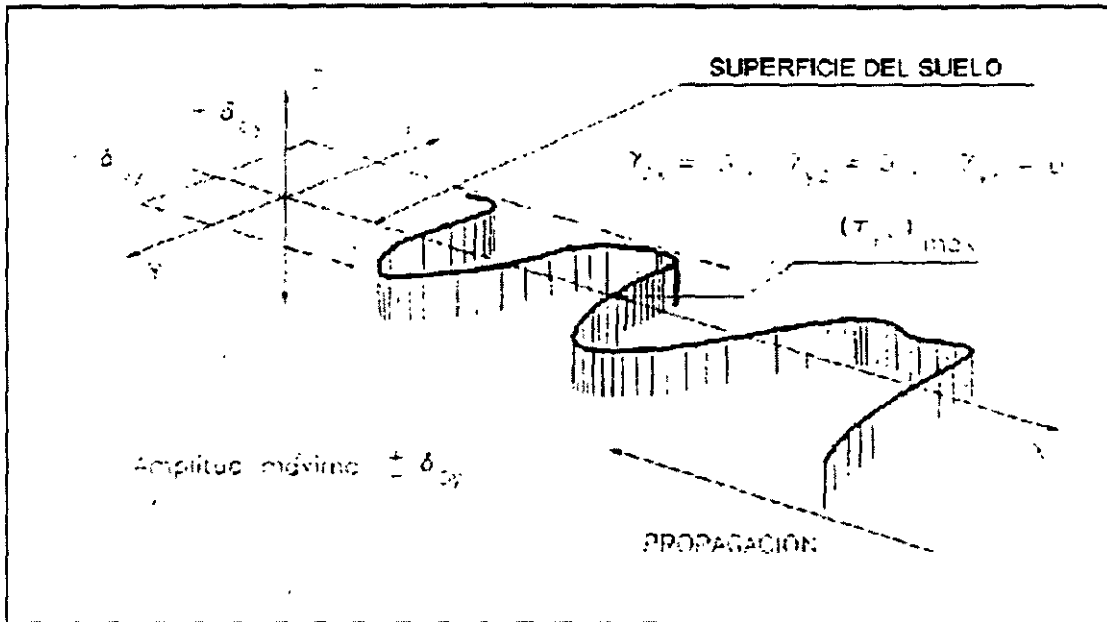


FIG. 4 ONDA PLANA DE CORTANTE

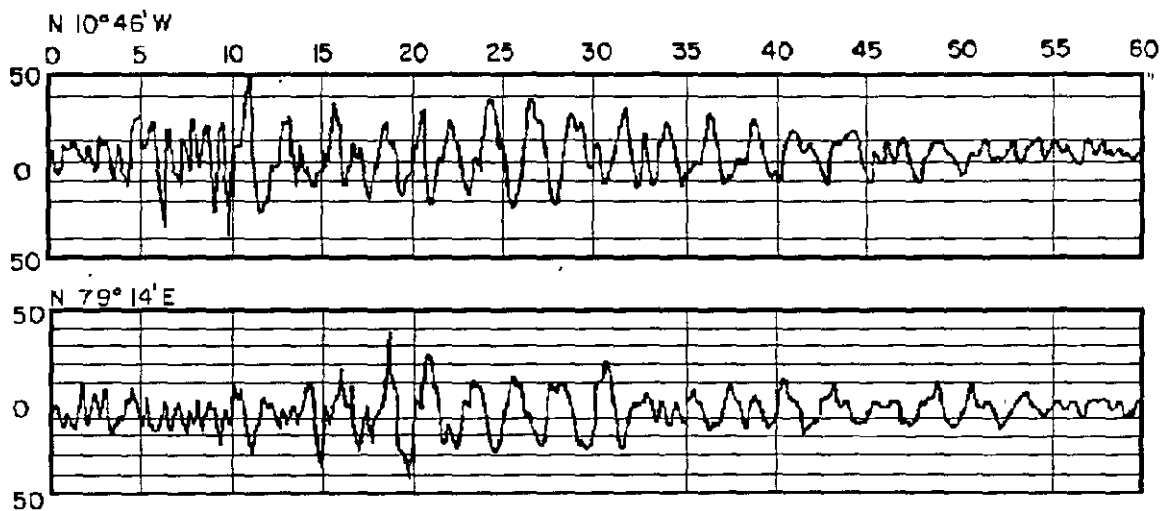


FIG 5 ACELEROGRAMA MAYO 11, 1962 CIUDAD DE MEXICO

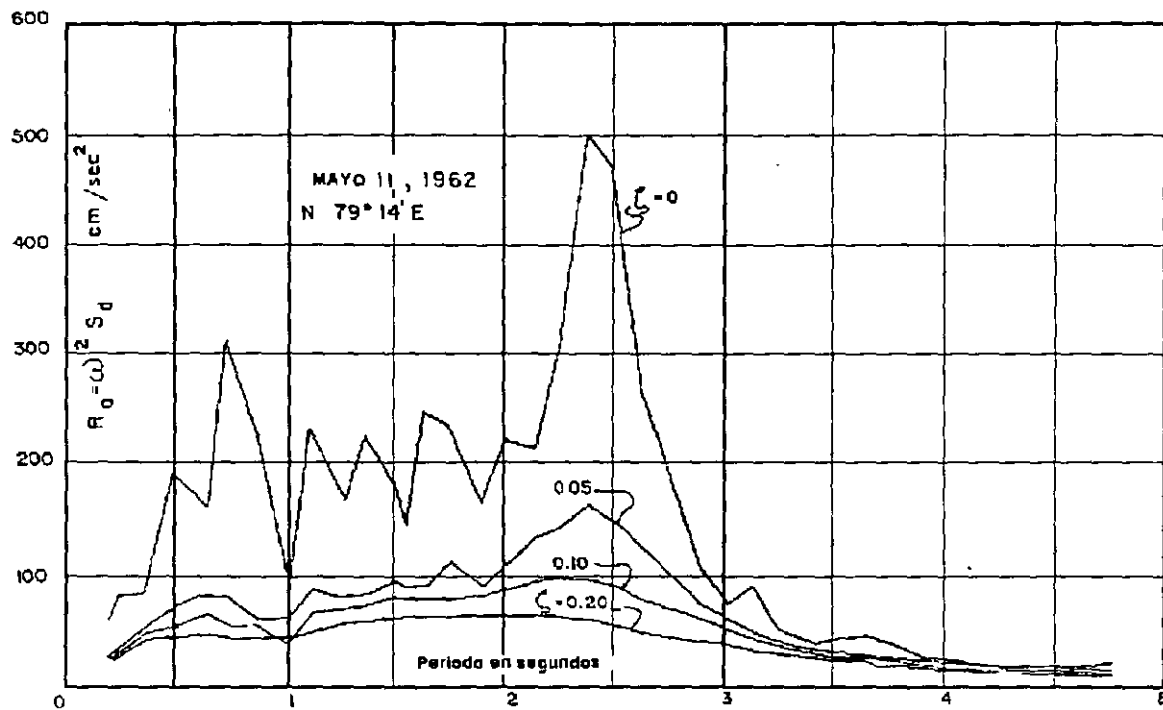
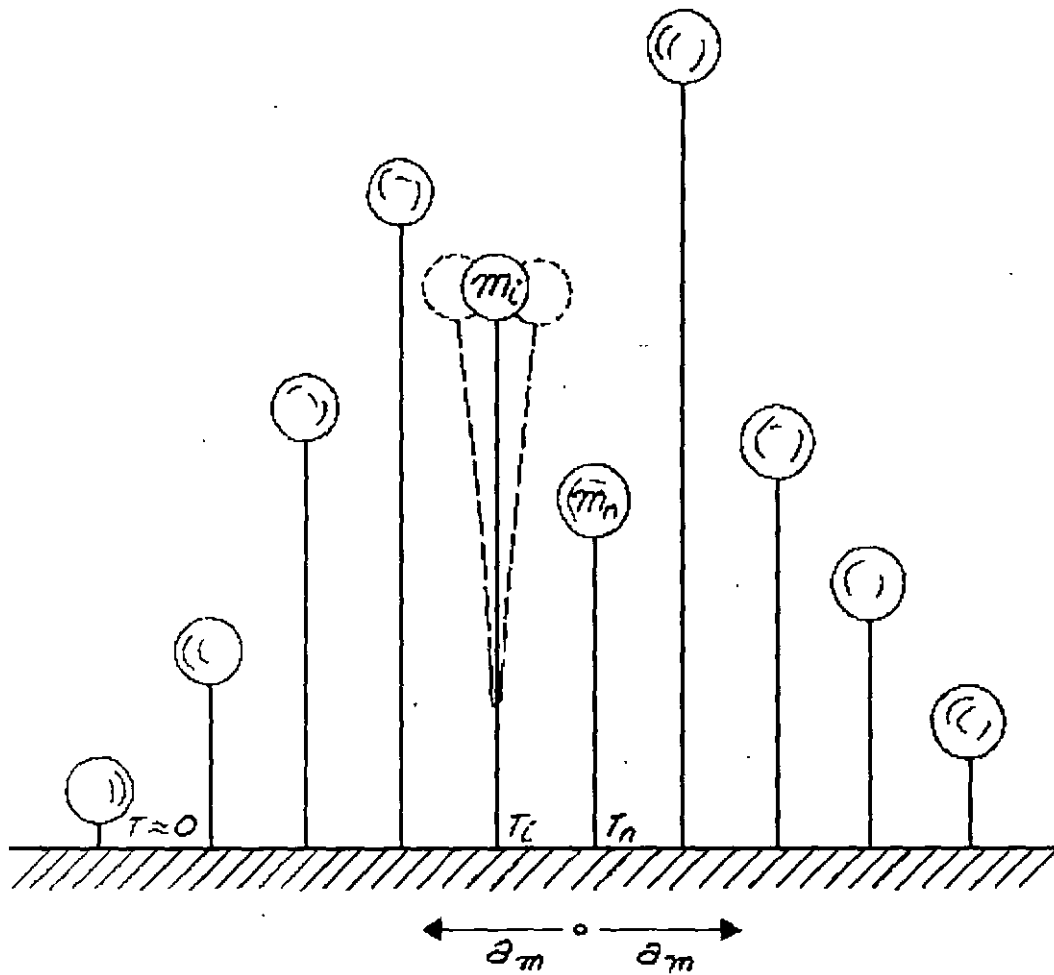


FIG 6 ESPECTRO DE SEUDO-ACELERACION MAYO 11, 1962 CIUDAD DE MEXICO



$$V_m = \int_{a_i} (m_i a_m)$$

FIG 7 PENDULOS DE DIFERENTES PERIODOS

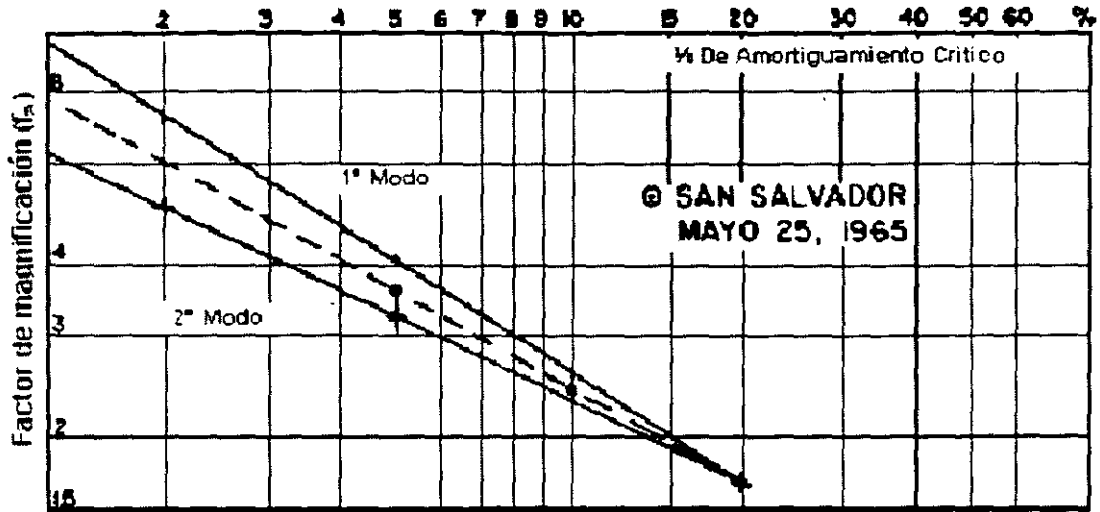


FIG 8 FACTORES DE MAGNIFICACION PARA EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

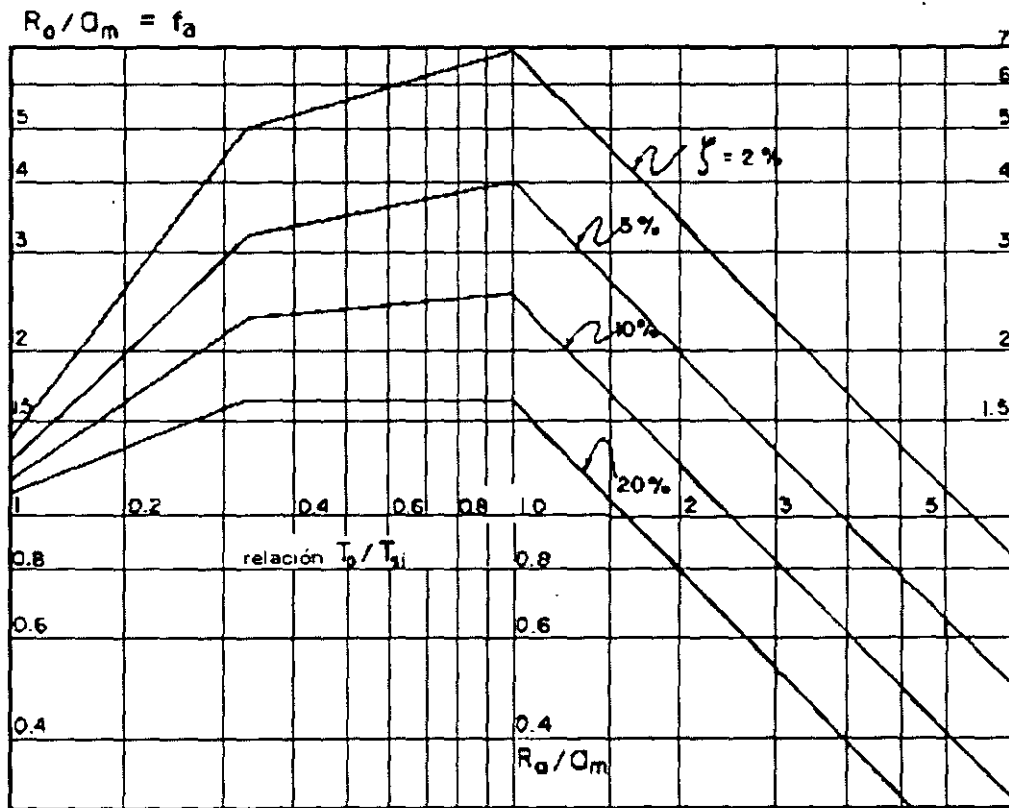
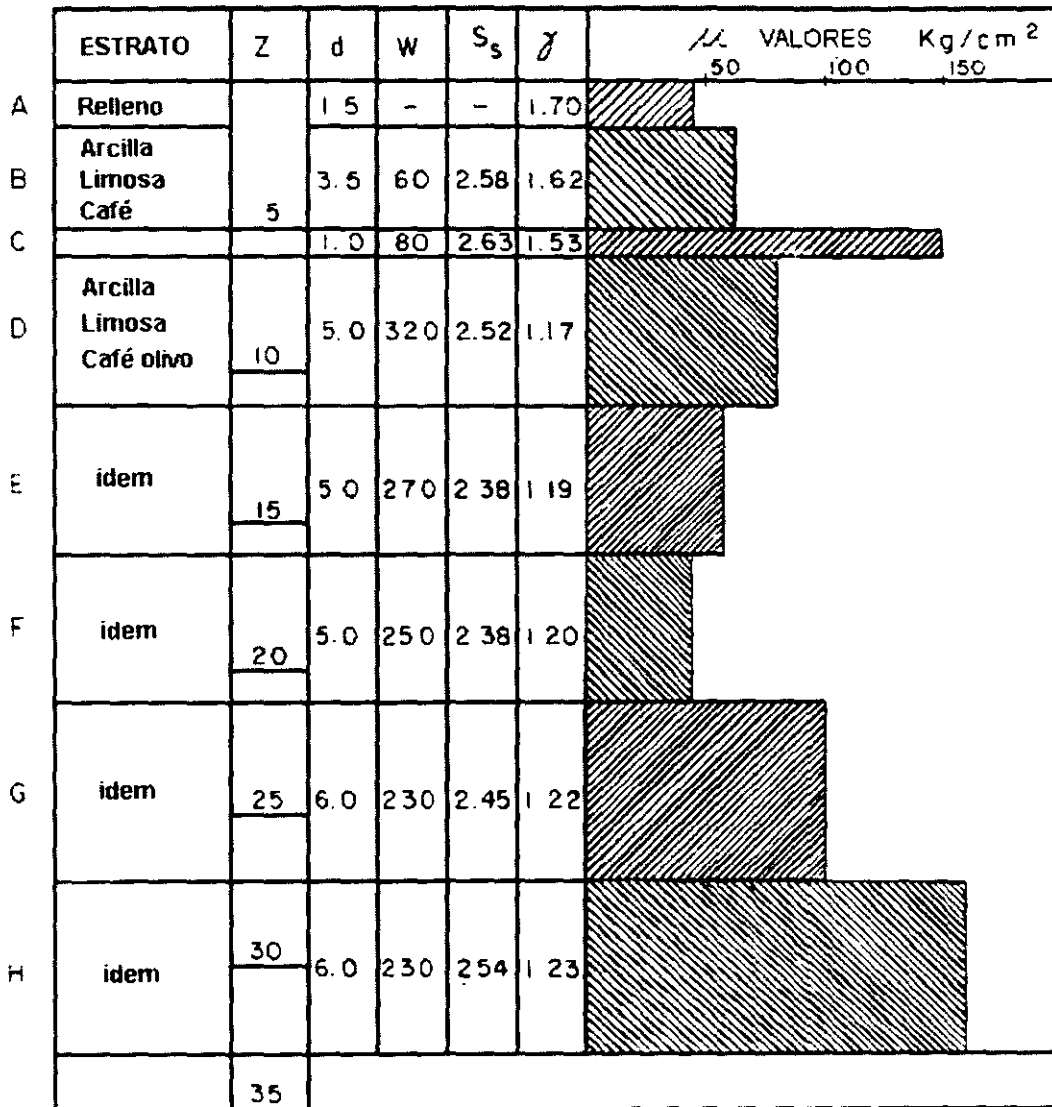


FIG. 9 ESPECTRO ENVOLVENTE DE DISEÑO SISMICO



Z: PROFUNDIDAD EN METROS

w: CONTENIDO DE AGUA

γ: PESO UNITARIO

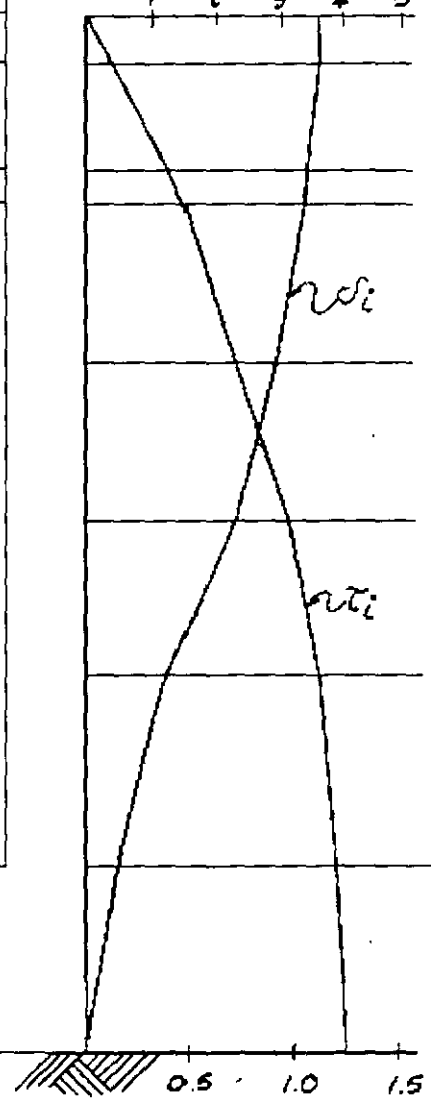
d: ESPESOR EN METROS

S_s: GRAVEDAD ESPECIFICA

FIG. 10 PERFIL DEL MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ

ESTRATO		t/m^3	$\frac{t \text{ seg}}{m^4}$	t/m^2	m/seg	seg	seg
Nº	d	$\bar{\sigma}$	ρ	μ	v_s	$\Sigma \Delta t$	$\Sigma \Delta t$
A	1.5	1.70	0.170	450	51.4	0.117	
B	3.5	1.62	0.165	640	62.5	0.340	
C	1.0	1.53	0.156	1500	98.1	0.983	
D	5.0	1.17	0.119	820	85.0	0.624	1.12
E	5.0	1.19	0.121	600	70.4	0.908	
F	5.0	1.20	0.122	460	61.4	1.23	
G	6.0	1.22	0.124	1050	92.0	1.49	
H	6.0	1.23	0.125	1620	119.8	1.70	

Desplazamientos horizontales en cm



$T_{SI} = 1.70 \text{ seg}$ $T_{SE} = 1.12 \text{ seg}$

FIG 11 COMPORTAMIENTO SISMICO DEL SUBSUELO

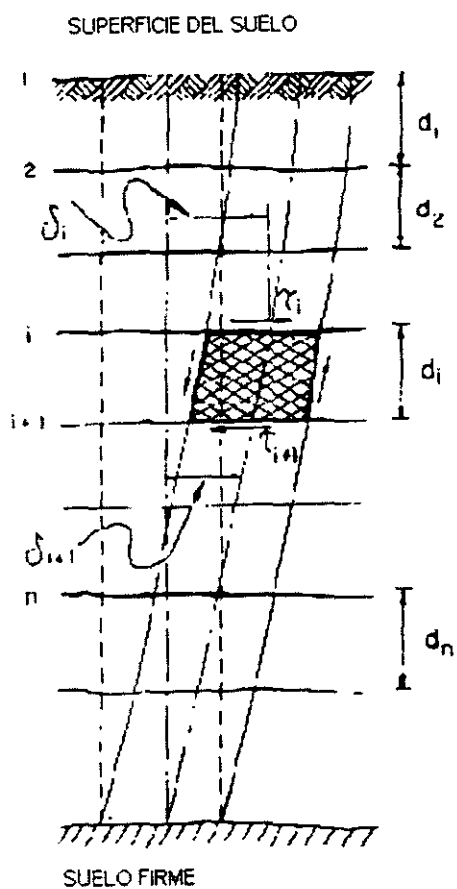


FIG 12 COLUMNA DE SUELO SUJETA A MOVIMIENTO SISMICO

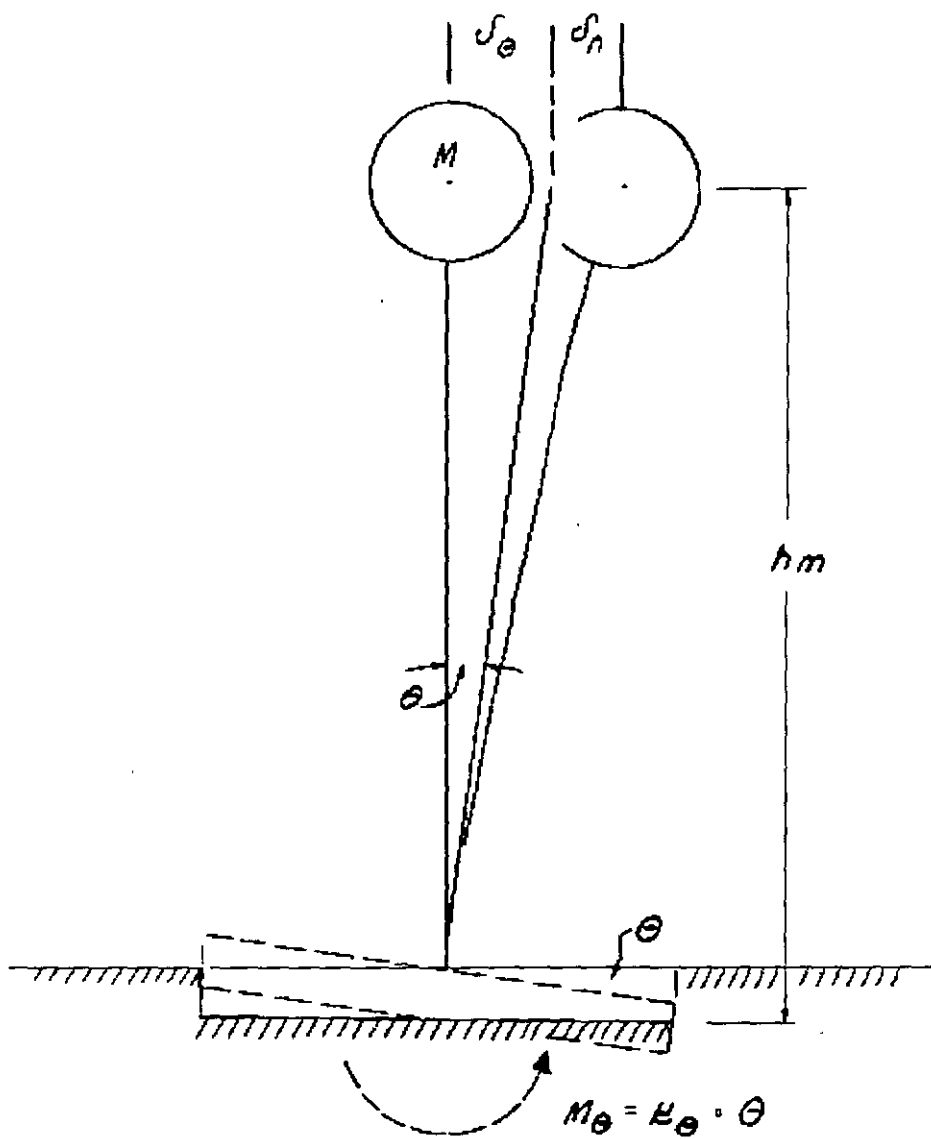


FIG 13 DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA Y DE LA CIMENTACION

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA ESTÁTICA Y DINÁMICA

JUNIO DE 2005

1. INTRODUCCIÓN

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones establecen que "los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1". Estas combinaciones, tal como indica el inciso 3.1 de las normas, comprenden dos casos:

- Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.)
- Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo)

Para ambos casos deberán revisarse dos condiciones límite: de falla y de servicio.

2. PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL

En numerosas ocasiones es necesario soportar cargas horizontales estáticas o transitorias sobre la cabeza de pilas o pilotes. Lo anterior induce, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, que es necesario evaluar para efectuar un diseño racional de estos elementos que trabajan a flexocompresión. Además, resulta de vital importancia el determinar los desplazamientos horizontales, los cuales deberán ser compatibles con la funcionalidad de la estructura.

De acuerdo con Zeevaert (1973, 1982), la solución de estos problemas consistirá en encontrar las reacciones horizontales del suelo $R_a, X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, R_b$, que ponen en equilibrio al pilote con la fuerza máxima P aplicada en la cabeza, Figura 8.

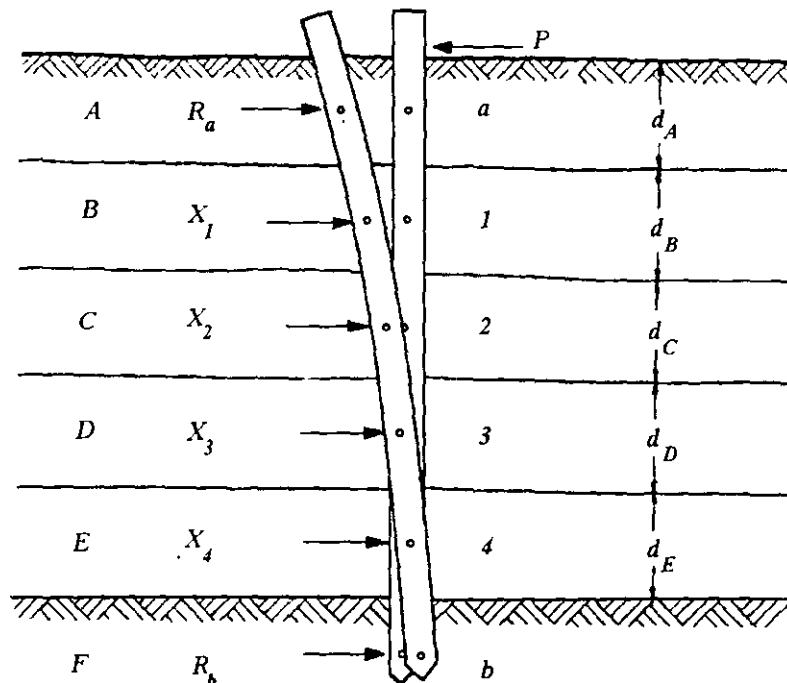


Figura 8

Ecuación matricial de interacción horizontal HEMI.

El cálculo se realizará por superposición de efectos, para la condición $X_i = 0$ se obtendrá una estructura estáticamente determinada, Figura 9, para la cual se pueden encontrar los desplazamientos horizontales; Δ_{i0} . En la condición unitaria, Figura 10, se considera aplicada una reacción $X_i = +1$ en el punto i y se calculan los desplazamientos unitarios en el mismo punto i así como en los demás puntos j . esto es: \bar{S}_{ii} y \bar{S}_{ji} respectivamente.

Conociendo los desplazamientos Δ_{i0} de la condición $X_i = 0$ y los desplazamientos de las condiciones $X_i = +1$ se puede establecer la compatibilidad de deformaciones para cada una de las secciones donde se aplican las reacciones incógnitas (ver Anexo II.1).

$$\begin{aligned}
 \bar{S}_{11}X_1 + \bar{S}_{12}X_2 + \bar{S}_{13}X_3 + \bar{S}_{14}X_4 &= \Delta_{10} \\
 \bar{S}_{21}X_1 + \bar{S}_{22}X_2 + \bar{S}_{23}X_3 + \bar{S}_{24}X_4 &= \Delta_{20} \\
 \bar{S}_{31}X_1 + \bar{S}_{32}X_2 + \bar{S}_{33}X_3 + \bar{S}_{34}X_4 &= \Delta_{30} \\
 \bar{S}_{41}X_1 + \bar{S}_{42}X_2 + \bar{S}_{43}X_3 + \bar{S}_{44}X_4 &= \Delta_{40}
 \end{aligned}
 \tag{19}$$

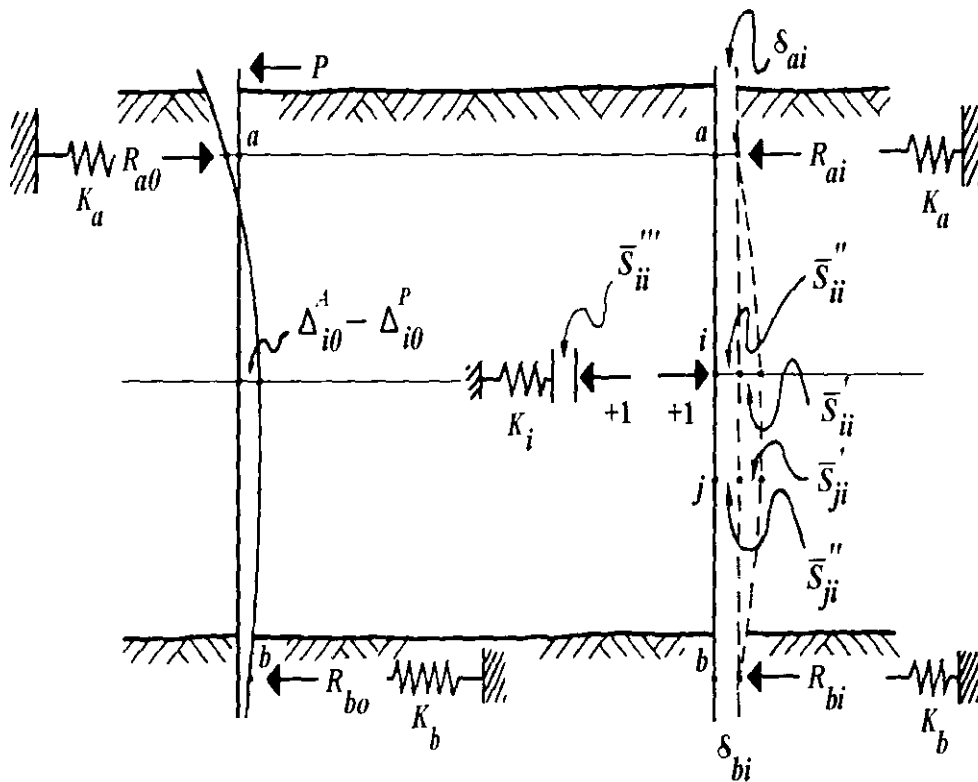


Figura 9

Figura 10

El sistema 19 se puede expresar como:

$$[\bar{S}'''] \cdot \{X_i\} = \{\Delta_{i,0}\} \quad (20)$$

La expresión anterior se llamará en adelante *Ecuación Matricial de Interacción Horizontal*, HEMI. Los desplazamientos horizontales dependerán de las condiciones de apoyo del pilote. Pueden presentarse cuatro casos principales.

- ◇ Caso I Pilote libre de girar en sus extremos con desplazamiento horizontal en la base.
- ◇ Caso II Pilote restringido al giro en la cabeza y libre de girar en la base con desplazamiento horizontal de la misma.
- ◇ Caso III Pilote libre de girar en la cabeza y restringido al giro en la base sin desplazamiento horizontal de la misma.
- ◇ Caso IV Pilote restringido al giro en ambos extremos sin desplazamiento horizontal en la base.

Para decidir la condición de apoyo deberá, considerarse lo siguiente:

Los casos I y II se aplican generalmente en pilotes de fricción donde la punta no alcanza un estrato resistente y por lo tanto la base puede girar libremente. La cabeza del pilote podrá diseñarse articulada o parcialmente empotrada en la estructura de cimentación.

Los casos III y IV se aplican a elementos apoyados firmemente en un estrato resistente que restringe su giro en la base. En el apoyo con la estructura de cimentación estos elementos podrán quedar articulados o parcialmente empotrados, respectivamente. En el caso de pilas, el diámetro es considerablemente mayor que para el caso de pilotes y, por tanto, la rigidez (EI) resulta un aspecto importante que se deberá considerar.

Se expondrá el Caso I para familiarizarnos con la notación.

En éste se permiten los giros y desplazamientos horizontales de los extremos.

Condición $X_i = 0$, Figura 9.

$$\Delta_{i,0} = \Delta_{i,0}^A - \Delta_{i,0}'' \quad (21)$$

en donde

$\Delta_{i,0}''$ Deformaciones por flexión del pilote apoyado en a y b , debido a la carga horizontal P aplicada en la cabeza.

Δ_{i0}^A Desplazamiento horizontal del pilote como elemento rígido al ceder los apoyos a y b por deformación del suelo, estos valores son función del módulo horizontal de cimentación K_a y K_b respectivamente.

Condición $X_i = +1$, Figura 10.

en el punto i

$$\bar{S}_i = \bar{S}_i' + \bar{S}_i'' + \bar{S}_i''' \quad (22)$$

en el punto j

$$\bar{S}_j = \bar{S}_j' + \bar{S}_j'' \quad (23)$$

en donde

\bar{S}_i' Deformación del pilote por flexión en el punto i , debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_j' Deformación del pilote por flexión en el punto j , debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_i'' Deformación horizontal en el punto i del pilote como elemento rígido por deformación de los apoyos a y b debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

\bar{S}_j'' Deformación horizontal en el punto j del pilote como elemento rígido por deformación de los apoyos a y b debido a la carga $X_i = +1$ aplicada en i .

$\bar{S}_i''' = 1 / K_i$ Deformación del suelo por la carga $X_i = +1$ aplicada en el punto i , ver Anexo III.2.

Rotación de la base

En el caso de pilotes bien hincados en un estrato resistente, así como para el caso II, se puede suponer que la base se encuentra articulada en el suelo donde se apoya la punta del pilote. Sin embargo en el caso de pilas apoyadas sobre un estrato resistente, y debido a que estos elementos de cimentación por su gran diámetro son bastante rígidos, la restricción al giro de la base de apoyo puede ser importante en los cálculos de interacción.

Considerando el caso IV para una pila con ampliación en la base, si la base gira por deformación del suelo habrá que introducir una incógnita más que será representativa del momento que se genera en la base por la interacción de ésta con el material de apoyo, tomando en cuenta este efecto, la ecuación matricial de interacción horizontal HEMI, quedará definida como sigue:

$$\begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} & \bar{S}_{13} & \cdot & \bar{S}_{1b} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{23} & \cdot & \bar{S}_{2b} \\ \bar{S}_{31} & \bar{S}_{32} & \bar{S}_{33} & \cdot & \bar{S}_{3b} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\theta}_{b1} & \bar{\theta}_{b2} & \bar{\theta}_{b3} & \cdot & \bar{\theta}_{bb} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \cdot \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta_{10} \\ \Delta_{20} \\ \Delta_{30} \\ \cdot \\ \theta_{b0} \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Las condiciones $X_i = 0$ y $X_i = +1$ serán las mismas estudiadas anteriormente y la Condición $X_b = +1$ será la que es necesario adicionar para conocer los efectos unitarios a lo largo del vástago de la pila por el momento M_b aplicado en su base por efectos de la rotación. En los puntos i y j se inducirán los desplazamientos horizontales \bar{S}_{ih} y \bar{S}_{jh} , en la base de la pila un giro $\bar{\theta}_{bb}$ y en el suelo $\bar{\theta}_{bb}'' = 1/K_{\theta b}$, en donde $K_{\theta b}$ es el módulo de cimentación por rotación en la base. Así mismo la condición $X_b = +1$ para la base será: $\bar{\theta}_{bb} = \bar{\theta}_{bb}' + \bar{\theta}_{bb}''$.

Este caso se presenta con mayor frecuencia en problemas prácticos de cimentaciones sobre pilas y corresponde a los casos III y IV.

Para el cálculo del giro θ de la base de una pila utilizaremos la solución obtenida por Frohlich (1953) basada en la teoría de la elasticidad para el giro de una placa rígida en un medio elástico e isótropo:

$$\theta = \frac{3(1-\nu^2)M_{\theta}}{4ER_0^3} \quad (25)$$

aquí M_{θ} es el momento de rotación, R_0 el radio de la base de la pila, ν la relación de Poisson y E el módulo de elasticidad del medio continuo. De donde el módulo de cimentación por rotación será:

$$K_{\theta} = \frac{M_{\theta}}{\theta}, \quad K_{\theta} = \frac{4ER_0^3}{3(1-\nu^2)} \quad (26)$$

Sustituyendo E por el valor del módulo de deformación unitaria M_z para el sentido vertical y haciendo $(1-\nu^2) = 1$ se obtiene:

$$K_{\theta b} = \frac{4R_0^3}{3M_z} \quad (27)$$

El valor de $K_{\theta b}$ en la base es independiente de los valores K_i en puntos a lo largo del vástago de la pila. Si los valores de K_i se pudiesen considerar como parámetros de deformación independientes, la ecuación matricial de interacción HEMI proporcionaría al resolverla la solución final para las reacciones incógnitas. Sin embargo, los elementos de deformación del suelo no son independientes unos de los otros y varían de acuerdo con la distribución de reacciones sobre el pilote y suelo respectivamente. Por consiguiente, será necesario considerar al subsuelo como un medio continuo.

Referencias:

- 1) Deméneghi, A. "*Interacción Suelo-Estructura*", Revista Ingeniería, vol. LIII, No. 4, pp 80-90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983
- 2) Deméneghi, A. "*Interacción Estática Suelo-Estructura. Análisis Tridimensional*". Revista Ingeniería. Vol. LXII No. 4, pp 41-48, Facultad de Ingeniería , UNAM, 1992
- 3) Zeevaert, L. "*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*", Van Nostrand Reinhold. 1973
- 4) Zeevaert, L. "*Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*", Editorial Limusa, S.A., 1980.
- 5) Zeevaert, L. "*Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes de Fricción*" DEPMI, México 1990.

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

EJEMPLO DE CALCULO DE CIMENTACION SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCION
CONDICION A LARGO PLAZO

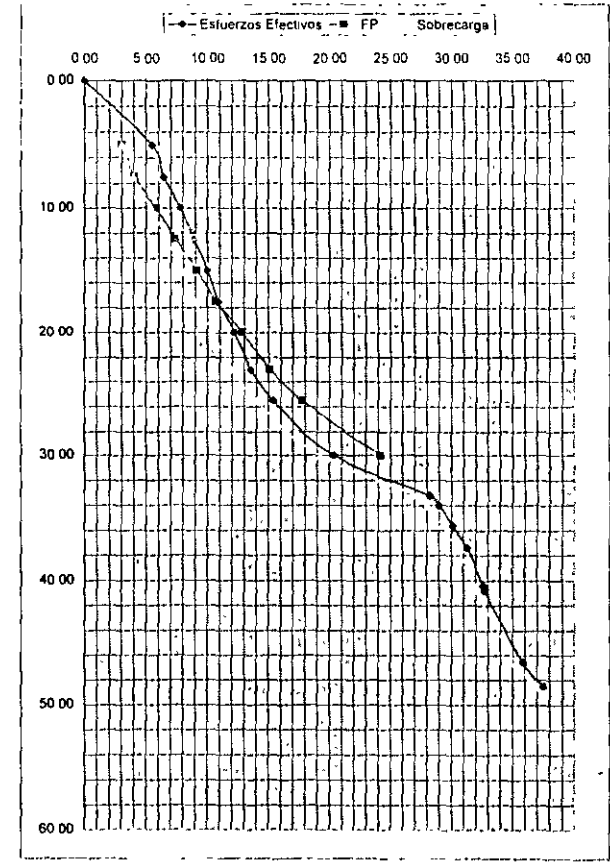
INFORMACION DEL PROBLEMA

AREA DE EXCAVACION
ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m
DISTRIBUCION DE PILOTE UNIFORME
SEPARACION LADO X= 4.333 m
SEPARACION LADO Y= 4.800 m
NUM TOTAL DE PILOTES= 60
DIAM DE LOS PILOTES= 0.4 m
LONG DE LOS PILOTES= 25 m
DESPLANTE DE LA CIM= 5 m
AREA DE CONTACTO= 1,000.00 m²
Características del subsuelo:

Esfzo efect al nivel de desplante= 5.5 ton/m²
Nivel freático= 1.5 m
Subpresion= 3.5 ton/m²
presión total= 9 ton/m²
peso total edificio= 12.5 ton/m²
peso efectivo edificio= 9.00 ton/m²
relación de carga pilote suelo= 2.00
carga que toma el suelo= 3.00 ton/m²
carga que toman los pilotes= 6.00 ton/m²

CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES= 103 ton
Numero de pilotes= 58 sean 60 pilotes
arreglo lado largo= 10
lado corto= 6

Estrato #	De m	A m	c Ton/m ²	φ	qu ton/m ²	prof m	espesor m	σ ton/m ²	lz	Δσ _{exc} ton/m ²	σ _{inst} ton/m ²
1	0.00	0.00	—	—	—	0.00	—	0.00	—	—	—
2	5.00	5.00	—	—	—	5.00	5.00	5.50	1.0000	2.50	3.00
3	7.50	7.50	—	—	5.0	7.50	2.50	6.43	0.9915	2.48	3.95
4	10.00	10.00	—	—	5.0	10.00	2.50	7.80	0.9642	2.41	5.39
5	12.50	12.50	—	—	7.5	12.50	2.50	8.93	0.9184	2.30	6.63
6	15.00	15.00	—	—	7.5	15.00	2.50	10.00	0.8582	2.15	7.85
7	17.50	17.50	—	—	10.0	17.50	2.50	10.90	0.7891	1.97	8.93
8	20.00	20.00	—	—	10.0	20.00	2.50	12.20	0.7167	1.79	10.41
9	23.00	23.00	—	—	12.5	23.00	3.00	13.55	0.6318	1.58	11.97
10	25.50	25.50	—	—	12.5	25.50	2.50	15.40	0.5659	1.41	13.99
11	30.00	30.00	—	—	13.0	30.00	4.50	20.35	0.4623	1.16	19.19
12	33.20	33.20	0.0	38.0	13.0	33.20	3.20	28.20	0.4010	1.00	27.20
13	34.00	34.00	—	—	—	34.00	0.80	29.00	0.3871	0.97	28.03
14	35.80	35.80	—	—	—	35.80	1.60	30.08	0.3611	0.90	29.18
15	37.40	37.40	—	—	—	37.40	1.80	31.30	0.3344	0.84	30.46
16	40.40	40.40	—	—	—	40.40	3.00	32.60	0.2952	0.74	31.86
17	40.80	40.80	—	—	—	40.80	0.40	32.70	0.2904	0.73	31.97
18	46.50	46.50	—	—	—	46.50	5.70	35.80	0.2322	0.58	35.22
19	48.50	48.50	—	—	—	48.50	2.00	37.50	0.2155	0.54	36.96
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—



ttt

0
0

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

CLALCULO DE INFLUENCIAS CON LA PROFUNDIDAD

CHI= 2

DIMENSIONES DE LA CIMENTACION:

LARGO (2L): 40.00 m AREA= 1000 m²

ANCHO (2B): 25.00 m

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE= 5.00 m

COORDENADA X= 0 m Lambda= 40.00 m

PROF m	Z m	Alpha(0)	Phi(1)	Phi(2)	I(z)
0.000	-				-
5.000	0.000	-	0.0000	0.0000	1.0000
7.500	2.500	1.4464	1.4464	-1.4464	0.9915
10.000	5.000	1.3258	1.3258	-1.3258	0.9642
12.500	7.500	1.2120	1.2120	-1.2120	0.9184
15.000	10.000	1.1071	1.1071	-1.1071	0.8582
17.500	12.500	1.0122	1.0122	-1.0122	0.7891
20.000	15.000	0.9273	0.9273	-0.9273	0.7167
23.000	18.000	0.8380	0.8380	-0.8380	0.6318
25.500	20.500	0.7731	0.7731	-0.7731	0.5659
30.000	25.000	0.6747	0.6747	-0.6747	0.4623
33.200	28.200	0.6169	0.6169	-0.6169	0.4010
34.000	29.000	0.6037	0.6037	-0.6037	0.3871
35.600	30.600	0.5789	0.5789	-0.5789	0.3611
37.400	32.400	0.5530	0.5530	-0.5530	0.3344
40.400	35.400	0.5143	0.5143	-0.5143	0.2952
40.800	35.800	0.5095	0.5095	-0.5095	0.2904
46.500	41.500	0.4491	0.4491	-0.4491	0.2322
48.500	43.500	0.4309	0.4309	-0.4309	0.2155

--
--
--
--
--
--

EJEMPLO DE CALCULO DE CIMENTACION SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCION

INFORMACION DEL PROBLEMA	Esfzo efect al nivel de desplante=	5 50	ton/m2
AREA DE EXCAVACION	Nivel freatico=	1 50	m
ANCHO=	25	m	
LARGO=	40	m	
DISTRIBUCION DE PIL UNIFORME	Subpresion=	3 50	ton/m2
SEPARACION LADO X	4 333	m	
SEPARACION LADO Y	4 800	m	
NUM TOTAL DE PILO	60		
DIAM DE LOS PILOTE	0 4	m	
LONG DE LOS PILOTI	25	m	
DESPLANTE DE LA CI	5	m	
AREA DE CONTACTO	1,000 00	m ²	
	peso total edificio=	12 50	ton/m2
	peso efectivo edificio=	9 00	ton/m2
	relación de carga pilote suelo=	2 00	
	carga que toma el suelo=	3 00	ton/m2
	carga que toman los pilotes=	6 00	ton/m2

se analiza el caso de un pilote interior
 área nominal= 20 674 m²
 K_f= 0 333 m³= 0 230 m

longitud del pilote= 25 00 m

Estrato #	prof m	area tribut m2	σ _{res} ton/m2	A _i	B _i	C _i	m _i ton/m2	PF ton	S _z ton/m2	0 3qu ton/m2	ΔPF ton	Corrección por concepto 0 3qu	
												PF corr ton	σ _d ton/m2
0	0 00	--											
1	5 00	7 213	3 00				0 00	0 00	0 00	1 50		0 00	3 00
2	7 50	9 469	3 95	1 0647	0 0647	0 1124	4 21	2 42	1 40	1 50	5 18	2 42	4 07
3	10 00	11 437	5 39	1 0530	0 0530	0 0921	6 12	8 36	2 04	2 25	7 78	8 36	5 79
4	12 50	13 228	6 63	1 0455	0 0455	0 0790	7 87	16 42	2 62	2 25	7 78	16 14	7 41
5	15 00	14 9	7 85	1 0402	0 0402	0 0698	9 63	28 49	3 21	3 00	10 37	26 51	9 14
6	17 50	16 486	8 93	1 0362	0 0362	0 0629	11 26	38 51	3 75	3 00	10 37	36 87	10 71
7	20 00	18 007	10 41	1 0330	0 0330	0 0574	13 33	52 66	4 44	3 75	12 96	49 83	12 82
8	23 00	19 767	11 97	1 0362	0 0362	0 0524	15 65	72 67	5 21	3 75	15 55	65 38	15 13
9	25 50	20 673	13 99	1 0286	0 0286	0 0498	18 45	92 29	6 14	3 90	13 48	78 86	17 60
10	30 00	20 673	19 19	1 0527	0 0527	0 0509	25 88	138 20	8 62	3 90	24 26	103 12	24 18
11	33 20		27 20										
12	34 00		28 03										
13	35 60		29 18										
14	37 40		30 46										
15	40 40		31 86										
16	40 80		31 97										
17	48 50		35 22										
18	48 50		36 96										
19	--		0 00										
20	--		0 00										
21	--		0 00										
22	--		0 00										
23	--		0 00										
24	--		0 00										
25	--		0 00										
26	--		0 00										

por el concepto de fricción

$$\sigma_i = A_i \sigma_{oi} + B_i \sigma_{oi} + C_i \cdot (PF)_i$$

$$(PF)_i = (\sigma - \sigma_{oi}) \cdot \bar{a}_i$$

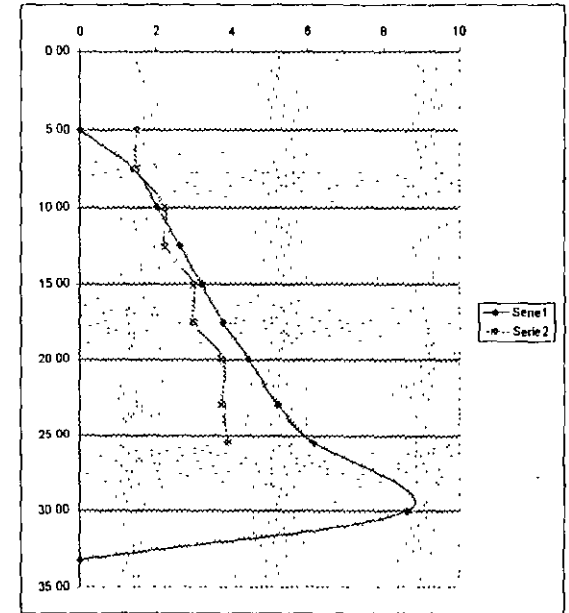
$$A_i = \frac{a_i}{4 \cdot m_i \cdot \Delta z_i}$$

$$B_i = \frac{m_i \Delta z_i}{3 \cdot m_i \Delta z_i}$$

$$C_i = \frac{1}{a_i \cdot m_i \Delta z_i}$$

Por el concepto 0 3qu

$$(PF)_i = \sum \omega(\sigma_{oi}) \Delta Z$$



DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

EJEMPLO DE CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PILOTES PARA RESTRINGIR LA EXPANSION DEL SUELO

INFORMACION DEL PROBLEMA Esfzo efect al nivel de desplante= 5 50 ton/m2

AREA DE EXCAVACION

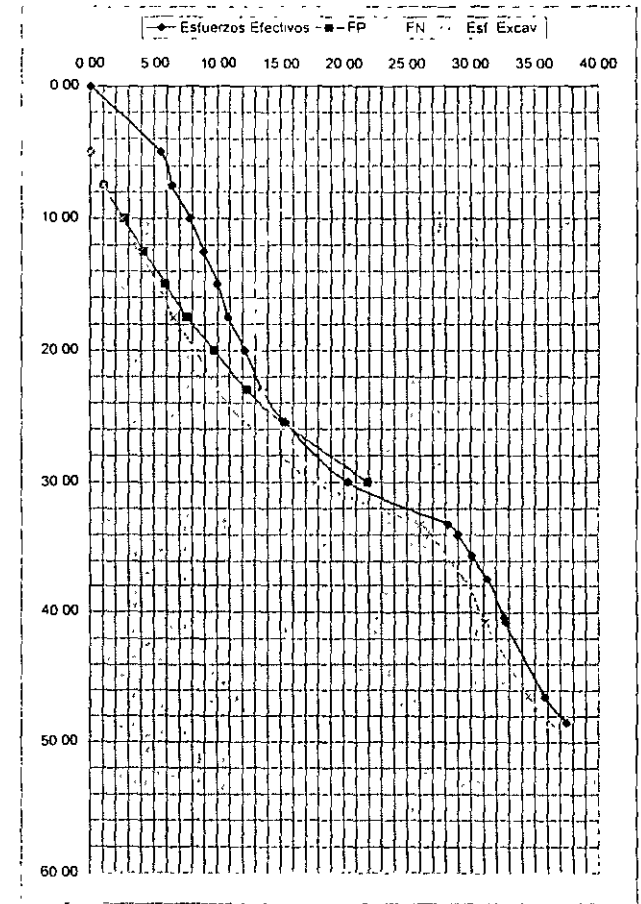
ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m

DISTRIBUCION DE PILOTE UNIFORME

SEPARACION LADO X 4 333 m
SEPARACION LADO Y 4 800 m
NUM TOTAL DE PILOTES 60
DIAM DE LOS PILOTES 0 4 m
LONG DE LOS PILOTES 25 m
DESPLANTE DE LA CIM : 5 m
AREA DE CONTACTO 1,000 00 m²

Características del subsuelo

Estrato #	De m	A m	c Ton/m ²	φ	qu ton/m ²	prof m	espesor m	σ _o ton/m ²	lz	Δσ _{exc} ton/m ²	σ _{test} ton/m ²
1	0 00	5 00	--	--	--	0 00	5 00	5 50	1 0000	5 50	0 00
2	5 00	7 50	--	--	5 0	7 50	2 50	6 43	0 9915	5 45	0 98
3	7 50	10 00	--	--	5 0	10 00	2 50	7 80	0 9642	5 30	2 50
4	10 00	12 50	--	--	7 5	12 50	2 50	8 93	0 9184	5 05	3 88
5	12 50	15 00	--	--	7 5	15 00	2 50	10 00	0 8582	4 72	5 28
6	15 00	17 50	--	--	10 0	17 50	2 50	10 90	0 7891	4 34	6 56
7	17 50	20 00	--	--	10 0	20 00	2 50	12 20	0 7167	3 94	8 26
8	20 00	23 00	--	--	12 5	23 00	3 00	13 55	0 6318	3 48	10 07
9	23 00	25 50	--	--	12 5	25 50	2 50	15 40	0 5659	3 11	12 29
10	25 50	30 00	--	--	13 0	30 00	4 50	20 35	0 4623	2 54	17 81
11	30 00	33 20	--	--	13 0	33 20	3 20	28 20	0 4010	2 21	25 99
12	33 20	34 00	0 0	38 0	--	34 00	0 80	29 00	0 3871	2 13	26 87
13	34 00	35 60	--	--	--	35 60	1 60	30 08	0 3611	1 99	28 09
14	35 60	37 40	--	--	--	37 40	1 80	31 30	0 3344	1 84	29 46
15	37 40	40 40	--	--	--	40 40	3 00	32 60	0 2952	1 62	30 98
16	40 40	40 80	--	--	--	40 80	0 40	32 70	0 2904	1 60	31 10
17	40 80	46 50	--	--	--	46 50	5 70	35 80	0 2322	1 28	34 52
18	46 50	48 50	--	--	--	48 50	2 00	37 50	0 2155	1 19	36 31
19	48 50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
21	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
22	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
23	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
24	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
25	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
26	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



0 -
0

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

CLALCULO DE INFLUENCIAS CON LA PROFUNDIDAD

CHI= 2

DIMENSIONES DE LA CIMENTACION:

LARGO (2L): 40.00 m AREA= 1000 m²

ANCHO (2B): 25.00 m

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE= 5.00 m

COORDENADA X= 0 m Lambda= 40.00 m

PROF m	Z m	Alpha(0)	Phi(1)	Phi(2)	I(z)
0.000	-				
5.000	0.000	-	0.0000	0.0000	1.0000
7.500	2.500	1.4464	1.4464	-1.4464	0.9915
10.000	5.000	1.3258	1.3258	-1.3258	0.9642
12.500	7.500	1.2120	1.2120	-1.2120	0.9184
15.000	10.000	1.1071	1.1071	-1.1071	0.8582
17.500	12.500	1.0122	1.0122	-1.0122	0.7891
20.000	15.000	0.9273	0.9273	-0.9273	0.7167
23.000	18.000	0.8380	0.8380	-0.8380	0.6318
25.500	20.500	0.7731	0.7731	-0.7731	0.5659
30.000	25.000	0.6747	0.6747	-0.6747	0.4623
33.200	28.200	0.6169	0.6169	-0.6169	0.4010
34.000	29.000	0.6037	0.6037	-0.6037	0.3871
35.600	30.600	0.5789	0.5789	-0.5789	0.3611
37.400	32.400	0.5530	0.5530	-0.5530	0.3344
40.400	35.400	0.5143	0.5143	-0.5143	0.2952
40.800	35.800	0.5095	0.5095	-0.5095	0.2904
46.500	41.500	0.4491	0.4491	-0.4491	0.2322
48.500	43.500	0.4309	0.4309	-0.4309	0.2155

--
--
--
--
--
--

0
0
DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS
ANCHO= 25 m
LARGO= 40 m
DISTRIBUCION DE PILOTES: UNIFORME
SEPARACION LADO X 4 333 m
SEPARACION LADO Y 4 800 m
NUM TOTAL DE PILOTES 60
DIAM DE LOS PILOTES 0 4 m
LONG DE LOS PILOTES 25 m
DESPLANTE DE LA CIM 5 m
AREA DE CONTACTO 1,000 00 m²

Esfzo efect al nivel de desplante= 5 50 ton/m2

por el concepto de fricción
 $\sigma_i = A_i \cdot \sigma_n + B_i \cdot \sigma_{v,i} + C_i \cdot (PF)_{i-1}$
 $(PF)_i = (\sigma - \sigma_{v,i}) \cdot \bar{a}_i$

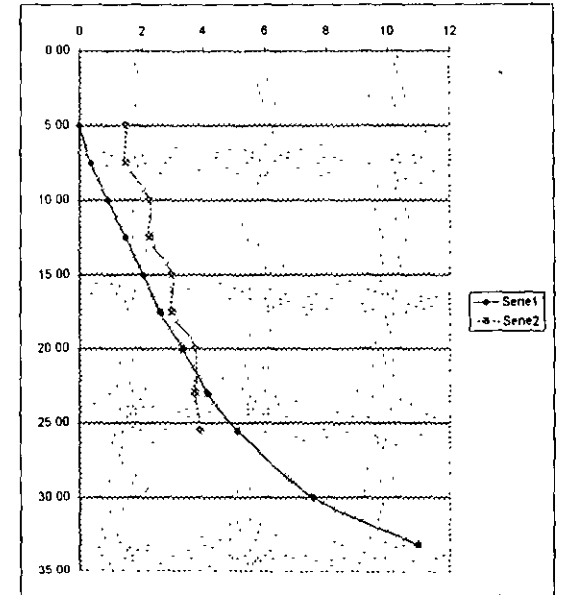
$$A_i = \frac{q_i}{q_i - \sigma_{v,i}}, B_i = \frac{\sigma_{v,i} \cdot \bar{a}_i}{q_i - \sigma_{v,i}}, C_i = \frac{1}{q_i - \sigma_{v,i}}$$

Por el concepto 0 3qu
 $(PF)_i = \sum \omega_i(O_{cl,i}) \Delta Z$

se analiza el caso de un pilote interior
área nominal= 20 673 m2
K ϕ = 0 333 mi= 0 230 m

longitud del pilote= 25 00 m

Estrato #	prof m	área tribut m2	$\sigma_{v,i}$ ton/m2	A _i	B _i	C _i	σ_i ton/m2	PF ton	Sz ton/m2	0 3qu ton/m2	ΔPF ton	Corrección por concepto 0 3qu	
												PF corr ton	σ_u ton/m2
0	0 00												
1	5 00		0 00				0 00	0 00	0 00	1 50		0 00	0 00
2	7 50	9 469	0 98	1 0647	0 0647	0 1124	1 04	0 60	0 35	1 50	5 18	0 60	1 01
3	10 00	11 437	2 50	1 0530	0 0530	0 0921	2 74	2 77	0 91	2 25	7 78	2 77	2 63
4	12 50	13 228	3 88	1 0455	0 0455	0 0790	4 40	6 88	1 46	2 25	7 78	6 88	4 21
5	15 00	14 900	5 28	1 0402	0 0402	0 0698	6 15	12 95	2 05	3 00	10 37	12 95	5 91
6	17 50	16 486	6 56	1 0362	0 0362	0 0629	7 83	20 99	2 61	3 00	10 37	20 99	7 58
7	20 00	18 007	8 26	1 0330	0 0330	0 0574	9 99	31 25	3 33	3 75	12 96	31 25	9 77
8	23 00	19 767	10 07	1 0352	0 0362	0 0524	12 44	46 74	4 14	3 75	15 55	46 80	12 34
9	25 50	20 673	12 29	1 0286	0 0286	0 0498	15 32	62 71	5 10	3 90	13 48	60 28	15 20
10	30 00	20 673	17 81	1 0527	0 0527	0 0509	22 75	102 14	7 58	3 90	24 26	84 54	21 90
11	33 20	20 673	25 99	1 0369	0 0369	0 0502	32 92	143 14	10 96				
12	34 00		26 87										
13	35 60		28 09										
14	37 40		29 46										
15	40 40		30 98										
16	40 80		31 10										
17	46 50		34 52										
18	48 50		36 31										
19	--		0 00										
20	--		0 00										
21	--		0 00										
22	--		0 00										
23	--		0 00										
24	--		0 00										
25	--		0 00										
26	--		0 00										



281

0
0

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

EJEMPLO DE CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PILOTES PARA RESTRINGIR LA EXPANSION DEL SUELO

INFORMACION DEL PROBLEMA: Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m²

AREA DE EXCAVACION:

ANCHO= 25 m

LARGO= 40 m

Se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 20.673 m²

K_φ= 0.333 m_i= 0.220 m

= 15.40 ton/m²

en la punta del pilote:

= 17.81 ton/m²

NF= 46.80 ton

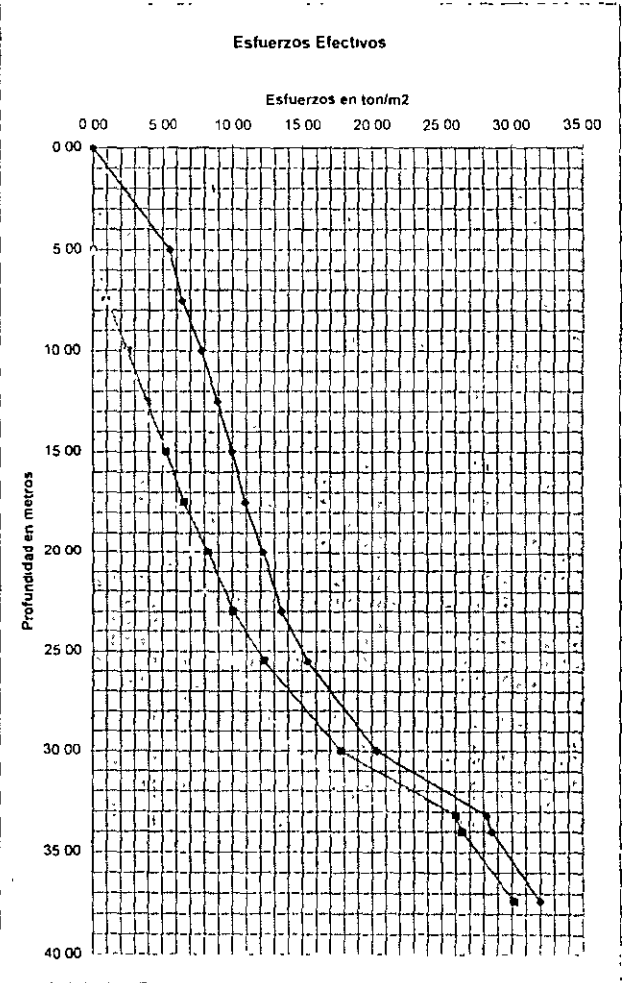
Estrato #	prof m	área tribut. m ²	σ _o ton/m ²	A _i	B _i	C _i	σ _i ton/m ²	NF ton
0	0.00	0.000	0.00					
1	5.00	0.000	5.50					
2	7.50	9.469	6.43	1.0616	0.0616	0.1121	16.45	-94.89
3	10.00	11.437	7.80	1.0504	0.0504	0.0918	14.61	-77.83
4	12.50	13.228	8.93	1.0433	0.0433	0.0789	13.64	-62.32
5	15.00	14.900	10.00	1.0383	0.0383	0.0697	13.19	-47.58
6	17.50	16.486	10.90	1.0345	0.0345	0.0627	12.92	-33.24
7	20.00	18.007	12.20	1.0380	0.0380	0.0576	13.25	-18.87
8	23.00	19.767	13.55	1.0286	0.0286	0.0520	13.61	-1.17
9	25.50	20.673	15.40	1.0502	0.0502	0.0508	14.70	14.38
10	30.00	20.673	20.35				18.09	46.80
11	33.20	20.673	28.20					
12	34.00		29.00					
13	35.60		30.08					
14	37.40		31.30					
15	40.40		32.60					
16	40.80		32.70					
17	46.50		35.80					
18	48.50		37.50					

PROGRAMA DE DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

TIPO DE CALCULO DE CIMENTACION CON PILOTES APOYADOS DE PUNTA

DESCRIPCION DEL PROBLEMA Esfzo efect al nivel de desplante= 5.50 ton/m²
 CARGA TOTAL DEL EDIFICIO 12500 1
 PROFUNDIDAD DE EXCAVACION
 ANCHO= 25 m Diametro en la punta = 0.5 m
 LARGO= 40 m AREA PILOTE= 0.196 m²
 DISTRIBUCION DE PILOTE: UNIFORME
 CANTIDAD CADA LADO X 4.333 m AREA NOMINAL= 17.237 m²
 CANTIDAD CADA LADO Y 4.000 m
 CANTIDAD TOTAL DE PILOTES 70
 CANTIDAD DE LOS PILOTES 0.35 m
 CANTIDAD DE LOS PILOTES 27.2 m
 CANTIDAD DE LOS PILOTES 5 m
 AREA DE CONTACTO 1.0000 m²
 Caracteristicas del subsuelo
 PROFUNDIDAD FREATICO 11.5 m

Estrato #	De m	A m	c Ton/m ²	φ	qu ton/m ²	prof m	espesor m	σ _v ton/m ²	lz	Δσ ton/m ²	σ _{test} ton/m ²	ΔAσ ton/m
1	0.00	5.00				0.00		0.00				
2	15.00	7.50			5.0	5.00	5.00	5.50	1.0000	5.50	0.00	
3	17.50	10.00			5.0	7.50	2.50	6.43	0.9915	5.45	0.98	1.2211402
4	10.00	12.50			5.0	10.00	2.50	7.80	0.9642	5.30	2.50	4.3425319
5	12.50	15.00			7.5	12.50	2.50	8.93	0.9184	5.05	3.88	7.9695858
6	15.00	17.50			10.0	15.00	2.50	10.00	0.8582	4.72	5.28	11.448168
7	17.50	20.00			10.0	17.50	2.50	10.60	0.7891	4.34	6.56	14.800136
8	20.00	23.00			12.5	20.00	2.50	12.20	0.7167	3.94	8.26	18.522646
9	23.00	25.50			12.5	23.00	3.00	13.55	0.6318	3.48	10.07	27.499467
10	25.50	30.00			13.0	25.50	2.50	15.40	0.5659	3.11	12.29	27.953249
11	30.00	33.20			13.0	30.00	4.50	20.35	0.4623	2.54	17.81	67.713204
12	33.20	34.00	0.0	38.0	13.0	33.20	3.20	28.20	0.4010	2.21	25.99	70.082883
13	34.00	37.40				34.00	0.80	28.60	0.3871	2.13	26.47	20.986169
14	37.40	40.40				37.40	3.40	32.00	0.3344	1.84	30.16	96.273692
15	40.40	40.80				40.40	3.00	32.60	0.2952	1.62	30.98	91.70619
16	40.80	46.50				40.80	0.40	32.70	0.2904	1.60	31.10	12.415911
17	46.50	46.50				46.50	5.70	35.60	0.2322	1.28	34.52	187.03337
18	46.50	48.50				48.50	2.00	37.50	0.2155	1.19	36.31	70.83737



730 80571

estimacion de la capacidad de carga

estrato resistente de 33.20 a 37.40 m

b21

alivio de esfuerzos por excavacion a 5.00 m $\sigma_{od} = 5.50$ ton/m²
 25x40 m con el pilote a 34 m $l_z = 0.3871$ $\Delta\sigma_{exc} = 2.13$ ton/m²
 por lo tanto $\sigma_{od} = 28.60$ ton/m² $\sigma_{test\ od} = 26.47$ ton/m²

Tomar en cuenta la friccion negativa la capacidad de carga para

y $c = 0.00$ t/m²
 $\phi = 38.00$ grados $Dr = 0.8$
 $N^*q = 107.70$ $N^*q = 61.5$
 $le = 0.80$ m $hm = 3.0$ m
 $Nq = 73.82$
 $Nq = N^*q + (N^*q - N^*q) * le / hm$
 $Q_{pu} = 1.3 * (\sigma_{test\ od} * Nq) * (Dr + 0.1) * A_p$
 $Q_{pu} = 414.4$ t
 $Q_a = 138.1$ t
 PESO EFECTIVO DEL EDIFICIO 9000 t arreglo
 Numero de pilotes = 65 pil, sean 70 lado largo 10
 Separación lado $\lambda = 4.333$ m lado corto
 Separación lado $\beta = 4.000$ m

ando en cuenta la friccion negativa, se tiene

Esf. Efect. Al nivel superior estrato resistente 21.32 t/m²
 Esf. Efect. Al nivel de la punta del pilote 21.80 t/m²

incremento de esfuerzos por friccion positiva en la parte empotrada del pilote

$$m = K_{\phi} * (le/2) * (w/a)$$

$$\Delta\sigma = m / (1 - m) * (\sigma_{oi} - \sigma_{od})$$

$m = 0.0127453$
 $\Delta\sigma = 0.557$ t/m²
 $FP = 9.60$ t

$Q_u = 359.57$ t
 $Q_a = 99.24$ t
 Numero de pilotes corregido 91

0
0

TALLER DE DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS
CLALCULO DE INFLUENCIAS CON LA PROFUNDIDAD

CHI= 2

DIMENSIONES DE LA CIMENTACION:

LARGO (2L): 40.00 m AREA= 1000 m²
 ANCHO (2B): 25.00 m
 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE= 5.00 m
 COORDENADA X= 0 m Lambda= 40.00 m

PROF m	Z m	Alpha(0)	Phi(1)	Phi(2)	I(z)
0.000	-				-
5.000	0.000	-	0.0000	0.0000	1.0000
7.500	2.500	1.4464	1.4464	-1.4464	0.9915
10.000	5.000	1.3258	1.3258	-1.3258	0.9642
12.500	7.500	1.2120	1.2120	-1.2120	0.9184
15.000	10.000	1.1071	1.1071	-1.1071	0.8582
17.500	12.500	1.0122	1.0122	-1.0122	0.7891
20.000	15.000	0.9273	0.9273	-0.9273	0.7167
23.000	18.000	0.8380	0.8380	-0.8380	0.6318
25.500	20.500	0.7731	0.7731	-0.7731	0.5659
30.000	25.000	0.6747	0.6747	-0.6747	0.4623
33.200	28.200	0.6169	0.6169	-0.6169	0.4010
34.000	29.000	0.6037	0.6037	-0.6037	0.3871
37.400	32.400	0.5530	0.5530	-0.5530	0.3344
40.400	35.400	0.5143	0.5143	-0.5143	0.2952
40.800	35.800	0.5095	0.5095	-0.5095	0.2904
46.500	41.500	0.4491	0.4491	-0.4491	0.2322
48.500	43.500	0.4309	0.4309	-0.4309	0.2155

--
--
--
--
--
--

fricción negativa $(\sigma_i < \sigma_{oi})$

Caso 1. de la cabeza del pilote a la punta

$$A_i = \frac{a_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i}, \quad B_i = \frac{m_i \cdot \Delta z_i}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i}, \quad C_i = \frac{1}{a_i + m_i \cdot \Delta z_i}$$

$$\sigma_i = A_i \cdot \sigma_{oi} - B_i \cdot \sigma_{i-1} - C_i \cdot (NF)_{i-1}$$

$$(NF)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i, \quad (NF)_{i-1} = \sigma_{i-1}$$

Se analiza el caso de un pilote interior

área nominal= 17.237 m²

K ϕ = 0.333 mi= 0.192 m

σ_{oi} = 0.00 ton/m²

condiciones de frontera:

σ_i = 0.00 ton

NF= 0.00 ton

Estrato #	prof m	a _{ez} m ²	σ_{test} ton/m ²	A _i	B _i	C _i	σ_i ton/m ²	NF ton
0	0.00							
1	5.00	6.178	0.00				0	0
2	7.50	8.111	0.98	0.9441	0.0559	0.1164	0.92	0.44
3	10.00	9.794	2.50	0.9532	0.0468	0.0973	2.29	1.99
4	12.50	11.323	3.88	0.9593	0.0407	0.0847	3.46	4.75
5	15.00	12.750	5.28	0.9637	0.0363	0.0756	4.60	8.63
6	17.50	14.102	6.56	0.9670	0.0330	0.0686	5.60	13.53
7	20.00	15.399	8.26	0.9697	0.0303	0.0630	6.99	19.58
8	23.00	16.898	10.07	0.9670	0.0330	0.0572	8.39	28.45
9	25.50	17.236	12.29	0.9729	0.0271	0.0564	10.12	37.35
10	30.00	17.236	17.81	0.9522	0.0478	0.0552	14.41	58.57
11	33.20	17.236	25.99	0.9655	0.0345	0.0560	21.32	80.54
12	34.00		26.47					
13	37.40		30.16					
14	40.40							
15	40.80							
16	46.50							
17	48.50							
18	--							
19	--							
20	--							
21	--							
22	--							
23	--							
24	--							
25	--							
26	--							

PROYECTO: EDIFICIO
 DETERMINACION DE ESTRATOS Y VALORES DEL MODULO DE RIGIDEZ

ESTRATO No.	DE m	A m	PRUEBA No	d m	Efectivo			Confinamiento						
					Za m	S ton/m2	v	Sigma C ton/m2	μ Kg/cm2	Co	n	μ Ton/m2	γ ton/m3	ρ ts ² /m ⁴
1	0.00	1.50		1.50	0.75	1.50	0.25	0.083				800.0	1.600	0.183
2	1.50	5.00	T-1	3.50	3.25	4.30	0.30	0.266				710.0	1.620	0.165
3	5.00	7.50	T-2	2.50	6.25	6.10	0.30	0.378				380.0	1.410	0.144
4	7.50	10.00	T-4	2.50	8.75	7.00	0.35	0.485				278.0	1.170	0.119
5	10.00	12.50	T-4	2.50	11.25	7.90	0.35	0.547				280.0	1.190	0.121
6	12.50	15.00	T-5	2.50	13.75	9.50	0.35	0.658				350.0	1.230	0.125
7	15.00	17.50	T-6	2.50	16.25	10.50	0.35	0.727				368.0	1.200	0.122
8	17.50	20.00	T-7	2.50	18.75	11.60	0.35	0.803				450.0	1.200	0.122
9	20.00	23.00	T-8	3.00	21.50	12.80	0.35	0.886				395.0	1.220	0.124
10	23.00	25.50	T-10	2.50	24.25	14.50	0.35	1.004				560.0	1.210	0.123
11	25.50	30.00	T-11	4.50	27.75	17.50	0.35	1.212				1,440.0	1.220	0.124
12	30.00	33.20	T-12	3.20	31.60	24.20	0.35	1.675				1,220.0	1.230	0.125
13	33.20	34.00		0.80	33.60	28.70	0.25	1.594				2,000.0	1.680	0.171
14	34.00	35.60		1.60	34.80	29.50	0.25	1.639				2,000.0	1.680	0.171
15	35.60	37.40		1.80	36.50	30.80	0.25	1.711				2,000.0	1.680	0.171
16	37.40	40.40	T-13	3.00	38.90	32.00	0.35	2.215				1,340.0	1.300	0.133
17	40.40	40.80		0.40	40.60	32.60	0.25	1.811				2,000.0	1.970	0.191
18	40.80	46.50	T-14	5.70	43.65	34.10	0.35	2.361				1,600.0	1.340	0.137
19	46.50	48.50		2.00	47.50	36.60	0.25	2.033				3,000.0	1.700	0.173
.	48.50													

PERIODO DE VIBRACION EN SUELO

METODO DE LAS CELERIDADES

SIMBOLOS

z	PROF. BASE DEL ESTRATO	(AO)	ACELERACION ORBITAL
(d)	ESPESOR DEL ESTRATO	(Vo)	VELOCIDAD ORBITAL
m	MODULO DINAMICO DE	(s)	ESFUERZO EFECTIVO
r	MASA UNITARIA DEL SU	w	FRECUENCIA CIRCULAR
n	RELACION DE PISON		
Cz	CELERIDAD POR ESTRATO		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SUELO	Z	d	σ	μ	ρ	v	Cz	4(d/Cz)	d*Cz
	m	m	Ton/m ²	Ton/m ²	Ts ² /m ⁴		m/seg	seg	m ² /seg
SURF	0.00	0	0.00						
1	1.50	1.50	3.00	800	0.183	0.25	66.030	0.091	99.0
2	5.00	3.50	5.50	710	0.165	0.30	65.570	0.214	229.5
3	7.50	2.50	6.43	380	0.144	0.30	51.418	0.194	128.5
4	10.00	2.50	7.80	278	0.119	0.35	48.280	0.207	120.7
5	12.50	2.50	8.93	280	0.121	0.35	48.044	0.208	120.1
6	15.00	2.50	10.00	350	0.125	0.35	52.834	0.189	132.1
7	17.50	2.50	10.90	368	0.122	0.35	54.849	0.182	137.1
8	20.00	2.50	12.20	450	0.122	0.35	60.653	0.165	151.6
9	23.00	3.00	13.55	395	0.124	0.35	56.358	0.213	169.1
10	25.50	2.50	15.40	560	0.123	0.35	67.381	0.148	168.5
11	30.00	4.50	20.35	1,440	0.124	0.35	107.606	0.167	484.2
12	33.20	3.20	28.20	1,220	0.125	0.35	98.642	0.130	315.7
13	34.00	0.80	29.00	2,000	0.171	0.25	108.067	0.030	86.5
14	35.60	1.60	30.08	2,000	0.171	0.25	108.067	0.059	172.9
15	37.40	1.80	31.30	2,000	0.171	0.25	108.067	0.067	194.5
16	40.40	3.00	32.60	1,340	0.133	0.35	100.558	0.119	301.7
17	40.80	0.40	32.70	2,000	0.191	0.25	102.430	0.016	41.0
18	46.50	5.70	35.80	1,600	0.137	0.35	108.229	0.211	616.9
19	48.50	2.00	37.50	3,000	0.173	0.25	131.574	0.061	263.1
SUMA		48.50						2.671	3932.7

VALORES SUPERFICIALES APROXIMADOS

PERIODO	T=	2.671	seg	Ao=	1.000	m/seg ²
FRECUENCIA CIRCULAR	w=	2.353	1/seg	(Vo)=	0.425	m/seg
CELERIDAD MEDIA	Czo=	81.087	m/seg			
DEFORM UNITARIA	(e)=	0.00524				

TABLA 2

SHEAR WAVE IN LAYERED SUBSOIL

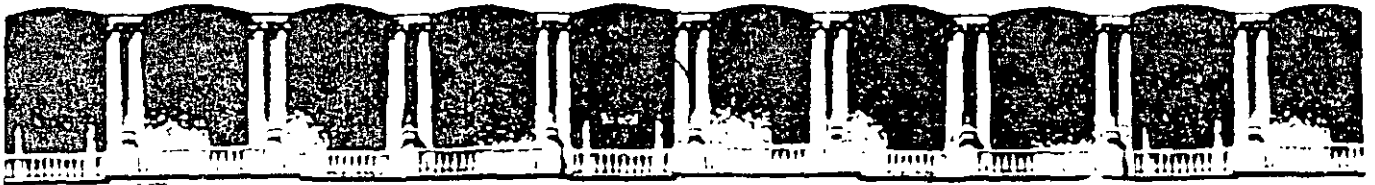
SHWLS299

D - 20

LIST OF SYMBOLS:

- d: Stratum thickness
- μ : Shear modulus
- ρ : Unit density
- δ : Displacement in YZ
- Acc: Orbital acceleration
- (tau)yz: Shear stress in YZ
- (tau)yx: Shear stress in YX
- z: Depth at centre stratum

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15						
E ORBITAL VALUES																				
AVE. CELERITY		Cz	49.722	m/sec	F. DISPLACEMENT			Vo	0.3793	M/sec	Tinic. =	2.671	seg							
											$\omega =$	2.6366	rad/seg							
											Tfinal =	2.3831	seg							
SOIL	z	d	μ	ρ	Cz	Czxd	Ni	Ai	Bi	Ci	δ	(tau)yz	Az	(tau)yx	δ					
		m	Ton/m2	mass	m/sec											m	T/m2	m/sec2	T/m2	mX10-1
SURF.	0.00										0.1439	0.00	1.000	4.58694	1.439					
1	1.50	1.50	800	0.183	66.0	99.05	0.001	0.998	0.002	0.96	0.1436	0.27	0.998	4.02057	1.436					
2	5.00	3.50	710	0.165	65.6	229.50	0.005	0.990	0.005	2.01	0.1408	0.85	0.979	2.61361	1.408					
3	7.50	2.50	380	0.144	51.4	128.55	0.004	0.992	0.007	1.25	0.1341	1.19	0.932	1.85578	1.341					
4	10.00	2.50	278	0.119	48.3	120.70	0.005	0.991	0.009	1.04	0.1222	1.46	0.850	1.66195	1.222					
5	12.50	2.50	280	0.121	48.0	120.11	0.005	0.991	0.009	1.05	0.1082	1.70	0.752	1.66338	1.082					
6	15.00	2.50	350	0.125	52.8	132.09	0.004	0.992	0.007	1.09	0.0952	1.92	0.662	1.44267	0.952					
7	17.50	2.50	368	0.122	54.8	137.12	0.004	0.993	0.007	1.06	0.0816	2.11	0.567	1.35753	0.816					
8	20.00	2.50	450	0.122	60.7	151.63	0.003	0.994	0.006	1.06	0.0694	2.27	0.482	0.95306	0.694					
9	23.00	3.00	395	0.124	56.4	169.07	0.005	0.990	0.008	1.30	0.0516	2.43	0.359	0.88806	0.516					
10	25.50	2.50	560	0.123	67.4	168.45	0.002	0.995	0.004	1.07	0.0405	2.52	0.282	1.14382	0.405					



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

5. Estabilidad de taludes

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructores:
M. en I. Reginaldo Hernández Romero
Ing. Sergio Herrera Castañeda

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

**NOTAS SOBRE
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

**Jorge E. Alva Hurtado
Profesor Principal
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Ingeniería**

Febrero, 1194

INDICE

- INTRODUCCION
- CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.
- PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES.
- ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACION GEOTECNICA
- UTILIZACION DE ABACOS
- ANALISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD
- METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES
- REFERENCIAS

INTRODUCCION

El propósito de estas notas es proporcionar una visión simple y práctica sobre los problemas de estabilidad de taludes. Las notas cubren los siguientes aspectos: a) Características y Aspectos Críticos de Varios Tipos de Problemas de Estabilidad de Taludes, b) Procedimientos de Investigación y Diseño de Taludes, c) Estudio Geológico e Investigación Geotécnica, d) Utilización de Abacos en Estabilidad de Taludes, e) Análisis Detallado de Estabilidad y f) Métodos de Estabilización de Taludes.

Estas notas pretenden enfocar el análisis de estabilidad de manera general. Se presentan las referencias para el estudio posterior de los procedimientos analíticos avanzados existentes en la literatura especializada. Estas notas no cubren problemas especiales de estabilidad de taludes especializados, como el análisis y diseño de presas de tierra o el análisis de estabilidad durante terremotos. Se recomienda en dichos casos estudiar las referencias presentadas.

El contenido de estas notas ha seguido muy de cerca las siguientes publicaciones: Duncan J.M. y Buchignani A. L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley y Duncan J.M. (1977), "Slope Stability Analysis", Notes for Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams, University of California, Berkeley.

CARACTERISTICAS Y ASPECTOS CRITICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

TERRAPLENES GRANULARES CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA

La estabilidad de los terraplenes de relleno constituidos por gravas, arenas y limos depende de:

- a) Angulo de fricción interna del material, $\bar{\phi}$;
- b) La pendiente del terraplén;
- c) El peso unitario del terraplén γ ;
- d) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento superficial que puede ser analizado utilizando métodos simples de análisis de pendiente infinita.

Los valores de $\bar{\phi}$ para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas. La presión de poros debido a infiltraciones de agua reduce la estabilidad del terraplén.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión de las aguas superficiales; se deben instalar cunetas de drenaje, banquetas y plantar vegetación en dichos taludes para reducir la velocidad del agua de escorrentía y retardar la erosión. Los taludes saturados en materiales granulares están sujetos a licuación y flujo de tierra; los taludes secos a asentamientos y derrumbés. Se necesitan densidades relativas mayores del 50% para asegurar la estabilidad sísmica.

TERRAPLENES COHESIVOS CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA

La estabilidad de terraplenes de suelos cohesivos, tales como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de:

- a) La resistencia al cortante (c, ϕ ó $\bar{c}, \bar{\phi}$);
- b) El peso unitario del material;
- c) La altura del terraplén;
- d) La pendiente del mismo γ ;
- e) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la superficie del terreno firme.

Con respecto a los terraplenes construidos con suelos cohesivos que drenan muy lentamente, puede ser necesario analizar la estabilidad para varias condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo ($\phi = 0$)**. Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia c y ϕ . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad y contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.

Las presiones de agua externa tienen un efecto estabilizador en los taludes; deben ser tomadas en cuenta tanto en el análisis con esfuerzos totales como esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo**. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales drenados (CD ó S), o ensayos de corte directo, o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de la presión de poros ($\bar{C}U$ ó \bar{R}) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros \bar{c} y $\bar{\phi}$.

Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.** Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos en ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. La resistencia no drenada a la presión de consolidación, sin usar los valores de c y ϕ .

El análisis de estabilidad se ejecuta con la determinación, para cada punto a través del cual pasa la superficie de falla, del esfuerzo efectivo antes del desembalse o cambio de carga. El esfuerzo efectivo determinado es la presión de consolidación, que determina la resistencia no drenada en dicho punto. Con las resistencias determinadas en los puntos a lo largo de la superficie de falla, se analiza la estabilidad con el método de esfuerzos totales.

Las presiones de poro no se consideran explícitamente en el análisis. Dichos efectos están considerados en la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

TERRAPLENES EN TERRENO BLANDO

La estabilidad de terraplenes construídos en terreno blando depende se:

- a) La resistencia al corte del terraplén, caracterizada por los parámetros c , ϕ ó \bar{c} , $\bar{\phi}$;
- b) El peso unitario del terraplén;
- c) La altura del terraplén;
- d) El ángulo del talud;
- e) La resistencia al corte de la cimentación, caracterizada por los parámetros c ó \bar{c} y ϕ ó $\bar{\phi}$; y
- f) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítica es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la parte superior de un estrato resistente en la cimentación. Una gran parte de la superficie de falla se localiza dentro de la cimentación, especialmente cuando el terreno blando es profundo, y por lo tanto la estabilidad del terraplén depende de la resistencia al cortante de la cimentación.

Usualmente la condición a corto plazo en terraplenes en terreno blando es la más crítica, ya que la cimentación se consolida con el peso del terraplén,

ganando resistencia con el tiempo. Sin embargo, puede ser necesario analizar también la estabilidad para otras condiciones de presión de poros.

- 1) **Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo.**- Si el terraplén es granular, su resistencia debe ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de fricción a ser usados en el análisis deben determinarse de ensayos triaxiales drenados o corte directo, o por correlaciones con densidad relativa, granulometría y forma de partículas. Las presiones de poro en material granular se pueden determinar por medio de redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el terraplén está constituido por suelo cohesivo de baja permeabilidad, su resistencia a corto plazo deberá tratarse en términos de esfuerzos totales. Su resistencia puede determinarse por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

La cimentación en arcilla blanda tiene baja permeabilidad, por lo que durante la construcción no hay disipación de presión de poros. En estas condiciones la resistencia al corte de la arcilla deberá ser tratada en términos de esfuerzo totales y su valor determinado de ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes inalterados.

En arcillas saturadas el valor de la fricción es cero para ensayos no consolidados – no drenados, por lo que su resistencia no drenada es igual a la cohesión. Dicho parámetro también puede ser determinado de ensayos de compresión no confinada o veleta, con las correcciones respectivas.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis de esfuerzos totales, pero sus efectos en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, las presiones de poro en los especímenes de laboratorio serán las mismas que en el campo, donde los esfuerzos totales son iguales; el uso de parámetros de resistencia en esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones no drenadas a corto plazo.

Las presiones de agua externas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea en esfuerzos totales o en esfuerzos efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.**- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia del terraplén y la cimentación obtenidos de ensayos triaxiales drenados (CD ó S) o consolidados – no drenados con medición de presión de poros (\overline{CU} ó \overline{R}), o ensayos de corte directo. Los especímenes de la cimentación deberán ser inalterados y los del terraplén deberán ser compactados a las condiciones de campo.

Las presiones de poro son gobernadas por condiciones de infiltración constante y se determinan por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deberán ser incluidas en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.**- Esta condición se analiza con métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte de terraplén y cimentación obtenidas de ensayos consolidados – no drenados (CU ó R). La interpretación y procedimiento de análisis es similar al presentado para terraplenes en suelo firme.

TALUDES EN EXCAVACIONES.- La estabilidad de una excavación depende de:

- a) La resistencia del terreno donde se excava el talud, caracterizada por sus parámetros de resistencia c y ϕ ó \bar{c} y $\bar{\phi}$;
- b) El peso unitario del terreno;
- c) La altura del talud;
- d) La pendiente del talud y
- e) La presión de poros

El mecanismo de falla crítico es usualmente una superficie profunda en terrenos cohesivos homogéneos, y un deslizamiento superficial en terrenos granulares homogéneos. En taludes heterogéneos la superficie crítica puede ser superficial ó profunda, dependiendo de la resistencia y el perfil del terreno

La estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación en terrenos cohesivos es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, debido a que el terreno cercano a la excavación se expande bajo la reducción de esfuerzos, quedando más débil con el tiempo. Sin embargo, será necesario analizar la estabilidad de excavaciones para diferentes condiciones de la presión de poros:

- 1) **Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo.**- Si el talud se excava total o parcialmente en talud granular, sin desarrollo de exceso de presión de poros al final de la construcción, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos.

Los valores de $\bar{\phi}$ deberá ser determinados por ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas. Las presiones de poro son las de infiltración constante y pueden ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales. Dichas resistencias se determinan por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión es la resistencia no drenada y puede ser determinada además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

Las presiones de poros internas no se consideran explícitamente en este análisis, los efectos de la presión de poros en ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Las presiones de poro inducidas en especímenes inalterados serán las mismas que en el campo en lugares donde los esfuerzos totales son los mismos, el uso de parámetros de resistencia en función de esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones a corto plazo, no drenadas

Las presiones de agua externas deben ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea realizado en función de esfuerzos totales o efectivos.

- 2) **Condición a Largo Plazo.**- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (CD ó S), consolidados – no drenados con medición de presión de poros ($\bar{C}U$ ó \bar{R}) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.

- 3) **Condición de Desembalse Rápido o Similar.**- Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes inalterados. La interpretación de los ensayos y los procedimientos de análisis son similares a los descritos en el caso de terraplenes en suelo firme.

LADERAS NATURALES.- Si una ladera natural se modifica por cortes y rellenos, será necesario analizar la estabilidad de la misma para las diferentes condiciones de la presión de poros. Los terraplenes en laderas naturales pueden ser tratados de acuerdo a los procedimientos de terraplenes descritos anteriormente y los cortes o excavaciones en laderas naturales pueden ser analizados siguiendo los procedimientos descritos para taludes en excavaciones.

Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

La resistencia puede ser determinada utilizando ensayos triaxiales drenados (CD ó S); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de presión de poros (\overline{CU} ó \overline{R}). Las presiones de poro pueden ser determinadas por mediciones de campo o utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y presiones de agua externas deben ser incluidas en el análisis

TALUDES CON PROBLEMAS ESPECIALES.- Existen diferentes tipos de terreno que presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

Arcillas Duras Fisuradas y Lutitas: La resistencia cortante de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico). Existe evidencia que en este tipo de suelo, las fallas de los taludes pueden ser del tipo progresivo y que en un período largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

Loess: Debido a que este tipo de depósito contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que disurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud. Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

Suelos Residuales: Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión. Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy difícil. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.

Arcillas Altamente Sensibles: Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

PROCEDIMIENTOS DE INVESTIGACION Y DISEÑO DE TALUDES

Dependiendo del tipo de talud y el tiempo y recursos destinados a la investigación de campo y al análisis, existen diferentes procedimientos de investigación y diseño de taludes. Existen tres procedimientos usuales, que representan niveles de complejidad y costo.

- 1) Uso de observación de campo y experiencia, sin sondajes, ni ensayos de laboratorio, ni análisis de estabilidad.
- 2) Uso de cálculos de estabilidad mediante ábacos, en combinación con observaciones de campo y un número mínimo de sondajes y ensayos de laboratorio.
- 3) Uso de cálculos detallados de estabilidad, en combinación con un programa amplio de investigación de campo y ensayos de laboratorio.

Observación de Campo. - Se diseñan los taludes en base a la observación de campo de taludes existentes en la misma área y del mismo tipo de suelo. Este procedimiento se aplica cuando el costo de perforaciones y ensayos de laboratorio es mayor que el costo de reparar la falla del talud.

El primer paso consiste en revisar los mapas geológicos existentes y un reconocimiento de la geología. Especialmente se estudia evidencias de infiltraciones, topografía y condiciones de taludes aledaños. También deben anotarse el tipo y condiciones de la vegetación existente, la cobertura y la posible inclinación de los árboles.

Usualmente se preparan gráficos de campo para los taludes en donde se anotan los taludes estables e inestables en base a sus alturas y pendientes. Para la preparación de este tipo de gráfico deben inventariarse los deslizamientos y taludes estables de la zona.

Uso de Abacos. - Este procedimiento se emplea en los análisis de tipo preliminar. Sin embargo algunos ábacos disponibles hacen posible un análisis muy preciso para ciertas condiciones. Existen ábacos que consideran efectos de sobrecarga, grietas de tensión, sumergencia, infiltración y aumento de resistencia al cortante con la profundidad.

En la mayoría de los casos se puede obtener con los ábacos una aproximación del 15% en el factor de seguridad. Por lo tanto, cuando no se tienen datos suficientes de resistencia del terreno y condiciones de campo, el uso de ábacos puede ser suficientemente aproximado.

El uso de ábacos se emplea para comparar alternativas, el chequeo del análisis detallado de estabilidad y análisis retrospectivo de taludes.

Análisis Detallado.- Una investigación detallada de estabilidad incluye el estudio geológico, observación de campo, sondajes de exploración, ensayos de laboratorio y cálculos detallados de estabilidad. El análisis puede realizarse manualmente o por computadora. Los ábacos de estabilidad pueden utilizarse en estudios preliminares o chequeo del análisis final

Estudios de observación de campo pueden ejecutarse para comprobar el comportamiento del talud, determinar la zona de falla y chequear los métodos de estabilización utilizados.

ESTUDIO GEOLOGICO E INVESTIGACION GEOTECNICA

Se realizan estudios geológicos detallados e investigaciones de sitio para obtener la información requerida para el análisis de nuevos taludes y el planeamiento de medidas correctivas en deslizamientos. El primer paso en el programa de exploración de campo es realizar un reconocimiento geológico, incluyendo un mapeo de campo del área. Las notas de campo deben registrarse en un mapa topográfico a gran escala. El reconocimiento debe anotar la uniformidad de la topografía, infiltración, existencia de trazas de deslizamientos antiguos, verticalidad de árboles y la condición de los taludes aledaños. La localización de las perforaciones o calicatas debe planearse y fijarse en el campo durante esta etapa de la investigación.

Debe planearse un número suficiente de sondajes, de modo de obtener información detallada de la superficie y del subsuelo del área en estudio. Algunas veces debido a la topografía accidentada, el acceso del equipo puede ser difícil, por lo que puede necesitarse equipo especial montado en camiones. Se prefieren sondajes de gran diámetro a los de diámetro pequeño al perforar en área sujetas a deslizamientos, debido a que es a menudo posible el localizar el plano de falla, al examinar las muestras de una perforación de gran diámetro. Las zonas de corte o "slickensides" proporcionan evidencias de movimientos en el pasado. Se deben tomar muestras inalteradas a profundidades seleccionadas en la perforación y cuando se encuentre cambio en el tipo de suelo. En el caso de deslizamiento existente, deben tomarse de ser posible, muestras en la zona de falla. En algunos casos puede ser necesario que un geólogo entre en la perforación para examinar los lados de la misma en busca de zonas de falla, evidencia de movimientos o infiltración. La perforación en este caso, por precaución, deberá estar entubada. Las profundidades de los sondajes deberán extenderse por debajo del pie del talud, y de ser posible, deberán llegar a suelo firme o roca.

Para obtener información del nivel freático, los sondajes deben tener entubado perforado y relleno de grava, de modo que puedan realizarse mediciones a largo plazo de las fluctuaciones del nivel freático. También pueden instalarse piezómetros en localizaciones seleccionadas para medir presiones de poro. Algunas veces se pueden instalar piezómetros en sondajes, una vez que el muestreo se ha realizado.

En base al reconocimiento y a la información de los sondajes, deben dibujarse perfiles de la superficie y del subsuelo, indicando condiciones del suelo y el nivel freático. En los perfiles se deben indicar los pesos unitarios, ensayos de clasificación y de resistencia de laboratorio.

UTILIZACION DE ABACOS

La estabilidad de taludes puede analizarse rápidamente mediante la utilización de ábacos. Aunque los ábacos suponen taludes simples y condiciones uniformes del suelo, se pueden utilizar para obtener respuestas aproximadas para problemas más complejos si los taludes irregulares se modelan con taludes más simples y se utilizan valores promedio de peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS DE RESISTENCIA UNIFORME γ y $\phi = 0$

También se presentan gráficos complementarios que proporcionan correcciones por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión en la cima.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos:

1. De los gráficos inferiores determine la localización del centro del círculo crítico (X_0 , Y_0). Para taludes más empinados que 53° , el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos que 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.
2. Utilizando como guía el círculo estimado, determine el valor promedio de la resistencia, c . Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados intersectado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.
3. Calcule el factor de profundidad, d , por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H} \quad \text{donde:}$$

D = profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

H = altura del talud.

4. Calcule P_d de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

donde:

γ	=	peso unitario promedio del suelo
H	=	altura del talud
q	=	sobrecarga
γ_w	=	peso unitario del agua
H_w	=	altura de agua fuera del talud
μ_q	=	factor de reducción por sobrecarga
μ_w	=	factor de corrección por sumergencia
μ_t	=	factor de corrección por grieta de tensión

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si no hay sumergencia, $\mu_w = 1$; y si no hay grieta de tensión, $\mu_t = 1$.

- Del gráfico superior determine el valor del número de estabilidad, N_o , que depende del ángulo del talud, β , y del valor de d .
- Calcule el factor de seguridad, F , mediante la fórmula:

$$F = \frac{N_o c}{P_d}$$

donde:	N_o	=	número de estabilidad
	c	=	resistencia cortante promedio

- Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad, para círculos a más de una profundidad.

El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse.

- Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico será tangente a la base de la capa inferior.
- Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede ser tangente a la base de la capa superior o de la inferior, debiéndose examinar ambas.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS UNIFORMES CON $\phi > 0$

Dichos gráficos se presentan en estas notas. Los factores de corrección por carga adicionada en la cima del talud, por sumergencia e infiltración y por grietas de tensión, son los mismos que los presentados anteriormente.

Pasos a seguir en la utilización de los ábacos.

1. Estime la localización del círculo crítico ejerciendo juicio ingenieril. En la mayoría de condiciones para taludes simples en suelos uniformes con $\phi > 0$, el círculo crítico pasa por el pie del talud. Los números de estabilidad presentados en el gráfico han sido desarrollados para el análisis del círculo pasando por el pie.

Sin embargo, cuando no existe uniformidad en el suelo y existe una capa débil por debajo del pie del talud, un círculo de falla que pasa por debajo del pie puede ser más crítico que uno por el pie. El mismo gráfico presentado puede utilizarse en dichos casos si los valores de c y ϕ utilizados representan los valores promedio del círculo considerado.

Si existe una capa débil por encima del pie del talud, un círculo que pasa por encima del pie puede ser más crítico. Similarmente, si existe agua fuera del pie del talud, un círculo por encima de éste puede ser más crítico. Cuando se analizan estos tipos de círculos de falla, el valor de H debe tomarse como la altura de la base de la capa débil o del nivel de agua, a la cima del talud.

2. Utilizando dicho círculo como guía, estime los valores promedio de c y ϕ . Esto puede realizarse determinando los valores promedio ponderados de c y ϕ a lo largo del círculo de falla, con el factor de ponderación siendo el número de grados intersectados por cada suelo a lo largo del círculo.
3. Calcule P_d de la fórmula:

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_r}$$

Los factores han sido definidos previamente.

4. Calcule P_e de la fórmula:

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu_w}$$

donde:

- H'_w = altura del agua dentro del talud
 μ_w = factor de corrección por infiltración

Los otros factores han sido definidos previamente.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, tomar $q=0$ y $\mu_q=1$ en la fórmula de P_e . Si no existe sobrecarga, $\mu_q = 1$, y si no existe infiltración, $\mu_w = 1$.

5. Calcule el parámetro adimensional mediante la fórmula:

$$\lambda c \phi = \frac{P_e \operatorname{tg} \phi}{c}$$

- donde: $\operatorname{tg} \phi$ = valor promedio de $\operatorname{tg} \phi$
 c = valor promedio de c .

Para $c=0$, $\lambda c \phi$ es infinito. En tal caso, omita el paso 6.

6. Utilizando el gráfico izquierdo presentado, determine el valor del número de estabilidad, N_{cf} , que depende del ángulo del talud β , y el valor de $\lambda c \phi$.
7. Calcule el factor de seguridad, F , mediante la fórmula:

$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (\text{para } c > 0)$$

para $c = 0$, $\lambda c \phi$ es infinito y el factor de seguridad se calcula de la fórmula:

$$F = \frac{P_c}{P_d} b \operatorname{tg} \phi \quad (\text{para } c = 0)$$

donde b es la relación del talud = $\cotg \beta$ y los otros factores fueron definidos previamente.

8. Determine la localización real del círculo crítico mediante el gráfico de la derecha. El centro del círculo se localiza en X_0, Y_0 , y pasa a través del pie del talud. Una excepción es cuando una capa débil debajo del pie ocasiona un círculo más crítico (Ver paso 1). En este caso el círculo crítico pasa tangente a la base de la capa débil. Una segunda excepción es para $\lambda c \phi = \infty$, en cuyo caso un deslizamiento superficial es el mecanismo de falla crítico.

Si el círculo de falla real es muy diferente al asumido en el paso 1, deben repetirse los pasos 2 a 8.

9. Si el talud contiene más de una capa de suelo, puede ser necesario calcular el factor de seguridad para círculos a más de una profundidad. El siguiente criterio puede ser utilizado para determinar que posibilidades deben examinarse:
 - Si una capa de suelo es más débil que la suprayacente, el círculo crítico se extenderá a la capa inferior; y un círculo por el pie o un círculo profundo en esta capa será el crítico.
 - Si una capa de suelo es más resistente que la suprayacente, el círculo crítico puede o no puede extenderse a la capa inferior, dependiendo de las resistencias relativas de las dos capas. Ambas posibilidades deben examinarse.

ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS

Con los ábacos presentados pueden analizarse dos tipos de condiciones basadas en análisis de taludes infinitos:

1. Taludes en material granular, donde el mecanismo de falla crítico es deslizamiento superficial o rodadura.
2. Taludes en suelo residual, donde una capa relativamente delgada de suelo suprayace suelo firme o roca, y el mecanismo de falla crítico es de

deslizamiento a lo largo de un plano paralelo al talud, en la parte superior del suelo firme.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos efectivos.

1. Determine la relación de presión de poros, r_u , que se define por:

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

Donde: u = presión de poros
 γ = peso unitario total de suelo
 H = profundidad correspondiente a la presión de poros u .

Para un talud existente, la presión de poros puede determinarse de mediciones de campo, efectuadas por piezómetros instalados en la profundidad de deslizamiento.

Para la condición de infiltración paralela al talud, que es muy frecuente, el valor de r_u se calcula de

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (\text{infiltración paralela al talud})$$

donde:

X = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie de la infiltración, medida normalmente a la superficie del talud.
 T = distancia de la profundidad de deslizamiento a la superficie del talud, medida normalmente a la superficie del talud.
 γ_w = peso unitario del agua.
 γ = peso unitario total del suelo.
 β = ángulo del talud.

Para el caso de la infiltración emergiendo del talud, que es más crítico que la infiltración paralela al talud, el valor de r_u puede calcularse:

$$r_u = \frac{\gamma_u}{\gamma} \frac{1}{1 + \text{tg} \beta \text{tg} \theta} \quad (\text{infiltración emergiendo del talud})$$

En donde: θ = ángulo de infiltración medida de la dirección horizontal y los factores definidos previamente.

2. Determine los valores de los parámetros adimensionales A y B del gráfico inferior.

3. Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\text{tg} \bar{\phi}}{\text{tg} \beta} + B \frac{\bar{c}}{\gamma H}$$

donde: $\bar{\phi}$ = ángulo de fricción en esfuerzos efectivos.
 \bar{c} = cohesión en esfuerzos efectivos.
 β = ángulo de talud.
 H = profundidad de la masa deslizante, medida verticalmente

Los otros valores fueron definidos previamente.

Pasos para utilizar los ábacos en análisis de esfuerzos totales.

1. Determine el valor de B del gráfico inferior derecho.

2. Calcule el factor de seguridad, F, mediante la fórmula:

$$F = A \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \beta} + B \frac{c}{\gamma H}$$

en donde ϕ = ángulo de fricción en esfuerzos totales.
 c = cohesión en esfuerzos totales.

Los otros valores fueron definidos previamente.

ABACOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON RESISTENCIA AUMENTANDO CON LA PROFUNDIDAD Y $\phi = 0$

Se acompañan los gráficos de estabilidad para este tipo de suelos

Pasos a seguir.

1. Seleccione la variación lineal de resistencia con profundidad que mejor se ajuste a los valores medidos. Extrépole la variación lineal hacia arriba para determinar H_0 , la altura a la cual el perfil de resistencia es cero.
2. Calcule $M = H_0/H$, donde H = altura del talud.
3. Determine el número de estabilidad, N , del gráfico.
4. Determine el valor de resistencia, C_b , en la base del talud.
5. Calcule el factor de seguridad, F , usando la fórmula.

$$F = N \frac{C_b}{\gamma(H + H_0)}$$

- donde γ = peso unitario total del suelo para taludes por encima del agua.
 γ = peso unitario sumergido del suelo para taludes sumergidos.
 γ = peso unitario promedio ponderado para taludes parcialmente saturados.

PROCEDIMIENTO	CONDICION DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCOGNITAS	FORMA DE LA SUPER- FICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOMENTO TOTAL	MOMENTO DOVELA IND.	VERT.	HOR.			Cálculos Manuales	Cálculos Computadora
METODO ORDINARIO DE DOVELAS	Si	No	No	No	1	Circular	Si	si
METODO DE BISHOP MODIFICADO	Si	No	Si	No	N+1	Circular	Si	Si
METODO DE JANBU PROCEDIMIENTO GENERA- LIZADO.	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	Si	Si
METODOS DE SPENCER Y MORGENSTERN Y PRICE	Si	Si	Si	Si	3N	Cualquiera	No	Si
METODO DE LOWE Y KARAFIATH	No	No	Si	Si	2N	Cualquiera	Si	Si
METODO DE ESPIRAL LOGARITMICA	Si	-	Si	Si	3	Espiral Logaritmica	Si	Si

ANALISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

Cuando las condiciones del sitio y los parámetros de resistencia al cortante han sido investigados apropiadamente, se puede efectuar el análisis detallado de estabilidad de taludes.

- 1) Método de Dovelas: Se pueden analizar superficies de falla circulares y no circulares. La masa deslizante se divide en una serie de dovelas verticales y se establece el equilibrio de las fuerzas que actúan en cada dovela. Existen diversos métodos para convertir el sistema indeterminado en determinado.
- 2) Método de la Cuña Deslizante: Este es un procedimiento simple y conservador para superficie de falla no circular en suelos con $\phi = 0$ ó $\phi > 0$

La descripción de las Fuerzas Actuantes, así como el Factor de Seguridad y el Equilibrio de Fuerzas y Momentos, así como los diferentes métodos se presentan en las láminas adjuntas.

CONCLUSIONES SOBRE LOS METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE

- 1.- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, da el mismo factor de seguridad en el análisis de $\phi = 0$ con superficies de falla circular.
- 2.- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), da error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.
- 3.- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poros bajas o altas, el Método Simplificado de Bishop es adecuado para el análisis de falla circular. El método es muy estable numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla es muy parada, casi vertical.
- 4.- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el Factor de Seguridad es muy sensible a la inclinación asumida de las

fuerzas laterales. El método de Lowé y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi > 0$, pero no conservador (10-15%) para $\phi = 0$.

5.- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.

6.- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio presentan ventajas y desventajas.

a) GPS o JANBU : El mejor para el cálculo manual. Pueden existir inestabilidades numéricas en el computador.

b) SPENCER : El más estable numéricamente, bueno para el computador, malo para el análisis manual.

c) MORGENSTERN-PRICE : El más flexible. Las fuerzas laterales asumidas se pueden cambiar, cambiando $f(x)$. Teóricamente es atractivo porque $f(x)$ se puede cambiar hasta encontrar una distribución interna de esfuerzos razonable. En la práctica consume mucho tiempo y es innecesario para el cálculo del Factor de Seguridad, ya que este valor varía muy poco con $f(x)$.

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

Un estudio geológico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla deberá determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla

Si se estabiliza un derrumbe o deslizamiento mediante el tendido del talud o el uso de contrafuertes o estructuras de retención, la resistencia del suelo debe determinarse por métodos retrospectivos. Este valor de resistencia se usará en la evaluación del factor de seguridad después de la estabilización, o para estimar las cargas de diseño en la estructura de retención. Si existen diferencias entre las resistencias al cortante de laboratorio y del análisis retrospectivo, se usará este último ya que es un valor más confiable en el diseño de las obras de estabilización.

El cuadro adjunto presenta un resumen de los métodos de estabilización de taludes y deslizamientos.

REFERENCIAS

- 1) ASCE (1977), "Rock Engineering for Foundation and Slopes", American Society of Civil Engineers, New York.
- 2) ABRAMS T.G. y WRIGHT S.G. (1972), "A Survey of Earth Slope Failures and Remedial Measures in Texas", The Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- 3) BAILEY W.A. (1966), "Stability Analysis by Limiting Equilibrium", C.E. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 4) BELL, J.M. (1968), "General Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM6, pp. 1253-1270.
- 5) BIAREZ J. (1965), "Equilibre, limite destalus et barrages en Terre", Annales de L' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 211-212, Sols et Foundations, Vol. 51, pp. 1017-1030.
- 6) BISHOP A.W (1952), "The Stability of Earth Dams", PhD Thesis, University of London, England.
- 7) BISHOP A.W. (1954), "The Use of Pore Pressure Coefficients in Practice", Geotechnique, Vol. IV, No. 4, pp. 148-152.
- 8) BISHOP A.W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Vol. V, No. 1, pp. 7-17.
- 9) BISHOP A.W. y MORGENSTERN N.R. (1960), "Stability Coefficients for Earth Slopes", Geotechnique, Vol 10, No, 4, pp. 129-150.
- 10) BISHOP A.W. y BJERRUM L. (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", Proc. of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado.
- 11) BJERRUM L. (1955), "Stability of Natural Slopes in Quick Clay", Geotechnique, Vol 5, No. 1, pp. 101-119.
- 12) BJERRUM L. (1967), "Progresive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales", Journal of the Soil Mechanics and

Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM5, pp. 1-49.

- 13) BJERRUM L. (1973). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", General Report, 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 11-159
- 14) BUSH R.G. (1975), "Stabilization of a Landslide with Deep Drainage", Proc. 5th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, pp. 357-366.
- 15) CARRILLO A. (1979), "Estabilidad y Resistencia del Conglomerado de Lima Metropolitana", El Ingeniero Civil, Vol 1, pp. 20-30.
- 16) CLOUGH R.W. y WOODWARD R.J.III (1967), "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 529-550.
- 17) CORDOVA R.D. (1979), "Estudio de Estabilidad de Taludes en Minas a Cielo Abierto con Aplicación a la Mina Cerro Verde", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- 18) CORDOVA R.D. y ALVA HURTADO J. (1983), "Estabilidad de Escombreras en Explotaciones Mineras", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
- 19) CHEN W.F. y KOH S.L. (1978), "Earthquake-Induced Landslide Problems", Central American Conference on Earthquake Engineering. San Salvador, El Salvador, pp. 665-685.
- 20) CHIRANPUTU S y DUNCAN J.M. (1975), "The Role of Fill Strength in the Stability of Embankments on Soft Clay Foundations". Geotechnical Engineering Research Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 21) DEERE D.U y PATTON F.D. (1971), "Slope Stability in Residual Soils", Proc. 4 th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico. Vol. 1, p. 87.
- 22) DUNCAN J.M. y BUCHIGNANI A.L. (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

- 23) ELNAGGAR H.A. y FLINT N.K. (1976), "Analysis and Design of Highway Cuts in Rock", Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 24) FELLENIUS W. (1936), "Calculation of the Stability of Earth Dams", Trans. 2nd. Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Vol. 4, pp. 445-462.
- 25) FROHLICH O.K. (1955), "General Theory of Stability of Slopes", Geotechnique.
- 26) GOLDBERGER H.Q. y WARD W.H. (1950), "The Use of Shear Strength Measurements in Practical Problems", Geotechnique, Vol. II, No. 2, pp. 117-133.
- 27) GOODMAN R.E. (1976), "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", West Publishing Company, San Francisco.
- 28) GRISMALA R.E. (1978), "Stability Analysis of Natural Slopes with Weak Strata", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 29) HAMEL J.V. (1969), "Stability of Slopes in Soft, Altered Rock", PhD thesis, University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- 30) HAMEL J.V. y FLINT N.K. (1972), "Failure of Colluvial Slope", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 98, SM2, pp. 167-180.
- 31) HIGHWAY RESEARCH BOARD (1958), "Landslides in Engineering Practice", Edwin Eckel Editor, Special Report 29, Washington D.C.
- 32) HOEK E. Y BRAY J. (1974), "Rock Slope Engineering", The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.
- 33) HUANG Y. (1978), "Stability Charts for Sidehill Fills", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, GT5, pp. 659-663.
- 34) HUNTER J.H. y SCHUSTER R.L. (1968), "Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays", Geotechnique, Vol 13, No. 3, pp. 372-378.

- 35) JANBU N. (1954), "Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis", Proc. European Conference Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp. 43-49.
- 36) JANBU N. (1957), "Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices", Proc. 4 th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 2, pp. 207-212.
- 37) JANBU N. (1973), "Slope Stability Computations", Embankments Dam Engineering, the Casagrande Volume, John Wiley, pp. 47-86.
- 38) JOHN K.W. (1962), "An Approach to Rock Mechanics", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vo. 88, SM1.
- 39) JOHN K.W. (1968), "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM2, pp. 497-526.
- 40) JOHNSON R.B. (1979), "Factors that Influence the Stability of Slopes, a Literature Review", U.S. DOT, Federal Highway Administration, RD 79-94 Washington, D.C.
- 41) KENNEY T.C (1963), "Stability of Cuts in Soft Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol 89, SM5, pp. 17-37.
- 42) LADD, G.E. (1928), "Methods of Controlling Highway Landslides", Roads and Streets, Vol 68, pp. 529-538.
- 43) LAMBE T.W. y WHITMAN R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- 44) LA ROCHELLE P. (1960), "The Short Term Stability of Slopes in London Clay", PhD Thesis, Imperial College, London, England
- 45) LENGSTER M. (1977), "Stability of a Natural Slope", S.M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 46) LITTLE A.L. y PRICE V.A. (1958). "The Use of an Electronic Computer for Slope Stability Analysis", Geotechnique, Vol. 8 No. 3, pp. 113-120.

- 47) LONDE P., VIGIER G. y VORMERINGER R. (1966), "Stability of Rock Slopes, a Three Dimensional Study", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, SM7.
- 48) LONDE P., VIGIER G. y VORMERINGER R. (1970), "Stability of Rock Slopes, Graphical Methods", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, SM4.
- 49) LOWE J. y KARAFIATH L. (1960), "Stability of Earth Dams Upon Drawdown", Proc, 1st, Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Vol. 2, pp. 537-552.
- 50) LOWE J. (1967), "Stability Analysis of Embankments", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 1-34.
- 51) MARTINEZ VARGAS A. (1967), "Estudio de los Sedimentos de Iquitos y sus Consideraciones en los Derrumbes de la Ribera del Amazonas", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 27, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 52) MARTINEZ VARGAS A.(1971), "Análisis sobre los Huaicos, Aluviones y Alud-Aluviones ante el Efecto Sísmico en el Perú", III Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.
- 53) MARTINEZ VARGAS A. (1972), "Análisis de Estabilidad de Taludes", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 45, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 54) MARTINEZ VARGAS A.(1974),"Modelo del Estudio Geotécnico Básico de los Huaicos, Aluviones, Alud-Aluviones e Inundaciones", Revista de la Sociedad de Ingenieros del Perú, Informes y Memorias No. 4, pp. 45-48.
- 55) MARTINEZ VARGAS A. (1974), "Represamiento del Río Mantaro: El Aluvión de Huacoto y su Origen. Análisis de las Condiciones de Seguridad de la zona del Mantaro", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 52, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
- 56) MARTINEZ VARGAS A. y OCAMPO A.. (1975), "Movimiento del Terreno, Carretera Marginal de la Selva Tarapoto-Río Nieva", Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 56, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

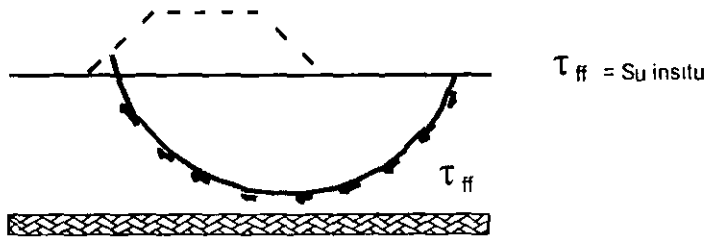
- 57) MEYERHOFF G.G. (1957) "The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soils", *Geotechnique*, Vol. VII, No. 1, pp. 41-49.
- 58) MORGENSTERN N.R. y PRICE V.E. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", *Geotechnique*, Vo. 15, No. 1, pp. 79-93.
- 59) MORGENSTERN N.R. y PRICE V.E. (1967), "A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces", *The Computer Journal*, Great Britain, Vol. 9, No. 4. pp. 388-393.
- 60) NEWARK N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 139-160.
- 61) PECK R.B. (1967), "Stability of Natural Slopes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, SM4, pp. 403-418.
- 62) PETERSON R., JASPAR J.L., RIVARD P.J. e IVENSON N.L. (1960). "Limitations of Laboratory Shear Strength in Evaluating Stability of Highly Plastic Clays" , *Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp. 765-791.
- 63) PITEAU D.R. and Associates, Ltd. (1979). "Rock Slope Engineering Reference Manual", Vancouver (British Columbia).
- 64) PLATT G.A. (1966), " Investigation of a Slope Stability at Amuay, Venezuela", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- 65) SARMA K. (1973), "Stability Analysis of Embankments and Slopes", *Geotechnique*, Vol. 23, No. 3, pp. 423-433.
- 66) SCHWEIZER R.J. y WRIGHT S.G. (1974), "A Survey and Evaluation of Remedial Measures for Earth Slope Stabilization", *The Center for Highway, Research, The University of Texas at Austin*, Austin, Texas.
- 67) SEED H.B. (1968) "Landslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, pp. 1059-1122.
- 68) SKEMPTON A.W. (1948), "The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis", *Proc. 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, p.72.

- 69) SKEMPTON A.W. (1964), "Longterm Stability of Clay Slopes", *Geotechnique*, Vol. 14, No. 2, pp. 77-102.
- 70) SKEMPTON A.W. (1977), "Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay", *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. III, pp. 261-270.
- 71) SPENCER E. (1967), "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces", *Geotechnique*, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26.
- 72) SPENCER E. (1968), "Effects of Tension on Stability of Embankments", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 94, SM5, pp. 159-1173.
- 73) SPENCER E. (1969), "Circular and Logarithmic Spiral Slip Surfaces", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations, American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, No. SM1, pp. 227-234.
- 74) TAVENAS F., TRACK B. y LEROUNEILSS. (1980), "Remarks on the Validity of Stability Analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, pp. 61-73.
- 75) TAYLOR D.W. (1937), "Stability of Earth Slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 24, No. 3, (Reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, pp. 337-386).
- 76) TERZAGHI K. (1950), "Mechanism of Landslides", *Engineering Geology, Berkeley Volume*, The Geological Society of America, pp. 83-123.
- 77) TERZAGHI K. y PECK R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- 78) TERZAGHI K. y LEPS T. (1960), "Design and Performance of Vermilion Dam", *Trans. American Society of Civil Engineers*, Vol. 125, Part. 1.
- 79) TONG C.K. (1970), "Stability Control of a Natural Slope", SM Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

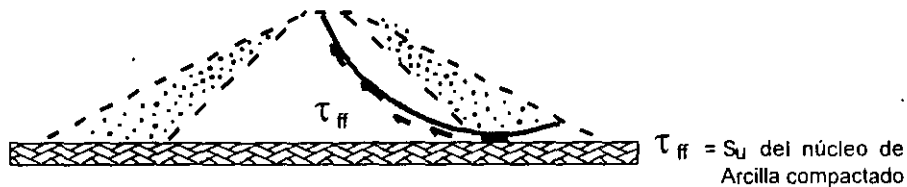
- 80) TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1980), "Compendium 13, Slopes: Analysis and Stabilization", Transportation Technology Support for Developing Countries, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- 81) TURNBULL W.J. y HVORSLEV M.J. (1967), "Special Problems in Slope Stability", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, SM4, pp. 499-528.
- 82) VARGAS M. (1967), "Design and Construction of Large Cutting in Residual Soil", Proc. 3rd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, Vol. II, pp. 234-254.
- 83) WRIGHT S.G. (1969), "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 84) WRIGHT S.G. (1971), "A General Computer Program for Slope Stability Analysis", Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Texas.
- 85) WRIGHT S.G. , KULHAWY F.H. y DUNCAN J.M. (1973), "Accuracy of Equilibrium slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, SM10, pp 783-791.
- 86) WHITMAN R.V. y BAILEY W.A. (1967), "The Use of Computers for Slope Stability Analysis", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93. SM4, pp. 475-498.
- 87) WHITMAN R.V. y MOORE P.J. (1963), "Thoughts Concerning the Mechanics of Slope Stability Analysis", Proc. 2nd. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 391-411.
- 88) YODER S.M. y HOPKINS T.C. (1973), "Slope Stability Analysis A computerized Solution of Bishop's Simplified Method of Slices", Kentucky Department of Highways, Lexington, Kentucky.
- 89) ZARUBA Q. y MENCL V. (1969), "Landslides and Their Control", Czechoslovak Academy of Sciences, Praga.

EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO UU (NO CONSOLIDADO - NO DRENADO)

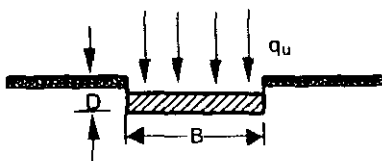
- a) TERRAPLEN CONSTRUIDO RAPIDAMENTE SOBRE UN DEPOSITO DE ARCILLA BLANDA



- b) PRESA DE TIERRA GRANDE CONSTRUIDA RAPIDAMENTE SIN CAMBIO EN EL CONTENIDO DE HUMEDAD DEL NUCLEO DE ARCILLA



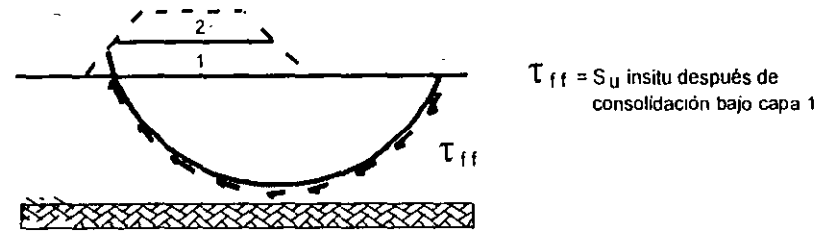
- c) ZAPATA CONTINUA COLOCADA RAPIDAMENTE EN DEPOSITO DE ARCILLA



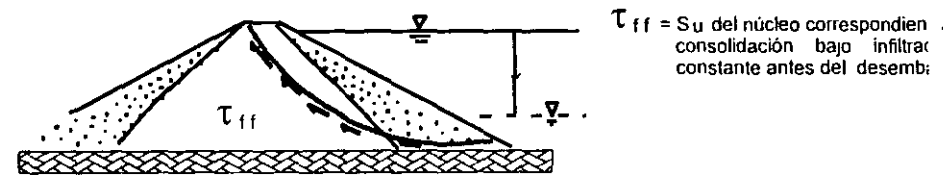
$q_u = 5.7 S_u + \gamma t D$
de la fórmula de capacidad de carga Terzaghi con $\phi = 0$

EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CU (CONSOLIDADO - NO DRENADO)

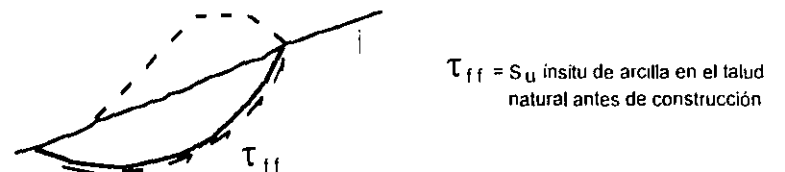
- a) TERRAPLEN ELEVADO DESPUES DE CONSOLIDARSE BAJO ALTURA INICIAL



- b) DESEMBLASE RAPIDO AGUAS ARRIBA. SIN DRENAJE DEL NUCLEO

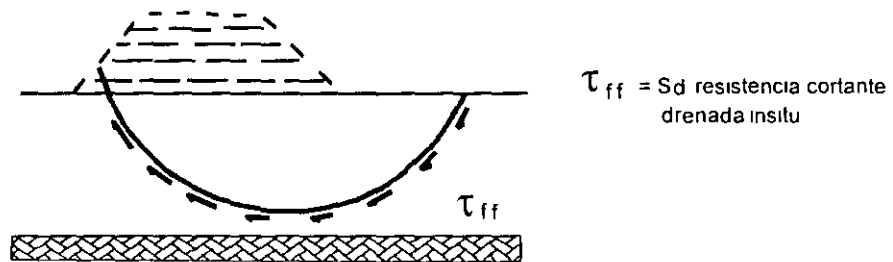


- c) CONSTRUCCION RAPIDA DE TERRAPLEN EN TALUD NATURAL

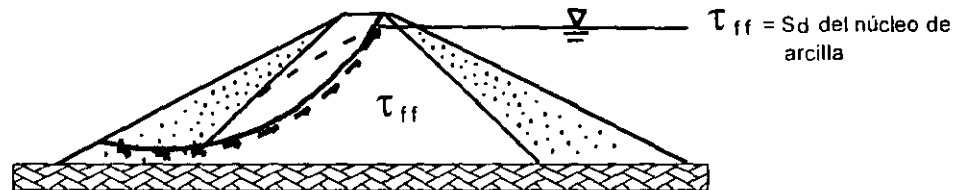


EJEMPLOS DE ANALISIS TIPO CD (CONSOLIDADO - DRENADO)

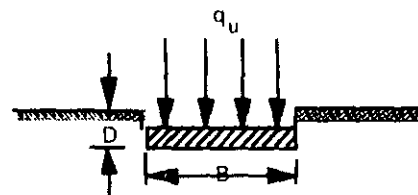
a) TERRAPLEN CONSTRUIDO MUY LENTAMENTE POR CAPAS SOBRE UN DEPOSITO DE ARCILLA BLANDA



b) PRESA DE TIERRA CON ESTADO DE INFILTRACION

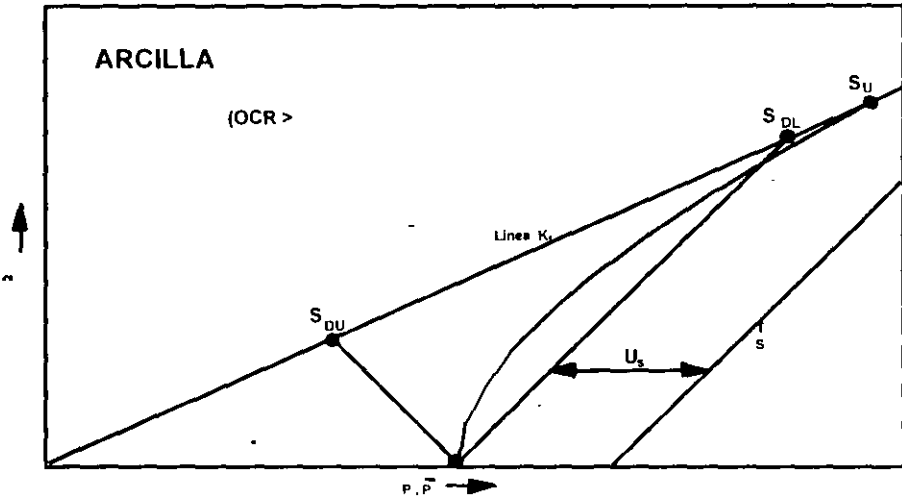
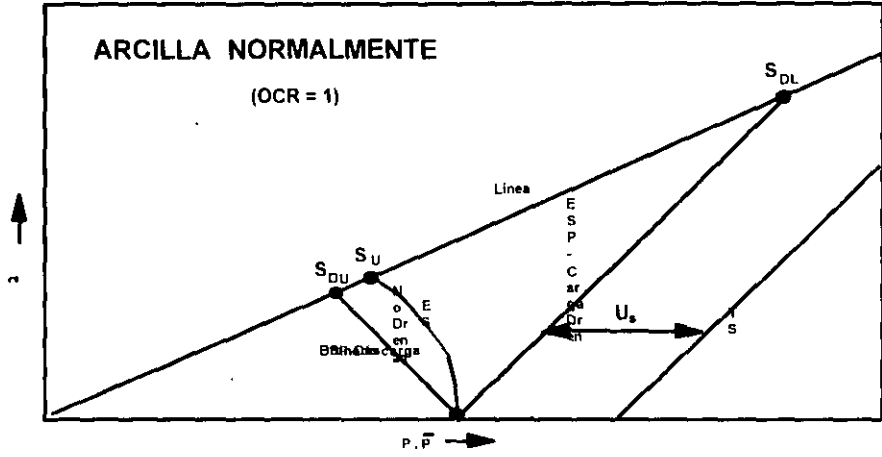


c) ZAPATA CONTINUA EN DEPOSITO DE ARCILLA A LARGO PLAZO DESPUES DE LA CONSTRUCCION

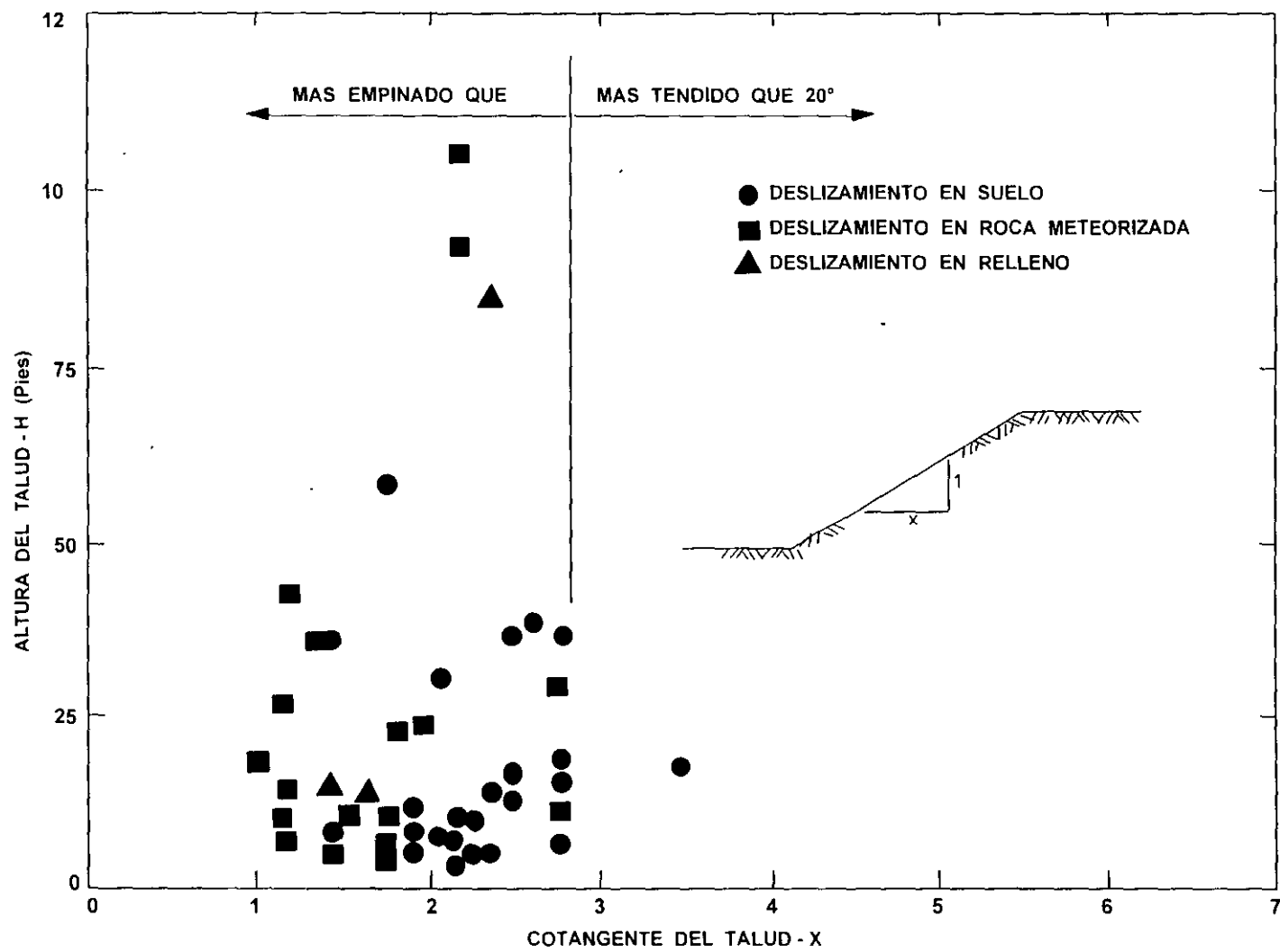


$$q_u = c N_c + 1 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

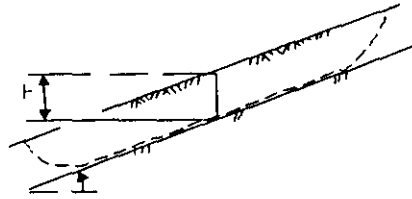
donde N_c , N_γ y N_q son función de $\bar{\phi}$



RESISTENCIA CORTANTE DRENADA Y NO DRENADA



EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD POR MEDIO DE DATOS DE CAMPO

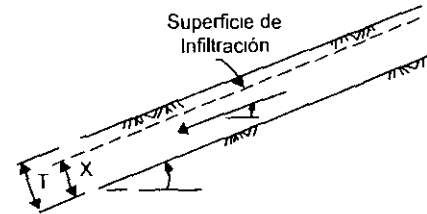
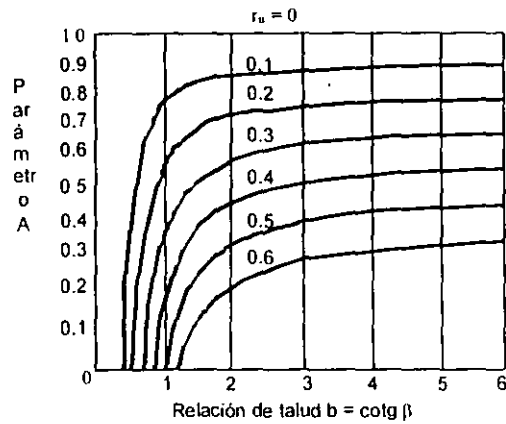


γ = Peso unitario total del suelo
 γ_w = Peso unitario de agua
 c' = Cohesión
 ϕ' = Angulo de fricción } Esfuerzo
 r_u = Relación de presión de poro activo
 u = Presión de poro en la profundidad H
 $= \frac{u}{\gamma H}$

Pasos

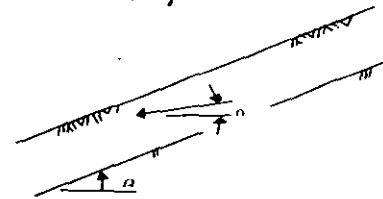
1. Determine r_u de valores de presión de poros medidos o fórmulas
2. Determine A y B de los ábacos
3. Calcule

$$F = A \frac{\text{tg} \phi'}{\text{tg} \beta} + B \frac{c'}{\gamma H}$$



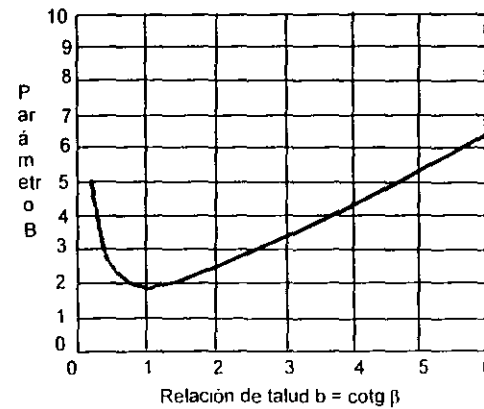
Infiltración paralela al talud

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta$$

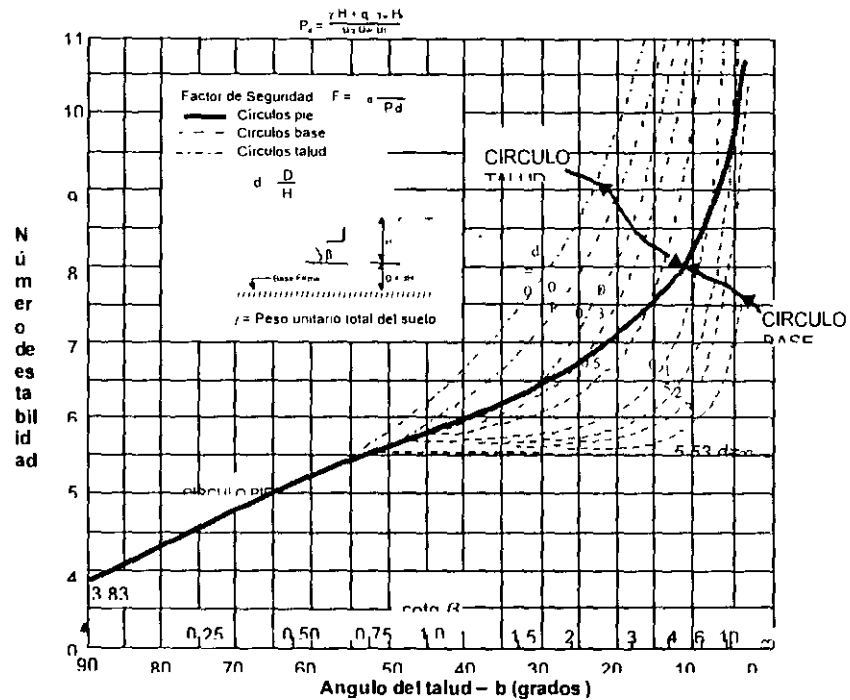


Infiltración emergiendo del talud

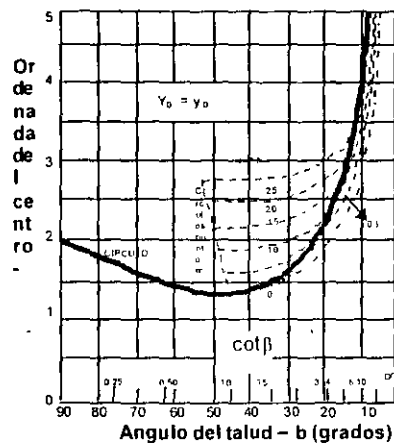
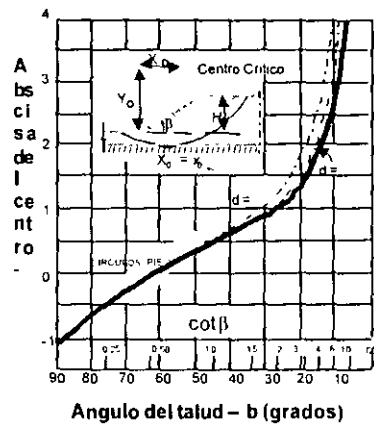
$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{1}{1 + \text{tg} \beta \text{tg} \theta}$$



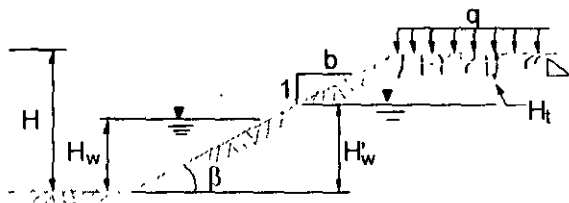
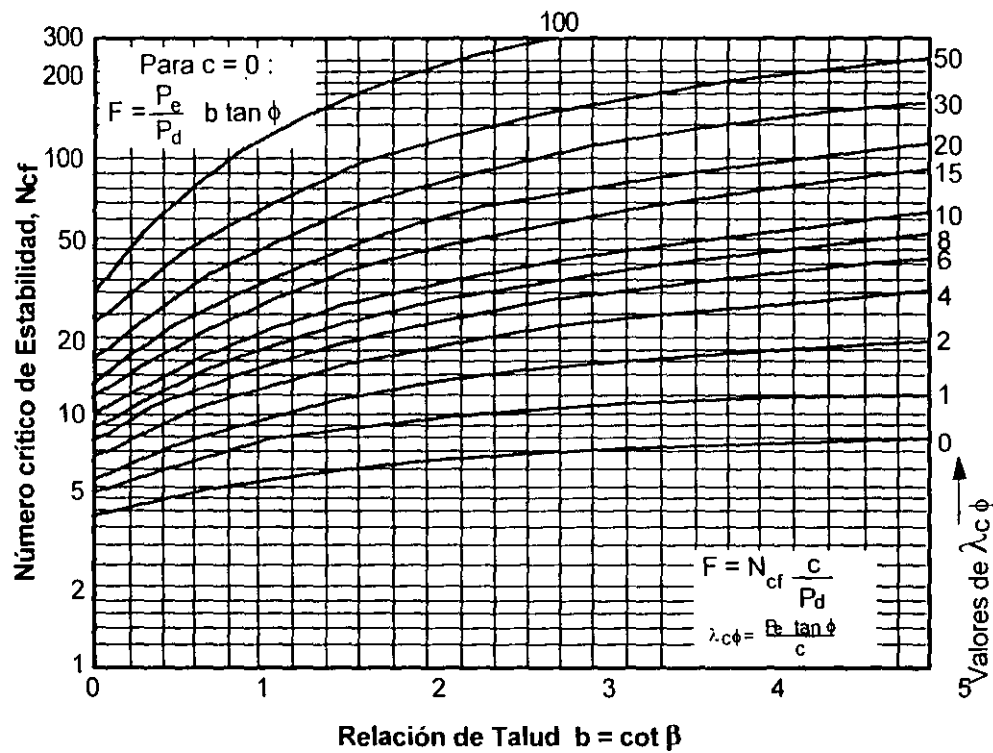
ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INFINITOS



NUMERO DE



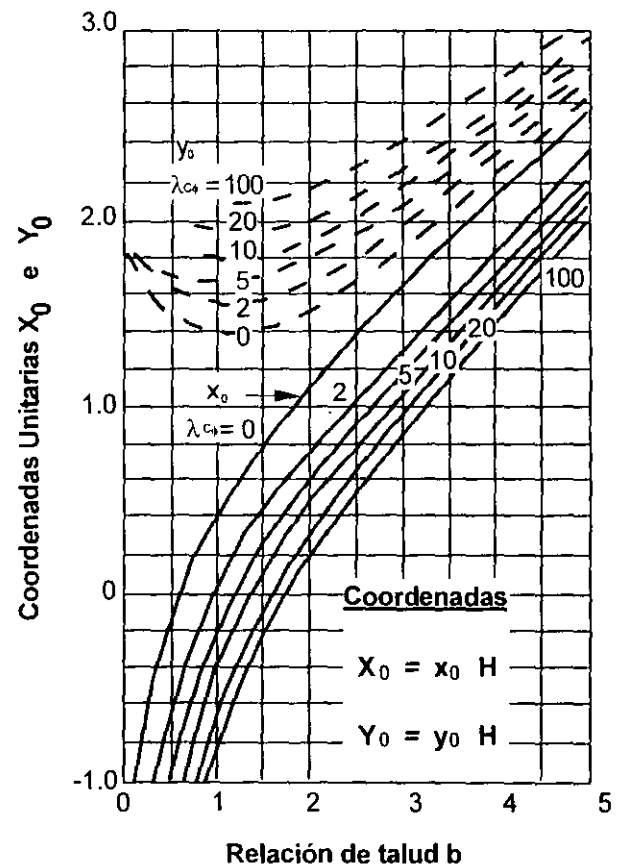
COORDENADAS DEL CENTRO PARA EL CIRCULO CRITICO
ABACOS DE ESTABILIDAD PARA SUELOS **CON $\phi =$** Ref. (Janbu,



$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_q \mu_w'}$$

(En la fórmula de P_e tomar $q = 0$, $\mu_q = 1$ para condición no consolidada)

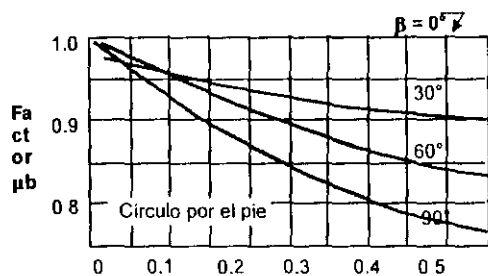


COORDENADAS DEL CENTRO DEL CIRCULO CRITICO

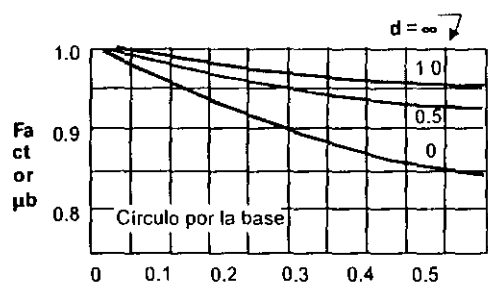
FACTORES DE REDUCCION POR CARGA ADICIONADA

GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA SUELOS CON $\phi > 0$

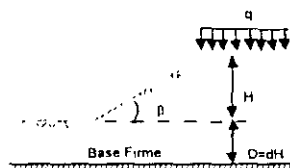
FACTORES DE REDUCCION POR SUMERGENCIA (E INFILTRACION) (μ_w)
 Ref. (Janbu, 1968)



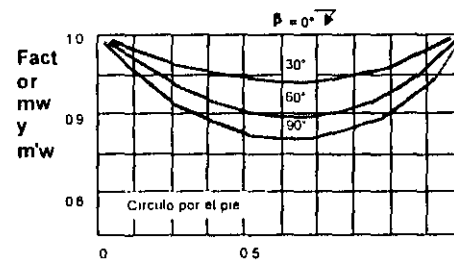
(a) Relación $q\gamma/H$



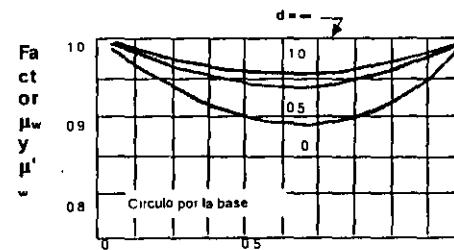
(b) Relación $q\gamma/H$



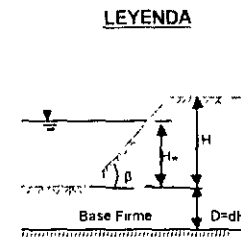
LEYENDA



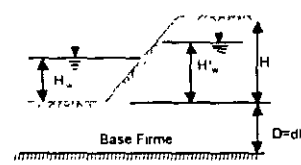
(c) Relación H_w/H y H'_w/H



(d) Relación H_w/H y H'_w/H



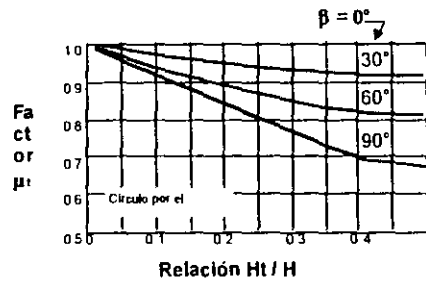
LEYENDA



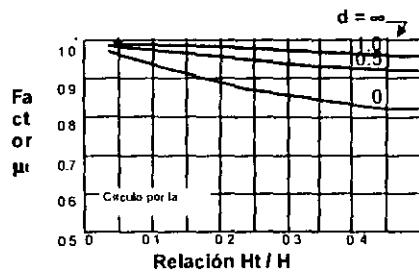
FACTORES DE REDUCCION PARA LOS GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, SUELOS CON $\phi = 0$ Y $\phi > 0$

Ref. (Janbu, 1968)

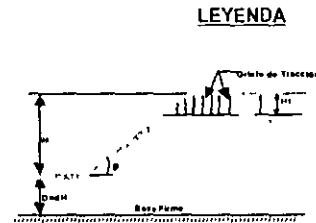
FACTOR DE REDUCCION POR GRIETA DE TRACCION SIN PRESION HIDROSTATICA EN LA GRIETA



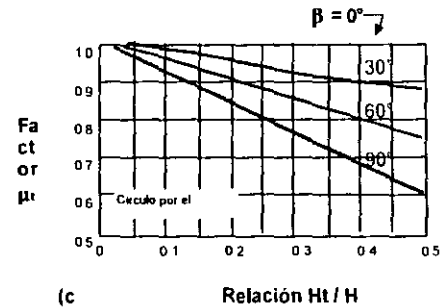
(a)



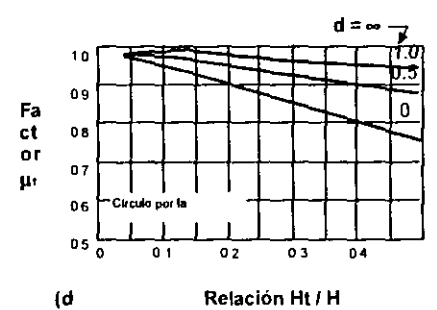
(b)



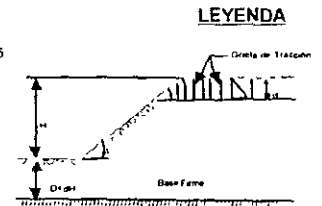
FACTOR DE REDUCCION POR GRIETA DE TRACCION



(c)

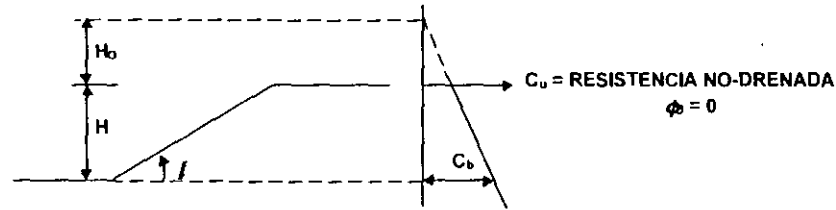


(d)



FACTORES DE REDUCCION PARA LOS GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, SUELOS CON $f = 0$ Y $f > 0$

Ref. (Janbu, 1968)



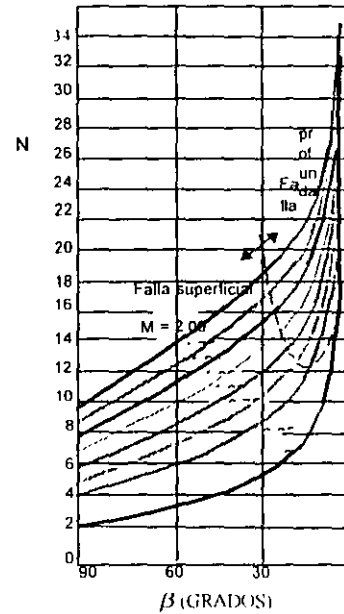
PASOS

- EXTRAPOLE EL PERFIL DE RESISTENCIA HACIA ARRIBA, PARA DETERMINAR H_0
- CALCULE $M = H_0/H$
- DETERMINE EL NUMERO DE ESTABILIDAD N DEL GRAFICO INTERIOR
- DETERMINE $C_b = \text{RESISTENCIA EN LA BASE DEL TALUD}$
- CALCULE $F = N \frac{C_b}{\gamma(H + H_0)}$

Use $\gamma = \gamma_b$ PARA TALUD SUMERGIDO

Use $\gamma = \gamma_m$ PARA NO EXISTENCIA DE AGUA FUERA DEL TALUD

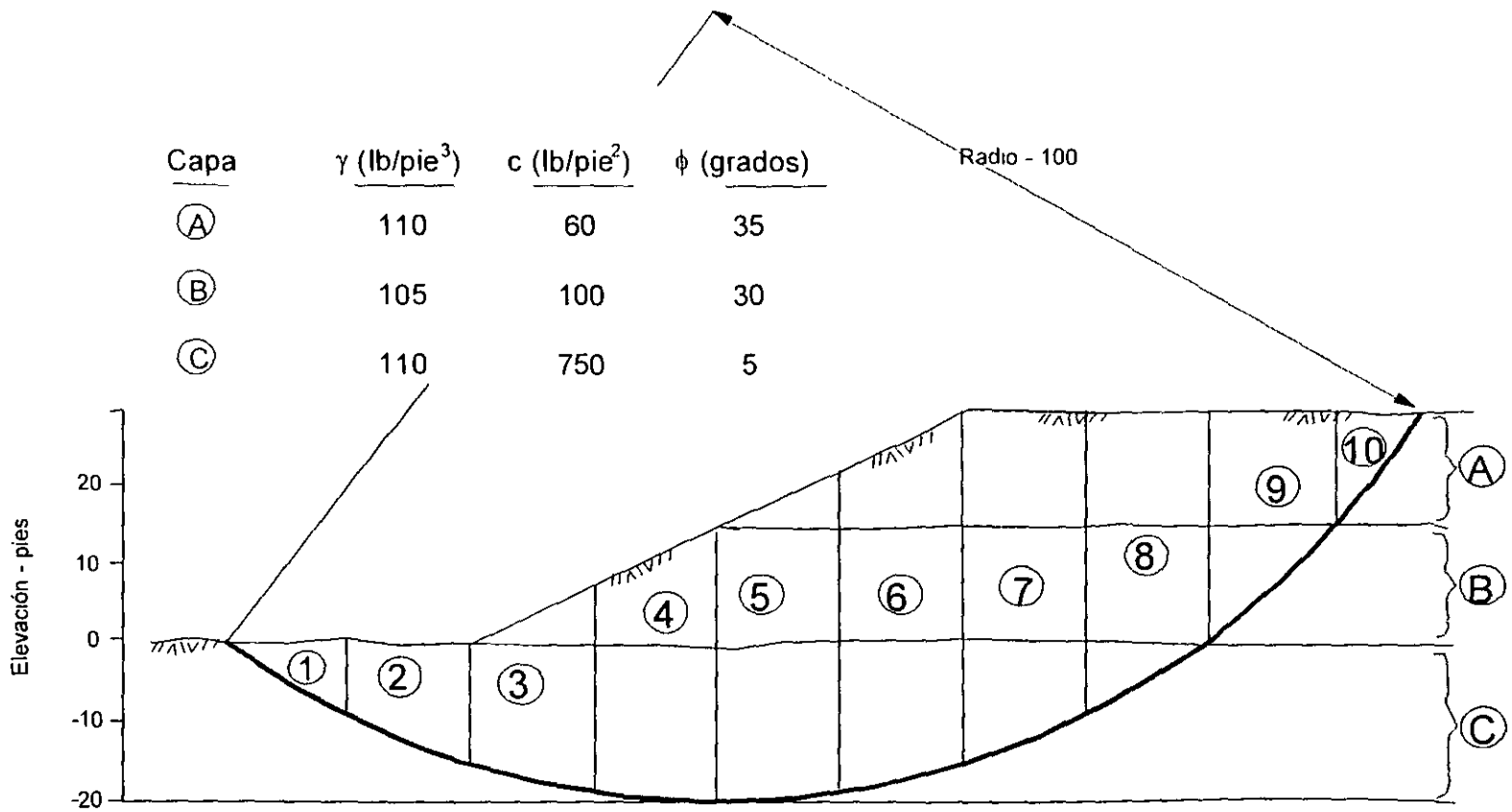
Use γ PROMEDIO, PARA TALUD PARCIALMENTE SUMERGIDO



GRAFICOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA $\phi = 0$ Y RESISTENCIA AUMENTANDO CON PROFUNDIDAD.
(Hunter y Schuster, 1968)

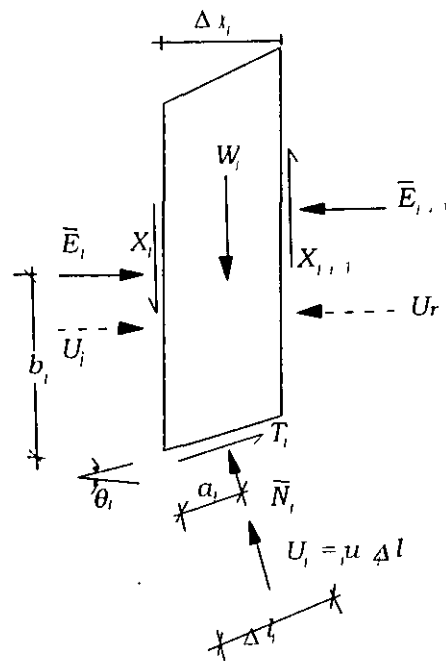
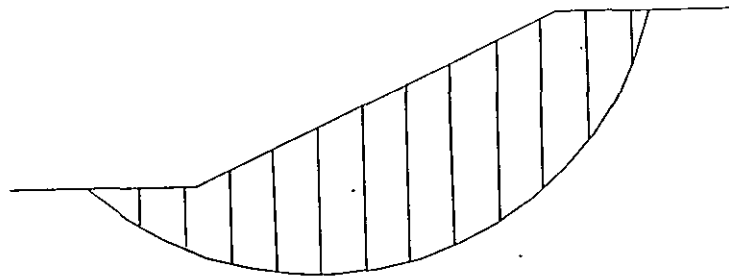
ANALISIS DETALLADO DE ESTABILIDAD

- **Método de Dovelas**
- **Método de la Cuña Deslizante**
- **Conclusiones**



EJEMPLO DEL METODO ORDINARIO DE DOVELAS

FUERZAS QUE ACTUAN EN DOVELA



FACTOR DE SEGURIDAD

$$F = \frac{M_R}{M_A}$$

$$M_R = r \sum_{i=1}^n (c + \bar{\sigma}_i \tan \bar{\phi}) \Delta l_i = r (c'l + \tan \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i)$$

$$M_A = r \sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \bar{\theta}_i$$

$$F = \frac{c'l + \tan \bar{\phi} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \bar{\theta}_i}$$

EQUILIBRIO DE FUERZAS Y MOMENTOS

ECUACIONES

$$N \quad \hat{O} \quad F_H$$

$$N \quad \hat{O} \quad F_V$$

$$N \quad \hat{O} \quad F_M$$

$$\underline{3N} \quad \text{TOTAL}$$

INCOGNITAS

N-1 FUERZAS HORIZONTALES

N-1 FUERZAS VERTICALES

N-1 LOC. F. HORIZONTALES

N FUERZAS NORM. BASE

N LOC. F. NORM.

N FUERZAS NORM. BASE

1 F.S.

$$\underline{5N-2} \quad \text{TOTAL}$$

SISTEMA INDETERMINADO

**METODO ORDINARIO DE DOVELAS
(FELLENIOUS)**

**ASUME QUE LA RESULTANTE DE FUERZAS LATERALES
ACTUA PARALELA A LA BASE DE CADA DOVELA**

**RESUELVE LAS FUERZAS NORMALES PERPENDICULARES
A LA BASE ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n w_i \operatorname{sen} \theta_i}$$

SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS

**NO SATISFACE : EQ. F_H
: EQ. F_V
: EQ. INDIVIDUAL DE**

1 ECUACION

1 INCOGNITA

METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

ASUME QUE LAS FUERZAS VERTICALES EN LAS DOVELAS SON CERO

RESUELVE LAS FUERZAS EN LA DIRECCION VERTICAL ELIMINANDO LAS FUERZAS LATERALES

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [\bar{c} \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \operatorname{tg} \bar{\phi}] [1 / M_i(\theta)]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \theta}$$

$$M_i(\theta) = \cos \theta \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \theta_i \operatorname{tg} \bar{\phi}}{F} \right)$$

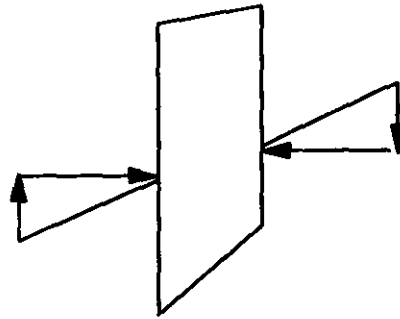
SATISFACE : EQ. TOTAL DE MOMENTOS
EQ. F_v

NO SATISFACE : EQ. INDIVIDUAL DE MOMENTOS
EQ. F_H

N + 1 ECUACIONES N + 1

METODO DE LOVE Y KARAFIATH

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES ES EL PROMEDIO DEL TALUD Y LA SUPERFICIE DE FALLA



SATIFASCE : ΣF_V
 ΣF_H

NO SATISFACE : ΣM

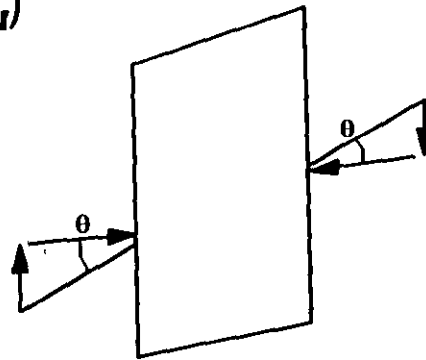
2 N ECUACIONES

2 N INCOGNITAS

METODO MORGENSTERN - PRICE

ASUME QUE LA INCLINACION DE LAS FUERZAS LATERALES SIGUE
UNA FORMA DETERMINADA

$$\theta = \lambda_j (I)$$



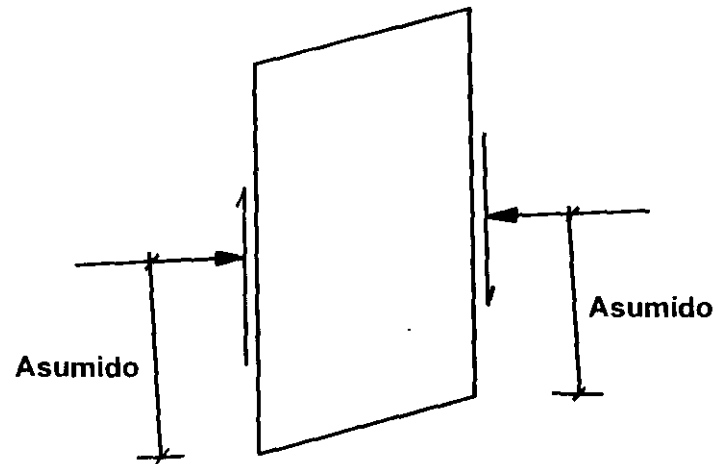
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

METODO DE JANBU (GPS)

ASUME QUE LA POSICION DE LA FUERZA HORIZONTAL



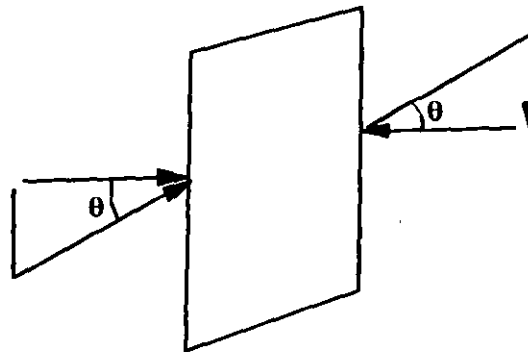
SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

METODO DE SPENCER

ASUME QUE LA INCLINACION DE LA FUERZA LATERAL RESULTANTE (q) ES LA MISMA PARA CADA DOVELA

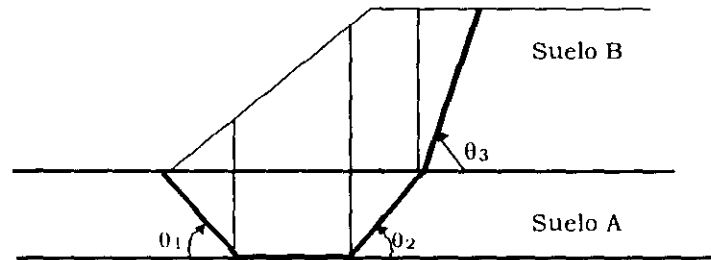


SATISFACE TODAS LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO

3 N ECUACIONES

3 N INCOGNITAS

METODO DE LA CUÑA DESLIZANTE



$$\theta_1 \approx 45 - \frac{\phi_{m_A}}{2}$$

$$\theta_2 \approx 45 + \frac{\phi_{m_A}}{2}$$

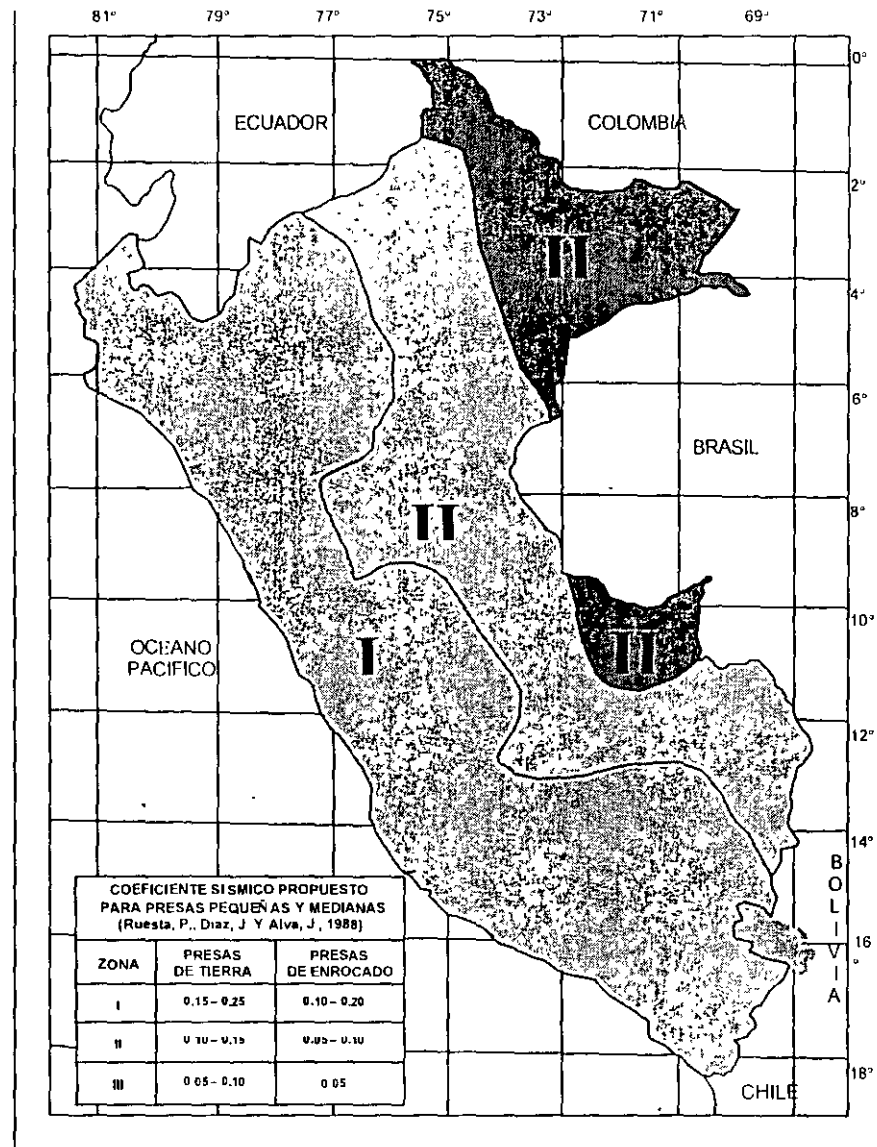
$$\theta_3 \approx 45 + \frac{\phi_{m_B}}{2}$$

ϕ_{m_A} = Angulo de fricción
movilizado en suelo A

ϕ_{m_B} = Angulo de fricción
movilizado en suelo B

SATISFACE EQUILIBRIO DE FUERZAS

ASUME INCLINACION FUERZA HORIZONTAL



ZONIFICACION DEL COEFICIENTE SISMICO EN EL PERU

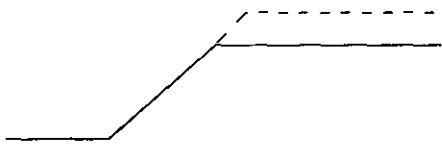
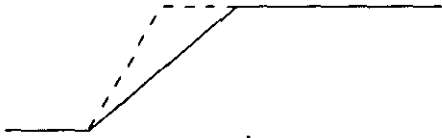
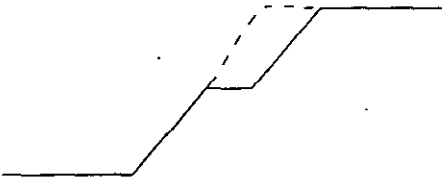

(Ruesta et al,

METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS

- Excavación**
- Drenaje**
- Contrafuerte de Tierra o Roca (Bermas de Relleno)**
- Estructuras de Retención**
- Técnicas Especiales**


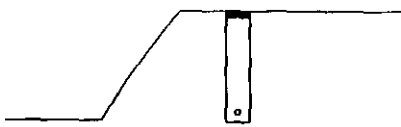
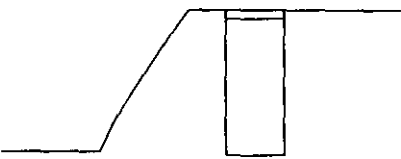

METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y

(Turnbull y Hvorslev, 1968)

ESQUEMA	METODO	COMENTARIOS
	1 Reducir la altura del talud con	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el
	2 Tendido el ángulo del	
	3 Excavar banqueta en la parte	
	4 Excavar completamente la masa de	

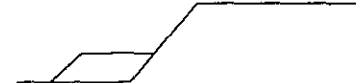
MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y

(Turnbull y Hvorslev, 1968)

ESQUEMA	MÉTODO	COMENTARIOS
<p data-bbox="220 537 240 558">II</p> 	<p>1 Drenes horizontales de pequeño diámetro.</p>	<p>1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de</p>
	<p>2 Zanjas de subdrenaje profundas y continuas. Generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.</p>	<p>• El fondo de las zanjas deben tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería de salida. Debe colocarse tubería perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá</p>
	<p>3 Pozos verticales perforados, generalmente de 18.36</p>	<p>3 Pueden ser bombeados o conectados con una tubería perforada. Varios pozos en fila unidos a fondo pueden formar una galería de</p>
	<p>4 Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales</p>	<p>4 Buena práctica en la mayoría de los taludes. Dirigir el descarga fuera de la masa</p>

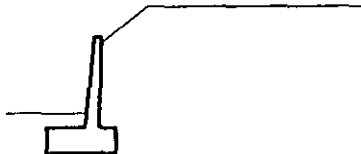
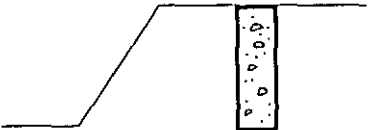
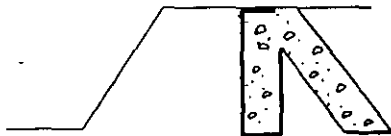
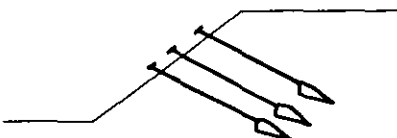
METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y

(Turnbull y Hvorslev,

ESQUEMA	METODO	COMENTARIOS
III CONTRAFUERTE TIERRA O ROCA (O BERMAS DE	1 Excavació d l mas deslizado y reemplaz co relleno compacta o contrafuer d roc triturad E pi del contrafuer deb reposa e suel firm o roc po debaj de plan d deslizamient Se utiliz mant d drenaj co salid d fluj por gravedad detrás del talud del	1 S requier acces par e equip de construcci y áre d almacenaje. suel excavad pued utilizars com relleno Se pued requeri calzadura d estructura existente S l estabilida e critic durant l construcci s pued realiza e seccione corta
	2 Utilizació d berma d relleno compacta o roc e e pi y má all de pie. Deb proporcionar drenaj detrás d la berma	2 S requier suficien anch y espeso d la berma d mod qu l fall n ocurra por debajo o a través de las

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y

(Turnbull y Hvorslev, 1968)

ESQUEMA	MÉTODO	COMENTARIOS
IV ESTRUCTURAS		
	<p>1 Mur de contención de tipo entramado cantiliver</p>	<p>1 Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser</p>
	<p>2 Pilote vertical vaciado e sitio con base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente diámetro de 18 pulgadas y espaciamiento de 4-8</p>	<p>2 El espaciamiento debe ser tal que el suelo arque entre pilotes. Pueden utilizarse vigas superficiales para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (pies) han sido utilizados en deslizamientos.</p>
	<p>3 Pilote vertical vaciado e sitio anclado o batería de pilotes o bloque de cimentación. La base del pilote por debajo del plano de falla. Generalmente diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-</p>	<p>3 El espaciamiento lo suficientemente cercano para que el suelo arque entre pilares. Los pilotes pueden ser amarrados con vigas superficiales.</p>
	<p>4 Pernos de anclaje en roca y</p>	<p>4 Puede ser usado en taludes altos y en áreas muy limitadas. Debe usarse un diseño conservador especialmente en soportes.</p>

METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES Y

(Turnbull y Hvorslev, 1968)

ESQUEMA	METODO	COMENTARIOS
V TECNICAS		
	1 Groutin	1 y Usado satisfactoriamente e vario caso E otro caso n fu satisfactori La teoría no está completamente
	2 Inyección	
	3 Electromosis (en suelos	3 Generalmente
	4 Congelamien	4 y Método especial qu debe ser específicame evaluado e cad caso
	5 Calentamien	Puede ser

4 Modelos de Análisis de Estabilidad

4.1 INTRODUCCION

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc., los cuales se analizaron en el capítulo 2. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios. A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no-isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas. En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, pero se requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en este tema.

Condiciones drenadas o no drenadas

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

Para ratas normales de carga, que equivalen a meses o semanas, suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/seg, se pueden considerar drenadas y suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/seg, se consideran no drenadas. Mientras las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

Duncan (1996) recomienda que para los taludes en los cuales la causa de la falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, el problema debe analizarse como condición drenada.

Para determinar las condiciones de drenaje Duncan (1996) sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$T = \frac{C_v t}{D^2}$$

Donde:

T = Factor adimensional

C_v = Coeficiente de consolidación

t = Tiempo de drenaje

D = Longitud del camino de drenaje o distancia de salida del agua al cambio de presiones.

Si T es mayor de 3 la condición es drenada.

Si T es menor de 0.01 la condición es no drenada.

Si T está entre 0.01 y 3.0 ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas.

En este caso deben analizarse ambas condiciones. El caso drenado y el caso no drenado.

Análisis con esfuerzos totales o efectivos

Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada. Pero en la práctica sin embargo es virtualmente imposible determinar con precisión cuales son los excesos de presión de poro que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua). Debido a esta razón no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, se puede trabajar todo el análisis utilizando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poro en las condiciones no drenadas.

Resistencias al cortante

La resistencia al cortante para utilizar en los análisis puede ser medida de dos formas:

- a. En el laboratorio o en ensayos de campo, en tal forma que las cargas aplicadas, sean lo suficientemente lentas para que se produzca drenaje.
- b. En el laboratorio utilizando ensayos consolidados no drenados.

Los envolventes de falla determinadas usando estos dos métodos se han encontrado que son las mismas para todos los fines prácticos (Bishop y Bjerrum, 1960)

Estudios realizados por Skempton revelan que las resistencias drenadas pico de arcillas sobreconsolidadas duras, son mayores en el laboratorio que las resistencias drenadas que pueden ser movilizadas en el campo en un periodo de tiempo.

Skempton recomienda realizar los ensayos remoldeando la arcilla en el laboratorio a un contenido de agua cercano al límite líquido, reconsolidándolo en el laboratorio y midiendo la resistencia en una condición normalmente consolidada. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda utilizar las resistencias residuales (Skempton, 1970,1977,1985)

Para suelos parcialmente saturados tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse utilizando ensayos no consolidados no drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos generalmente, es curva y por lo tanto es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento en los ensayos de laboratorio que en el campo

Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada de ensayos no consolidados no drenados.

Pesos unitarios y presiones de poro

Los problemas de estabilidad de taludes pueden formularse correctamente en términos de esfuerzos totales, utilizando pesos unitarios totales y límites externos de presión de poros.

Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo del nivel freático. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático.

Las condiciones de presión de poros son generalmente, obtenidas de las características de las aguas subterráneas y pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

1. Superficie freática

Esta superficie o línea en dos direcciones se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática la presión de poros es calculada de acuerdo a las condiciones de estado de régimen permanente (Steady-state), de acuerdo al diagrama que se muestra en la figura 4.1. Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. Entonces, si la inclinación del segmento de superficie freática es θ y la distancia vertical entre el punto y la superficie freática es h_w , entonces la presión de poros está dada por la expresión $u = \gamma_w (h_w \cos^2 \theta)$

En el caso de líneas freáticas de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar sobre estimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas.

2. Datos piezométricos

Es la especificación de presiones de poros en puntos discretos dentro del talud y la utilización de un esquema de interpolación para estimar las presiones de poro requeridas a cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden determinarse mediante piezómetros, redes de flujo o soluciones numéricas, utilizando diferencias finitas o elementos finitos. Aunque este sistema está disponible solamente en muy pocos de los programas de computador existentes, se recomienda por su confiabilidad para representar las condiciones reales en el campo (Chugh, 1981).

3. Relación de presión de poros

Este es un método muy simple y popular para normalizar el valor de la presión de poros en un talud de acuerdo a la definición:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v}$$

Donde:

u = Presión de poros

σ_v = Esfuerzo total vertical del suelo a una profundidad z.

Este factor se implementa fácilmente, pero la mayor dificultad está asociada con la asignación de este parámetro a diferentes partes del talud. En ocasiones, el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u .

4. Superficie piezométrica

Esta superficie se define para el análisis de una determinada superficie de falla. Debe tenerse claridad en que la superficie piezométrica no es la superficie freática y que el método de calcular la presión de poros es diferente para los dos casos. En la superficie piezométrica, la presión de poros es la distancia vertical entre la superficie piezométrica indicada y el punto (figura 4.1)

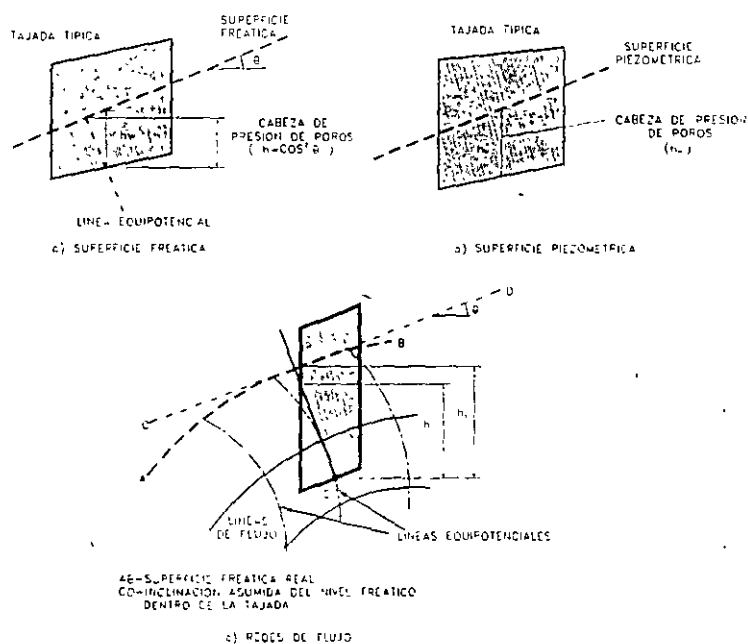


Figura 4.1 Presión de poros en las tajadas de análisis de estabilidad, para superficies piezométricas. líneas de nivel freático y redes de flujo.

5. Presión de poros constante

Este procedimiento puede utilizarse si el Ingeniero desea especificar una presión de poros constante en una determinada capa de suelo. Este sistema puede utilizarse para analizar la estabilidad de rellenos colocados sobre suelos blandos, durante la construcción donde se generan presiones de poro, de acuerdo a la teoría de la Consolidación

Efecto de los ductos de agua en la corona de los taludes sobre el análisis de estabilidad

Siempre que sea posible es imperativo el localizar los ductos de agua lejos de la corona de taludes o laderas donde se requiera su estabilidad. Como una regla general la distancia entre la corona de los taludes y la localización de todo tipo de tuberías y servicios debe ser igual a la altura total del talud. Aunque este es el estándar mínimo recomendado (Abramson, 1996), en ocasiones se requieren aislamientos mayores. En el caso en el cual no es posible mantener estos aislamientos, el talud debe diseñarse para tener en cuenta su saturación debida a la muy posible infiltración de agua, teniendo en cuenta que en la mayoría de los casos se producen fugas de los ductos.

Grietas de tensión en los análisis de estabilidad

La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar, la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y adicionalmente la grieta puede llenarse con agua, en el caso de lluvias.

La profundidad de las grietas de tensión puede determinarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \phi \right)$$

Donde:

z_c = Profundidad de la grieta de tensión

c = cohesión

γ = Peso unitario del suelo

ϕ = Angulo de fricción

Generalmente se recomienda la utilización de parámetros efectivos.

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en cortes de taludes, donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

4.2 EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe

Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Tabla 4.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop Simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbu Simplificado (Janbu 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Succo Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Análisis esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de "equilibrio límite" donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie (Tabla 4.1).

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias al corte}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

4.3 METODOS DE ANALISIS

A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

4.3.1 Método de tablas o número de estabilidad

Para taludes simples homogéneos se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del Factor de Seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes Autores. La primera de ellas fue desarrollada por Taylor en 1937 y 1948, las cuales son aplicables solamente para análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poro. Desde entonces varias tablas han sido sucesivamente presentadas por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968),

Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, las cuales se resumen en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura

Autor	Parámetros	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado Taludes secos solamente
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua
Gibson y Morgenstern (1960)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente
Janbú (1968)	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	
O Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_s = 0.1$
Hock y Bray (1977)	c, ϕ c, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones
Cousins (1978)	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948)
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envoltorio de falla no lineal de Mohr-Coulomb
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud

A continuación se presenta un resumen de las tablas desarrolladas por Janbú (1968). Esta serie de tablas tiene en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluye sumergencia y grietas de tensión.

a Para suelos $\phi = 0$

Las tablas indicadas en la Figura 4.2 pueden ser utilizadas para el análisis de estabilidad de taludes de suelos arcillosos sin fricción, de acuerdo a procedimiento desarrollado por Janbú (1968)

El Factor de Seguridad se obtiene por la siguiente expresión:

$$FS = N_o \frac{c}{\gamma H}$$

Donde:

N_o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla

c = Cohesión

γ = Peso unitario del suelo

H = Altura del talud

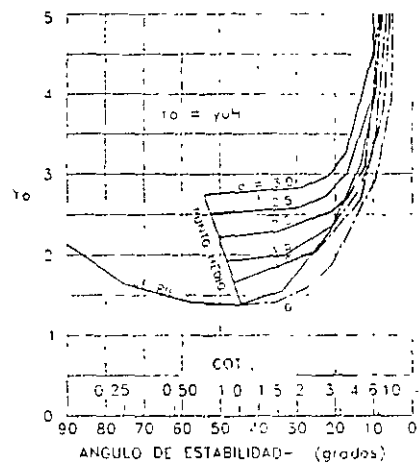
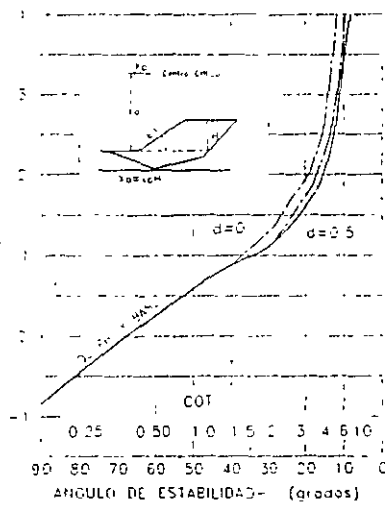
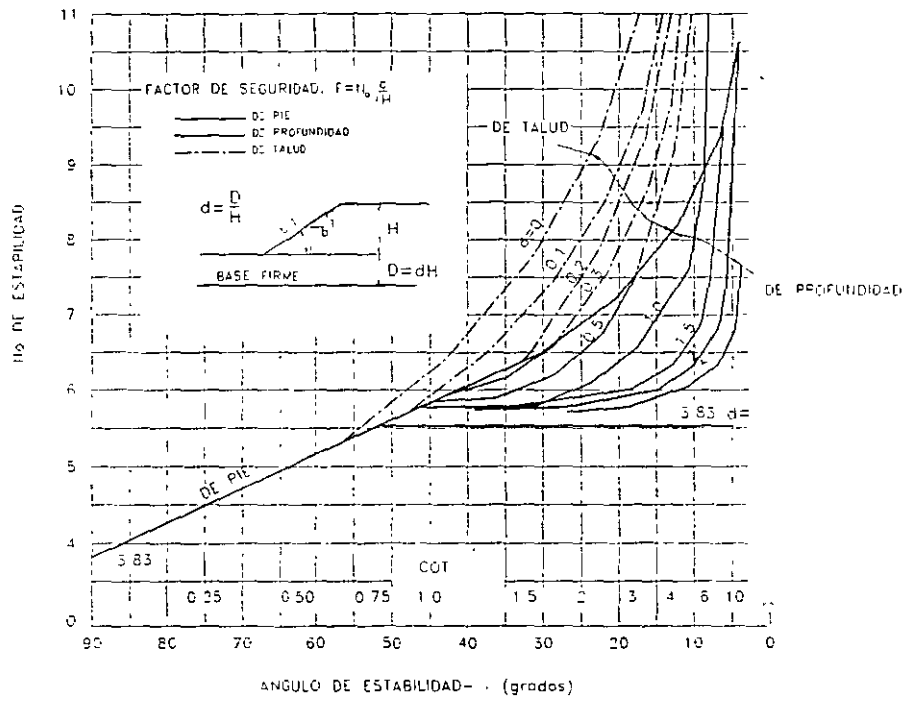


Figura 4.2 Tablas de estabilidad para suelos cohesivos ($\phi = 0$) de acuerdo a Janbú (1968)

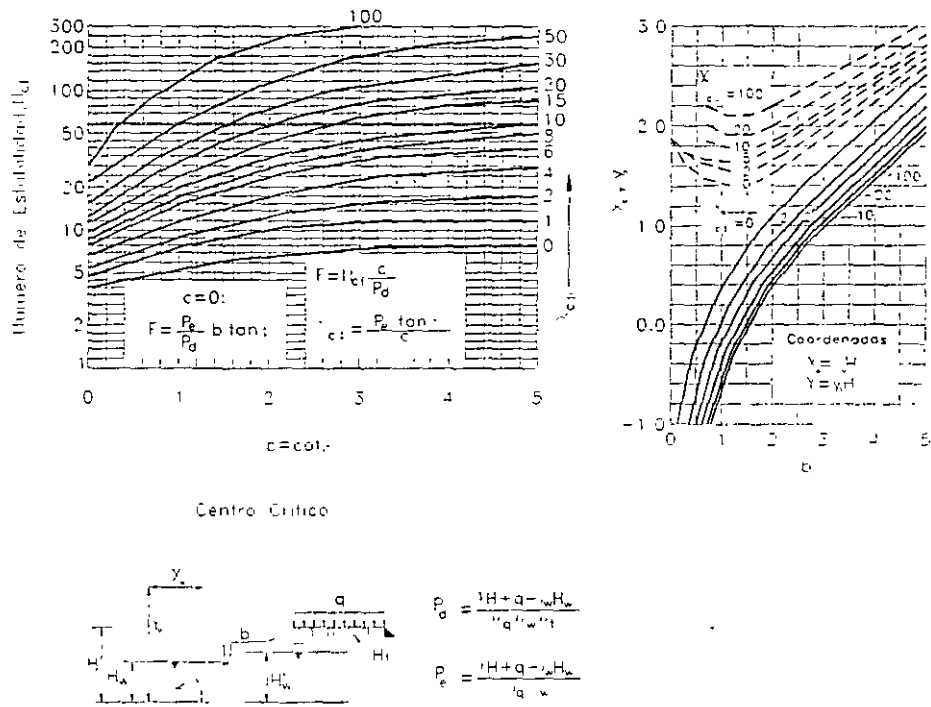


Figura 4.3 Tablas de estabilidad para suelos no cohesivos $\phi > 0$ de acuerdo a Janbú(1968).

b. Para suelos $\phi > 0$

En la mayoría de los casos para suelos $\phi > 0$ el círculo crítico pasa por el pie del talud y la tabla de estabilidad que se muestra en la figura 4.3, se basa en esta suposición. El factor de seguridad F es calculado por la expresión:

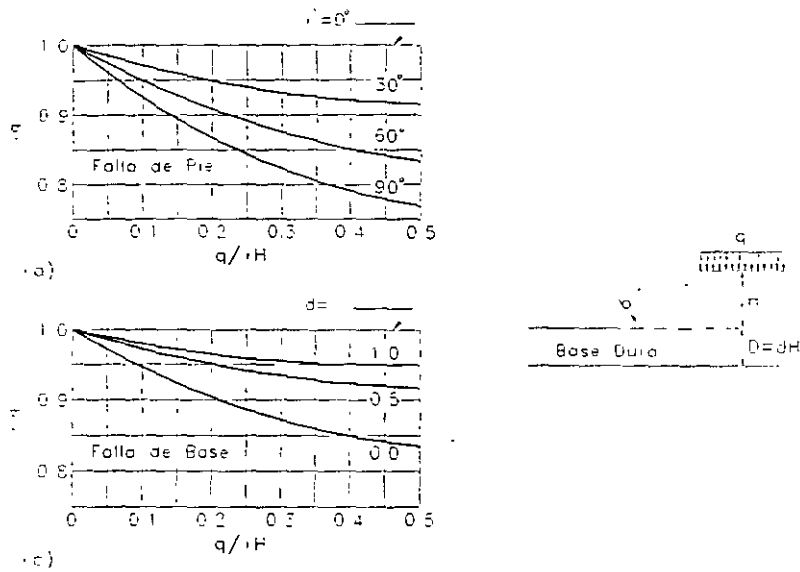
$$F = N_{ct} \frac{c}{P_d}$$

Donde,

N_{ct} y P_d son los obtenidos en la gráfica y c es la cohesión promedio

Al utilizar las tablas de Janbú se pueden emplear los factores de corrección por grietas de tensión, sobrecarga, sumergencia y flujo que se presentan en las figuras 4.4 y 4.5.

Corrección por Sobrecarga



Corrección por Sumergencia (H_w) y Flujo (H_w)

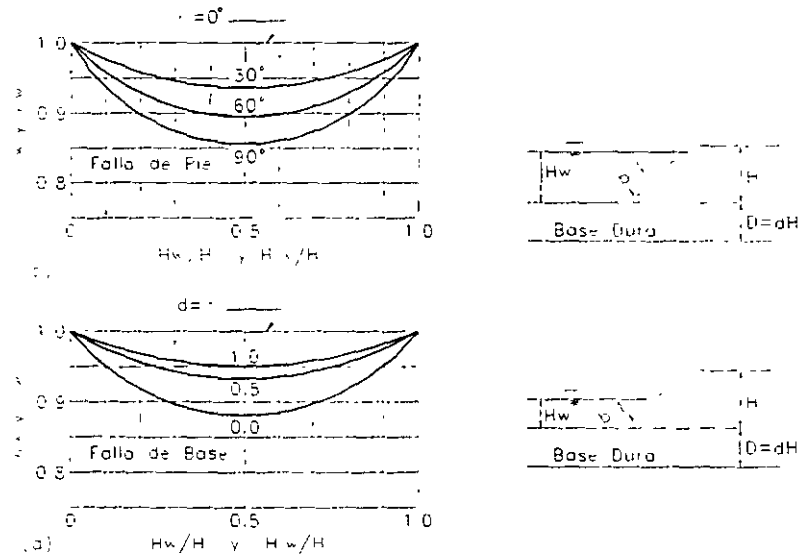


Figura 4.4 Factores de corrección por sobrecarga, sumergencia y flujo (Janbú, 1968).

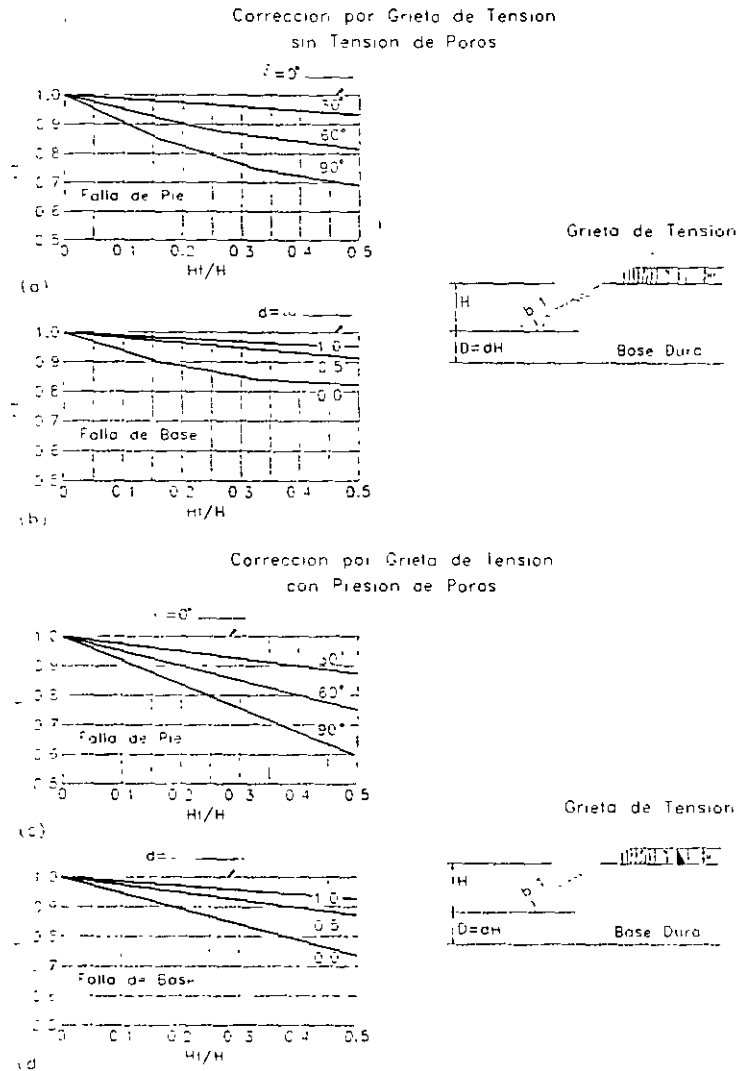


Figura 4.5 Factores de corrección por grietas de tensión para su uso en las tablas de estabilidad (Janbú 1968).

4.3.2 Método del talud infinito

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el Factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Figura 4.6).

Suposiciones:
 Suelo isotrópico y homogéneo
 Talud infinitamente largo
 Superficie de falla paralela al talud

Metodología

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el Factor de Seguridad puede calcularse para un talud infinito de una unidad de área utilizando el criterio Mohr - Coulomb.

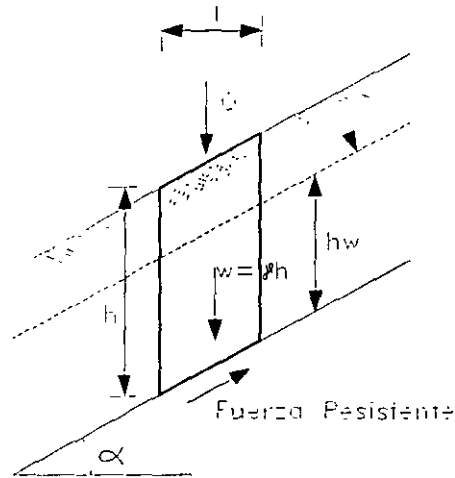


Figura 4.6 Diagrama de análisis, método del talud infinito

$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha}$$

Simplificando para un talud seco de suelos no cohesivos (C = 0)

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

El ángulo para factor de seguridad igual a 1.0 se le denomina ángulo de reposo.

4.3.3 Método del bloque deslizando

El análisis de bloque puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques (Figura 4.7). No considera la deformación de los bloques y es útil cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

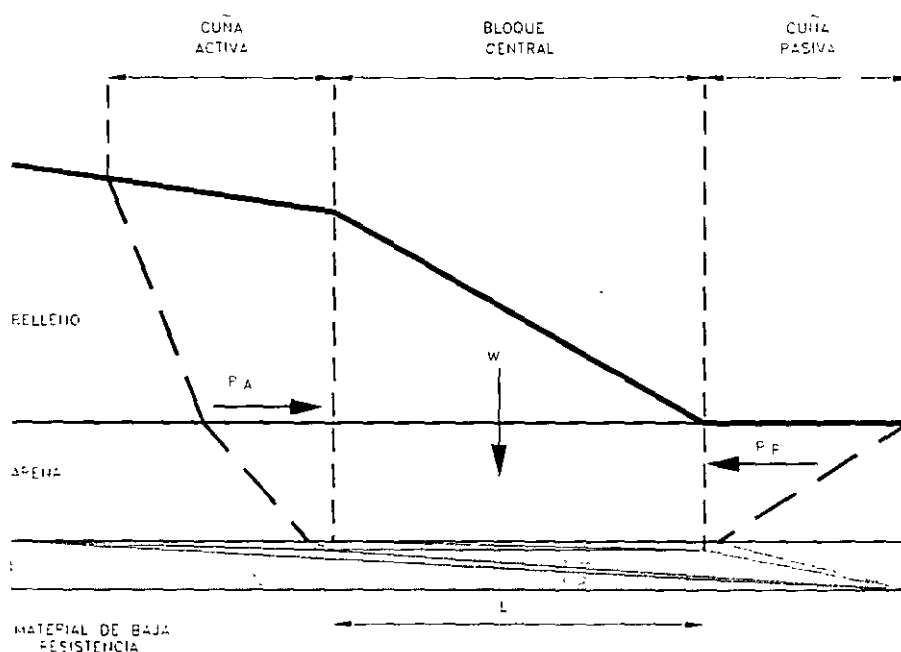


Figura 4 7 Esquema del método del bloque deslizante.

En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales así.

$$F.S. = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \theta'_m}{P_a}$$

Donde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

c'_m = Cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central

θ'_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque

Los valores de las presiones activas y pasivas pueden obtenerse utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada. Una expresión similar también puede obtenerse para el caso cuando hay dos bloques interrelacionados.

4.3.4 Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 4.8):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

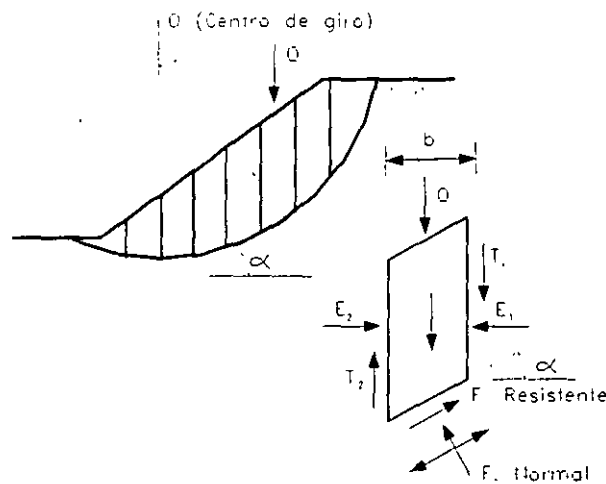


Figura 4.8 Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

El método de Fellenius calcula el Factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la tajada

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

4.3.5 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b + (W - ub) \tan \phi' / ma]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

Donde:

$$ma = \operatorname{Cosec} \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F.S.} \right)$$

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

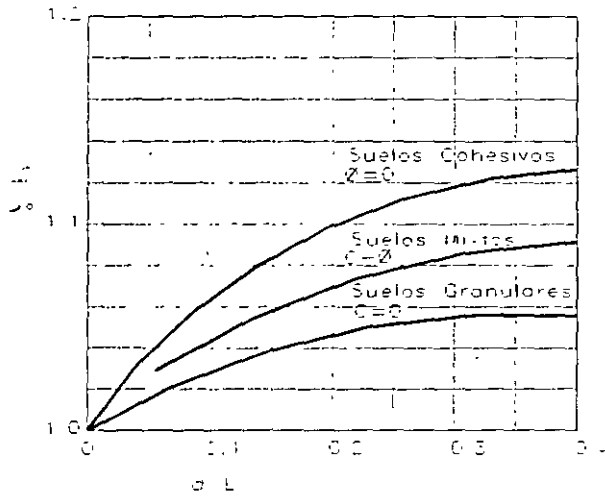
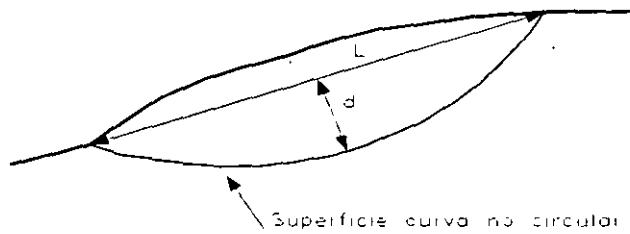


Figura 4.9 Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.

4.3.6 Método de Janbú

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$FS = \frac{f_o \sum \left\{ [c'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha m a} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)}$$

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 4.9).

Comparación de los diversos métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbú.

4.4 METODOS NUMERICOS Y APLICACIONES DEL COMPUTADOR

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador prácticamente, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, tales como SLOPE/W, STABLE y TALREN, los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualesquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean

los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente

Análisis por elementos finitos

El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los métodos de equilibrio límite, este método fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente. Aunque es una herramienta muy poderosa su utilización es muy compleja y su uso muy limitado para resolver problemas prácticos Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad a la falla.

Aunque su utilización no está muy expandida existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos numéricos. De estos se conocen los programas FLAC, UDEC (Benko-Stead-1993), PLAXIS entre otros.

En el método FLAC los materiales son representados por zonas para formar una malla de acuerdo a la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación.

En el método UDEC el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables.

Un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características.

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales "in situ" que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos

Generalmente, se usa un análisis en dos direcciones por la facilidad de su aplicación, de acuerdo a la capacidad de los computadores sencillos.

El análisis planar o en dos direcciones asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones.

El empleo de análisis en dos direcciones se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral

En la figura 4.10 se muestra una malla típica para el análisis de un talud por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994). Generalmente, las mallas analizadas contienen

elementos de tamaño uniforme con anchos(w) y alturas(h) iguales. El tamaño y forma de los elementos influye en forma importante sobre los resultados obtenidos. Es común que entre más pequeños sean los elementos se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la cresta del talud, para el caso de la figura 4.10.

La altura del elemento es tal vez el factor más importante y se recomiendan por lo menos diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud para simular en forma precisa el comportamiento del talud.

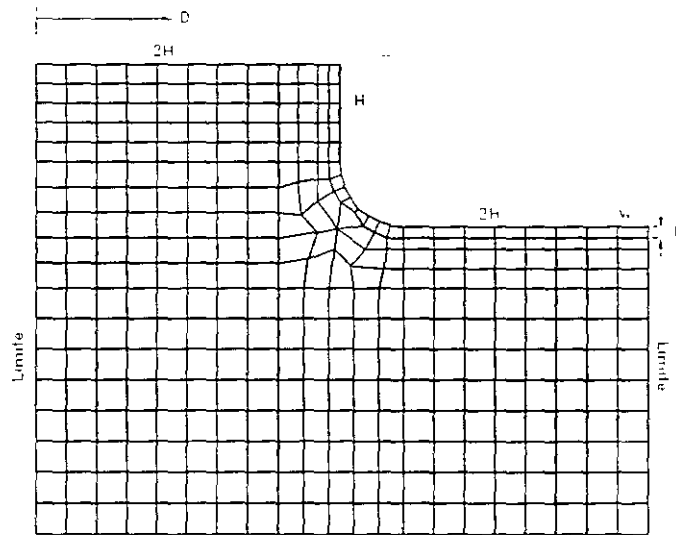


Figura 4.10 Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994)

Existe en la literatura una gran cantidad de sistemas de elementos finitos con sus respectivos programas de computador, especialmente para taludes en roca, donde los defectos geológicos de la roca, más que la resistencia de la roca en sí, controlan la estabilidad de un talud determinado. Los modelos numéricos son muy útiles para analizar fallas en las cuales no existe una superficie continua de cortante como es el caso de las fallas por "volteo". La incorporación de los defectos o discontinuidades dentro del modelo permiten estudiar el comportamiento del talud. Los elementos finitos pueden emplearse para estudiar las diversas posibilidades de falla en un talud con juntas o para encontrar los efectos de varios sistemas de estabilización para el estudio en casos generales, donde las propiedades de los suelos o rocas y condiciones de frontera se pueden suponer.

Análisis en tres dimensiones

La mayoría de los deslizamientos posee una geometría en tres dimensiones; varios autores han presentado métodos de análisis. De los cuales merece especial interés el de Yamagami y Jiang (1996). Este método utiliza las ecuaciones de factor de seguridad de Janbú, junto con un esquema de minimización basado en programación dinámica. Con

este programa se obtiene la superficie de falla crítica en tres dimensiones, sin restricción a la forma de la falla, su respectivo factor de seguridad y la dirección del movimiento (Figura 4 11).

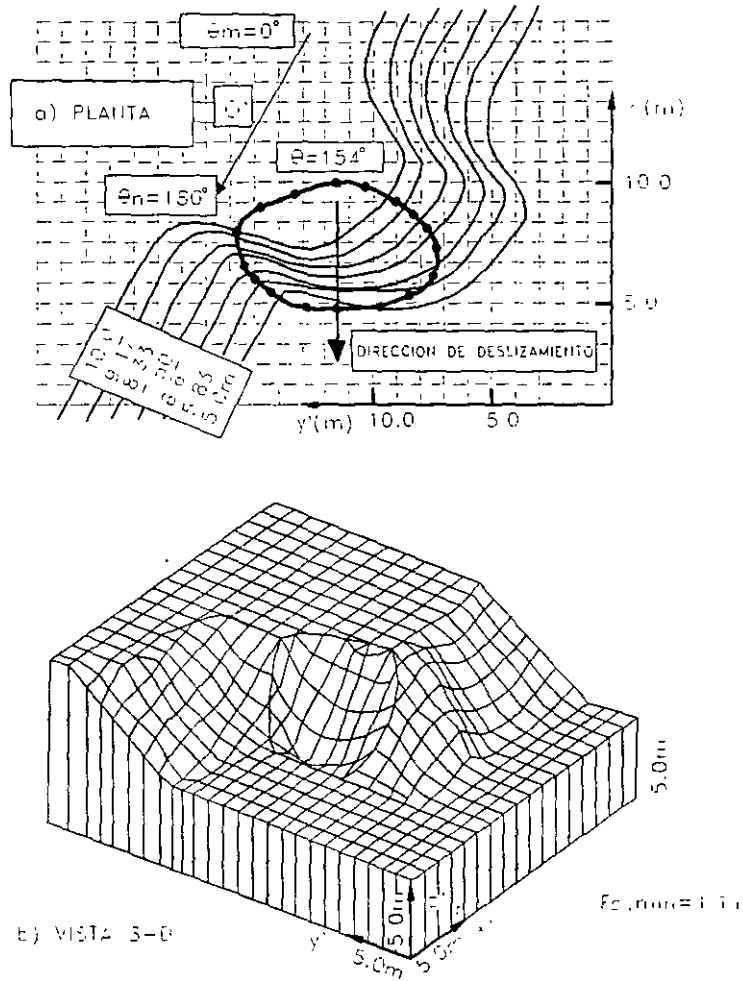


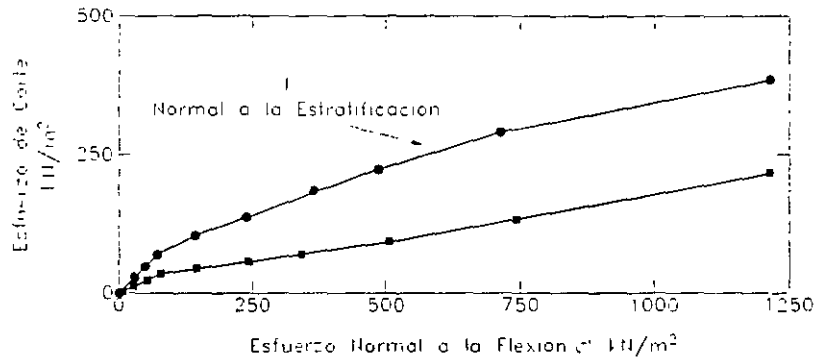
Figura 4 11 Dirección del deslizamiento y superficie de falla crítica en un análisis en tres dimensiones (Yamagami y Jiang, 1996)

4.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Con excepción de los casos de rocas sanas completamente sin fracturas, los cuales son muy raros, la mayoría de las masas de roca deben ser consideradas como un ensamble

de bloques de roca intacta, delimitados en tres dimensiones por un sistema o sistemas de discontinuidades.

Estas discontinuidades pueden ocurrir de una forma errática o en forma repetitiva como grupos de discontinuidades. Este sistema de discontinuidades usualmente, se le conoce como fábrica estructural de la masa de roca y puede consistir de orientación de granos, estratificación, juntas, foliaciones y otras discontinuidades de la roca. La resistencia de la roca a lo largo de la estratificación es diferente a la resistencia normal a la estratificación como se observa en la Figura 4.12 para la Lutita Cucaracha, en el Canal de Panamá



Resistencia de la Lutita Cucaracha

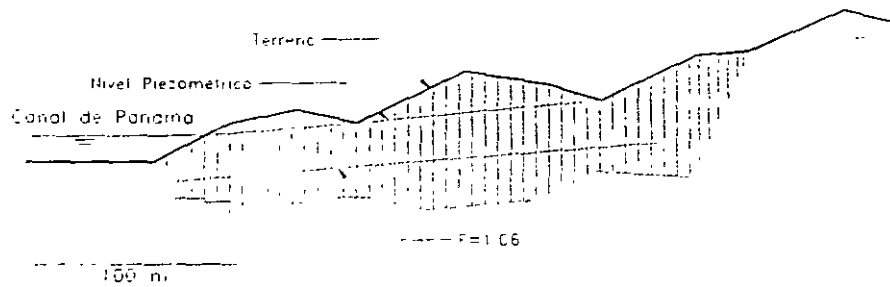


Figura 4.12 Resistencia al cortante de la roca en el deslizamiento de Cucaracha, en el canal de Panamá.

En la mayoría de los casos las propiedades ingenieriles de la roca fracturada, tales como resistencia, permeabilidad y deformabilidad, dependen más de la naturaleza de la fábrica estructural, que de las propiedades de la roca intacta.

Se requiere para realizar el análisis, el conocer las siguientes propiedades de la fábrica estructural:

a. Orientación

Representada por dos parámetros rumbo y buzamiento.

b. Persistencia o continuidad

La persistencia determina el tamaño de los bloques o masas que podrían moverse.

c. Espaciamiento

La distancia entre dos discontinuidades de la misma familia y junto con la persistencia definen el tamaño de los bloques.

d. Propiedades de la superficie de la discontinuidad

La forma y rugosidad de la discontinuidad que tiene un efecto importante en la resistencia al cortante

e. Relleno

La abertura y minerales de relleno así como sus propiedades de resistencia, influyen en forma significativa en la estabilidad de los macizos rocosos.

El primer paso es analizar la orientación de las discontinuidades y el segundo paso es el análisis de estabilidad o equilibrio para comparar las fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes.

Tipos de falla

Generalmente se analizan cinco tipos de falla así.

a. Falla planar

Controlada por una sola discontinuidad.

b. Falla de cuña

Controlada por dos discontinuidades

c. Falla en escalera

Controlada por varias discontinuidades a diferentes niveles.

d. Falla por volteo

Involucra columnas de roca definidas por discontinuidades de buzamiento de gran magnitud.

e. Fallas circulares

Ocurren en masas rocosas que están muy fracturadas o compuestas de material con muy baja resistencia al cortante.

Análisis estereográfico de la estructura

Desde el punto de vista de análisis, la característica más importante de una discontinuidad es su orientación (rumbo y buzamiento). La interpretación de los datos geológicos estructurales requieren del uso de proyecciones estereográficas que permiten la representación en dos dimensiones, de datos en tres dimensiones. Las proyecciones más comúnmente utilizadas son la red de áreas iguales y la red polar (Figura 4.13)

Para efectos prácticos se recomienda analizar las referencias de Hoek y Bray (1981,1980) y de Goodman (1976). En este caso los planos son representados por líneas y las líneas son representadas por puntos, considerando solamente las relaciones angulares entre líneas y planos.

El concepto fundamental de la proyección estereográfica es una esfera que tiene una orientación fija de su eje relativo al norte y su plano ecuatorial, relativo al horizontal. La localización de los puntos corresponde a una línea y la intersección de dos planos se define como una línea. Las proyecciones estereográficas se pueden presentar como puntos con sus respectivos símbolos o por medio de contornos de áreas (Figuras 4.13 y 4.14).

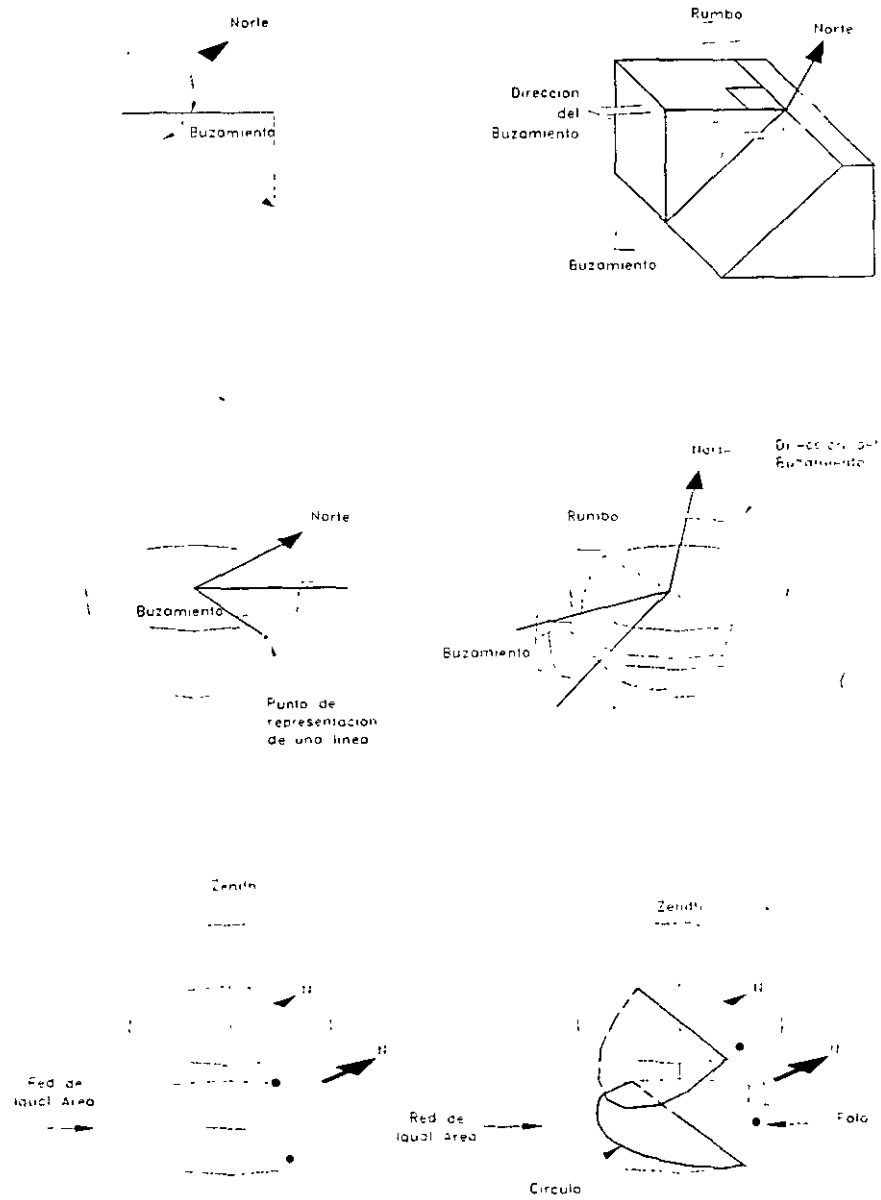


Figura 4.13 Fundamentos de la proyección estereográfica.

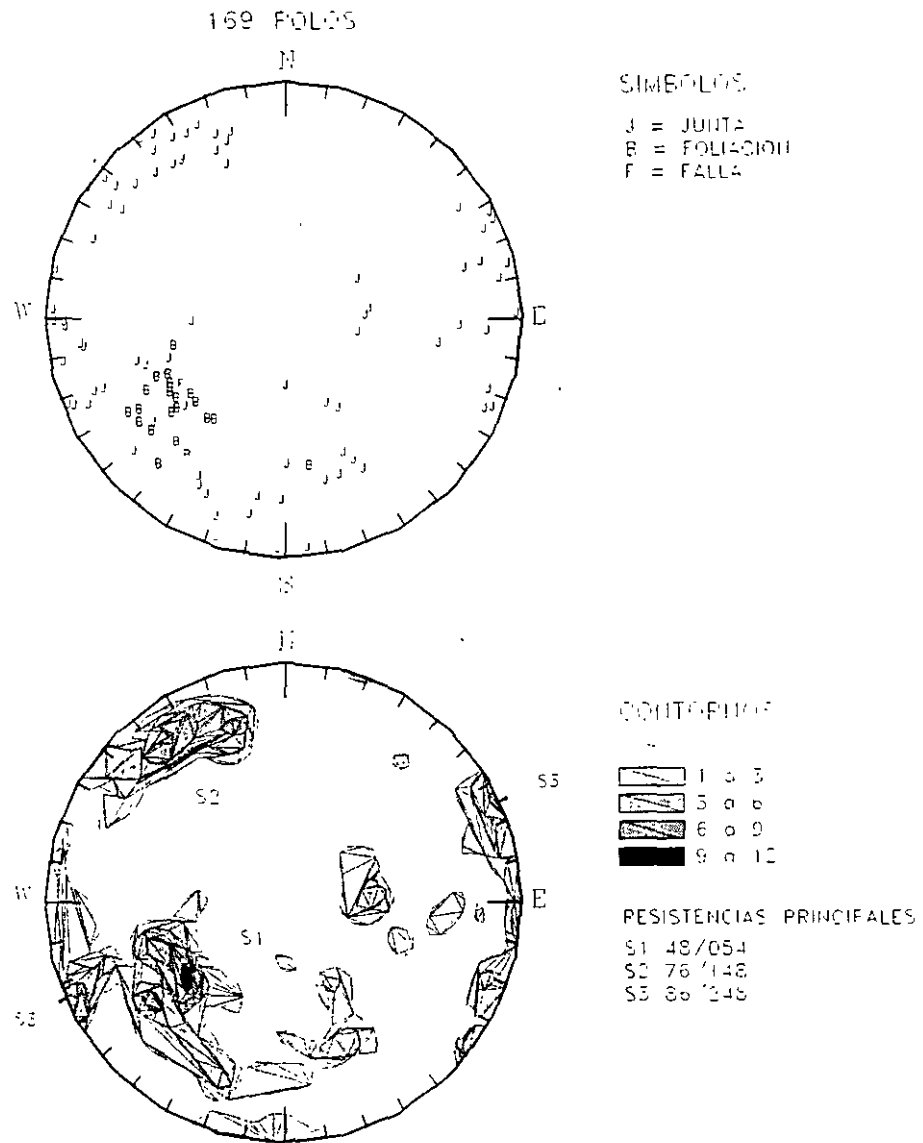


Figura 4.14 Ejemplo de proyección estereográfica.

Análisis de falla planar

Las fallas planas ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se analizan como un problema en dos dimensiones. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El tamaño de las fallas planas puede ir desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así.

- a. La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- d. La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.

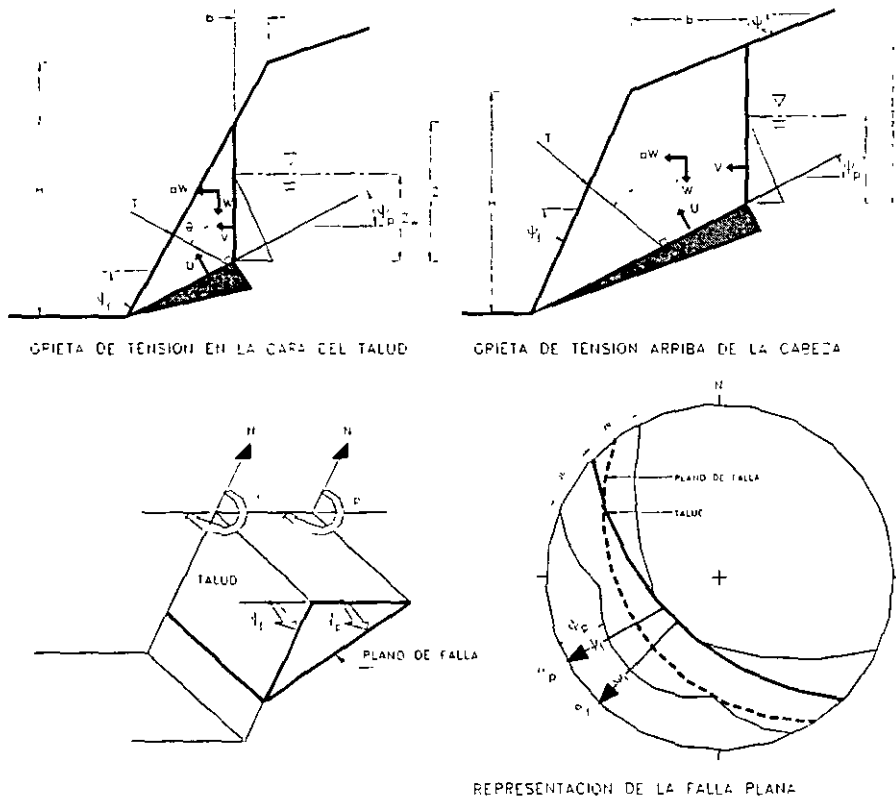


Figura 4.15 Esquema y representación de varios casos de falla plana.

En la Figura 4.15 se presentan esquemas de una falla plana con grieta de tensión en la cara del talud, con grieta de tensión arriba de cabeza del talud y una representación esquemática general de la falla plana.

De acuerdo con la localización de la grieta de tensión se pueden considerar dos casos:

- Con grieta de tensión en la cara del talud, abajo de la cabeza.
- Con grieta de tensión arriba de la cabeza del talud

Las ecuaciones de estabilidad son las siguientes:

Para el caso a (Grieta abajo de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = (H \cot \Psi_f - b) (\tan \Psi_f - \tan \Psi_p)$
- Peso del bloque $W = (1/2) \gamma_r H^2 [(1-Z/H)^2 \cot \Psi_p (\cot \Psi_p \tan \Psi_f - 1)]$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f - b) \sec \Psi_p$

Para el caso b (Grieta arriba de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = H + b \tan \Psi_s - (b + H \cot \Psi_f) \tan \Psi_p$
- Peso del bloque $W = (1/2) \gamma_r H^2 \cot \Psi_f X + bHX + Bz$
 $X = (1 - \tan \Psi_p \cot \Psi_f)$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f + b) \sec \Psi_p$

Para ambos casos:

- Fuerza de subpresión del agua $U = (1/2) \gamma_w Z_w A$
- Fuerza de empuje del agua $V = (1/2) \gamma_w Z_w^2$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{\{cA + [W(\cos \psi_p - a \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p + T \cos \theta] \tan \phi\}}{[W(\sin \psi_p + a \cos \psi_p) + V \cos \psi_p - T \sin \theta]}$$

Donde:

- H = Altura de cara del talud
- Ψ_f = Inclinación del talud
- Ψ_s = Inclinación de la corona
- Ψ_p = Inclinación del plano de falla
- b = Distancia de la grieta
- a = Aceleración sísmica
- T = Tensión de pernos o anclajes
- θ = Inclinación de los tensores con la normal a la falla
- c = Cohesión
- ϕ = Angulo de fricción
- γ_r = Densidad de la roca
- γ_w = Densidad del agua
- Z_w = Altura de agua en la grieta
- Z = Profundidad de la grieta
- U = Fuerza de subpresión del agua
- V = Fuerza de empuje del agua
- W = Peso del bloque
- A = Area de la superficie de falla

En las ecuaciones anteriores también se incorporan las fuerzas del agua y las fuerzas de estabilización por medio de pernos o anclajes. Es importante definir con anterioridad al análisis, la localización de la grieta de tensión, aunque en algunos casos los movimientos no se han iniciado y la grieta de tensión se puede obtener utilizando la expresión siguiente (Hoek y Bray, 1981):

$$B/H = (\overline{\cot \psi_f \cot \psi_f}) - \cot \psi_f$$

La expresión presentada para el Factor de Seguridad puede ser simplificada para algunos casos, por ejemplo:

1. No hay fuerzas externas (a y T=0):

$$FS = \frac{[cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi]}{(W \sin \psi_p + V \cos \psi_p)}$$

2. No hay fuerzas externas ni presión de agua:

$$FS = \frac{(cA + W \cos \psi_p \tan \phi)}{W \sin \psi_p}$$

3. No hay fuerzas externas ni presión de agua, ni cohesión:

$$FS = \frac{(\tan \phi)}{\tan \psi_p}$$

Análisis de falla en cuña

La falla en cuña ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud (Figura 4.16). La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca.

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes:

- a. La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

En las figuras 4.17 y 4.18 se presenta el esquema gráfico del análisis cinemático de la falla en cuña.

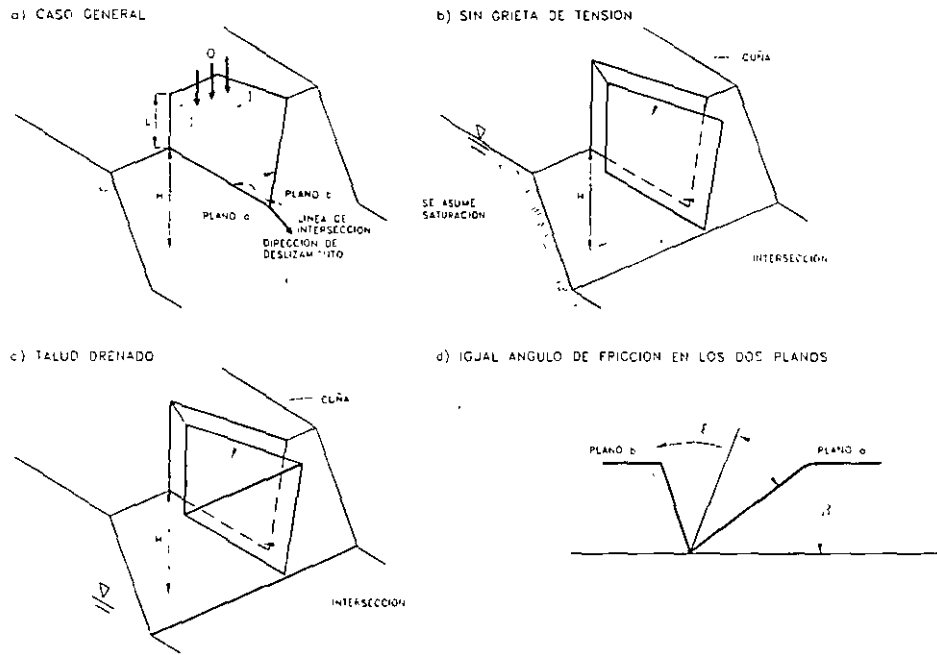


Figura 4.16 Esquema general de la falla en cuña.

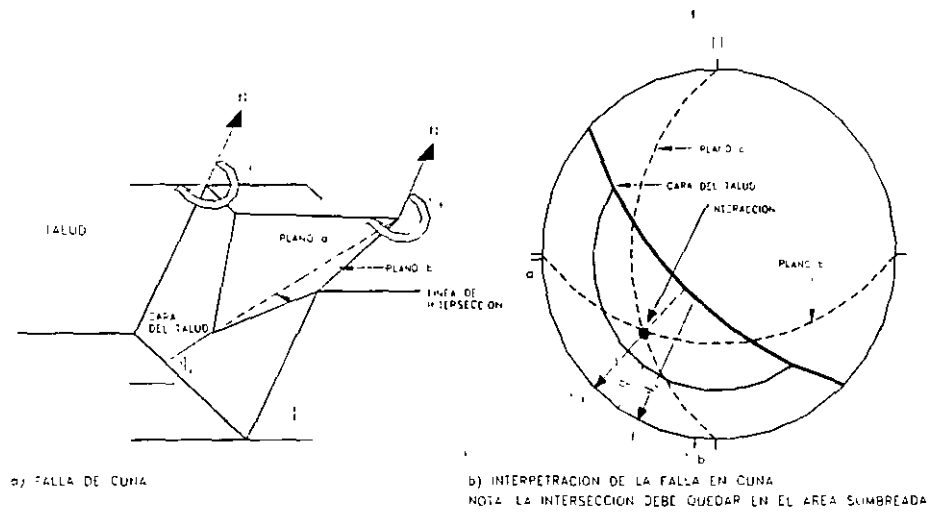


Figura 4.17 Análisis cinemático de la falla en cuña (Hoek y Bray, 1981).

Una vez se ha realizado el análisis cinemático, usando métodos estereográficos, se puede calcular el Factor de Seguridad.

a. Caso general

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a \cdot X + c_b \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_b$$

Donde:

C_a y c_b = cohesiones

ϕ_a y ϕ_b = ángulos de fricción

γ = Peso unitario de la roca

γ_w = Peso unitario del agua

H = Altura total del bloque

X , Y , A y B dependen de la geometría

Ψ_a = Buzamiento de los planos a y b

Ψ_i = Buzamiento de la intersección

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cdot \text{Cos } \theta_{na} \cdot 2}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cdot \text{Cos } \theta_{NBa} \cdot 1}$$

$$A = \frac{\text{Cos } \psi_a - \text{cos } \psi_b \cdot \text{cos } \theta_{na} \cdot nb}{\text{sen } \psi_i \cdot \text{sin}^2 \theta_{na} \cdot nb}$$

$$B = \frac{\text{Cos } \psi_b - \text{cos } \psi_a \cdot \text{cos } \theta_{na} \cdot nb}{\text{sen } \psi_i \cdot \text{sen}^2 \theta_{na} \cdot nb}$$

b. Talud drenado

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a X + c_b Y) + A \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

c. Talud no cohesivo

$C = 0$ (solo fricción)

$$FS = a \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

d. Igual ángulo de fricción en los dos planos

$$FS = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen}(\xi/2)} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

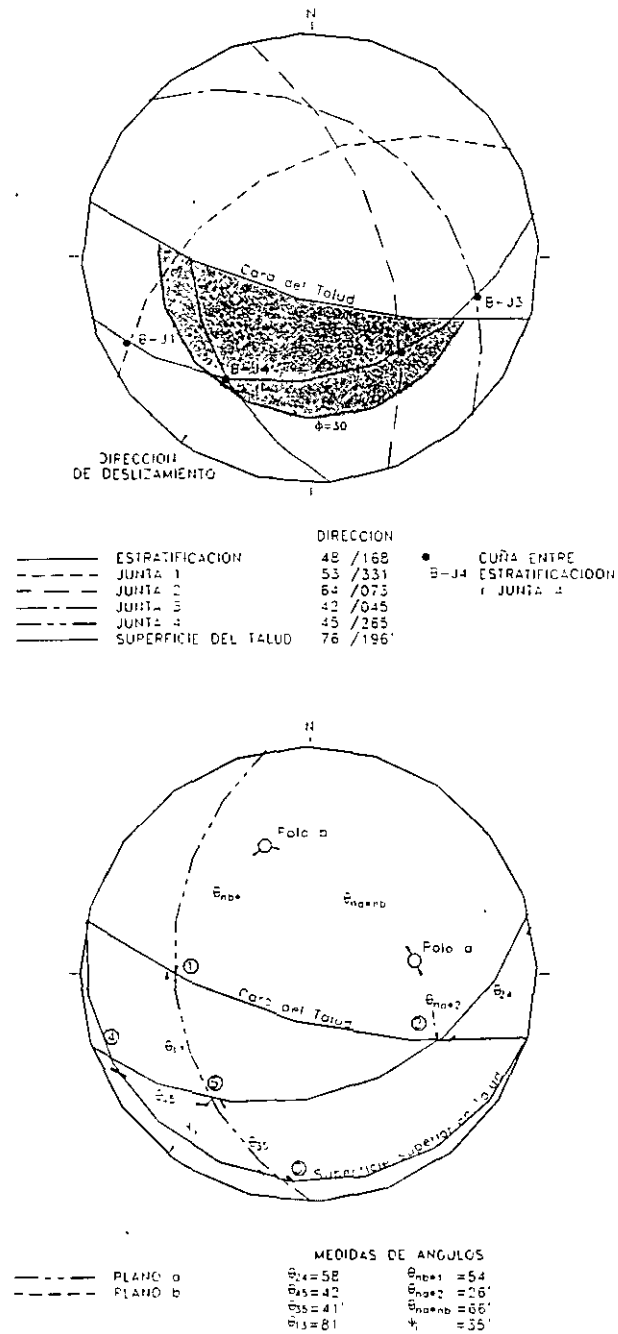


Figura 4 18 Ejemplo de representación de una falla en cuña (Norrish y Wyllie, 1996).

Análisis de falla al volteo

Las fallas al volteo ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de columnas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En la falla al volteo la columna de roca rota alrededor de un punto cerca a la base de la misma columna (Figura 4.19).

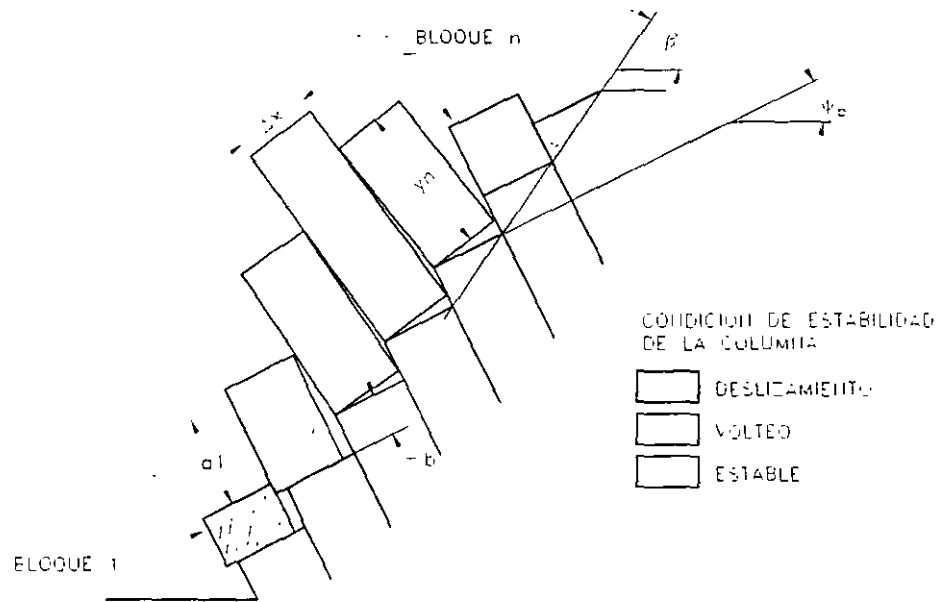


Figura 4.19 Esquema general de la falla al volteo.

El análisis cinemático requiere para que ocurra volteo, que se presenten las siguientes condiciones:

- a. El rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20 grados (Figura 4.20).
- b. El buzamiento debe cumplir la siguiente condición:

$$(90^\circ - \Psi_p) \leq (\Psi_f - \phi_p)$$

Donde:

Ψ_p = Buzamiento de las capas

Ψ_f = Buzamiento de la superficie del talud

ϕ_p = Angulo de fricción a lo largo de los planos.

El procedimiento de análisis no es tan claro como para los otros tipos de falla y se sugiere consultar las referencias de Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981).

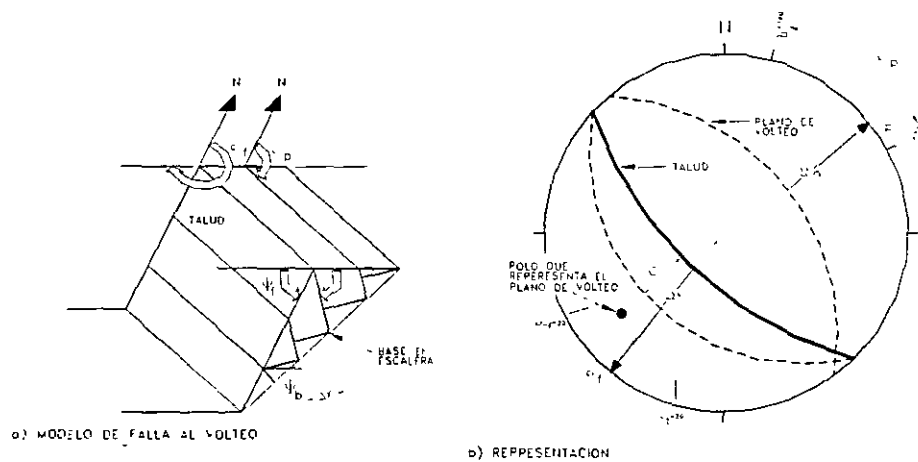


Figura 4.20 Análisis cinemático de la falla al volteo (Norris y Wyllie, 1996)

4.6 ANALISIS SISMICO

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud, de naturaleza cíclica, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones altas de poros. La combinación entre la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas. En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias.
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.
- Fenómeno de resonancia.
- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos

Se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes y laderas, en el caso de eventos sísmicos (Houston 1987).

- Método pseudoestático en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark 1965).
- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas, en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado (Castro, 1985)

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio de un análisis en dos o tres dimensiones, utilizando un modelo específico se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes (Finn 1988, Prevost 1985).

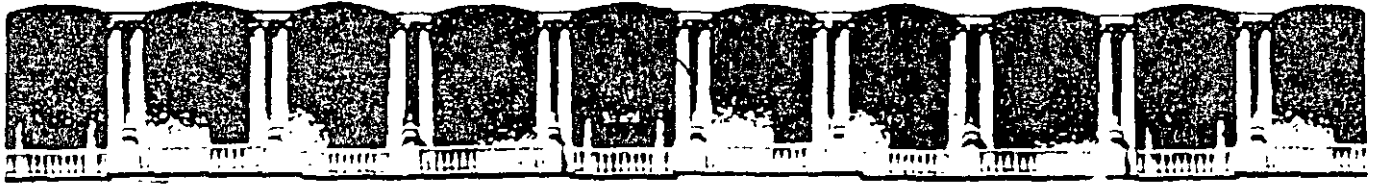
Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotécnica debido, especialmente a su facilidad de implementación.

El análisis sísmico se presenta a detalle en el capítulo 9.

REFERENCIAS

- Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M., (1996), "Slope stability and stabilization methods" Wiley-Interscience, 629 p
- Ashford S.A., Sitar N. (1994). "Seismic response of steep natural slopes" Report UCB/EERC-94/05 University of California at Berkeley, 207 p
- Barnes, G.E. (1991). "A simplified version of the Bishop and Morgenstern Slope-Stability Charts". Canadian Geotechnical Journal, Vol 28, No 4, pp. 630-632
- Benko B., Stead D (1993) "The characterization and prediction of landslide movements using numerical modelling techniques" Seventh international conference and field workshop on landslides in Czech and Slovak Republics, pp. 131-136
- Bishop A W Morgenstern N (1960) "Stability Coefficients for Earth Slopes" Geotechnique Vol 10, No 4.
- Bishop A W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes" Geotechnique Vol 5, No. 1
- Bishop, A W., Bjerrum L., (1960) "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems". In Proc., ASCE Research conference on the shear strength of cohesive soils. Boulder, Colorado, American Society of civil engineers, New York, pp. 437-501
- Castro, G., Poulos S.J., Leathers F.D., (1985). "Re-examination of slide of lower San Fernando Dam," Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol 111, No. GT-9, pp. 1093-1107.
- Charles, J A , Soares M.M., (1984). "Stability of compacted rockfill slopes", Geotechnique, Vol. 34, No.1, pp 61-70
- Chen W.F., Huang T K (1994) "Plasticity analysis in geotechnical engineering: From theory to practice". Proceedings symposium on developments in geotechnical engineering Bangkok pp 49-80.
- Chen, W.F., Giger M W., (1971). "Limit analysis of slopes", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM-1, January, pp 19-26.
- Chugh, A K. (1981) "Pore water pressure in natural slopes", International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol 5, pp. 449-454
- Clough, R W., Woodward R J., (1967). "Analysis of Embankment Stresses and deformations." Journal of geotechnical division, ASCE, July, pp 529-549.
- Corps of engineers, (1982), "Slope stability manual" EM.1110-2-1902, Washington, D C , department of the Army, Office of the chief of engineers.
- Cousin, B F., (1978), "Stability charts for simple earth slopes", Journal of Geotechnical division, ASCE, Vol 104, No. GT-2, February, pp. 267-279
- Dodd, J., Anderson W. (1971). "Tectonic Stresses and Rock Slope Stability". Thirteenth Symposium on Rock Mechanics, Urbana, Illinois, p.p. 171 - 182.
- Duncan J.M. (1996) "Soil slope stability analysis", Landslides investigation and mitigation. Special report 247 Transportation research Board National research council. Pp 337-371
- Fellenius W (1936) "Calculation of the Stability of Earth Dams". Second Congress on Large Dams, Washington D C
- Finn, W D. (1988) "Dynamic analysis in geotechnical engineering" Proceedings of earthquake engineering and soil dynamics II-Recent Advances in ground motion evaluation, J L Von Thun, Edd. Park City, Utah ASCE, Geotechnical Special Publication No 20
- Freddlund D G , Krahn J (1977) "Comparison of slope stability methods of analysis", Canadian geotechnical Journal, Vol 14, pp. 429-439.
- Gibson, M , Morgenstern N R , (1962) "A note on the stability of cuttings in normally consolidated clays". Geotechnique, Vol 12, No 3, pp. 212-216

- Goodman, R E (1976) "Methods of Geological engineering in discontinuous Rock" West Publishing Co., St. Paul, Minn., 472 pp.
- Goodman, R.E., Bray J.W. (1976) "Toppling of rock slopes" In Proc., Specialty conference on rock engineering for foundations and slopes, Boulder, Colo., American Society of civil engineers, New York, Vol 2, pp. 201-234.
- Hock, E., Bray J W, (1977). "Rock slope engineering". London: Institute of mining and metallurgical engineering.
- Hock, E., E.T Brown (1980) "Underground excavations in rock". Institution of mining and metallurgy, London, 527 p
- Hock, E., Bray, J W (1981) "Rock slope engineering" 3erd Ed. Institution of mining and metallurgy, London, 402 pp
- Houston, S L., Houston W.N., Padilla J M, (1987) "Microcompute aided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements.", Microcomputers in civil engineering, Vol.2, Amsterdam, Elsevier, pp. 207-222.
- Hunter, J.H., Schuster R L (1968). "Stability of simple cuttings in normally consolidated clays". Geotechnique, Vol. 18, No. 3, pp. 373-378.
- Hynes-Griffin, M E. (1984). " Rationalizing the seismic coefficient method", Miscellaneous paper G L 84-13, U.S. Army Engineer Waterways experiment station, Vicksburg, Mississippi.
- Janbú N. (1954) "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.
- Janbú N (1967) "Dimensionless Parameters for Homogeneous Earth Slopes". Discussion, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, No. SMG Nov..
- Janbú N. (1973) "Slopes Stability Computations Embankment Dam Engineering" Casa grande Volume, New York, John Wiley.
- Janbú, N. (1968) "Slope stability computations" Soil mechanics and foundation engineering report Technical University of Norway, Trondheim.
- Jibson, R.W., Keefer D K., (1993). "Analysis of the seismic origin of landslides. Examples from the New Madrid seismic zone", Geological Society of America Bulletin, Vol 21 No 4, pp 521-536
- Jibson, R W., D K Keefer, (1993) "Analysis of the seismic origin of landslides. examples from the New Madrid seismic zone" Geological Society of America Bulletin, Vol 21, No 4, pp. 521-536.
- Keefer, D K., Wilson R.C., (1989) " Predicting earthquake-induced Landslides, with emphasis on arid and semi-arid Environments", Proceedings of Landslides in a semi-arid Environment, Vol.2, Riverside, California, Inland Geological Society, pp 118-149.
- Morgenstern N., Price V. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". Geotechnique Vol 15, March
- Norrish N I., Wyllie D.C., (1996) "Rock slope stability analysis", Landslides investigation and mitigation Special report 247 Transportation Research Board National research council, Pp. 391-425
- O'Connor, M J., Mitchell, (1977) "An extension of the Bishop and Morgenstern slope stability charts." Canadian Geotechnical Journal, Vol 14 No.1 pp. 144-151
- Picovost, J.H., Abdel-Ghaffar A.M., Lacy S J., (1985). "Nonlinear dynamic analysis of an earth Dam". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No GR-7, pp 882-897.
- Skempton A W (1977) "Slope stability of cuttings in London clay" In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, pp 261-270
- Skempton A W (1985) "Residual strength of clays in landslides, folded strata, and the laboratory." Geotechnique, Vol 35, No. 1, pp. 3-18
- Skempton, A.W.(1970). "First-time slides in over consolidated clays". Geotechnique, Vol 20, No. 4, pp 320-324.
- Spencer, E (1967). " A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces." Geotechnique, Vol 17 pp 11-26.
- Taylor D.W July (1937) "Stability of Earth Slops". Journal of the Boston Society of Civil Engineers
- Taylor, D.W (1937). "Stability of earth slopes" Journal of the Boston Society of civil engineers, pp. 337-386.
- Wong, F.S. (1984). " Uncertainties in FE modelling of slope stability", Computers & structures, New York, Pergamon, Vol 19, No.5/6, pp 777-791



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

6. Mejoramiento de suelos

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructores:
Dr. Rafael Morales Y Monroy

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

MEJORAMIENTO DE SUELOS CON GEODRENES VERTICALES

Dr. en Ing. Rafael Morales y Monroy,

Perito Profesional en Geotecnia.

Tel. 01-55-5544-6190, Fax. 5689-3643, monitech @ netmex.com

INTRODUCCION

El mejoramiento de los suelos ha sido un problema que se ha presentado en muy diversos sitios del planeta y en especial en nuestro país. Especialmente en la actualidad, en donde los suelos aptos para la construcción ya fueron utilizados y nos quedan otros en donde se presentan problemas de diversa índole, pudiendo ir desde exceso de agua, insalubridad, falta de resistencia, etc.

Hay otros casos, como en carreteras, en donde, el trazo tiene forzosamente que cruzar por dicho pantano o zona difícil, amén de tener que hacer un gran desvío que generalmente encarece el camino

Hay otros casos en que simplemente no hay otra solución más que el utilizar terrenos problemáticos y en donde el ingeniero tiene que resolver el problema de alguna manera

A lo largo de estas líneas se presentan algunos tipos de soluciones utilizadas para el mejoramiento de suelos y se profundiza en un método principal el uso de geodrenes verticales.

MÉTODOS PARA EL MEJORAMIENTO DE SUELOS

Existen una gran cantidad de métodos dedicados al mejoramiento de suelos, sin embargo, la habilidad del ingeniero consistirá en encontrar el más adecuado y más económico (no barato) para cubrir las necesidades. Entre otros, dedicados a estabilizar suelos arcillosos, saturados, con baja capacidad de carga y altas deformaciones, se mencionan a (*Manual de Construcción Geotécnica, SMMS, 2002*):

- Abatimiento del nivel freático mediante pozos de bombeo,
- Abatimiento del nivel freático por bombeo y electrólisis,
- Sustitución del material por rellenos compactados con la adición de cementantes,
- Columnas de grava,
- Vibroflotación y/o vibrocompactación.
- Micropilotes,
- Jet Grouting,
- Inclusiones,

- Deep Mixing,
 - Precarga,
 - Drenes verticales,
 - Uso de geosintéticos,
- y la combinación de dos o más de los anteriores.

MÉTODOS DE PRECARGA

Se entiende por precarga a la carga externa que se adiciona previamente al subsuelo con el fin de anticipar la ocurrencia de asentamientos debidos a la consolidación.

Existe una diversidad de técnicas de aplicación de precarga en campo para el mejoramiento de suelos blandos, la más común es la precarga simple y consiste en la sobrecarga que se impone al suelo de cimentación a través de la construcción de un terraplén de material terreo, pero también existen casos donde la precarga se realiza mediante elementos prefabricados de concreto, dependiendo de las condiciones de la obra. La elección adecuada de la precarga simple dependerá básicamente de las condiciones reales de la obra, así como de los estudios geotécnicos de campo y de laboratorio, de los estudios de factibilidad y el análisis de costos contra los procedimientos existentes de mejoramiento.

Precarga simple

Al colocar la sobrecarga por encima de un suelo saturado se "apachurra" al suelo arcilloso saturado (acuicludo) y se obliga a soltar el agua que tiene atrapada, haciéndola migrar en dos direcciones principales. hacia arriba, hacia la superficie libre y hacia abajo, hacia el acuífero, transmitiéndole la presión en exceso. Este proceso se ha observado ser lento, dada la baja permeabilidad de las arcillas y se han buscado técnicas para acelerarlo.

Precarga con drenes verticales de arena o de grava

Los drenes verticales son perforaciones rellenas con arena o materiales permeables (*Norma Pemex 2.214.03*) Se utilizan para reducir el tiempo de consolidación de un estrato poco permeable, sometido a un incremento de carga, aprovechando que la permeabilidad horizontal generalmente es mayor que la vertical y que la distancia que debe recorrer el agua para drenarse se reduce. Se les coloca una capa drenante de 0.50m a 1 m en la superficie, la cual sirve además para facilitar el tránsito; para evitar la incrustación de esta capa en el suelo blando se utiliza un geotextil. El agua fluye radialmente a la red de drenes verticales y por ellos a la superficie libre. La separación entre los drenes es el factor que más influye en la eficiencia del procedimiento, aún cuando también son significativos el diámetro de los drenes y el procedimiento de perforación.

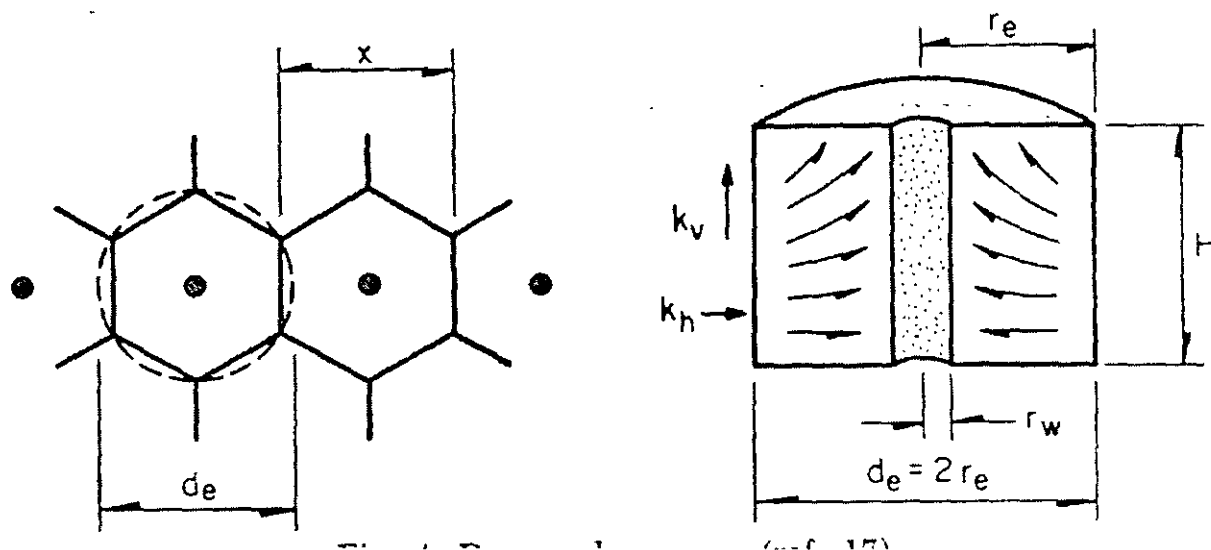


Fig. 1. Esquema de la formación de drenes de arena: a) planta, b) corte.

La figura 1 presenta, esquemáticamente, una red de drenes de arena.

En la figura:

r_w = radio del dren

r_e = radio de influencia del dren

k_h = coeficiente de permeabilidad horizontal

k_v = coeficiente de permeabilidad vertical

k = coeficiente de permeabilidad del material remoldeado

$n = (r_e / r_w) =$ relación de diámetros

La ecuación que gobierna el flujo de agua radial y vertical, en coordenadas cilíndricas, se puede expresar:

$$du/dt = C_{v_r} [(d^2u/dr^2) + (1/r) (du/dr)] + C_v (d^2u/dz^2)$$

donde:

C_v = coeficiente de consolidación debido a flujo vertical

u = presión de poro

r = radio al punto en estudio

$$C_v = k_v (1 + e_o) / a_v \gamma_w$$

C_{v_r} = coeficiente de consolidación debido a flujo radial

$$C_{v_r} = k_h (1 + e_o) / a_v \gamma_w$$

a_v = coeficiente de compresibilidad

e_o = relación de vacíos iniciales

γ = peso volumétrico del agua

Dado que generalmente la permeabilidad vertical

es significativamente menor que la horizontal, en la ecuación anterior se puede simplificar el término (d^2u/dz^2) y queda:

$$du/dt = C_{v_r} [(d^2u/dr^2) + (1/r) (du/dr)]$$

La solución de esta ecuación se puede obtener considerando que los asentamientos en la superficie progresan radialmente a cada dren. Una solución más simple se tiene considerando que los asentamientos en la superficie progresan uniformemente. Ambas soluciones conducen a resultados semejantes para grados de consolidación mayores de 50 por ciento; así resulta más simple utilizar la hipótesis de asentamientos uniformes

En la solución de la ecuación deben considerarse también las condiciones de frontera del dren. Dado que la construcción provoca remoldeo en las paredes de la perforación, se tiene una zona de permeabilidad menor cuyo espesor depende del procedimiento de perforación. Existen dos soluciones, una para cuando el remoldeo es despreciable o nulo y otra considerando un espesor remoldeado de permeabilidad menor.

HIPÓTESIS GENERALES

- El estrato compresible en cuestión, se considera como una masa de suelo homogénea e isotrópica.
- El suelo permanece 100% saturado durante los ensayos de laboratorio y en el campo donde se aplica la precarga.
- Se cumple la ley de Darcy en el desarrollo del drenaje vertical y radial durante el fenómeno de consolidación y por consiguiente aplican las Teorías de Terzaghi, Barrón y Hansbo, para un comportamiento elasto-plástico del suelo.

- La evolución de asentamientos y el grado de consolidación durante la precarga y drenes verticales en suelos compresibles, depende principalmente del tiempo, la estratigrafía, espesor del estrato, la permeabilidad del suelo, la permeabilidad de los drenes verticales, la resistencia generada por flexión del dren, el efecto smear, Y del espacio miento y arreglo entre drenes.

CONSOLIDACIÓN RADIAL.

A partir la aplicación de los drenes verticales de arena y de los drenes prefabricados en el mejoramiento de suelos blandos; la teoría de la consolidación radial y la solución al problema matemático se desarrollaron en forma gradual. Rendulic estableció que la relación que existe entre el tiempo y el grado de consolidación radial se expresa por la variación del factor tiempo como función del radio de influencia entre drenes*. Barrón partió del mismo principio que en la consolidación vertical, considerando que el cambio volumétrico depende de la compresibilidad y del tiempo de aplicación de la carga al suelo, a su vez, estableció que las variables que se presentan en la consolidación radial corresponden principalmente a las condiciones de drenaje y a la velocidad de consolidación desarrollada con la adición de los drenes verticales. Por tanto, la ecuación diferencial de consolidación radial en coordenadas cilíndricas, quedó expresada con los términos que a continuación se describen y que ya fueron mencionados con anterioridad:

$$dUr/dt = [Cr (d^2U/dr^2 + 1/r(d^2U/dr))]$$

La solución matemática encontrada a partir de series de Fourier y de la función de Bessel de orden cero (Leonards, 1962), finalmente se expresa por:

$$Ur = 1 - e^{-(8 Tr / Fn)}$$

donde.

Cr es el coeficiente de consolidación radial,

Ur es una relación de consolidación radial promedio,

*Tr = (Cv t / r_e²) es el factor tiempo en función de la relación del radio de influencia entre drenes verticales

$$F(n) = n^2 / \{[n^2 - 1] \ln(n) - 3n^2 - 1 / [4n^2]\} \text{ (Barrón, 1948).}$$

F(n), es la función del coeficiente de sobrecarga desarrollado entre los drenes

Siendo.

$$n = r_e / r_w$$

donde:

n, es el coeficiente de sobrecarga

r_e, es el radio de influencia del dren

r_w, el radio del dren vertical.

Rowe y Mcklyns, 1966, establecieron valores teóricos del T₅₀, T₉₀, para las condiciones de drenaje impuestas en la celda que a continuación se describe.

CELDA DE ROWE

Este equipo de consolidación conocido como celda de Rowe fue desarrollado por el profesor P. W. Rowe en la Universidad de Manchester, E. U., Esta celda presenta ventajas al realizar pruebas de consolidación y permeabilidad, incluyendo depósitos no uniformes comparativamente con el odómetro o consolidómetro convencional desarrollado con la teoría de Terzaghi. El diseño de la celda difiere respecto al odómetro de acuerdo a la forma de aplicar la carga de las muestras. En la celda Rowe, las cargas se aplican a través de agua a presión y se transmitirá mediante un diafragma flexible adaptado al sistema mecánico del equipo. Con este sistema se pueden ensayar muestras con diámetro de hasta 25.4cm, para trabajos comerciales del análisis de asentamientos y deformaciones del suelo.

Lo más importante es que actualmente se ha adaptado el control del drenaje y la medición de la presión de poro durante la prueba de consolidación; por lo que es posible analizar el drenaje horizontal y vertical después de haber seleccionado el arreglo de prueba más representativo de las condiciones reales del problema

Descripción de la celda y accesorios.

Originalmente se desarrollaron tres tamaños de celdas de Rowe, mismos que fueron normados y comercializados en diámetros de 3", 6" y 10", equivalentes a 7.5 cm, 15 cm y 25 cm, respectivamente. Estas medidas típicas son los tamaños que muestra la tabla 1, con dimensiones recomendadas, como son el área, diámetro y espesor de las muestras y el volumen

PERMEABILIDAD

La permeabilidad es una propiedad hidráulica del suelo que permite conocer la rapidez con la que puede fluir el agua entre las quedades del esqueleto formado por las partículas sólidas, al inducir un gradiente hidráulico. Esta variable se determina por medio de una constante de proporcionalidad denominada "coeficiente de permeabilidad" (k) y está en función de las propiedades del suelo, y del fluido intersticial. También puede definirse como la velocidad con que el agua circula entre la masa del suelo y se representa con unidades de velocidad como cm/s. En el presente estudio, se analiza particularmente la permeabilidad de los suelos arcillosos, los cuales en la mayoría de los casos son de baja y muy baja permeabilidad, de 10⁻³ a 10⁻⁹ cm/s

**TABLA 1. TAMAÑOS EXISTENTES DE LA CELDA ROWE.
CARACTERÍSTICAS Y RECOMENDACIONES PARA
MUESTRAS DE ENSAYE EN LA CELDA ROWE.**

CARACTERÍSTICAS	DIAMETRO	75	150	250
	NOMINAL	mm	mm	Mm
DIAMETRO DE LA MUESTRA	Mm	75.7	151.4	252.3
ÁREA DE LA MUESTRA	mm ²	4,500	18,000	50,000
ALTURA RECOMENDABLE DE LA MUESTRA	Mm	30	50	90
VOLUMEN RECOM. DE LA MUESTRA BASADO EN EL PESO	cm ³	135	900	4,500

Además, es importante reconocer que gran parte de las arcillas poseen un alto contenido de agua y en algunos casos este valor es superior al 400%. La reducción de la permeabilidad de los suelos arcillosos influye en el retardamiento del proceso de consolidación, durante el alivio de presión de poro del suelo y de los cambios volumétricos, mismos que se encuentran relacionados con el comportamiento mecánico del suelo. En consecuencia, la explicación sobre la tendencia a la impermeabilidad de las formaciones arcillosas se debe básicamente a la estructuración del suelo, tamaño y forma laminar de sus partículas, además depende de otros factores como la viscosidad y temperatura del fluido.

Con la adición de drenes verticales en el mejoramiento del suelo se incrementa la velocidad de expulsión del contenido de agua durante la consolidación, dependiendo principalmente de la permeabilidad del suelo y del número y espaciamiento de los drenes verticales. Si se aplica una sobrecarga al suelo, el agua en exceso hidrostático tiende a fluir hacia el dren sintético, acortando la trayectoria del drenaje radial misma que se expulsa al exterior a través del conducto vertical provocando cambios volumétricos, reducción en la relación de vacíos y como consecuencia la reducción de la permeabilidad del suelo. La permeabilidad puede estimarse en el laboratorio, con la advertencia de que los valores obtenidos pueden diferir de 100 o hasta 1000 veces su relación con respecto a las pruebas de campo. Lo anterior, considera el hecho de que en el laboratorio el drenaje se condiciona a las direcciones impuestas durante la prueba; por el contrario, en las pruebas directas de campo la

realidad se refleja por la heterogeneidad estratigráfica, donde el agua sigue las trayectorias de menor resistencia sobre los estratos de mayor permeabilidad (Hansbo, 1979).

MEJORAMIENTO DEL SUELO COMPRESIBLE INDUCIENDO ASENTAMIENTOS PREVIOS.

Ya fueron descritas anteriormente las técnicas de Precarga. Aquí se relacionan algunos criterios de elección que pueden ayudar al especialista en su correcta aplicación y en la toma de decisiones:

- Considerar que el método de precarga simple requiere de grandes espacios, como mínimo 10 metros adicionales al perímetro de construcción para delimitar la zona de pretratamiento
- La disponibilidad del material de relleno debe ser suficiente y cumplir con las características recomendadas de estabilidad para la formación del terraplén.
- Tener presente la estratigrafía del suelo y la presencia de lentes permeables más cercanos a la matriz del suelo arcilloso
- Considerar la magnitud del espesor de estratos compresibles y estimar si requiere de la inclusión de los drenes verticales en el mejoramiento.
- Revisar si el tiempo de ejecución con precarga simple cumple con el programa constructivo y con las necesidades de la obra
- Valorar la efectividad de la precarga simple mediante la construcción de terraplenes de prueba.
- Determinar si aplica dicho procedimiento, comparando los resultados preliminares contra estudios de factibilidad y contra los procedimientos alternativos.

CRITERIOS DE ESTABILIDAD

Los criterios de estabilidad terraplén-subsuelo están ligados estrechamente a los de estabilidad de terraplenes y taludes sobre suelos blandos, por lo que, antes de iniciar la precarga, deberán revisarse de acuerdo a los criterios de Fellenius, de Bishop, de Skempton o de cualquier otro, sin perder en cuenta algunas recomendaciones prácticas que a continuación se enumeran a título indicativo, más no exhaustivo:

- El material que conformará el terraplén de precarga corresponde al tipo de suelos cohesivos friccionantes y su granulometría no debe contener más del 10% de finos; además, debe cumplir con las recomendaciones del proyectista en cuanto al ángulo de fricción mayor a 25° y cohesión no menor a 0.5 ton/m². Obviamente, ambos valores se mejoran con la compactación por bandeado durante la construcción del terraplén.
- El lapso de tiempo entre la aplicación de un incremento de carga a otro inducido por el terraplén, se iniciará hasta que se haya disipado la presión de poro de los estratos blandos para evitar fallas por flujo plástico
- Se recomienda la nivelación continua de placas de asentamiento, la instalación de inclinómetros y piezómetros dentro de los estratos arcillosos, ya que estas zonas tienden a desarrollar altas presiones de poro (instrumentación).
- Finalmente, se debe equilibrar la magnitud del esfuerzo cortante (τ_o) producido por el terraplén con la resistencia al corte sin drenaje del suelo de cimentación (S_u). Considerando que los factores de seguridad contra fallas por flujo plástico radial deben ser relativamente bajos de 1 a 1.2.

EFFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos producidos después del mejoramiento del suelo, son consecuencia de la reducción volumétrica del suelo durante la consolidación y de la presencia de asentamientos. Esto ocurre inmediatamente después del alivio de esfuerzos del suelo durante la descarga de capas del terraplén o en la de descarga de muestras en el laboratorio, donde se podrá observar que una porción del suelo se recupera notándolo por la presencia de expansiones. Esto indica que anterior al pretratamiento el suelo presenta un comportamiento plasto-viscoso y posterior a él tiende a un comportamiento elástico. Lo anterior significa que el suelo manifiesta cambios en sus propiedades índice y mecánicas, como son:

- Incremento de la resistencia al esfuerzo cortante
- Densificación o Compactación
- Reducción del contenido natural de agua
- Reducción de la relación de vacíos
- Reducción de la permeabilidad
- Incremento del empuje pasivo K_o

USO DE GEODRENES VERTICALES

Los drenes verticales son columnas verticales continuas o fosos de material permeable instalados en suelos compresibles. Inicialmente los drenes de arena se construían en el sitio, pero actualmente se pueden adquirir prefabricados (fig. 2). Las dimensiones de los drenes prefabricados existentes en el mercado varían desde 10, 15, 30 y 100 cm de ancho y de 3 a 7 mm de espesor. La permeabilidad del filtro exterior o camisa del dren debe tener un valor tal que no impida el flujo hacia el núcleo del dren, de por lo menos la permeabilidad del suelo; pudiendo oscilar el coeficiente de permeabilidad entre 10⁻⁴ a 10⁻⁸ cm/s.

Las características mecánicas que presentan comúnmente los drenes para evitar fallas por distorsión son: de resistencia a la tensión de 50 a 200 kgf y alargamiento del 6 al 10%. Los drenes prefabricados conocidos también como mechas o "wick-drains", pueden fabricarse de dos tipos; con geosintéticos como el Colbond, Geodrains, Aldrains o de arena compactada con camisa filtrante en forma de bandas, mismos que pueden hincarse por métodos estáticos o dinámicos, dependiendo del equipo de instalación y de las recomendaciones del proyectista.

La velocidad de instalación es del orden de 0.3 a 0.6 m/s; la profundidad de hincado dependerá de la estratigrafía y la profundidad del estrato compresible que se desea mejorar no mayor a 45 metros. La fuerza de hincado es aproximadamente de 20 toneladas y se pueden hincar simultáneamente hasta cuatro mechas o drenes (Hansbo, 1979).

Su objetivo es recoger y descargar el agua expulsada durante la consolidación y aliviar la presión de poro de los estratos de arcilla en función del tiempo.

Factor de espaciamento.

El arreglo de los drenes verticales está en función de la separación y el diseño cuadrado o triangular; usualmente se aplica más el de tipo triangular. La trayectoria del flujo radial está en función del área o del diámetro de influencia del dren (D_e). Esta variable es controlable puesto que está en función del espaciamento y el diseño de los drenes prefabricados

El diámetro de influencia D_e , se establece a través de las relaciones:

$$D_e = 1.14 S \quad \text{para el diseño cuadrado}$$
$$D_e = 1.05 S \quad \text{para el diseño triangular}$$

S , es la separación entre las bandas permeables

El diseño cuadrado, para el arreglo de los drenes, tiene la ventaja de facilitar la disposición y control del área de influencia. Por su parte, el diseño triangular produce una

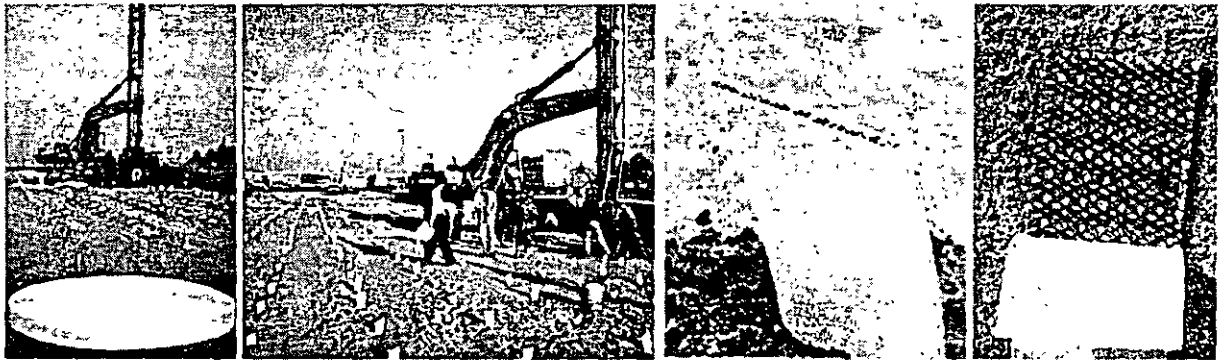


Fig 2 a) Vista de un rollo de geodren vertical. Al fondo se observa la piroteadora con la que se sembraron los geodrenes en el terreno, b) de los cuales emergen simplemente su parte superior c) Detalle del geodren, ya sembrado y d) detalle del interior del geodren, luego de retirarle el forro de geotextil

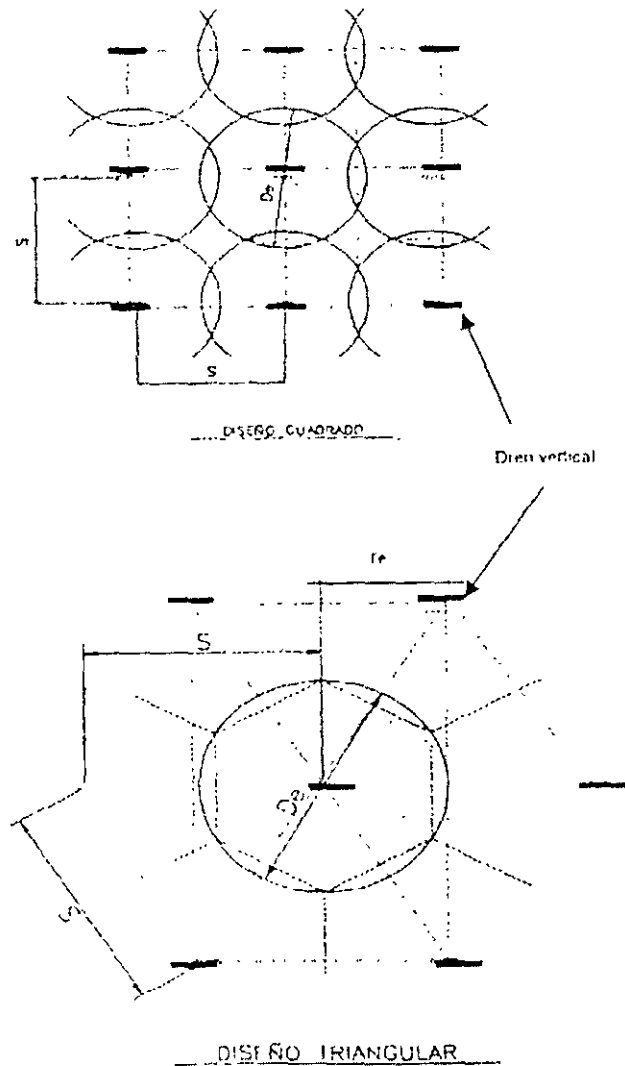


Fig 3 Diagramas de arreglos para la instalación de drenes prefabricados o geodrenes.

consolidación más uniforme en sus zonas de influencia y tiene mayor aplicación en la práctica. (Fig. 3). Por tanto, el factor de espaciamento queda definido por:

$$F_e = \ln(d_e / d_w) - 3/4$$

donde.

d_w , es el diámetro equivalente del dren
 \ln , es el logaritmo natural.

Efecto smear

El efecto smear, es una costra de suelo arcilloso adherido a una capa del plástico poroso del drenaje. Se mueve con respecto al arreglo de un material poroso y es significativo cuando entre el flujo laminar del suelo y el dren, se produce una zona de impedimento del drenaje a través de las capas de gran permeabilidad. El efecto smear sobre un dren central de arena, en algunos casos puede ser tan pequeño si la arena se encuentra en estado suelto y si se acomoda entre la muestra. Por el contrario, esta variable retrasará la consolidación (Barrón, 1948)

En resumen, el efecto ocurre cuando el suelo sufre alteración por la instalación de los drenes verticales, tomando las siguientes consideraciones:

- Método de instalación. Los métodos empleados para su instalación son el estático y el dinámico, pero los equipos más usados tienen bastantes rasgos en común, los cuales pueden influenciar directamente en el diseño de los drenes sintéticos.
- Equipo de instalación. Los drenes sintéticos alojados dentro de un equipo protector penetran dentro del suelo por medio de fuerza estática o dinámica, durante la instalación esto crea espacios alrededor del dren sintético por el desplazamiento del suelo.

La alteración depende más de la forma de instalación y del tamaño del equipo. Esta alteración debe ser la mínima posible en el suelo, de aquí que se suponga alrededor del dren una zona de alteración con una reducida permeabilidad, a través de la relación:

$$F_s = ((k_n / k_s) - 1) \ln(d_s / d_w)$$

El analizar los valores de la relación de permeabilidad radial y la zona de remoldeo conduce al ajuste del coeficiente de sobrecarga (n). Los valores típicos de la relación (k_r/k_s) es 5 a 50 veces ó del 80 a un 98% correspondiente a la disminución de la permeabilidad para el caso de los drenes de arena, en los drenes de geotextil

éstos valores son mínimos debido a que el remoldeo del subsuelo es mínimo.

Actualmente éste valor se ha reducido con el empleo sofisticado de herramientas de perforación y equipos de hincado, siendo la alteración promedio del suelo del 30% en condiciones severas, aún considerando la estructura viscosa del suelo y las características de los drenes prefabricados (Koerner, 1998).

El efecto smear, también considera la(s) variable(s) que corresponde(n) a la relación de diámetro de la zona de alteración por remoldeo del suelo (d_s) y del diámetro del dren prefabricado (d_w). Los valores establecidos corresponden a: $d_s / d_w = 1.2, 1.5, 2$, y significa que la zona de alteración que se genera alrededor del dren es mayor con respecto al dren entre el 20%, 50% y 100% respectivamente (Leonards, 1962, Hansbo, 1981), por lo que se supone que en drenes prefabricados, como k_s reduce aproximadamente el 30%, entonces:

$$k_s = k_h / 1.3$$

Si $s = r_s / r_w$, entonces.

$$d_s / d_w = 1.5$$

por lo que.

$$d_s = 1.5 d_w,$$

donde:

d_s es el diámetro de la zona de alteración alrededor de la banda permeable y k_h es el coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal del suelo y k_s es el coeficiente de permeabilidad en la zona de alteración, Fig. 4.

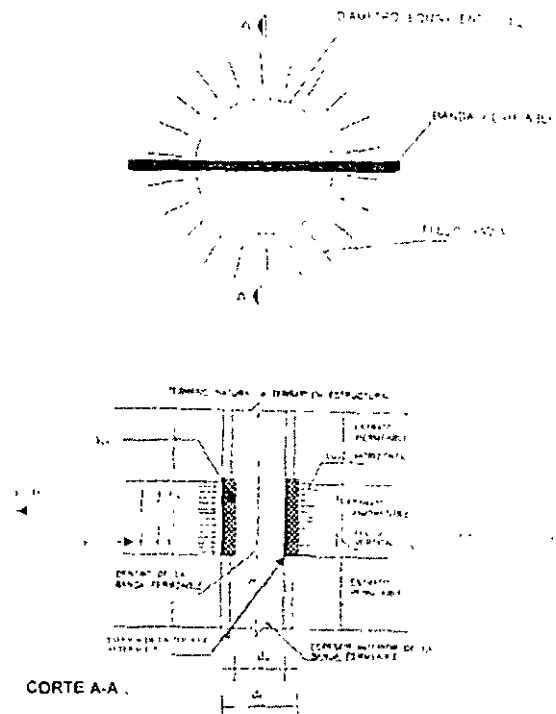


Fig 4 Esquema de flujo radial del suelo precargado y del flujo vertical desarrollado internamente entre el geodren o dren sintético.

Factor por efecto de resistencia al flujo dentro del dren geosintético.

Este factor está enfocado a la disminución de la capacidad de descarga o drenaje de la banda sintética permeable y varía considerablemente dependiendo de:

- El tipo de banda ó dren permeable. La banda permeable está en función de la permeabilidad del material con que está fabricada, aunque la mayoría de ellos (geotextiles) presentan buen drenaje.
- La presión lateral o compresión influye en la compresión que se ejerce hacia los drenes sintéticos, provocando una reducción en el área de sección transversal de los canales.
- Deformaciones verticales o distorsión. Las deformaciones verticales influyen en el plegamiento de los canales de los drenes, lo cual reduce su capacidad de drenaje.
- Sedimentos finos. También influye la forma de las partículas arrastradas, que producen taponamiento de los canales de flujo

Puesto que lo anterior limita la capacidad de drenaje, Hansbo desarrolló un factor de resistencia de los geodrenes prefabricados (geosintéticos), en el cual se supone además que es válida la Ley de Darcy a lo largo del eje vertical del geodren; este factor está dada por.

Si $q_w = v A Fr$
 $A = \pi d_w (L-z)$,

entonces.

$$Fr = q_w / (\pi d_w (L-z) K_s)$$

donde:

- $z = H/2(r_e)$, es la mitad del estrato a drenar,
- $L = H$, es la longitud del estrato a drenar,
- K_s = reducción de permeabilidad horizontal del suelo alterado,
- Q_w = capacidad de descarga o drenaje de la banda permeable

$$Q_w = \pi r_w^2 k_w$$

Siendo:

- $k_w = K$ geotextil; permeabilidad del dren geotextil
- $k_h = K$ suelo; permeabilidad radial del suelo

Selección de geodrenes

Para seleccionar el tipo de drenes verticales geosintéticos para un proyecto en particular, se debe de contar con los siguientes parámetros:

- Diámetro equivalente,
- Capacidad de descarga o drenaje,

- Condiciones de permeabilidad y de filtración,
- Fuerza del material, flexibilidad y durabilidad

Para garantizar una buena permeabilidad y al mismo tiempo evitar que las partículas pequeñas pasen a través del filtro, se recomiendan las siguientes condiciones de permeabilidad

Para aplicaciones críticas y en condiciones severas se tiene lo siguiente:

$$K \text{ geotextil} > 10 K \text{ suelo}$$

Para condiciones menos críticas.

$$K \text{ geotextil} = 10K \text{ suelo}$$

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Teóricamente se considera que cada dren vertical aporta un gasto (q_w), proveniente del exceso hidrostático de una columna cilíndrica de suelo, mismo que dependerá del radio de influencia (r_e), del espesor del estrato y del arreglo elegido entre drenes. Además, se toman en cuenta los efectos de reducción del drenaje por alteración del suelo durante el hincado de drenes y la resistencia al flujo en el dren por distorsión; afectando directamente al tiempo de consolidación radial y con el incremento de la presión de poro.

Procedimiento

Para el diseño de drenes verticales prefabricados, es necesario contar primeramente con los datos de entrada del problema en particular. Posteriormente, se obtienen los datos de salida a partir del factor de sobrecarga (F_n), y se encuentra con la gráfica de la figura 5 a) el valor de sobrecarga corregida (n) que corresponde a una cierta gráfica de consolidación radial de la figura 5 b). Después se encuentran los grados de consolidación radial respectivos interpolando los factores de tiempo calculados para tiempo requerido del problema en particular. Finalmente se evalúan las condiciones del flujo radial y con la suma de consolidación vertical se obtiene la consolidación total por la teoría de Nabor Carrillo, evaluando así las velocidades de asentamiento mostradas en los resultados.

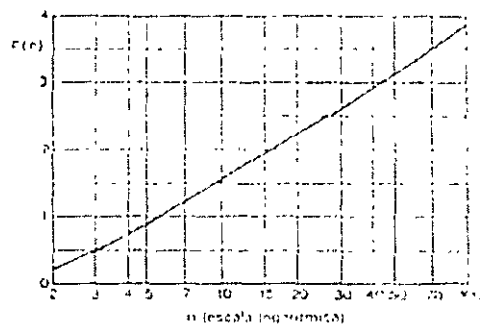


Fig 5 a. Gráfica que correlaciona los valores del Factor de sobrecarga (F_n) con el de sobrecarga corregida

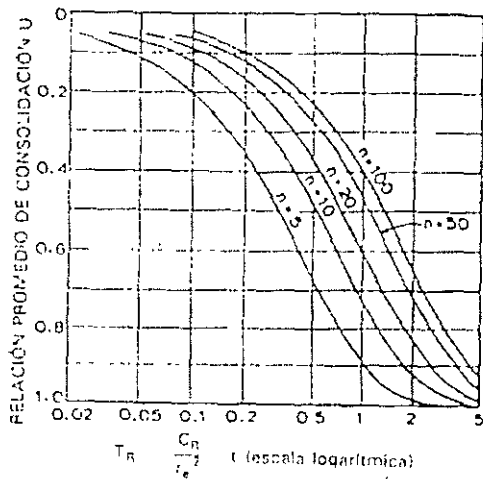


Fig 5b Gráfica para correlacionar el valor de la sobrecarga corregida (n) con un cierto grado de consolidación radial en un tiempo T_r deseado

Datos de entrada

- Incremento de carga ($\Delta P =$ sobrecarga)
- Espesor del estrato compresible (H)
- Módulo de compresibilidad volumétrica radial (m_r)
- Coeficientes de consolidación radial (C_r)
- Permeabilidad radial (k_r)
- Permeabilidad en la zona de alteración (k_s)
- Conductividad del dren (qw)
- No de tiempos de cálculo en que se desean los resultados

Datos de salida

- Tipo de arreglo (cuadrado o triangular)
- Espaciamiento entre drenes (r_e)
- Diámetro equivalente del dren prefabricado (dw)
- Diámetro de la zona de alteración (ds)
- Factor por efecto de sobrecarga (Fn), (afectación del tiempo de consolidación por espaciamiento entre drenes, efecto smear y el efecto de resistencia al flujo).
- El valor de sobrecarga (n)
- Factor tiempo de consolidación radial (T_r)
- Grado de consolidación radial (U_r), en función del espaciamiento y ancho del dren,
- Asentamientos por consolidación radial (δ_r),
- Gráficas de consolidación vertical, radial y total, gráficas de velocidad de asentamiento

RESTRICCIONES:

- Este método aplica sólo a suelos arcillosos, limo - arcillosos, arcillas de origen lacustre o marino, de baja y mediana plasticidad.
- Si no se toma una decisión adecuada en la inclusión de drenes verticales al suelo arcilloso, puede resultar como consecuencia el incremento indebido de los costos de la cimentación a más de 2 veces del total.
- De no considerar el factor de seguridad adecuado contra falla por flujo plástico y si ésta se produce, entonces existe el riesgo de obturación en el drenaje de los drenes verticales y la eficiencia será nula. Lo anterior debido a la distorsión de los drenes, generada por el incremento de esfuerzos horizontales en el subsuelo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Existe una diferencia fuerte entre las estimaciones de laboratorio y las de campo, especialmente cuando se sigue la Teoría de Terzaghi
- Es recomendable siempre el llevar a cabo terraplenes de prueba para estimar los tiempos de consolidación real.
- Sin embargo, la propuesta de estimación de precarga y drenes verticales con celda Rowe, representa un ahorro de tiempo mayor al 100% y su costo es mínimo comparada con los terraplenes de prueba utilizados en la práctica común. La celda Rowe permite hacer una evaluación directa e inmediata de los efectos mediante las relaciones de las presiones de poro y cambios volumétricos con aproximaciones a la realidad del 90%. Además esta información se puede extrapolar en campo y hacer el monitoreo con datos arrojados por los piezómetros. En general con la aplicación de precarga y geodrenes verticales al subsuelo se puede lograr el 50% de consolidación en un tiempo de 1 mes y el 90% en 4 meses. El grado de mejoramiento alcanzado durante la precarga oscila entre el 35 y 288% (Briseño, 2002)
- La comparativa entre usar la celda de Rowe y la realidad representa un error promedio del 10% con drenes de arena y 6.5% con drenes de geosintéticos.
- El número de geodrenes que deben instalarse es mayor que el número de drenes verticales de arena, sin embargo su eficiencia y economía son mayores.
- Durante el análisis de precarga con drenes verticales, el tiempo de consolidación varía con el espaciamiento entre drenes, y la función del coeficiente de sobrecarga permite evaluar la influencia de los drenes verticales, siendo $F(n)$ comprendida entre 2 y 3.5 los valores que ofrecen una mejor alternativa de solución, aunque a mayor cantidad de drenes, también se incrementa la zona de alteración y el remoldeo, generando como consecuencia el incremento de presión de poro y periodos prolongados de estabilización entre el 10 al 30% del normal.

- El mejoramiento del suelo se observa a través de cambios en las propiedades del suelo antes y después de la precarga, tales como: la variación del contenido natural del agua, densificación, la disminución en la relación de vacíos, la reducción de la permeabilidad y el incremento del esfuerzo cortante. En este último caso se han observado incrementos del esfuerzo cortante de hasta el 288%.
- Es importante definir la profundidad de hincado en los drenes verticales a partir de la influencia de esfuerzos y la profundidad del estrato principal de arcilla.
- En la toma de decisiones de precarga simple y drenes verticales, se recomienda al proyectista apoyarse en la revisión preliminar de espesores de estratos arcillosos y en la detección de lentes permeables de arena los cuales canalizarán con mayor rapidez al fluido intersticial hacia los drenes verticales.
- En el diseño y planeación de equipos de instrumentación de terraplenes se recomienda el apoyo gráfico de disipación de las presiones de poro, las cuales permiten conocer la evolución de la consolidación con el tiempo, a través de los niveles de esfuerzo ejercido por la precarga, optimizando con ello la instalación de equipo sobre puntos de mayor interés.
- Para evitar cualquier falla en la base del suelo y del terraplén, antes de aplicar cualquier carga del terraplén al suelo, se deberá esperar que se disipen las presiones de poro. En la interacción terraplén-suelo de cimentación, se recomienda que la relación entre módulos de compresibilidad del material del terraplén y el suelo sea de: $5 < (m_v \text{ terraplén} / m_v \text{ suelo de cim}) < 10$ y el factor de seguridad será de: 1 a 1.2 contra cualquier falla por inestabilidad.
- En los suelos arcillosos de alta plasticidad y de gran actividad físico química se recomienda la aplicación de precarga simple y drenes verticales, considerando que la cantidad de drenes a utilizar será mayor y se requiere la evaluación del costo contra las diversas opciones de mejoramiento descritas en "Precarga simple".
- Se recomienda ampliar la línea de investigación sobre la reducción de permeabilidad radial por efecto de alteración del suelo durante el remoldeo y distorsión de los drenes verticales.

RECONOCIMIENTO

El presente artículo se basa en la Tesis de Maestría en Mecánica de Suelos del M. en C. José Trinidad Briseño Rodríguez.

ANEXO

Especificación particular para un geodren vertical

Los geodrenes verticales son geosintéticos que permiten la consolidación acelerada de un suelo cohesivo, ofreciendo una trayectoria altamente permeable de drenaje para eliminar el exceso de presiones de poro.

El geodren vertical que se utilice para ésta aplicación tendrá una capacidad de descarga de agua según ASTM 4716:

Gradiente $i = 0.1$,

Presión = 350 kPa

Gasto $Q = 60 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

El geodren deberá ser flexible, fabricado de polímeros, constando de dos partes: un núcleo drenante y un filtro que lo recubra. El núcleo deberá ser una estructura tridimensional, resistente, abierta, a base de monofilamentos, entretejida en zigzag de tal manera que permita libremente el paso del agua aún después de doblarse. Su ancho deberá de ser de 0 10 m.

El geotextil usado como filtro deberá ser no tejido, punzonado, con un peso no menor de 160 g/m^2 y altamente permeable.

Los valores a cumplir se presentan en la Tabla a continuación:

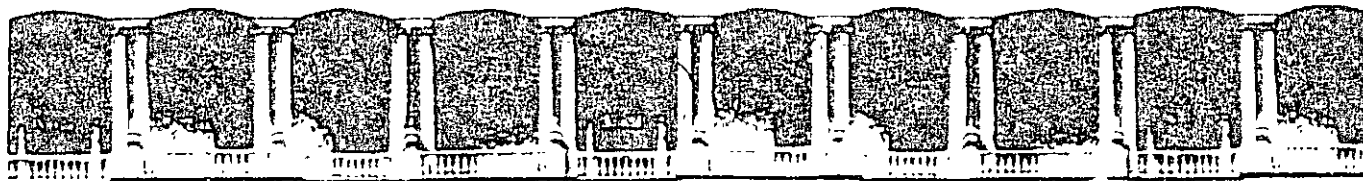
Características del núcleo	Unidad	valor medio	método prueba
Peso	g/m	70	ASTM D3776
Ancho	M	0.1	
Espesor	milímetro	5.3	ASTM D1777
fuerza extensible	kN/0.1 m	1.7	ASTM D638
Valor del **de q_w de la capacidad de la descarga, 360 kPa, $i = 0.5$:			
- derecho	$10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$	56	ASTM D4716
- s-doblado ($r = 3.2$ milímetro)	$10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$	59	ASTM D4716
Características del geotextil	unidad	valor medio	método prueba
A.O.S.	10^{-6} m	<75	ASTM D4751
constante dieléctrica	s^{-1}	1.2	ASTM D4491
permeabilidad	10^{-3} m/s	1.1	ASTM D4491
Resistencia a la Tensión Grab DM	kN	0.6	ASTM D4632
Resistencia a la Tensión Grab DC	kN	0.6	
Elongación a la Tensión Grab DM	%	25	ASTM D4632
Elongación a la Tensión Grab DC	%	31	
Resistencia al punzonamiento	kN	0.27	ASTM D4833
Resistencia al estallamiento	kPa	1200	ASTM D3786

DM = dirección máquina.

DC = dirección cruzada.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alpuche R y Rendón F. (1982). El Subsuelo del Puerto Dos Bocas, Tabasco. XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1.
2. Briseño R. J. T. (2002). Precarga y Drenes Verticales para la Cimentación de Tanques de Almacenamiento de Hidrocarburos. Tesis de Maestría, ESIA, IPN.
3. Barrón, R. A (1948). Consolidation of fine-grained soils using vertical drains. Trans ASCE, 116 (Paper 2346), 718-54.
4. Bergado, D T. Murkherjee, M. C. & A S. Balasubramanian (1993), Prediction of Vertical Band-Drain Performance by the Finite-Element Method Geotextiles and Geomembranes, 12, 567 -586
5. Bergado, D T, Alfaro M. C Balasubramanian, A,S. (1993). Improvement of Soft Clay Using vertical Drains Geotextiles and Geomembranes, 12, 615-663.
6. Bergado, D. T Asakami, H. Alfaro, M.C. Balasubramanian, AS. (1991). Smear effects of vertical drains on 50ft Bangkok clay, J Geotech Div, ASCE, 117, 1509-30.
7. Bowles J E. (1997). Foundation Analysis and Design. 58. Edition, Mc Graw Hill International Editions. Civil Engineering Series. Pp56-89.
8. British Standards BS 1377 (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 6. Consolidation y permeability test in hydraulic cell and with pore pressure measurement. 3.8 pp 27-31.
9. Carrillo, N. (1942), Simple two -and three-dimensional cases in theory of consolidation of soils. J Math, Phys, 21(1),1-5.
10. Choa, v., Karunaratne, G. P., Ramaswamy, D D, Vijaratnam, A & Lee, S.L. (1981). Drain performance in Changi marina clay. In Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm
11. Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. In proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm (1981).
12. Hansbo, S.(1979). Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. Ground Engineering, 12(5), 16-25.
13. Head K H ELE International Limited (1986). Manual of soil laboratory testing, Effective stress test Vol. 3, KH., Capt. 24.
14. Holtz, RD (1987) Preloading with prefabricated vertical strip drain. Geotextiles and Geomembranes, 6,109-131.
15. Jamiolkowsky, M. & Lancellota, R (1981). Consolidation of vertical drains: Uncertainties involved in the prediction of settlement rates. Panel Discussion en 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
16. Juárez B. y Rico R. (1986). Fundamentos de Mecánica de Suelos, Tomo 1. Editorial Limusa.
17. Koerner, R (1998) Designing with Geosynthetics. 4th Edition. Ed. Prentice Hall.
18. Lambe W., Whitman R (1998). Mecánica de Suelos Ed. Limusa.
19. La Geotecnia en las Costas y del Mar (1986), Revista PEMEX. pp 1-12.
20. Leonards G. A, (1962), In foundation Engineering, Mc Graw Hill, New York, Pp. 172-175, 325
21. Mitchell J K (1976), Fundamentals of Soil Behavior John Wiley & Sons.
22. Morales R (2003) Geosintéticos, Capt. 8 del Manual de Construcción Geotécnica, SMMS. Pp. 353-402.
23. Nicholls, RA (1981). Deep vertical installation Ground Engineering, 17(4),31-35
24. Orozco C y García F. R. (1982). Mejoramiento del Subsuelo Mediante el Empleo de Drenes Verticales Prefabricados en el Puerto el Ostión Veracruz, Ver. XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS. Tomo 1, pp 174-194.
25. PEMEX. Norma 2.214.01 (1980). Cimentaciones de Tanques de Almacenamiento. Especificación para los Asentamientos Permisibles par Consolidación,
26. Rowe y Mcklyns, (1966). Radial Consolidation by means of a Special New Cell. Publicación Interna. Universidad de Massachussets
27. Stamaptopoulos Aris C., Panaghiotis C K. (1990). Mejoramiento de Suelos por Precarga, Editorial Noriega Limusa.
28. SMMS (1982) Tanques y Estructuras Auxiliares en la Industria Petrolera, Simposium Pp 49,50.
29. SMMS (2002) Manual de Construcción Geotécnica
30. Whitlow, R (1999) Fundamentos de Mecánica de Suelos CECSA. Pp 113-115,443-459
31. Zeng, G X Xioe, K H. (1989). In Proceeding of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, pp 14-35
32. Zeevaert Leonardo (1979), Foundation Engineering for difficult Subsoil Conditions. Pp.72-114



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)

MAPAS PARA EL CURSO "GEOTECNIA"

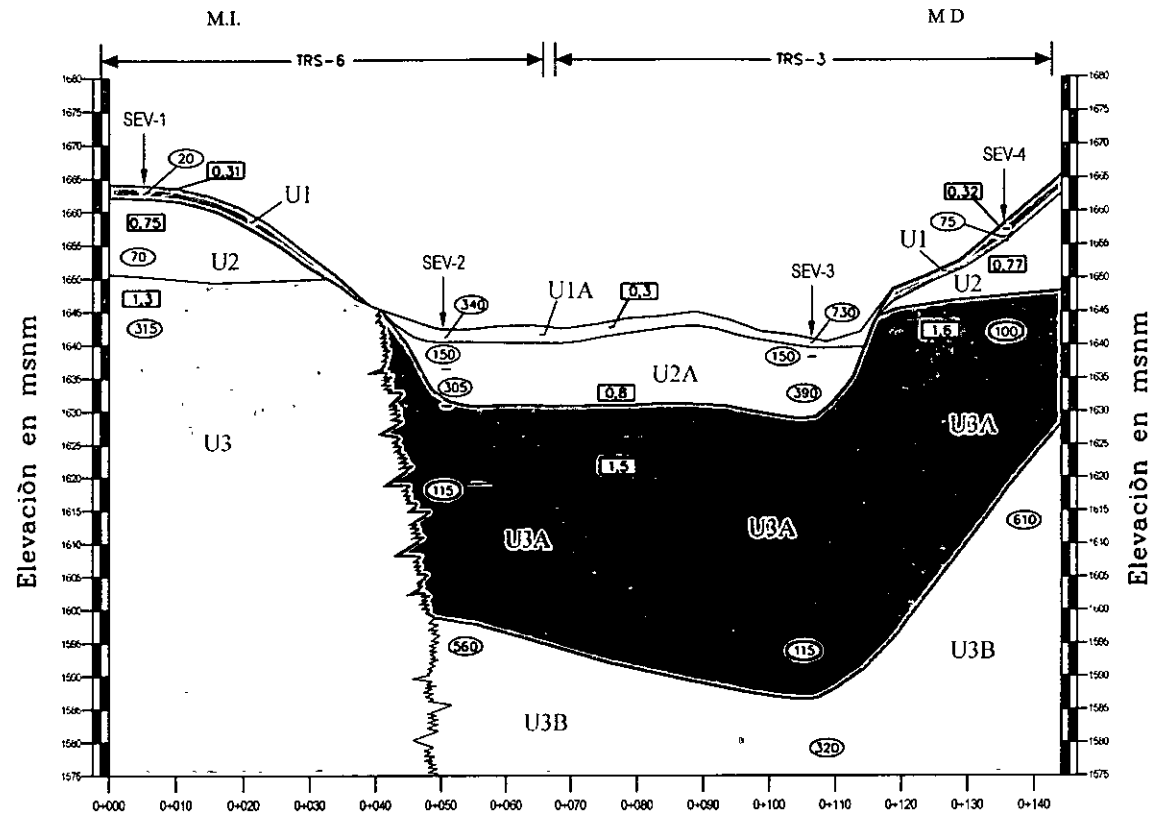
Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

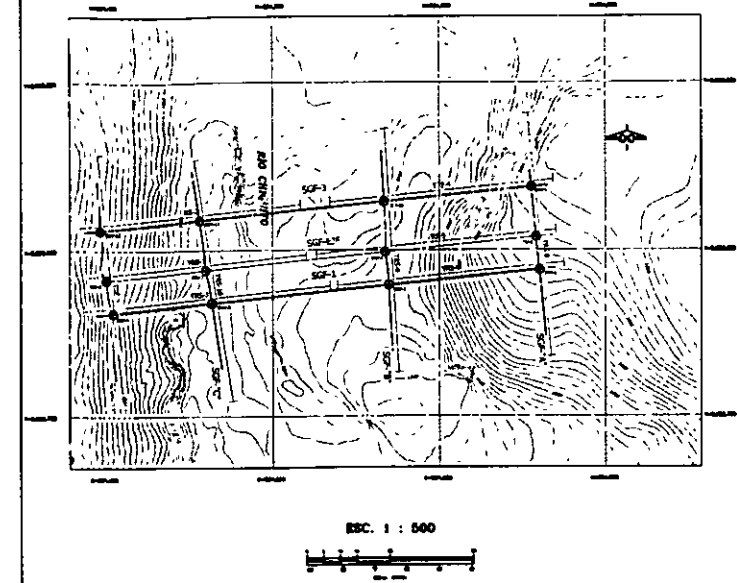
Instructor:
Ing. Felipe Cancino López

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

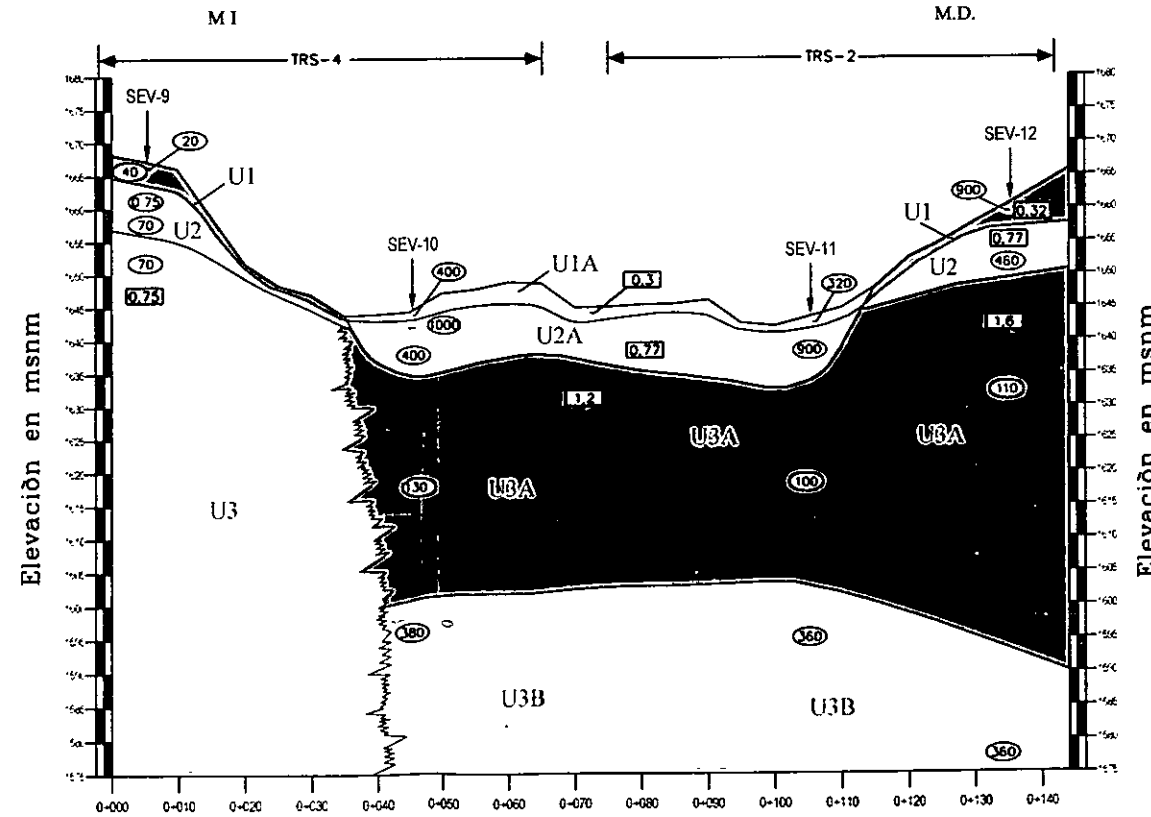
SGF-1



PLANO DE LOCALIZACIÓN



SGF-3



ESC. 1 : 500

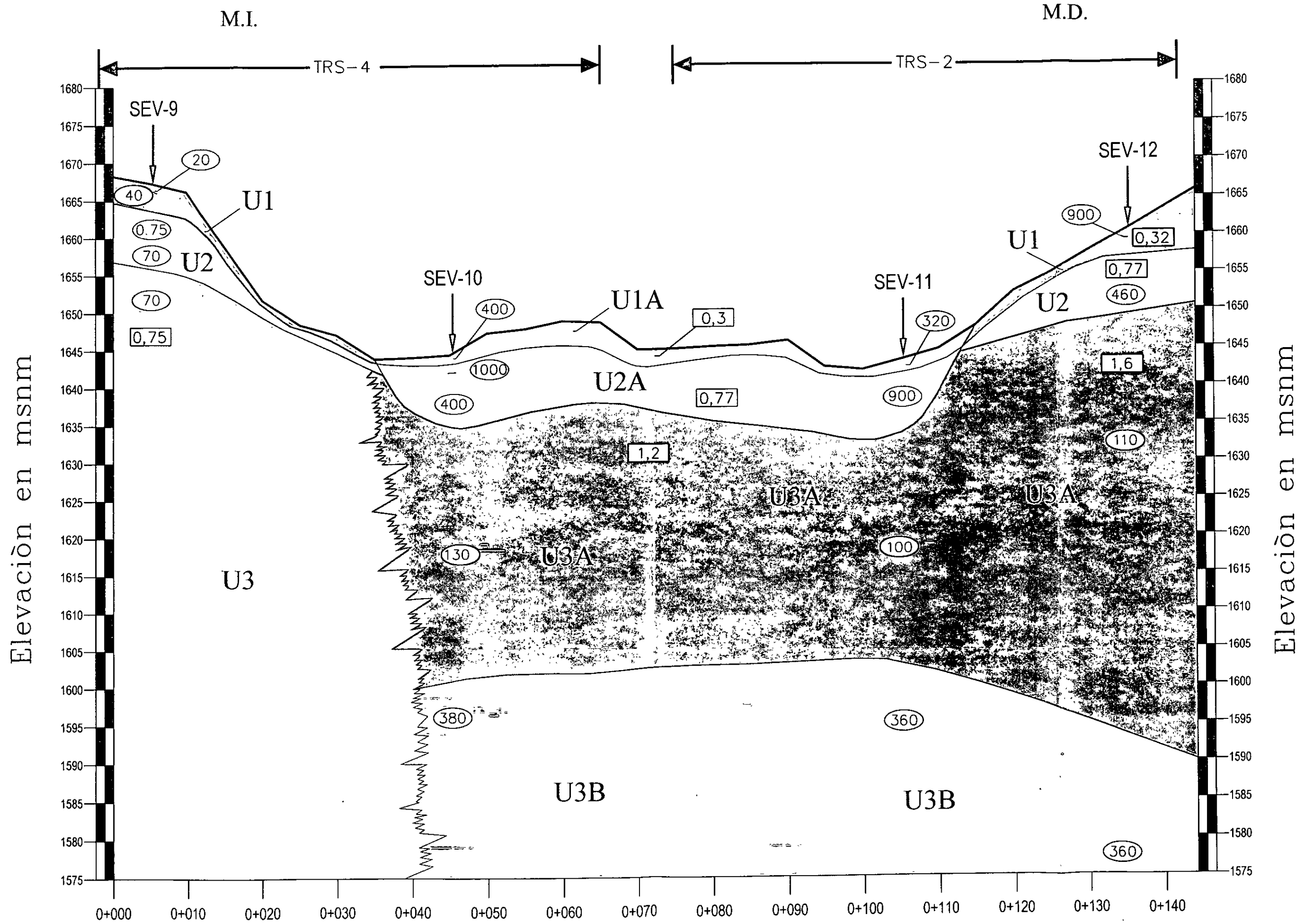


UNIDAD GEOFÍSICA	VELOCIDAD (km/s)	RESISTIVIDAD (Ωm)	ESPESOR (m)	LITOLÓGIA PROBABLE
U1	0.31 - 0.32	20 - 250	0.4 - 2.5	tierras y materiales de cobertura vegetal.
U1A	0.30	130 - 870	0.5 - 2.5	Materiales de acarreo muy poco compactados.
U2	0.75 - 0.77	45 - 400	10 - 10	Materiales tobacanos y/o talud poco consolidados y muy fracturados y/o caliza en la superficie superiormente fracturada y muy alterada.
U2A	0.80	150 - 3000	5.5 - 11.0	Materiales de acarreo (limo arena, gravas) y bloques grandes de rocas de composición media a alta.
U3	1.2	330 - 300	indeterminado	caliza muy fracturada y/o alterada.
U3A	1.5	90 - 143	11 - 15	Tobos y/o Caliza muy fracturada y alterada con mayor proporción de minerales limos que la U3 con poca compactación o que reflejan las fracturas y caliza limonosa, que por la porosidad y/o la que se encuentra en las mejores condiciones geomecánicas que la U1 y U1A.
U3B	-	320 - 610	indeterminado	

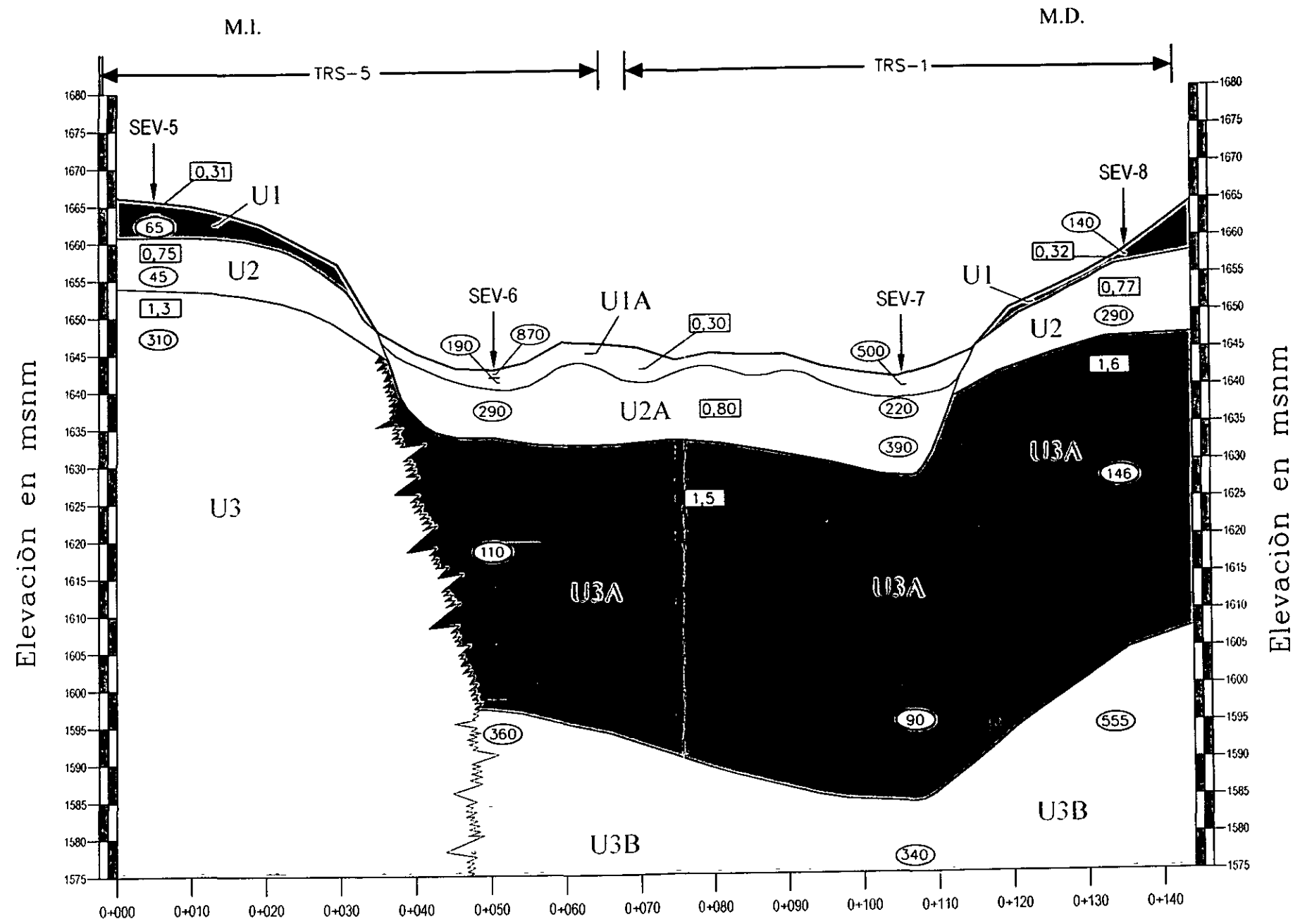
SÍMBOLOS

- ESTACIÓN DE SEV: — — — — —
- CONTACTO GEOFÍSICO: - - - - -
- INTERFASE RESISTIVA LATERAL: - - - - -
- RESISTIVIDAD (Ωm): (190)
- VELOCIDAD SÍSMICA EN km/s: (0.30)
- TENDIDO DE REFRACCIÓN SÍSMICA: $\leftarrow \text{TRS-1} \rightarrow$

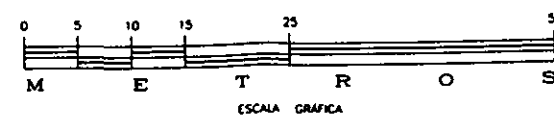
SGF-3

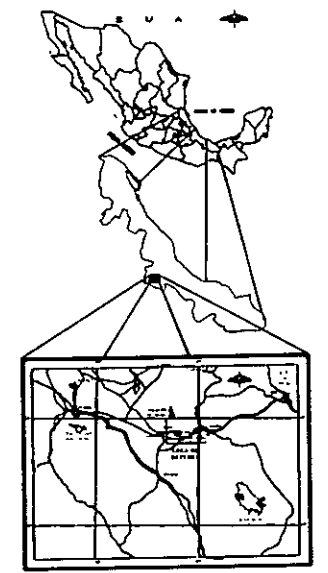


SGF-EJE



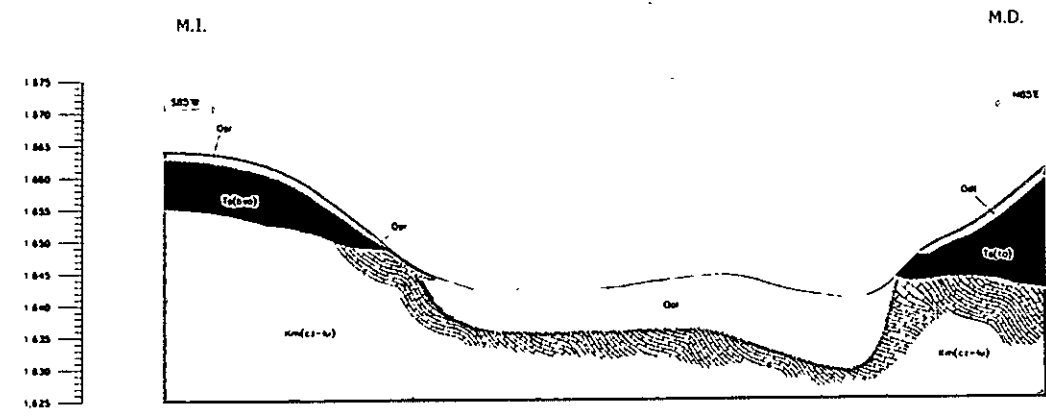
ESC. 1 : 500



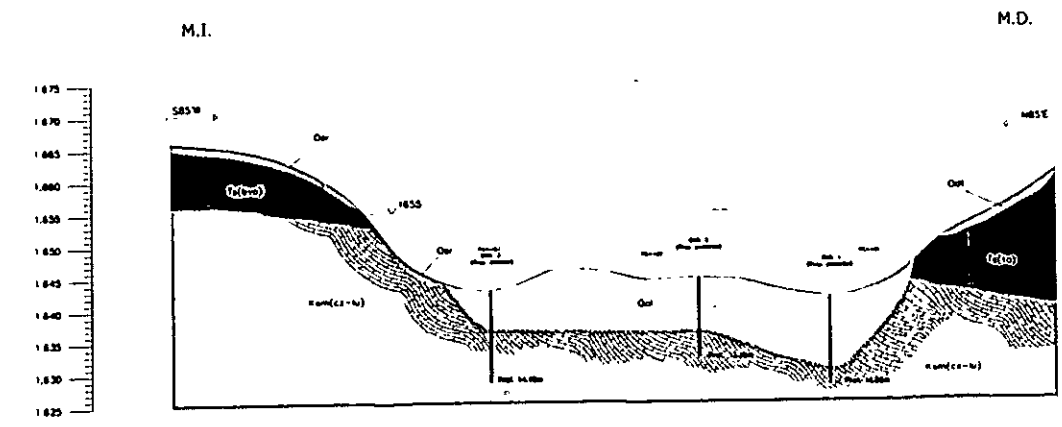


CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

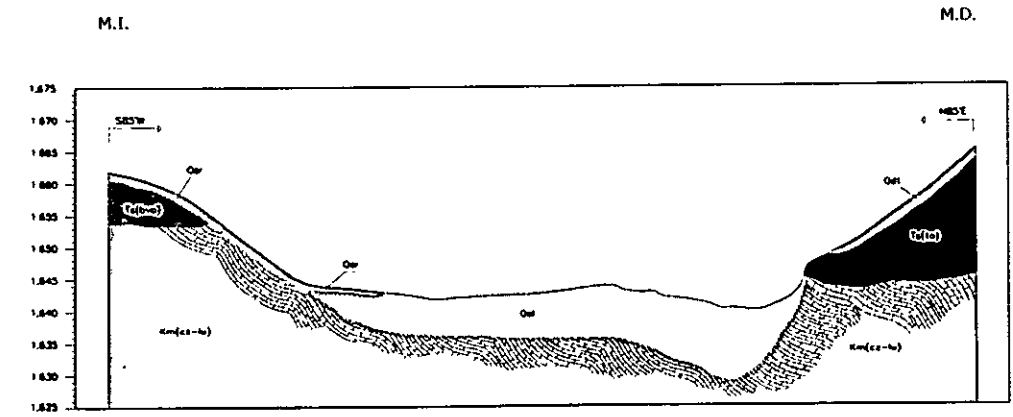
SECCIÓN 1



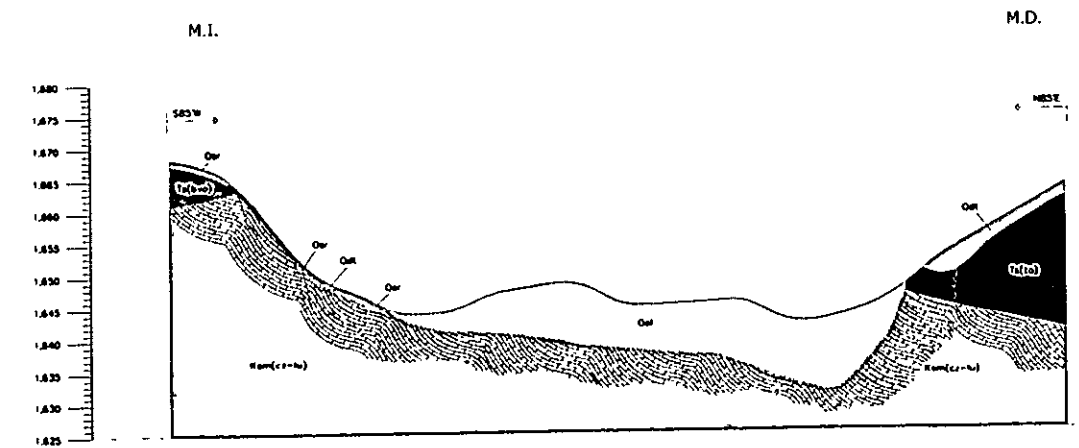
SECCIÓN EJE



SECCIÓN 2

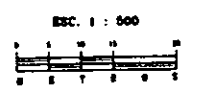


SECCIÓN 3



Escala	NOMENCLATURA		LITOLOGÍA
	Simbología	Descripción	
CENOZOICO TERCIARIO SUPERIOR	Qu	Quaternario	Aluviales, arenas, arcillas, etc.
	Tc	Terciario Superior	Calizas, areniscas, etc.
MESOZOICO CRETACICO SUPERIOR	Km	Cretácico Superior	Calizas, areniscas, etc.

- Simbología Geológicas
- Contacto geológico
 - Fractura
 - Estabilización
 - Contacto geológico antiguo
- Topográficos
- Sección
 - Barreno
 - Pozo a cielo abierto

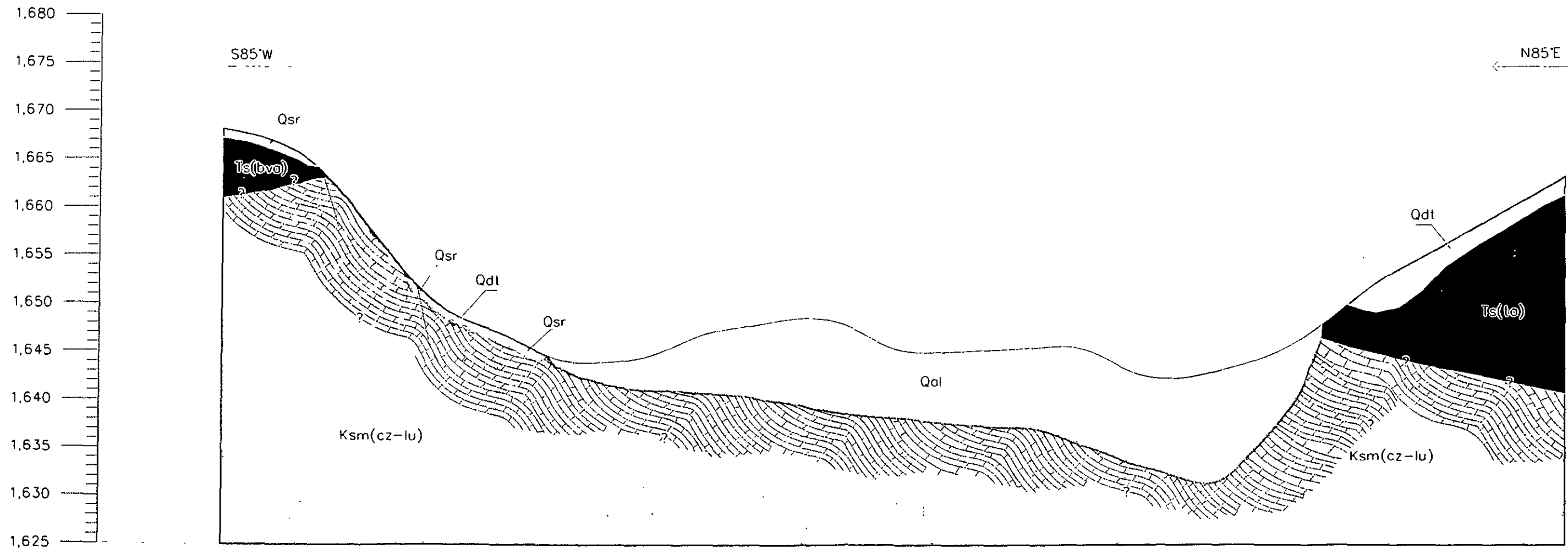


APROBADO POR ING. GUSTAVO A. CRUZ FERNÁNDEZ SUPLENTE DEL JEFE DE SECCIÓN		PEMEX RELINACIÓN DIVISIÓN CORPORATIVA DE INGENIERÍA Y DESARROLLO DE PROYECTOS DE INGENIERÍA DE INGENIERÍA DE PROYECTOS DE PLANTAS INDUSTRIALES	CFE SUBDIRECCIÓN TÉCNICA GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL SUBGERENCIA DE ESTUDIOS GEOLOGICOS EQUIVOCACIONES Y CORTAJES	ELEV. 1675 ELEV. 1670 ELEV. 1665 ELEV. 1660 ELEV. 1655 ELEV. 1650 ELEV. 1645 ELEV. 1640 ELEV. 1635 ELEV. 1630 ELEV. 1625	ELEV. 1675 ELEV. 1670 ELEV. 1665 ELEV. 1660 ELEV. 1655 ELEV. 1650 ELEV. 1645 ELEV. 1640 ELEV. 1635 ELEV. 1630 ELEV. 1625
TÍTULO DE REFERENCIA ESTUDIO INTEGRAL PARA LA PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES DE LA CUENCA DEL RÍO BLANCO UBICADA EN EL ESTADO DE VERACRUZ.	C.F. 84AAAL3G			FECHA: OCTUBRE 2014	C-803

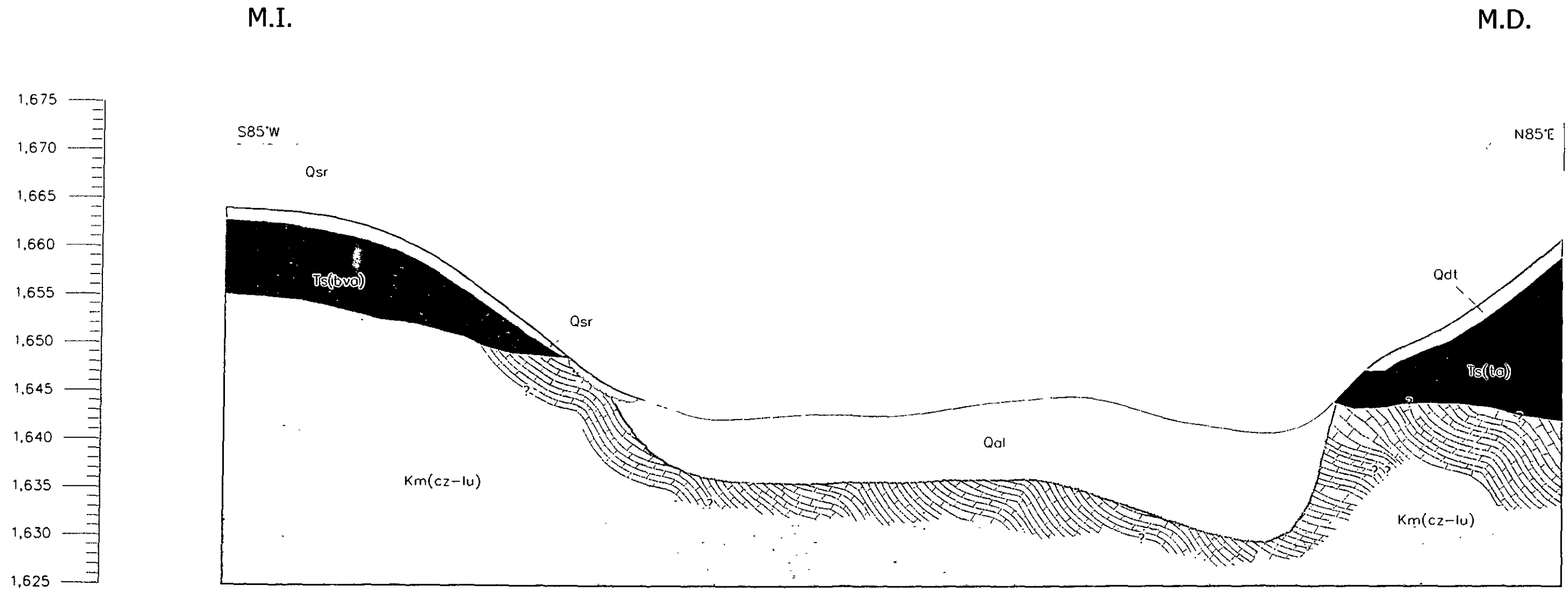
SECCIÓN 3

M.I.

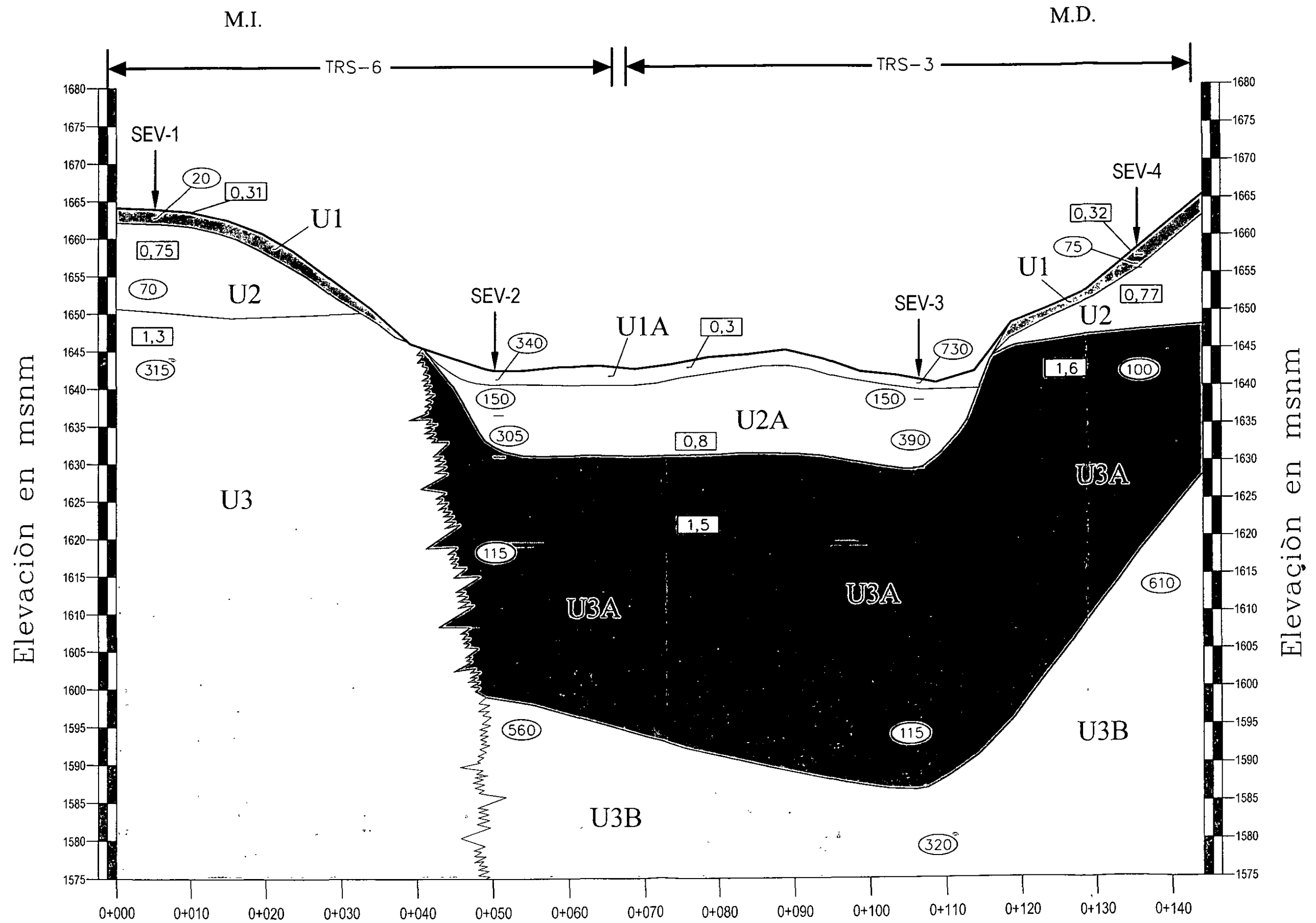
M.D.



SECCIÓN 1



SGF-1



UNIDAD GEOFÍSICA	VELOCIDAD (km/s)	RESISTIVIDAD (Ωm)	ESPESOR (m)	LITOLOGÍA PROBABLE
U1	0,31 - 0,32	20 - 2500	0,4 - 4,5	Suelos y materiales de cobertura sueltos.
U1A	0,30	130 - 870	0,5 - 3,5	Materiales de acarreo muy poco compactados.
U2	0,75 - 0,77	45 - 460	1,0 - 10	Materiales tobáceos y/o talud poco consolidados y muy fracturados, y/o caliza en la magen izquierda intensamente fracturada y muy alterada.
U2A	0,80	150 - 1000	5,5 - 13,0	Materiales de acarreo (limo, arena, gravas y bloques grandes de roca) de compactación media a alta.
U3	1,3	310 - 360	indeterminado	Caliza muy fracturada y/o alterada.
U3A	1,5	90 - 143	30 - 55	Tobas y/o Caliza muy fracturada y alterada con mayor proporción de materiales finos que la U3 (en su composición o que rellenan las fracturas)
U3B	---	320 - 610	indeterminado	Caliza fracturada, que por la profundidad a la que se encuentra y con mejores condiciones geomecánicas que la U3 y U3A.

SÍMBOLOS

ESTACIÓN DE SEV

CONTACTO GEOFÍSICO

INTERFASE RESISTIVA LATERAL

RESISTIVIDAD (Ωm)

VELOCIDAD SÍSMICA EN km/s

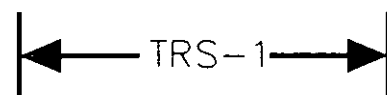
TENDIDO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

SEV-6



190

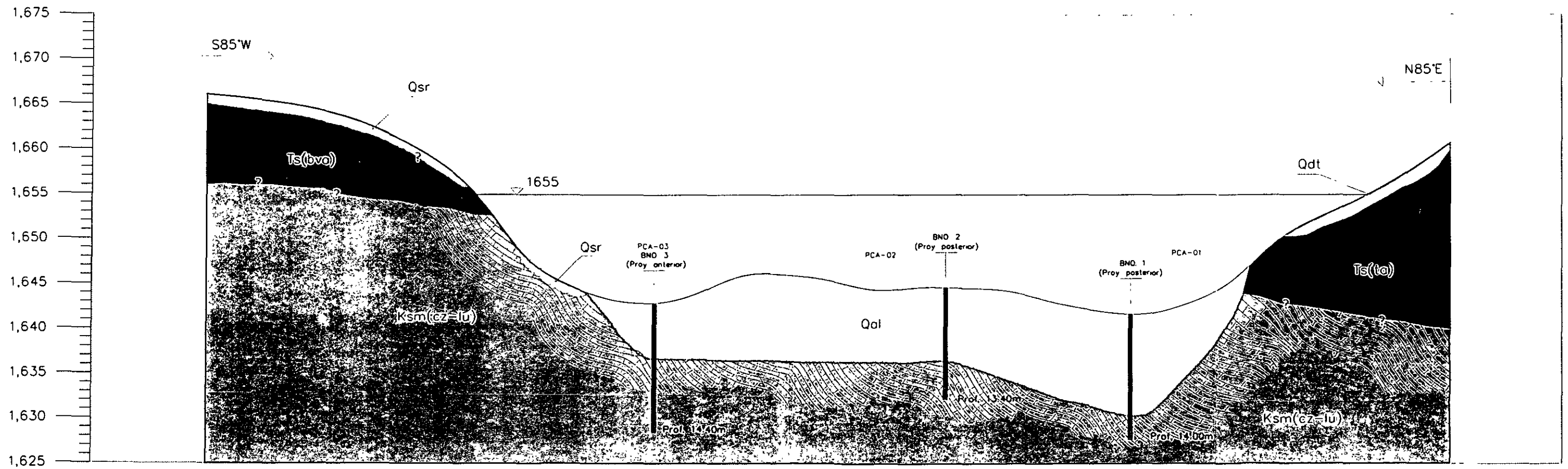
0,30



SECCIÓN EJE

M.I.

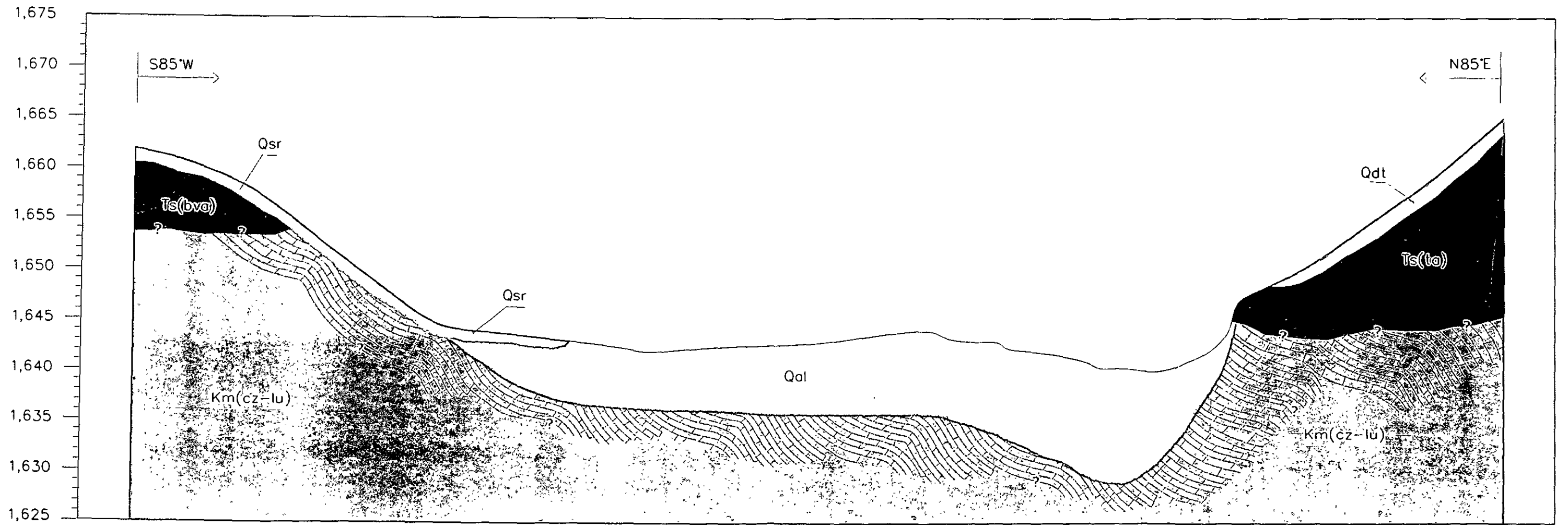
M.D.



SECCIÓN 2

M.I.

M.D.





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA (CIDEL)

Segunda parte del curso "Geotecnia"

3. Marco normativo

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

Instructor:
Ing. Oscar Luna

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



LÍMITES DE CONSISTENCIA

GUÍA
CFE C0000-29

MAYO 1998

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **guía** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta inicial fue preparada por la Gerencia de **Ingeniería Experimental y Control**.

Revisaron y aprobaron la presente **guía** las áreas siguientes:

COORDINACIÓN DE PROYECTOS TERMOELÉCTRICOS

GERENCIA DE ABASTECIMIENTOS

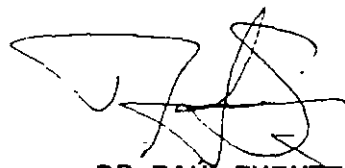
GERENCIA DE **INGENIERÍA** EXPERIMENTAL Y CONTROL

GERENCIA DE LAPEM

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización coordinará la revisión.

Esta **guía** revisa y sustituye a todas las relacionadas con límites de consistencia que se hayan publicado dentro del campo de aplicación de la presente.

AUTORIZO:



DR. RAÚL FUENTES SAMANIEGO
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entra en vigor a partir de: 9806 16

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Establecer una guía para determinar los límites de consistencia líquido y plástico de la fracción fina de un suelo con fines de identificación y clasificación de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

El método es aplicable a suelos finos plásticos y, en general, a mezclas de suelo cuya fracción fina es cohesiva.

2 NORMAS QUE SE APLICAN

ASTM D 4318 - 1993

Standard Test method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils

3 DEFINICIONES**3.1 Límite Líquido (LL)**

Es el contenido de agua (expresado como porcentaje de la masa seca del material) que delimita el estado líquido del plástico de un suelo remoldeado.

3.2 Límite Plástico (LP)

Es el contenido de agua de un suelo remoldeado que separa al estado plástico del estado semisólido de ese suelo

3.3 Índice de Plasticidad (IP)

Es la diferencia entre el límite líquido y el plástico, y mide el intervalo de contenidos de agua en el cual el suelo tiene comportamiento plástico

4 RESPONSABILIDADES

Cualquier contratista que determine los límites de consistencia, para Comisión tiene la obligación de ejecutarlas de acuerdo con esta guía

Los laboratoristas, como ejecutores, son los responsables de su aplicación y el encargado o jefe del laboratorio es el responsable de la verificación de su aplicación en el laboratorio.

5 INSTRUCCIONES**5.1 Equipo Mínimo Requerido**

- a) Dispositivo para determinar el límite líquido (copa de casagrande con base de micarta).
- b) Ranurador plano.
- c) Solera plana de 1 cm de espesor.

- d) Recipientes para determinar los contenidos de agua (vidrios de reloj)
- e) Malla de 0,420 mm.
- f) Placa de vidrio no pulido de 15 x 15 cm, aproximadamente
- g) Alambre de 3,2 mm de diámetro.
- h) Placa de cerámica porosa.
- i) Balanza con aproximación de 0,001 g y capacidad mínima de 100 g
- j) Horno a temperatura constante de 110°C.
- k) Desecador.
- l) Varios: espátulas, dos charolas de aluminio, piseta con agua destilada, mortero

5.2 Preparación de la Muestra

Es preferible que al preparar la muestra para la prueba, el suelo se encuentre con su contenido de agua natural, ya que el secado del material puede alterar sensiblemente los valores de los límites de consistencia

Sólo se emplea la fracción de suelo que pasa por la malla de 0,420 mm. El procedimiento de separación de las partículas retenidas por la malla de 0,420 mm se elige en función de su resistencia en estado seco, es decir se seca al horno una muestra húmeda de material y se presiona con los dedos.

Si se desmorona fácilmente, el material es areno-limoso y se usa el método de separación en seco. En cambio, si la muestra ofrece una resistencia apreciable, el material es arcilloso y se requiere hacer la preparación con ayuda de agua.

5.2.1 Preparación de la muestra en húmedo

Se desmorona el material con su contenido de agua natural en una charola de aluminio y se deja remojar. Una vez deshechos los grumos, se vacía el contenido sobre la malla de 0,420 mm y se lava la muestra con agua lo mejor posible. La suspensión suelo-agua se recibe en otra charola de aluminio. Se deja evaporar el material en la charola hasta que tenga la consistencia de una pasta suave y espesa. Se guarda una porción en un frasco para la prueba del límite líquido y se deja secar la otra porción hasta que presente un contenido de agua ligeramente superior al límite plástico; se coloca, entonces, en un segundo frasco para la prueba de límite plástico. El tiempo requerido para que la humedad de las muestras sea uniforme se reduce, en este caso, a algunas horas, ya que todas las partículas se humedecieron durante el lavado en la malla de 0,420 mm.

El material que pasa la malla de 0,420 mm puede también separarse como sigue:

- a) Se separa la fracción que pasa la malla de 0,074 mm por el procedimiento de decantación sucesiva
- b) Se seca al horno la fracción gruesa lavada y se pasa a través de la malla de 0,420 mm.

- c) Se agrega, al material fino, separado previamente, a la fracción que pasa la malla de 0,420 mm.
- d) Se mezcla cuidadosamente el material y se deja secar hasta que adquiera la consistencia deseada.

Si la muestra original contiene pocas partículas (menos de 10%) retenidas en la malla de 0,420 mm, el cribado a través de dicha malla no es necesario. En tal caso, si su contenido de agua natural es inferior al límite líquido, el suelo debe mezclarse cuidadosamente con agua. En el caso de arcillas plásticas, es indispensable dejar reposar la muestra durante 24 h después de agregar agua y remoldearla perfectamente. En el caso de arcillas tan plásticas como la bentonita, pueden requerirse varias semanas de reposo en ambiente húmedo para lograr una mezcla uniforme.

5.2.2 Preparación de la muestra en seco

- a) Del material que pasa la malla de 4,76 mm, se desmenuzan 150 g en un mortero, cuidando de no llegar a romper los granos.
- b) Se pasa el material a través de la malla de 0,420 mm.
- c) Se pone en una cápsula el material que ha pasado por dicha malla.
- d) Se agrega agua y, con una espátula de cuchillo, se mezcla y remoldea perfectamente hasta obtener una pasta suave y espesa, para la prueba de límite líquido.
- e) Se guarda la muestra humedecida en un frasco de vidrio hermético durante 24 h por lo menos, para que la humedad se distribuya uniformemente en el suelo. La muestra puede dejarse en la cápsula a condición de ponerla en un cuarto húmedo, cubierta con papel encerado o lámina de aluminio.
- f) Se repiten los pasos anteriores reduciendo la cantidad de agua agregada, para obtener la segunda muestra con contenido de agua ligeramente superior al límite plástico.

5.3 Ejecución de las Pruebas

5.3.1 Determinación del límite líquido

- a) Ajuste y verificación de la copa de casagrande.
 - en la copa del aparato se marca con lápiz una cruz en el centro de la huella que se forma al golpear contra la base,
 - se da vuelta a la manija hasta que la copa se eleve a su mayor altura. Utilizando una solera de un centímetro de espesor o el calibrador de un centímetro adosado al ranurador, se verifica que la distancia entre el punto de percusión y la base sea de un centímetro exactamente. De ser necesario, se aflojan los tornillos de fijación y se mueve el de ajuste hasta obtener la altura de caída requerida,

- periódicamente (cada seis meses), y al usar un dispositivo por primera vez, se verificarán además los detalles siguientes:
 - la copa debe pesar 200 g, con una tolerancia de ± 20 g,
 - los puntos de impacto, tanto en la base como en la copa, no deben estar gastados. Si la marca en la base tiene más de 0,1 mm de profundidad, debe pulirse nuevamente,
 - los soportes de hule de la base no deben estar gastados al punto de que se apoye en alguno de los tornillos de fijación. Es preferible que la base tenga solamente tres soportes de hule muy suave,
 - al dejar caer sobre la base un balín de acero de 2 g, con diámetro de 8 mm, desde una altura de 254 mm, la altura de rebote debe estar comprendida entre 185 y 210 mm,
 - en los últimos 10 grados de rotación de la manija, justamente antes de que la copa caiga sobre la base, la altura de la copa sobre ésta debe ser, prácticamente, constante,
 - las dimensiones del ranurador deben verificarse: punta ($2,0 \pm 0,1$ mm), profundidad de la ranura ($8,0 \pm 0,1$ mm) y ancho de la parte superior de la ranura ($11,0 \pm 0,2$ mm).

b) Procedimiento de prueba (véase formato 1).

- se mezcla la muestra separada para la prueba de límite líquido en una cápsula de porcelana hasta hacerla homogénea,
- con una espátula se colocan en la copa entre 50 y 75 g de la muestra y se enrasa la superficie. La cantidad de material debe ser suficiente para que pueda labrarse la ranura completa en una longitud de 40 mm, aproximadamente,
- se hace una ranura en el centro de la muestra, inclinando el ranurador de manera que siempre permanezca perpendicular a la superficie interior de la copa,

para arcillas arenosas, limos con poca plasticidad y algunos suelos orgánicos, el ranurador plano no permite labrar la ranura satisfactoriamente. Para estos suelos, se corta la ranura con una espátula y se verifican las dimensiones con el ranurador,

- después de asegurarse de que la copa y su base están limpias y secas, se da vuelta, uniformemente, a la manija a razón de dos golpes por seg hasta que la ranura se cierre en una longitud de 1,3 cm, aproximadamente. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, se descarta el resultado obtenido, anotándose el número de golpes acumulado,

- con la espátula se vuelve a mezclar el material y se repiten las operaciones indicadas en los guiones 2, 3 y 4 de este inciso b), hasta que se obtengan dos determinaciones congruentes con diferencia máxima de un golpe. Se anota el resultado o el promedio de los dos últimos en el registro de cálculo,
- en un vidrio de reloj se ponen 10 g, aproximadamente, de la porción de la muestra que está próxima a la ranura. El suelo colectado se cubre a continuación con otro vidrio de reloj,
- se pesan de inmediato los vidrios de reloj y el suelo con aproximación de 0,001 g. El valor obtenido se anota en el registro de cálculo,
- se repiten los pasos indicados en todos los guiones anteriormente mencionados, con material más seco, hasta obtener cuatro determinaciones comprendidas entre 10 y 35 golpes. El contenido de agua de la muestra puede reducirse comprimiendo el suelo entre toallas de papel o mezclándolo sobre una placa de cerámica microporosa en ambiente seco,
- los vidrios de reloj con las muestras se introducen en el horno durante 18 h. Al sacarlos, se dejan enfriar en un desecador y se pesan. Los valores obtenidos se anotan en el registro de cálculo,
- se determinan los contenidos de agua correspondientes a los distintos números de golpes, y se traza la curva que mejor se ajuste a los puntos obtenidos en el rayado semilogarítmico. Se obtiene, de esta manera, la llamada curva de fluidez,
- la ordenada de la curva correspondiente a una abscisa de 25 golpes es el límite líquido. Se redondea el valor obtenido al entero más cercano.

5.3.2 Determinación del límite plástico

- de la muestra preparada se toma 1 cm³, aproximadamente. Si el material tiene un contenido de agua inicial excesivo, se rueda repetidamente sobre una placa de cerámica microporosa (no yeso) en atmósfera seca hasta que tenga un contenido de agua próximo al límite plástico,
- se rueda la pequeña muestra sobre una placa de vidrio ligeramente despolido, bajo la palma de la mano o la base del pulgar hasta formar un cilindro de 3,2 mm de diámetro y de 13 cm de largo, aproximadamente. El diámetro del cilindro puede verificarse comparándolo con un alambre de 3,2 mm de diámetro,
- se pliega el cilindro de suelo, se amasa para que tome una forma elipsoidal y se vuelve a rodar. Se repite la operación tantas veces como sea necesario para que, al perder agua por evaporación, y llegar al diámetro de 3,2 mm, el cilindro se agriete y se rompa en segmentos de 1 cm de largo, aproximadamente. En el caso de suelos orgánicos, el cilindro debe rodarse con cuidado para que no se rompa prematuramente. Para suelos muy plásticos, debe ejercerse una presión considerable para reducir el diámetro del cilindro a 3,2 mm. Con frecuencia, estos suelos no se agrietan en el límite plástico,

- se ponen los pedazos en vidrios de reloj, se pesan con aproximación de 0.001 g y su valor se anota en el registro de cálculo.
- se repiten los pasos indicados en los 4 guiones anteriores de este inciso con otra porción de muestra, para comprobar la determinación anterior,
- las muestras se introducen en el horno durante 18 h. Después se dejan enfriar en un desecador y se pesan. Se anotan los valores en el registro de cálculo.
- con los datos anteriores se calculan los contenidos de agua. Si la diferencia de los resultados no es mayor que 2%, se considera que el límite plástico (LP) es igual al promedio, redondeado al enteromas cercano. En caso contrario, se repite la determinación. La tolerancia podrá ser ligeramente mayor para suelos cuyo límite plástico sea inferior a 20.

LÍMITES DE CONSISTENCIA

GUÍA

CFE C0000-29

7 de 7

PROYECTO:	SONDEO:	MUESTRA:
-----------	---------	----------

BANCO:	PROFUNDIDAD (en m)	OPERADOR:	FECHA:
--------	--------------------	-----------	--------

C	M	S	G	PI	M O	COLOR	MALLA 0,420 mm	OBSERVACIONES:
							SI NO	

SIMBOLOGÍA	
CLASIFICACIÓN *	
C	= arcilla
M	= limo
S	= arena
G	= grava
PI	= turbo
M O	= materia orgánica

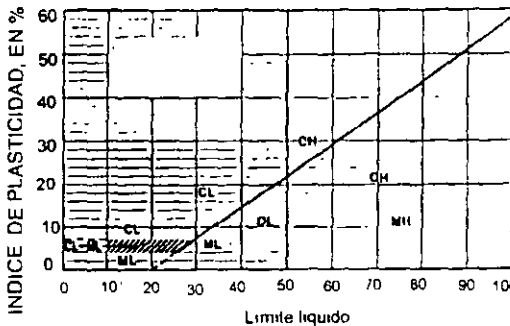
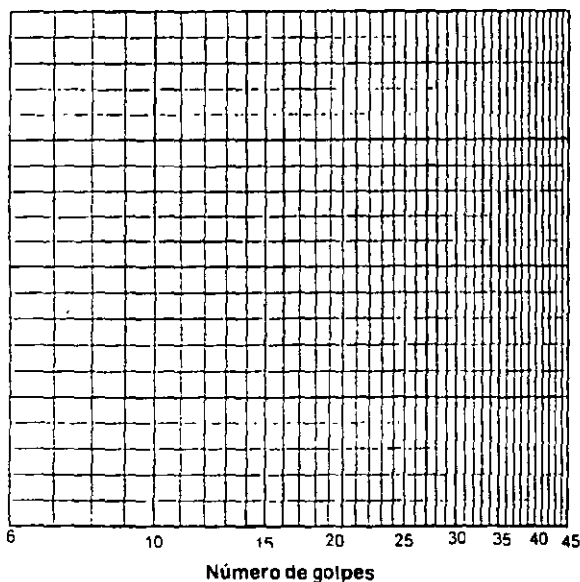
PRUEBA DE LÍMITE LÍQUIDO							
Número de la capsula	Masa en g					Contenido de agua (%)	Número de golpes
	Capsula	Capsula + suelo húmedo	Capsula + suelo seco	Agua	Suelo seco		

COLOR	
C	= café
G	= gris
N	= negro
R	= rojizo
B	= blanquizco
V	= verdoso
A	= amarillento

PRUEBA DE LÍMITE PLÁSTICO							

PRUEBA DE CONTRACCIÓN LINEAL		
Longitud inicial (cm)	Longitud final (cm)	Contracción lineal (%)

RESUMEN	
W	= %
LL	= %
LP	= %
IP	= %
CL	= %



* Esta tabla tiene el proposito de describir cual es el suelo representativo del suelo integral, de donde los finos con los cuales se van a realizar los limites de consistencia.

FORMATO 1 - Límites de consistencia

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

ESPECIFICACIÓN
CFE C0000-28

MAYO 1998

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **especificación** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización-en CFE. La propuesta inicial fue preparada por la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control.

Revisaron y aprobaron la presente **especificación** las áreas siguientes:

COORDINACIÓN DE PROYECTOS TERMOELÉCTRICOS

GERENCIA DE ABASTECIMIENTOS

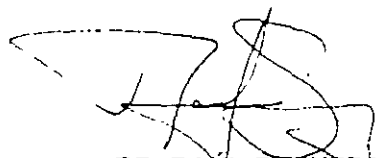
GERENCIA DE INGENIERÍA EXPERIMENTAL Y CONTROL

GERENCIA DE LAPEM

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización coordinará la revisión.

Esta **especificación** revisa y sustituye a todas las relacionadas con análisis granulométrico por mallas que se hayan publicado dentro del campo de aplicación de la presente.

AUTORIZO:



DR. RAUL FUENTES SAMANIEGO
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entra en vigor a partir de: 980616

CONTENIDO

1	OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN _____	1
2	NORMAS QUE SE APLICAN _____	1
3	DEFINICIONES _____	1
3.1	Análisis Granulométrico _____	1
3.2	Análisis Combinado o Total _____	1
4	INSTRUCCIONES _____	1
4.1	Equipo Mínimo Requerido _____	1
4.2	Preparación de la Muestra _____	2
4.3	Ejecución de la Prueba _____	3
4.4	Cálculos _____	4
4.5	Interpretación de Resultados _____	5
5	ERRORES POSIBLES _____	5
6	RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO _____	6
7	BIBLIOGRAFÍA _____	6
	FORMATO 1 Registro de análisis granulométrico por mallas (para fracciones de muestras representativas) _____	7
	FORMATO 2 Registro de análisis granulométrico por mallas (para muestras integrales) _____	8
	FORMATO 3 Clasificación de suelos SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos) _____	9
	DIAGRAMA 1 Ejecución de la prueba de granulometría por mallas _____	10

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Establecer los lineamientos que requiere Comisión para determinar el análisis granulométrico por mallas, limitado a suelos granulares que pasan totalmente la malla de 76,2 mm y se retiene en la malla de 0,074 mm más del 25% en masa

2 NORMAS QUE SE APLICAN

CFE C0000-26-1997

Determinación del Contenido de Agua con Materiales
Térreos

NOM 008-SCFI-1993

Sistema General de Unidades de Medida.

3 DEFINICIONES**3.1 Análisis Granulométrico**

Consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas de un suelo retenidas en una sucesión de mallas, expresando las masas retenidas en cada malla como porcentajes de la masa total de la muestra

3.2 Análisis Combinado o Total

Consiste en aplicar el análisis por mallas y el método del hidrómetro, a las porciones gruesas y finas (partículas mayores y menores que 0,074 mm) respectivamente de un mismo material

4 INSTRUCCIONES**4.1 Equipo Mínimo Requerido**

Juego de mallas.

Diámetro nominal en (mm)	Número de malla
76,2	---
50,8	---
38,1	---
25,4	---
19,1	---
12,7	---
9,5	---
4,7	4
2,0	10
0,84	20
0,42	40
0,25	60
0,149	100
0,074	200

- a) El laboratorio debe contar con balanzas cuya capacidad y precisión sean similares a las siguientes.

Capacidad en (kg)	Precisión en (g)
150	100
20	1
2,1	0,01
1,2	0,01

- b) Charolas de material no absorbente, resistente y con dimensiones suficientes para extender la muestra.
- c) Horno de secado de tamaño apropiado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$
- d) Cucharón de material resistente y con dimensiones apropiadas para manipular el material de prueba.
- e) Cepillo de alambre delgado
- f) Agitador mecánico tipo (Rotap), capaz de sostener el juego completo de mallas para la prueba. Accionado con motor que imparta movimientos horizontales y verticales a las mallas, causando que las partículas salten, giren y presenten diferentes orientaciones en la superficie de cribado.
- g) Desecador.

4.2 Preparación de la Muestra

4.2.1 Muestras integrales

- a) La muestra alterada, previamente cuarteada en el campo o representativa del material en estudio, debe volver a cuartearse antes de realizar el análisis granulométrico hasta obtener una masa de 10 a 15 kg del mismo. A continuación se divide mediante cribado por la malla de 4,7 mm (cepillando las gravas para remover los finos adheridos) en dos fracciones, constituidas por el material retenido (Wh_1) y el que pasa la malla de 4,7 mm (Wh_2), pesando enseguida cada una de éstas con aproximación de 1 g y anotando estos datos en el formato 1 de esta especificación.
- b) Al material que pasa la malla de 4,7 mm (Wh_2) se le debe determinar su contenido de agua (w) rápidamente para obtener su masa seca (Ws_2), el cual se anota también en el formato 1.
- c) Todo el material retenido en la malla de 4,7 mm (gravas) se lava, se seca al horno o al sol y se pesa (Ws_1) antes de efectuar el análisis por mallas

- d) Se toma, previo cuarteo, una parte (0,5 a 1 kg) del material que pasa la malla de 4,7 mm (Wh_3), la cual se somete al análisis granulométrico.
- e) Si la fracción de muestra Wh_3 no es arena limpia, a su vez se dividirá mediante lavado en una fracción gruesa y otra fina (partículas mayores o menores que la malla de 0,074 mm), antes de ser sometida al análisis.

La separación de finos, por el procedimiento de lavado a través de la malla de 0,074 mm, se describe a continuación

- a) Se deja remojar la fracción de material que se va a cribar (Wh_3) en una charola de 30 cm de diámetro hasta formar una suspensión homogénea.
- b) A continuación vaciar el contenido de la charola sobre la malla de 0,074 mm y con una piseta se lava la muestra lo mejor posible para que todos los finos pasen por dicha malla. Se recoge la fracción fina en otra charola.
- c) El material retenido en la malla de 0,074 mm, se deposita en otra charola y se lava la malla. Se seca al horno este material pesándolo después de haberlo enfriado en un desecador (se registra esta masa como Ws_4 en el formato 1).

En el caso de ser necesaria la prueba del análisis combinado o total, será necesario para la prueba de hidrómetro, obtener otra muestra representativa e independiente de las anteriores.

4.2.2 Fracciones de muestras representativas

Si la cantidad de material es pequeña (menos de 10 kg), se efectuará la granulometría a todo el material. La muestra se preparará siguiendo el inciso 4.2.1 a) al d). El registro de la prueba será el indicado en el formato 2.

4.3 Ejecución de la Prueba

Se aplica por separado el análisis por mallas a las fracciones retenida y la que pasa la malla de 4,7 mm lavadas de sus finos en la forma antes descrita

4.3.1 Material retenido en la malla de 4,7 mm

- a) Todo el material retenido en la malla de 4,7 mm se pone a secar al horno, se enfría en un desecador y se pesa Ws_1 (véase formato 1 o 2). Se toma un juego de mallas adecuado al tamaño máximo de partículas y se coloca en orden decreciente, con la de mayor abertura en la parte superior. En la parte inferior se colocan la malla de 4,7 mm y la charola (fondo) para recoger el material que pasa a través de las otras mallas. Se vacía el material en la parte superior y se coloca el juego de mallas en el agitador mecánico. Este se hace funcionar al menos durante 10 minutos.
- b) A continuación se pesa la fracción retenida en cada malla y en la charola, anotando los resultados en el anexo correspondiente, y verificando que la suma de las masas parciales sea igual a la masa inicial total Ws_1 . Se acepta una tolerancia de 1%.

4.3.2 Material que pasa la malla de 4,7mm

- a) Se limpian y colocan en orden decreciente las mallas de menor abertura que la malla de 4,7 mm.
- b) Se pesa la muestra lavada de finos (Ws_4) y se transfiere al juego de mallas elegido, con la de mayor abertura en la parte superior con su tapa y la charola en la parte inferior de las mallas
- c) Se colocan las mallas en el agitador (Rotap) y se pone a funcionar éste durante un tiempo mínimo de 10 min. El tiempo de agitado debe ser mayor si se trata de un material con partículas angulosas.
- d) Se pesa el material retenido en cada una de las mallas utilizadas y el de la charola, anotándolos en los formatos 1 y 2. Se debe verificar que la suma de las masas parciales sea igual a la masa inicial Ws_4 , de todo el material empleado, con una tolerancia de 1% por pérdidas de operación

4.4 Cálculos

- a) El masa seca total de la muestra se determina de la siguiente manera

$$Ws_1 = Ws_1 + Ws_2$$

Donde

Ws_1 = masa seca total de la muestra

Ws_1 = masa seca del material retenido en la malla de 4,7 mm (inciso 4 2.1 c)

Ws_2 = masa seca de todo el material que pasa la malla de 4,7 mm (inciso 4 2.1 b), el cual se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$Ws_2 = Wh_2 / (1 + w)$$

Donde

Wh_2 = masa húmeda de todo el material que pasa la malla de 4,7 mm (inciso 4 2 1 b)

w = contenido de agua de este material

Además, la masa seca del material menor que la malla de 4,7 mm utilizado para la granulometría se calcula.

$$Ws_3 = Wh_3 / (1 + w)$$

Donde

Wh_3 = masa húmeda de la fracción tomada para el cribado de la muestra que pasa la malla de 4,7 mm

Ws_3 = masa seca de esta fracción

w = contenido de agua del material que pasa la malla de 4,7 mm

- b) Para la fracción de la muestra, retenida en la malla de 4,7 mm se calculan los porcentajes de material retenido en cada malla respecto a la masa seca del total de la muestra. Se anotan los resultados en la columna correspondiente al porciento retenido.
- c) Para determinar los porcentajes acumulados del material que ha pasado por cada malla, se resta del 100% el porcentaje parcial retenido en la primera malla, a este valor se resta el de la segunda malla y así sucesivamente.
- d) Se procede en forma similar para la fracción que pasa la malla de 4,7 mm, refiriendo los porcentajes a la masa seca de la porción empleada de material (Ws_3) que incluye la masa seca de los finos separados por lavado.
- e) Los porcentajes con respecto a la muestra total del material que pasa la malla de 4,7 mm, se calculan multiplicando los obtenidos en el inciso anterior por el porcentaje de material menor que la malla de 4,7 mm. Este porcentaje se calcula dividiendo la masa seca del material menor que la malla de 4,7 mm (Ws_2 inciso 4.2 1 d) entre el masa seca total de la muestra (Ws_1)
- f) Finalmente con los valores asentados en el registro del análisis granulométrico, se construye la gráfica granulométrica del material ensayado (formato 3), para lo cual se dibujan en las abscisas los diámetros de las partículas y en las ordenadas los porcentajes respectivos. Cuando el material contiene partículas mayores que la malla de 4,7 mm, se construyen dos curvas en la misma figura, una con los porcentajes totales y otra con los porcentajes de la parte de la muestra que pasa la malla de 4,7 mm.

4.5 Interpretación de Resultados

Para facilitar la clasificación del material en el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se anotan en la parte inferior del formato 3, los porcentajes de grava, arena y finos. Con el mismo fin, se calculan los coeficientes de uniformidad C_u y de curvatura C_c de la siguiente manera

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

$$C_c = (D_{30})^2 / D_{10} D_{60}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros tales que en masa, 10, 30 y 60% de las partículas son inferiores a él.

Estos resultados se reportan también en la parte inferior de la gráfica (formato 3)

5 ERRORES POSIBLES

Los principales errores que se presentan en la prueba de análisis por mallas son los siguientes:

- a) Estado defectuoso de las mallas. Es frecuente que las mallas debido al uso, presenten deformaciones y roturas que las hacen inadecuadas para la prueba, deben revisarse antes de ser usadas

- b) Sobrecarga de las mallas. Este es el error más común y serio en el análisis por mallas, es la causa de que el material parezca más grueso de lo que realmente es. Las muestras grandes deben cribarse en varias porciones.
- c) Tiempo insuficiente de agitado de las mallas. Los materiales con partículas angulosas requieren de un mayor tiempo de agitado, el cual debe determinarse experimentalmente.
- d) Pérdida de agua de lavado conteniendo finos. Debido a una manipulación descuidada.

6 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO

En el diagrama 1. se observa que siguiendo la secuela del mismo, se facilita la ejecución de esta prueba

7 BIBLIOGRAFÍA

Manual de Mecánica de Suelos. Secretaría de Recursos Hidráulicos 5a. Ed de 1970

Procedimiento para Análisis Granulométrico de Suelos Finos por Medio del Hidrómetro, IGM-MS-005 de la GIEC

SCT Normas de Construcción Libro 6: Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas Parte 6 01. 01 Carreteras y Aeropistas. Título: Materiales para Terracerías. 1986.

Procedimiento para la Determinación del Contenido de Agua en Materiales Térreos, IGM-MS-002 de la GIEC.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

ESPECIFICACIÓN

CFE C0000-28

7 de 10

PROYECTO _____ LOCALIZACIÓN _____ SONDEO _____ MUESTRA _____
 PROFUNDIDAD _____ PRUEBA No. _____ FECHA DE PRUEBA _____ OPERADOR _____
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL _____

DATOS INICIALES DE LA PRUEBA

W_h = _____ W_h + T = _____
 W_s = _____ W_s = W_h / (1 + w) = _____ w, Testigo W_s + T = _____
 W_h = _____ w (%) = _____
 Masa seca muestra + tara = _____ Masa tara = _____ Masa neta inicial = _____

Abertura de malla (mm)	Masa retenida (kg)	Por ciento retenido	Por ciento retenido acumulado	Por ciento que pasa
76,2				
50,8				
38,1				
25,4				
19,1				
12,7				
9,52				
4,76				
2,00				
0,84				
0,42				
0,25				
0,149				
0,074				

Observaciones: _____

FORMATO 1 - Registro de análisis granulométrico por mallas
 (para fracciones de muestras representativas.)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

ESPECIFICACIÓN

CFE C0000-28

8 de 10

PROYECTO _____ LOCALIZACIÓN _____ SONDEO _____ MUESTRA _____
 PROFUNDIDAD _____ PRUEBA No. _____ FECHA DE PRUEBA _____ OPERADOR _____
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL _____

DATOS INICIALES DE LA PRUEBA

$W h_1 =$ _____ $W h_2 + T =$ _____
 $W s_1 =$ _____ $W s_2 = W h_2 / (1 + w) =$ _____ w , Testigo $W s_2 + T =$ _____
 $W h_2 =$ _____ w (%) = _____

COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA DE 4,7 mm

Abertura de malla (mm)	Masa retenida (kg)	Por ciento retenido	Por ciento retenido acumulado	Por ciento que pasa
76.2				
50.8				
38.1				
25.4				
19.1				
12.7				
9.52				
4.76				
masa total				

COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA DE 4,7 mm

$W h_3 =$ _____ $W s_3 = W h_3 / (1 + w) =$ _____ $W s_4 =$ _____

Abertura de malla (mm)	Masa retenida (kg)	Por ciento retenido	Por ciento que pasa (1)	Por ciento que pasa (2)
2.00				
0.84				
0.42				
0.25				
0.149				
0.074				

$W s_1$ = masa seca del material retenido en malla de 4,7 mm (1) con respecto a $W s$
 $W s_2$ = masa seca de todo el material que pasa por malla de 4,7 mm (2) con respecto a la masa total de la muestra
 $W s_3$ = masa seca de la fracción del material que pasa malla de 4,7 mm que se utilizará en el cribado, antes de lavarse
 $W s_3$ = masa seca de la fracción del material lavado, retenido en malla de 4,7 mm

FORMATO 2 - Registro de análisis granulométrico por mallas (para muestras integrales)

980522

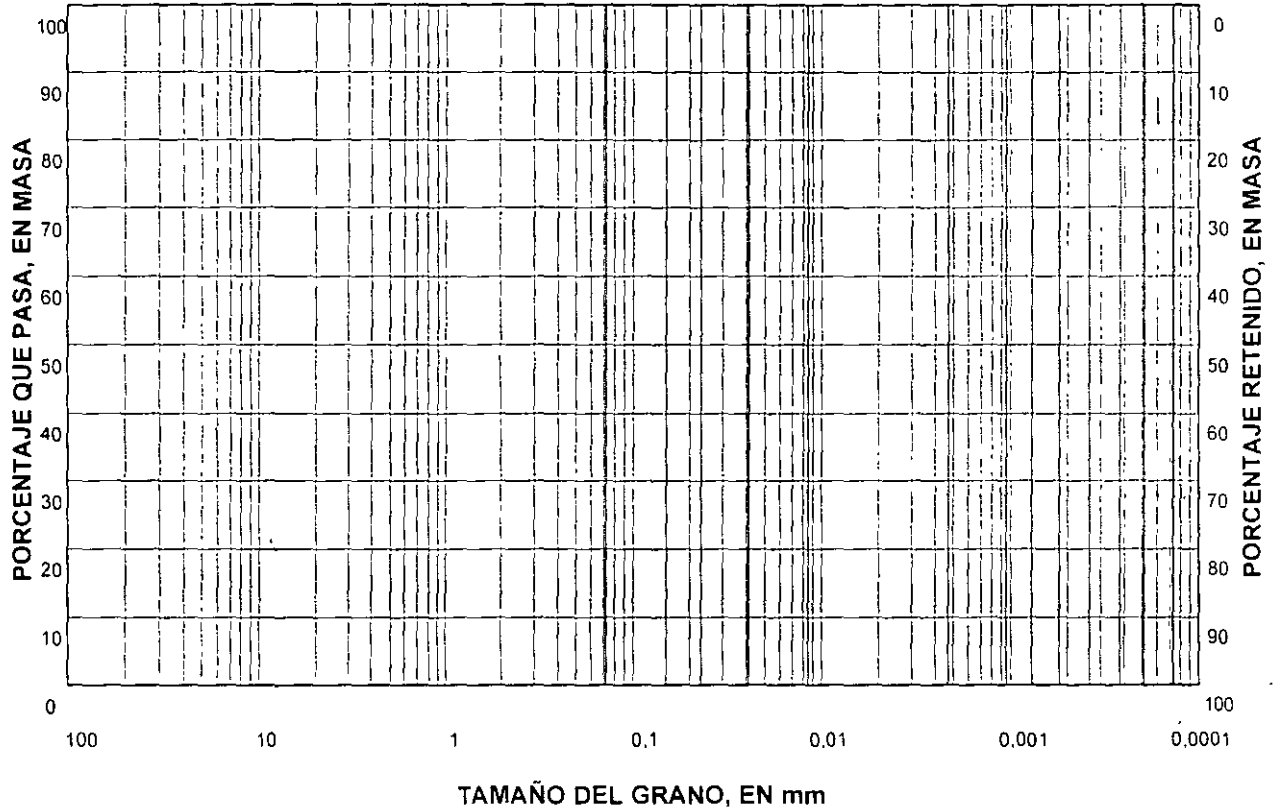
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

ESPECIFICACIÓN

CFE C0000-28

9 de 10

S O L O S	GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	



Muestra	Profundidad m	Símbolo	Contenido de agua %	Limite líquido %	Limite plástico %	Índice de plasti- cidad %	d_0	d_{30}	d_{60}	Cu	Cc	Grupo SUCS
							mm					

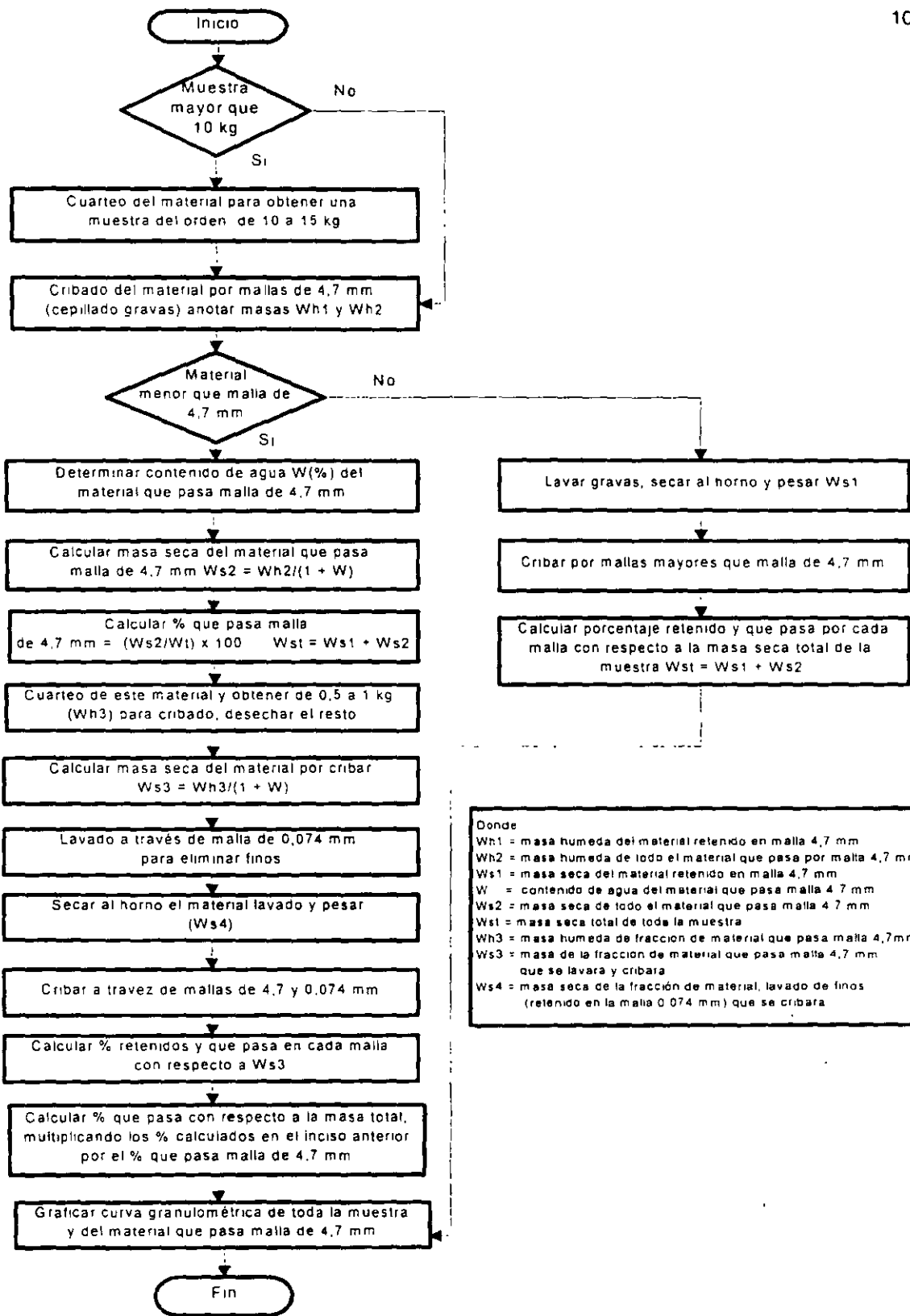
$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

Descripción del material _____

Proyecto _____
 sondeo o pozo _____
 Fecha _____

CURVAS GRANULOMÉTRICAS (clasificación SUCS)

FORMATO 3 - Clasificación de suelos SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos)



Donde
 Wh1 = masa húmeda del material retenido en malla 4,7 mm
 Wh2 = masa húmeda de todo el material que pasa por malla 4,7 mm
 Ws1 = masa seca del material retenido en malla 4,7 mm
 W = contenido de agua del material que pasa malla 4,7 mm
 Ws2 = masa seca de todo el material que pasa malla 4,7 mm
 Wst = masa seca total de toda la muestra
 Wh3 = masa húmeda de fracción de material que pasa malla 4,7 mm que se lavará y cribará
 Ws3 = masa de la fracción de material que pasa malla 4,7 mm que se lavará y cribará
 Ws4 = masa seca de la fracción de material, lavado de finos (retenido en la malla 0,074 mm) que se cribará

DIAGRAMA 1 - Ejecución de la prueba de granulometría por mallas

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR

GUÍA
CFE C0000-37

JUNIO 1999

MÉXICO

PREFACIO

Esta guía ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta inicial fue preparada por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.

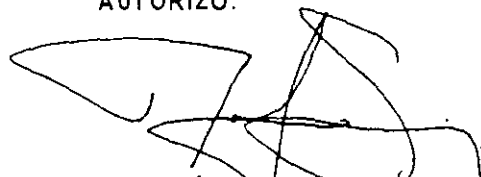
Revisaron y aprobaron la presente **guía** las áreas siguientes:

COORDINACIÓN DE PROYECTOS TERMOELÉCTRICOS**GERENCIA DE ABASTECIMIENTOS****GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL****GERENCIA DE LAPEM**

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización coordinará la revisión.

Esta **guía** revisa y sustituye a todas las relacionadas con conductores con prueba de compactación proctor que se hayan publicado dentro del campo de aplicación de la presente.

AUTORIZO:



DR. RAÚL FUENTES SAMANIEGO
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entran en vigor a partir de: **990723**

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta guía tiene como propósito establecer un método para determinar la relación de contenidos de agua densidades secas del suelo compactado, para aplicarlos en los procedimientos constructivos y el control de la compactación de suelos en el campo

El método es aplicable a los suelos finos plásticos y, en general, a mezclas de suelo cuya fracción fina es cohesiva, y en los que con este procedimiento se logra definir bien la curva de compactación y la densidad seca máxima

2 NORMAS QUE SE APLICAN

CFE C0000-29-1998	Limites de Consistencia
NOM-008-SCFI-1993	Sistema General de Unidades de Medida
ASTM D698-1991	Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort
ASTM D2168-1990	Standard Test Method for Calibration of Laboratory Mechanical.

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados, debe tomarse en cuenta la edición en vigor o la última edición en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

3 DEFINICIONES

3.1 Contenido de Agua Óptimo

Es el contenido de agua con el que se obtiene la densidad seca máxima del suelo compactado

3.2 Densidad Seca Máxima

Es la densidad seca que corresponde al valor máximo obtenido de la curva de compactación del suelo o sea al punto en que la tangente trazada a dicha curva es horizontal.

4 INSTRUCCIONES

4.1 Equipo Mínimo Requerido

- a) Molde Proctor de 10,2 cm de diámetro y 11,7 cm de altura, con extensión de 5 cm de altura (Ref ASTM D698)
- b) Martillo de compactación manual o mecánico de 30,5 cm de altura de caída libre; 5,1 cm de diámetro y masa de 2,5 kg (Ref ASTM D698).
- c) Base estándar de forma cúbica o cilíndrica de concreto con masa mínima de 90 kg (recomendable para lograr consistencia en los resultados)

- d) Balanza con capacidad de 10 kg y exactitud mínima de 1 gramo
- e) Varios:
- regla metálica para enrasar,
 - malla No 4,
 - mortero y mano de mortero cubierta de hule,
 - cucharon,
 - horno de secado,
 - desecador,
 - recipientes para determinar el contenido de agua,
 - charola,
 - espátulas,
 - recipientes de vidrio con tapa hermética.

En lugar del martillo de compactación manual, es aceptable emplear un martillo mecánico, a condición de que su diseño permita una buena repartición de los golpes en toda la superficie de la muestra. Los martillos mecánicos deben calibrarse periódicamente, por comparación con el dispositivo manual, empleando muestras de un material moderadamente plástico, con un contenido de agua vecino al contenido de agua óptimo.

La densidad seca, obtenida con el martillo mecánico, no debe diferir más de $0,1 \text{ kg/m}^3$ de la obtenida con el martillo manual. Las calibraciones deben hacerse a cada 1000 determinaciones de la densidad, después de haber suspendido el uso del compactador por un tiempo prolongado, incluyendo sus reparaciones, y cuando se obtengan resultados dudosos. Las calibraciones se harán de acuerdo con los métodos indicados en la norma ASTM D2168

4.2 Preparación de la Muestra

Consiste en seleccionar una porción representativa del material por ensayar, de manera que se obtengan alrededor de 15 kg de suelo que pasa la malla No.4. Previamente al cribado se disgrega el suelo con una mano de mortero cubierta de hule, cuidando de no romper los granos individuales.

Para la preparación de la muestra existen dos procedimientos en húmedo y en seco. Es preferible, siempre que sea posible, que los suelos clasificados como ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH y PT, se preparen por vía húmeda.

La preparación por vía húmeda se hace cribando por la malla No 4 la muestra seleccionada con su contenido de agua original. El material retenido se desecha.

En el método seco se deja secar el suelo al aire, o en el horno a una temperatura inferior a $60 \text{ }^\circ\text{C}$. El suelo seco se criba por la malla No. 4 y se desecha el material retenido.

4.3 Ejecución de la Prueba

- a) De la muestra ya preparada, que ha pasado por la malla No. 4, se toma cantidad de suelo suficientemente grande para obtener 2,5 kg de suelo para la determinación de cada uno de los puntos de la curva de compactación. Se requiere un mínimo de cinco determinaciones, de las cuales, al menos dos son con contenidos de agua inferiores al óptimo y dos con contenidos de agua superiores al máximo.
 - b) Se mezcla cada fracción de suelo (masa aproximada igual a 2,5 kg) con suficiente agua para obtener el contenido de agua deseado; debe tomarse en cuenta el contenido de agua inicial del material. Esta operación puede hacerse con un atomizador.
 - c) Se almacena cada una de las mezclas en un recipiente de vidrio con tapa hermética, para permitir que el contenido de agua sea uniforme en toda la mezcla. Si el material tiene baja plasticidad, deberá almacenarse durante doce horas y si la plasticidad es alta, uno o dos días (Véase referencia CFE C0000-29)
 - d) Se pesa el molde proctor con su placa de base
 - e) Se acomoda el collarín de extensión sobre el molde
 - f) Se coloca en el molde la tercera parte de una de las fracciones de suelo, aproximadamente. Se empareja la superficie con los dedos.
 - g) Se compacta esta capa con 25 golpes (energía de compactación de $58,9 \text{ N}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$) de martillo que tenga una masa de 2,5 kg, con altura de caída libre de 30,5 cm. Los golpes deberán distribuirse uniformemente sobre la superficie de la capa
 - h) Se repiten los pasos "f" y "g" con una segunda y tercera capa. La superficie de la tercera capa compactada deberá sobresalir 6 a 13 mm del borde del molde, dentro del collarín de extensión
 - i) Se quita, con cuidado, el collarín de extensión y se enrasa el suelo con una regla metálica. En caso de materiales plásticos, es conveniente aflojar el material en contacto con el collarín antes de quitar éste, para evitar que se desprendan trozos de suelo.
 - j) Después de limpiar el cilindro exteriormente, se pesan el molde (incluyendo la placa base) y el suelo, con una exactitud de 1 g. El valor obtenido se anota en el registro de cálculo.
 - k) Se desarma el molde para extraer fácilmente el material. Conviene emplear, para esta operación, un extractor
- Se hacen dos determinaciones de contenido de agua con dos muestras representativas, cada una con masa aproximada de 100 g, una tomada de la parte superior del molde y la otra del fondo
- l) Se repiten los pasos "e" a "k" para las cuatro fracciones restantes de suelo, preparadas como se indica en los pasos "b" y "c".

- m) Se dibuja la gráfica de densidad seca contra contenido de agua de compactación

Es conveniente dibujar, al mismo tiempo, la curva de saturación completa, cuya ecuación es la siguiente:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + WS_s}$$

Donde.

W contenido de agua

S_s densidad de sólidos del material

γ_d densidad seca

5 FORMATO

El formato 1, es el registro que debe utilizarse para determinar la curva de compactación del suelo ensayado

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN

ESPECIFICACIÓN
CFE J6100-54

JULIO 2002
REVISA Y SUSTITUYE A LA
EDICIÓN DE ENERO 2000

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **especificación** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta de revisión fue preparada por la **Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación**.

Revisaron y aprobaron la presente **especificación** las áreas siguientes:

COORDINACIÓN DE PROYECTOS DE TRANSMISIÓN Y TRANSFORMACIÓN

GERENCIA DE LAPEM

GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL

SUBDIRECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización y Metrología coordinará la revisión.

Esta **especificación** revisa y sustituye a la edición de enero del 2000, y a todos los documentos normalizados de CFE relacionados con postes metálicos para líneas de transmisión y subtransmisión que se hayan publicado.

AUTORIZO:



JULIÁN ADAME MIRANDA
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entra en vigor a partir de: 020725

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

CONTENIDO

1	OBJETIVO	1
2	CAMPO DE APLICACIÓN	1
3	NORMAS QUE SE APLICAN	1
4	DEFINICIONES	1
4.1	Deflexión de la Línea	1
4.2	Claro Medio Horizontal	1
4.3	Claro Vertical	1
4.4	Utilización	1
4.5	Poste Normalizado	1
5	CLASIFICACIÓN	1
5.1	Por el Tipo de Estructura	1
5.2	Por su Uso	1
5.3	Por su Ángulo de Deflexión	2
5.4	Por la Velocidad de Viento	2
5.5	Por el Tipo de Apoyo	2
5.6	Por Disposición de las Fases	2
6	CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES	2
6.1	Dimensiones Generales y Aislamientos Eléctricos	2
6.2	Velocidad y Presión de Viento	2
6.3	Análisis y Diseño de Postes	2
6.4	Características de los Materiales	3
6.5	Tolerancias y Ajustes de Fabricación	4
6.6	Doblado	5
6.7	Soldadura	5
6.8	Ingeniería de Detalle	5
6.9	Protección Anticorrosiva	6
7	REVISIÓN AL DISEÑO DE POSTES	6

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN	ESPECIFICACIÓN CFE J6100-54
---	--

7.1	Generalidades _____	6
7.2	Dimensiones Generales y Distancias Eléctricas _____	6
7.3	Análisis y Diseño _____	6
8	ENSAMBLE _____	7
9	CONTROL DE CALIDAD _____	7
9.1	Pruebas de Rutina _____	7
9.2	Pruebas de Aceptación _____	8
9.3	Pruebas de Prototipo _____	8
10	EMPAQUE Y EMBARQUE _____	9
10.1	Empaque _____	9
10.2	Embarque _____	9
11	INFORMACIÓN REQUERIDA _____	9
11.1	Con la Propuesta _____	9
11.2	Con la Entrega del Poste _____	10
12	CARACTERÍSTICAS PARTICULARES _____	10
13	CUESTIONARIO GENERAL _____	11
13.1	Generalidades _____	11
13.2	Datos y Calificaciones _____	11
13.3	Características Garantizadas _____	12
13.4	Información _____	14
13.5	Responsabilidades _____	15
14	BIBLIOGRAFÍA _____	16
APÉNDICE A	CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO _____	20
TABLA 1	Combinaciones y factores de carga para la condición de carga sin hielo _____	17
TABLA 2	Combinaciones y factores de carga para la condición de carga con hielo _____	17
TABLA 3	Plan de muestreo normal, nivel de calidad II y nivel 1,0 _____	17

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN	ESPECIFICACIÓN CFE J6100-54
---	--

FIGURA 1 Perpendicularidad con respecto a la cara del poste _____ 18

FIGURA 2A Desviación del brazo _____ 18

FIGURA 2B Desviación del brazo _____ 19

FIGURA 3 Escalón _____ 19

930226	Rev	940530	950626	000117	020719								
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

1 OBJETIVO

Esta especificación establece los requisitos técnicos y de calidad que deben cumplir los postes metálicos autoportados para líneas de transmisión y subtransmisión que adquiere la Comisión.

2 CAMPO DE APLICACIÓN

Abarca todos los postes metálicos que adquiere la Comisión para sostener los cables y accesorios en líneas de transmisión y subtransmisión.

3 NORMAS QUE SE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993; Sistema General de Unidades de Medida

NMX-H-074-SCFI-1996, Industria Siderúrgica. Productos de Hierro y Acero Recubiertos con Cinc (Galvanizados por Inmersión en Caliente).

NMX-Z-012-1987. Muestreo para la Inspección por Atributos (Parte 1, 2 y 3).

NRF-001-CFE-2001, Empaque, Embalaje, Embarque, Transporte, Descarga, Recepción y Almacenamiento de Bienes Muebles Adquiridos por CFE.

NRF-010-CFE-2001; Transportación Especializada de Carga.

CFE 2H1LT-01-2000; Herrajes para Líneas de Transmisión.

CFE D8500-01-1999, Guía para la Selección y Aplicación de Recubrimientos Anticorrosivos .

CFE D8500-02-2000, Recubrimientos Anticorrosivos.

CFE L0000-15-1992, Código de Colores

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados debe tomarse en cuenta la edición en vigor o la última edición en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Deflexión de la Línea

Es el ángulo máximo de cambio de dirección en la trayectoria de la línea.

4.2 Claro Medio Horizontal

Es la semisuma de los claros adyacentes al poste y se utiliza para calcular las cargas transversales que actúan sobre él debidas a la acción del viento sobre los cables.

4.3 Claro Vertical

Es la suma de las distancias horizontales entre los puntos más bajos de las catenarias de los cables adyacentes al poste y se utiliza para determinar las cargas verticales, que actúan sobre el poste, debidas a la masa de los conductores y cable(s) de guarda.

4.4 Utilización

La conjunción de los tres parámetros anteriores forman el denominado "USO" del poste: deflexión/claro medio horizontal/claro vertical.

4.5 Poste Normalizado

Poste que se puede utilizar con cualquier línea en base a una nomenclatura establecida y que cumple con los requisitos de uso eléctrico y mecánico.

5 CLASIFICACIÓN

Los postes normalizados para líneas de transmisión se clasifican e identifican por su nomenclatura, la cual está constituida por caracteres alfanuméricos conforme a la siguiente

5.1 Por el Tipo de Estructura

El primer carácter representa la tensión de la operación de la línea , el número de circuitos y el número de conductores por fase de acuerdo a la siguiente tabla.

Carácter	Tensión	No. de circuitos	No. de conductor/fase
A	115	2	1
B	115	4	1
C	230	2	1
D	230	4	1
E	400	2	2
F	400	2	3

5.2 Por su Uso

El segundo caracter representa el USO del poste de acuerdo con la siguiente lista,

- a) S = suspensión
- b) D = deflexión.
- c) R = remate.
- d) T = transición.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

5.3 Por su Ángulo de Deflexión

El tercer carácter representa la deflexión de la línea:

- a) 0 para (0 °).
- b) 1 para (15 °)
- c) 3 para (30 °).
- d) 4 para (45 °)
- e) 6 para (60 °).
- f) 9 para (90 °)

5.4 Por la Velocidad de Viento

El cuarto carácter corresponde a la velocidad de viento regional

- a) 2 = velocidad de viento regional de 120 km/h.
- b) 4 = velocidad de viento regional de 140 km/h.
- c) 6 = velocidad de viento regional de 160 km/h.
- d) 8 = velocidad de viento regional de 180 km/h.
- e) 0 = velocidad de viento regional de 200 km/h.

5.5 Por el Tipo de Apoyo

Opcionalmente de acuerdo a la conexión del poste con la cimentación se debe colocar la letra E al final de su nomenclatura únicamente cuando se trate de postes directamente empotrados

5.6 Por Disposición de las Fases

Cuando se trate de postes de dos o más circuitos cuyas fases se localicen verticalmente en un solo lado (poste lateral), se debe colocar una "L" al final de su nomenclatura.

6 CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES

6.1 Dimensiones Generales y Aislamientos Eléctricos

La forma y configuración del poste debe estar de acuerdo con la presente especificación y con los dibujos que la complementan indicados en las **Características Particulares**.

La información consta de los siguientes dibujos

- a) Dimensiones generales de los postes.
- b) Disposición de las fases

c) Requisitos de aislamiento de los postes.

d) Alturas con los diferentes niveles para los cuales deben diseñarse los postes

e) Detalles de la sujeción de cables.

f) Detalles de conexión a tierra.

6.2 Velocidad y Presión de Viento

6.2.1 Velocidad

En las **Características Particulares** se indica el valor de la velocidad de viento regional máxima para un tiempo de promediación de 3 s y un periodo de retorno de 50 años.

6.2.2 Presiones

A las velocidades de viento regionales maximas según la ubicación de la línea, corresponden las presiones que se calculan conforme al procedimiento del apéndice A.

6.3 Análisis y Diseño de Postes

6.3.1 Cargas

Las principales cargas a considerar en el diseño de postes de transmisión son:

a) Cargas que transmiten los cables. Éstas se deben a: deflexión, tensión mecánica, masa propia y presión de viento.

b) Acción del viento sobre el poste

c) Masa propia del poste.

d) Masa de las cadenas de aisladores y herrajes.

e) Por construcción y mantenimiento, sólo para el diseño de los brazos.

f) Por acumulación de hielo (cuando se indique en las **Características Particulares**).

6.3.1.1 Identificación de las cargas

En las condiciones de carga empleadas para el análisis de los postes se identifican las cargas con las siguientes letras:

PC = carga vertical, en kN debida a la masa de los cables conductores y de guarda,

PCH = carga vertical (kN) debida al hielo acumulado en los cables,

PA = carga vertical en kN debida a la masa de los aisladores, herrajes y accesorios, (véase la especificación CFE que corresponda).

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

- PE = masa propia del poste, en kN,
- PVM = carga vertical de montaje para el diseño de los brazos que es de 2.9 kN para los brazos de guarda y 4.9 kN para los brazos de conductores.
- VC = carga transversal (kN) debida a la acción de VM sobre los cables.
- VCH = carga transversal (kN) debida a la acción del viento VR sobre los cables cuando tengan hielo acumulado.
- VM ... = velocidad regional máxima de viento, para un período de retorno de 50 años
- VR = velocidad reducida de viento. Se considera igual al 50 % de la velocidad regional máxima de la zona de la línea, para un período de retorno de 10 años,
- VE = fuerza transversal (kN) producida por la acción de viento VM sobre el poste,
- VEH = fuerza transversal (kN) debida a la acción del viento VR sobre el poste,
- FL = fuerza longitudinal (kN) debida a la tensión máxima de los cables,
- CT = componente transversal (kN) producida por la tensión máxima de los cables debida a la deflexión de la línea.

6.3.1.2 Combinaciones y factores de carga

Las combinaciones y los factores de carga se indican en las tablas 1 y 2.

Consideraciones adicionales.

- a) En caso de postes que deban llevar dos o más conductores por fase se toma el empuje del viento sobre el área proyectada de todos los conductores.
- b) En el caso de los postes de doble circuito, también debe considerarse para el diseño las hipótesis de carga para un circuito instalado en disposición vertical, con dos cables de guarda.

En el caso de postes de cuatro circuitos, también deben considerarse en el diseño la hipótesis de carga para dos circuitos instalados en los brazos superiores y un circuito en posición vertical y la hipótesis de dos circuitos instalados en posición vertical
- c) En el diseño de los brazos y su sujeción al fuste se deben considerar las cargas PVM para todos los tipos de postes. Estas cargas se deben sumar a las cargas de servicio.

- d) La carga PCH se presenta cuando en los cables se ha acumulado una capa de hielo de 5 mm de espesor, con un peso específico de 8,8 kN/m³
- e) Las estructuras para las que se indique condición de hielo, deben analizarse conforme a las tablas 1 y 2, y sin hielo conforme a la tabla 1.
- f) En los postes de remate se debe considerar una hipótesis de carga adicional de viento longitudinal en el mismo.

6.3.2 Análisis estructural

El análisis debe ser no lineal y realizarse por computadora para resolver la matriz de rigidez del sistema considerando, el sistema de fuerzas inicial adicionando los desplazamientos y momentos de segundo orden que se generan mediante iteraciones hasta que se considere que los esfuerzos inducidos ya no sean significativos

6.3.3 Cálculo de la resistencia mecánica de los elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales del poste se deben emplear los lineamientos del documento de referencia [1].

6.3.4 Diámetro máximo de los postes

Si Comisión requiere de un diámetro máximo entre aristas externas de postes poligonales se debe especificar en las **Características Particulares**.

6.4 Características de los Materiales

El material no debe tener defectos, grietas, torceduras, abolladuras, cortes mal ejecutados y rebabas producto de su fabricación.

6.4.1 Placas

El acero que se emplea en la fabricación de los postes debe cumplir con alguna de las siguientes referencias en función de su diseño

- a) Véase referencia [5], grado 60, con f_y mínimo de 413,7 MPa.
- b) Véase referencia [5], grado 65, con f_y mínimo de 448,2 MPa.
- c) Véase referencia [3], con f_y mínimo de 248,1 MPa.

6.4.2 Tornillos, anclas y tuercas

El diámetro mínimo de los tornillos es de 13 mm.

Los tornillos y tuercas debe cumplir con alguna de las siguientes documentos de referencia [6], [7], [8] y [9].

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

**POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN
Y SUBTRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE J6100-54**

4 de 23

El acero de fabricación para anclas debe ser:

- para redondo, Véase referencia [10], con f_y mínimo de 514,9 Mpa,
- para varillas corrugadas, f_y mínimo de 411,9 MPa.

Para los postes con placa de base, su conexión a la cimentación debe ser por medio de anclas roscadas.

La longitud de anclaje mínima debe cubrir los lineamientos del documento de referencia [2].

6.4.2.1 Par de apriete de tornillos

El torque recomendado está dado por la siguiente fórmula empírica.

$$T = [D \cdot K \cdot W \cdot F_y \cdot A_t] / 1000$$

Donde,

- T = Torque a aplicar, en N·m
- D = diámetro nominal del tornillo, en mm
- K = factor de fricción que depende de la superficie. A definir por el usuario
- K = 0,22 para superficies no lubricadas
- K = 0,20 para superficies galvanizadas, inmersión en caliente
- K = 0,17 para superficies electrolgalvanizadas
- K = 0,15 para superficies lubricadas
- W = Porcentaje de la cedencia del acero del tornillo a utilizar
- W = 0,42 recomendado
- W = 0,56 máximo a utilizar
- F_y = Esfuerzo de cedencia del tornillo
- F_y = 861,84 N/mm² para tornillo, véase referencia [6], tipo I, con diámetro de 6,36 mm a 25,4 mm
- F_y = 723,94 N/mm² para tornillo, véase referencia [6], tipo I, con diámetro mayor a 25,4 mm hasta 38,1 mm
- F_y = 1034,21 N/mm² para tornillo, véase referencia [8], con diámetro de 6,36 mm a 38,1 mm
- A_t = Área de esfuerzo en tensión del tornillo, en mm²

6.5 Tolerancias y Ajustes de Fabricación

6.5.1 Anclas

- longitud + 152 mm, - 0
- longitud de la rosca: + 51 mm, - 0
- longitud de galvanizado + 305 mm, - 0

6.5.2 Placas de base

- largo, ancho, diagonal o diámetro + 51mm, - 0
- localización de círculo de barrenos. ± 3mm
- espaciamiento entre barrenos ± 3 mm

6.5.3 Fuste

- longitudinal de una sección. ± 25 mm
- longitudinal de empotramiento entre secciones. + 10 % - 2 % con la carga especificada
- diámetro: - 6 mm + 13 mm
- perpendicularidad de la placa de base con el fuste: 1 480
- centrado del poste en la placa base. 6 mm
- elevación desde la base
 - escalones, + 46 mm, -0
 - placas para sujeción de brazos ± 50 mm

6.5.4 Placas de sujeción de brazos

- largo, ancho, diagonal o diámetro: + 51 mm, -3 mm
- altura: ± 5 mm
- perpendicularidad con respecto a la cara del poste ± 2 ° (véase figura 1)

6.5.5 Brazos

- longitud. ± 25 mm
- localización ± 6 mm
- diámetro. ± 6 mm
- circunferencia: + 7 mm

- desviación horizontal de la punta del brazo con respecto al eje del poste + - 1 % de su longitud medida desde el eje del poste a la punta del brazo (véase las figuras 2A y 2B)

6.5.6 Barrenos

El diámetro de los barrenos debe ser de 3,2 mm mayor que el diámetro del tornillo respectivo. Para barrenos de anclas en placa de cimentación debe ser de 9,5 mm mayor al diámetro del ancla.

La conicidad de los taladros punzonados no debe exceder de 1,2 mm entre diámetros máximo y mínimo.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

Las tolerancias son, entre.

- gramiles 0,4 mm
- centro de barrenos 0.8 mm
- centros de grupos de barrenos: 1,6 mm

Las distancias a los bordes y espaciamentos mínimos entre centros de tornillos se especifican en el documento de referencia [1].

6.6 Doblado

El fabricante debe evitar la cristalización del material en la fabricación de los miembros a base de placa doblada. Las limitaciones en el doblado se expresan mediante el cociente del radio interior del doblado al espesor, esta relación debe ajustarse al documento de referencia [11].

6.7 Soldadura

El empleo, diseño y pruebas de las soldaduras debe ajustarse a los lineamientos de los documentos de referencia [1] y [12], además

- a) Todas las soldaduras deben ser realizadas por personal calificado
- b) No se permite realizar soldaduras a la intemperie durante tiempo húmedo ni cuando la temperatura sea menor de 10 °C
- c) Las soldaduras se inspeccionan visualmente. En caso de duda de su calidad se deben realizar las pruebas necesarias.
- d) Todas las soldaduras deben estar libres de burbujas.
- e) Las soldaduras longitudinales deben tener un mínimo de 60 % de penetración para placas con espesores hasta de 9,5 mm. Los espesores mayores deben tener el 80 % de penetración. Las soldaduras circunferenciales deben tener un 100 % de penetración.
- f) Los materiales para las soldaduras estructurales deben cumplir con la prueba de impacto "Charpy" con un valor mínimo de 20,34 N-m
- g) La soldadura longitudinal para la porción hembra del traslape debe soldarse por dentro y por fuera para lograr una penetración del 100 %
- h) No se aceptan fustes formados por dos tramos unidos a base de soldadura transversal.

6.8 Ingeniería de Detalle

- a) Todas las partes deben disponerse de tal modo que no acumulen agua de lluvia. Si no puede evitarse esta situación, deben proveerse de orificios de desagüe.
- b) Las secciones telescopiadas deben detallarse para una longitud de acoplamiento igual o mayor a 1,5 veces el diámetro interior de la sección hembra. Además debe llevar una marca en bajo relieve por punto de golpe que indique el límite del empalme y el alineamiento del mismo.

Cada sección debe llevar en caras opuestas orejas, el diseño de éstas estará en función del equipo y la fuerza de acoplamiento.
- c) Los postes directamente empotrados deben llevar una chaqueta de placa de acero con fy mínimo de 248,1 MPa de 6 mm de espesor por 760 mm de largo, sobresaliendo 560 mm de la línea de tierra. También se requiere una placa estabilizadora de 6 mm de espesor x 380 mm de ancho atornillada a la base del poste.
- d) La sujeción de cada brazo se debe hacer con 6 tornillos mínimo.
- e) Todos los tornillos deben llevar tuerca y contratuerca o tuerca y roldana de presión, que después de apretados quede una longitud libre de 5 mm.
- f) Las anclas deben llevar tuerca de nivelación, tuerca de sujeción y contratuerca, después de apretadas las tuercas deben quedar como mínimo 11 mm libres de longitud de cuerda. Las anclas de cada poste se deben marcar con el nombre del poste y su número consecutivo para su identificación.
- g) Los postes deben llevar una placa para identificación de 5 cm de altura por 8 cm de largo por 3,2 mm de espesor y soldada a 50 cm arriba de la base, en esta placa se deben estampar 3 renglones con los siguientes datos.
 - 1er. renglón: Nombre del poste
Nivel
Número consecutivo de poste
 - 2do. renglón Tipo de acero de fabricación
 - 3er. renglón Nombre del fabricante y año de fabricación

El estampado de estos datos debe hacerse a golpe con dados de acero de 12,7 mm. Esta placa ya grabada se debe soldar al poste antes del galvanizado.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

- h) Las piezas deben llevar la marca de identificación con el nombre y el número consecutivo en sobre relieve según los planos de montaje y de taller. Ésta se debe estampar antes del galvanizado. Los números y posición deben ser claramente legibles y tener cuando menos 5 cm de altura. La Comisión proporciona la nomenclatura correspondiente a cada poste.
- i) En el onficio para drenar el galvanizado que tiene la placa de sujeción del brazo se debe colocar un tapón de plástico para evitar que aniden las abejas

6.8.1 Escalones

Los postes deben estar provistos de soportes para atornillar los escalones

Los escalones deben estar localizados a partir de 3 m de la horizontal del terreno, espaciados alternativamente 40 cm en sentido vertical y en un arco de 50 cm en el sentido horizontal, si el diámetro del poste es mayor de 30 cm. Cuando el diámetro del poste sea menor a 30 cm, los soportes se deben colocar a 180°. Se deben colocar cuatro soportes para escalones de trabajo, 1,2 m debajo de la intersección de cada brazo con el fuste. La longitud mínima para apoyar el pie en los escalones debe ser de 155 mm mínimo, como se muestra en la figura 3.

6.8.2 Sujetadores para cinturón de seguridad

Se deben instalar dos orejas en forma de omega de acero redondo de 16 mm de diámetro, para sujetar el cinturón de seguridad a un metro arriba de los escalones de trabajo, también se deben instalar en los extremos de los brazos.

6.8.3 Barrenos especiales

Para la conexión a tierra del poste y la placa de peligro se requieren barrenos de 13 mm de diámetro. Su posición se indica en los dibujos correspondientes.

6.8.4 HERRAJES

El fabricante de los postes debe suministrar, cuando así se solicite, los accesorios necesarios para la sujeción del cable de guarda y cadena de aisladores, debe tomar en cuenta la especificación CFE 2H1LT-01

6.8.5 Plantillas de localización de anclas

El fabricante de postes debe suministrar plantillas de localización de anclas para cada tipo y nivel del poste. Las características, el material y el número total se indica en las **Características Particulares**.

6.9 Protección Anticorrosiva

6.9.1 Galvanizado

Todos los elementos de los postes incluyendo las anclas de cimentación, deben ser galvanizados por el método de inmersión en caliente, después de haber sido cortados y taladrados; dicho galvanizado debe ser especial y cumplir con la norma NMX-H-074.

El galvanizado, debe quedar liso, continuo y uniforme sin deformaciones por calor, burbujas, gotas y rugosidades en la superficie, bordes y parte interna de las placas, ni manchas producidas por arrastre de sales (fundentes)

6.9.2 Recubrimiento

Cuando los postes galvanizados van a estar expuestos en ambiente marino y/o industrial deben ser recubiertos por el exterior con el siguiente sistema de recubrimiento.

- a) Limpiar la superficie aplicando el método CFE LSO, de acuerdo con la especificación CFE D8500-01.
- b) Preparar la superficie aplicando un mordentador CFE P17, a un espesor seco de 13 µm de acuerdo con la especificación CFE D8500-02
- c) Aplicar un primario vinil-epóxico fosfato de Zinc óxido CFE-P21 en dos capas con un espesor seco por capa de 25 µm y un acabado epóxico altos sólidos CFE-43 en una capa con un espesor seco de 125 µm en color 24 marfil de acuerdo a las especificaciones CFE L0000-15, CFE D8500-01 y CFE D8500-02

7 REVISIÓN AL DISEÑO DE POSTES

7.1 Generalidades

El orden de las revisiones del diseño de los postes, así como los documentos y dibujos que el contratista debe adjuntar los documentos que se indican a continuación.

7.2 Dimensiones Generales y Distancias Eléctricas

Este dibujo debe contener la información solicitada en el inciso 6.1 de esta especificación.

7.3 Análisis y Diseño

Se debe entregar, la documentación siguiente:

- a) Memoria de cálculo detallada Junto con los resultados se entregan los datos de entrada impresos y en un medio electrónico que se indica en las **Características Particulares**.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

- b) Propiedades prismáticas de las secciones que se utilizan en el diseño.
- c) Tabla-resumen donde se indica, para todos y cada uno de los miembros analizados, lo siguiente:
 - número de identificación. Corresponde al número de la pieza indicado en el plano de cuerpo básico,
 - cargas y momentos de diseño,
 - número de la combinación de carga correspondiente,
 - espesor de placa propuesto y su resistencia,
 - un análisis de deformaciones para diferentes alturas del fuste,
 - diseño de conexiones mecánicas. Número de tornillos y la forma en que trabajan (cortante simple, doble o aplastamiento).
- d) Dibujo(s) de cuerpo básico en hojas de 884 x 555 mm, y en un medio electrónico en formato DWG o DXF. Deben contener la siguiente información:
 - silueta general del poste. Mostrar el nivel más alto especificado,
 - estructuración final. Incluir todos y cada uno de los perfiles que componen el poste,
 - las "vistas" y detalles necesarios para identificar totalmente el poste y sus conexiones,
 - dimensiones de anchos y alturas; tanto parciales como generales, de los diferentes cuerpos y niveles que conforman el poste más alto,
 - identificación y estructuración, de todos los niveles especificados y sus pesos,
 - utilización del poste, velocidad del viento, tipo de cable y tensiones mecánicas máximas para los cuales fue diseñado,
 - para estructuras telescopiadas indicar las fuerzas de acoplamiento para cada ensamble y el equipo de aplicación recomendado,
 - este dibujo debe contener el siguiente enunciado "prohibida la reproducción parcial o total, propiedad de CFE",
 - lista de partes incluyendo masas unitarias y totales
- e) Procedimiento de ensamble del poste.

8 ENSAMBLE

El método de ensamble entre secciones de postes telescopiados debe incorporarse en los dibujos del fabricante, utilizando métodos y equipo que no causen daño o distorsión de alguna parte del poste. El procedimiento de montaje debe sujetarse a la aprobación del área usuaria de Comisión.

El poste puede ensamblarse en posición horizontal o vertical. Las secciones pueden acoplarse con diferentes equipos dependiendo de su tamaño, dichos equipos se deben indicar en los planos de montaje. Se debe especificar en los planos de montaje la fuerza de acoplamiento necesaria en cada caso, esta fuerza debe aplicarse simultáneamente en ambos lados de la junta, independientemente del equipo utilizado.

El acoplamiento entre secciones de postes debe cumplir con lo siguiente:

- a) Las secciones no deben tener obstáculos en la longitud de empotramiento. Debe tenerse cuidado con la costura de la soldadura de las dos secciones para orientarse de tal forma que los brazos, escalones, entre otros, puedan colocarse posteriormente sin que tenga que girar el poste
- b) Alinear y ensamblar las juntas.
- c) Colocar firmemente el equipo de ensamblado.
- d) Ensamblar las secciones con la fuerza especificada, hasta que los tramos dejen de deslizarse. Verificar que la actual longitud final de empotramiento cumple con las tolerancias
- e) En caso de haber realizado la maniobra en posición horizontal, no intentar levantar el poste ensamblado sin haber colocado un dispositivo metálico en las orejas, que impida que se separen las partes ensambladas.
- f) No debe emplearse grasa para facilitar el acoplamiento entre secciones.

9 CONTROL DE CALIDAD

9.1 Pruebas de Rutina

El proveedor debe ensamblar el lote completo de postes después de galvanizados, hasta las marcas de empotramiento con la fuerza especificada, desensamblarlos, limpiarlos y repararlos en caso de daño y tener las evidencias objetivas de esta actividad.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

9.2 Pruebas de Aceptación

Una vez realizadas las pruebas de rutina, se deben tomar las muestras representativas del lote de postes presentados a inspección de acuerdo al plan de muestreo, normal, nivel II, nivel de inspección 1.0 (véase tabla 3) y ensamblarlos hasta su marca de empotramiento con la fuerza especificada, supervisado por el personal de la Gerencia del LAPEM, que demuestren que dicho lote cumple con el ensamble y linealidad de los postes. En esta operación se permite utilizar lubricante que facilite la maniobra de ensamble en planta, para después desensamblarlos y repararlos en caso de daño y limpiarlos.

La Comisión se reserva el derecho de obtener muestras para efectuar pruebas de los materiales por suministrar

Mientras el inspector de la Gerencia del LAPEM no de la aprobación por escrito de las pruebas de aceptación, el proveedor no debe embarcar ni entregar el material.

9.3 Pruebas de Prototipo

9.3.1 Generalidades

- a) Con el objeto de verificar el diseño, y su comportamiento se deben llevar a cabo pruebas prototipo de los postes, si el área usuaria lo establece en las **Características Particulares**.
- b) Los postes de prueba deben fabricarse a las alturas máximas especificadas y con materiales de las mismas características y especificaciones con los que se suministra el contrato
- c) Las pruebas de prototipo se deben llevar a cabo en un campo de pruebas que reúna las condiciones necesarias para la aplicación de las cargas y la medición de los esfuerzos y deformación
- d) Las cargas de prueba se deben transmitir completamente al poste tomando en cuenta las pérdidas que pueda inducir el sistema de aplicación. Las cargas debidas a cables se deben aplicar, en herrajes similares a los que se tendrán en la línea.
- e) Los postes deben ser probados para todas las combinaciones de carga que se establecen en el inciso 6.3.1.2 de esta especificación.
- f) Antes de iniciar las pruebas, todos los instrumentos de medición deben ser calibrados y las curvas de calibración correspondientes deben estar disponibles durante los ensayos. Dichos instrumentos deben tener aproximaciones de medición con múltiplos de 98 N.

- g) Durante el desarrollo de las pruebas deben estar presentes los inspectores de la Gerencia del LAPEM y los representantes de la gerencia usuaria.
- h) Una vez terminadas las pruebas, el material utilizado en el prototipo debe identificarse con pintura para las verificaciones requeridas por la Gerencia del LAPEM. Este material no se considera como parte del suministro

9.3.2 Desarrollo de las pruebas

- a) La prueba se debe desarrollar conforme a lo establecido en el documento de referencia [1] que consiste en determinar los máximos niveles de esfuerzo de cada miembro del poste durante el desarrollo de la prueba, para esto es recomendable utilizar deformímetros eléctricos ("strain gauges")
- b) Los postes de prueba deben ser montados sobre una cimentación rígida, asegurándola en la base.
- c) Se deben instalar todos los dispositivos de medición necesarios para registrar los esfuerzos y deformaciones durante la prueba.
- d) Se deben ubicar uno o más puntos a lo largo del eje como puntos de aplicación de carga para considerar el efecto del viento sobre la estructura.
- e) Se debe colocar el sistema de cableado requerido, en los puntos de sujeción localizados en los brazos para aplicar las combinaciones de carga que deben ser probadas.

9.3.2.1 Aplicación de cargas

- a) Para cada una de las combinaciones indicadas en el inciso 6.3.1.2, las cargas se deben aplicar al 50, 75, 90, 95 y 100 % de la carga especificada, al llegar al 100 % la carga se debe mantener durante 5 minutos.

En cada etapa de incremento de carga se deben tomar lecturas de los desplazamientos que presenta el poste.
- b) Las cargas son liberadas totalmente después de cada incremento, excepto en algunas situaciones que no son críticas.
- c) La descarga debe controlarse para evitar sobrecargar algún miembro del poste.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

9.3.3 Condiciones de rechazo

No se debe aceptar el poste cuando se presente alguna de las siguientes condiciones.

- a) No soporte la aplicación de la carga máxima durante el tiempo establecido, presentándose falla.
- b) Cuando se rebasen los límites establecidos de deformación o no se recupere el 75 % de la deformación máxima, en un lapso de una hora después del ensayo, o bien, si a juicio de Comisión, la deformación no elástica, afecte el comportamiento eléctrico del poste.

9.3.4 Información para pruebas

9.3.4.1 Antes de las pruebas

Es obligación del fabricante presentar a Comisión un protocolo de pruebas, cuando menos con 15 días de anticipación a la fecha en que se efectúen las pruebas con la información siguiente

- a) Tablas de carga que se aplicarán en la prueba.
- b) Datos para aplicación y control de las pruebas.
- c) Certificados de calidad del material que se utilizó en la fabricación del poste.
- d) Carta en la que acepta, que los diseños de los postes son propiedad de Comisión y se compromete a entregar toda la información necesaria, como planos de montaje y memorias de cálculo.

9.3.4.2 Después de las pruebas

Una vez efectuadas las pruebas del poste el proveedor debe entregar en un plazo de 15 días después de la prueba un informe detallado, en donde describa la forma en que se efectuaron dichas pruebas. El informe debe contener:

- a) Esquema de tipo del poste donde se muestren las cargas correspondientes a cada una de las hipótesis que se probaron.
- b) Esquema del poste en donde se muestra la localización exacta de los dinamómetros utilizados y las regletas, y en su caso deformímetros.
- c) Tabla de registro de lecturas de los dinamómetros conteniendo.
 - su localización y número de identificación,
 - dirección de las cargas aplicadas, y o descripción de las diferentes partes del poste en donde se aplicaron

d) Dibujos revisados, empleados en la fabricación del poste probado.

- e) Tabla de registro de las deformaciones del poste en las direcciones siguientes:
- dirección transversal,
 - dirección longitudinal.

f) Tabla de registro de calibración de los instrumentos de medición de fuerzas después de las pruebas, con valores crecientes de 1,961 kN hasta el valor máximo en prueba y certificado de verificación de la máquina calibradora.

g) Certificados de calidad de los materiales utilizados en la fabricación del poste.

h) Reporte fotográfico del desarrollo de las pruebas.

10 EMPAQUE Y EMBARQUE

10.1 Empaque

- a) La tornillería y accesorios deben empacarse en cajas de madera.
- b) El proveedor debe marcar las cajas para su rápida identificación con lo siguiente: siglas de CFE, destino, número de contrato, producto, masa y siglas de proveedor o marca.

10.2 Embarque

Los postes deben embarcarse conforme a las normas de referencia NRF-001-CFE y NRF-010-CFE.

El proveedor debe tener cuidado durante el manejo del poste. Las partes no deben golpearse, arrastrarse, deformarse ni rasparse. En caso de que alguna parte presente alguno de estos inconvenientes Comisión se reserva el derecho de rechazar los postes sin descargarlos en el almacén o sitio.

No se permite embalar secciones contenidas en otras de mayor diámetro para fines de transporte

11 INFORMACIÓN REQUERIDA

11.1 Con la Propuesta

La propuesta del proveedor debe incluir la siguiente información:

- a) Cuestionario comercial debidamente llenado.
- b) Cuestionario técnico debidamente llenado.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

**POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN
Y SUBTRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE J6100-54**

10 de 23

- c) Dibujos de dimensiones generales de los postes
- d) Memoria de cálculo de las cargas que se consideraron para el diseño de los postes.
- e) Los elementos mecánicos de los postes para todos los niveles.
- f) Las masas de los postes para todos los niveles.
- g) Carta en la que acepta, en caso de resultar ganador, que los diseños de los postes serán propiedad de Comisión y se compromete a entregar toda la información necesaria, como planos de taller y memorias de cálculo
- h) Información solicitada por la Comisión.

11.2 Con la Entrega del Poste

Por cada poste, el proveedor debe entregar, integrado en la caja de tornillos, un instructivo de montaje y almacenamiento

12 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES

Las **Características Particulares** que la Comisión proporciona al solicitar la cotización de los postes metálicos para línea de transmisión y subtransmisión, son complemento de la presente especificación y están contenidas en la forma CPE-307 anexa a esta especificación.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN	ESPECIFICACIÓN CFE J6100-54
---	--

13 CUESTIONARIO GENERAL

13.1 Generalidades

El licitante debe proporcionar a Comisión los datos que se piden en el cuestionario de este capítulo, acompañando copia del mismo en cada ejemplar de la propuesta. Así mismo debe cumplir con lo indicado en las bases de la licitación.

El licitante debe suministrar con su propuesta, la información adecuada en los espacios previstos. Se debe llenar un cuestionario por cada tipo de poste indicado en las **Características Particulares**.

13.2 Datos y Calificaciones

El licitante debe suministrar una lista de instalaciones en las cuales haya sido utilizado su equipo, con características de operación y diseño similares a lo especificado, para lo cual debe utilizar un formato de tabla como el indicado en la tabla C1

TABLA C1 - Instalaciones donde se ha instalado equipo del licitante de tamaño y características similares

Proyecto	Localización	Número de postes	Características de la línea		Fecha de puesta en servicio
			Tensión nominal	Número de circuitos	

NOTA: Cuando no se requiera llenar una parte del cuestionario debe marcarse con una línea discontinua. En caso de no ser suficiente esta hoja, se deben adjuntar hojas adicionales utilizando el mismo formato.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

**POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN
Y SUBTRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE J6100-54**

12 de 23

13.3 Características Garantizadas

13.3.1 Para cada tipo de poste

- a) Tipo de poste por su uso o utilización: _____
- b) Tensión de operación de la línea: _____ kV
- c) Número de circuito por línea: _____
- d) Velocidad del viento regional considerado: _____ km/h
- e) Protección anticorrosiva: _____
- f) Recubrimiento exterior, en ambiente marino

- g) Tipo de apoyo del poste.

- h) Identificación del poste. _____
- i) Cargas de diseño consideradas.
 - transmitidas por los cables _____
 - por acción del viento sobre el poste _____
 - masa del poste _____
 - masa de las cadenas de aisladores de los herrajes _____
 - cargas por acumulación de hielo
(cuando se indique en las **Características Particulares**) _____
 - cargas por construcción y mantenimiento _____
- j) Resistencia mecánica de los elementos estructurales.

- k) Tornillos y placas de conexión: _____
- l) Soldaduras: _____
- m) En postes con placa base lado y espesor de la placa base
número de anclas y su longitud _____
- n) Longitud de acoplamiento de las secciones. _____

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

**POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN
Y SUBTRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE J6100-54**

13 de 23

- o) En postes directamente empotrados:
 - características de la chaqueta de placa de acero _____
 - características de la placa estabilizadora _____
 - longitud de empotramiento _____ mm
- p) Diámetro máximo de los postes
(medido entre aristas extremas de postes poligonales) _____ mm
- q) Deformaciones elasticas admisibles _____
- r) Localización de los soportes de escalones enchufables _____
- s) Localización y características de los escalones de trabajo _____
- t) Localización de sujetadores de cinturón de seguridad _____
- u) Localización y características de los barrenos de conexión a tierra _____
- v) Localización y características de los brazos:
 - localización _____
 - longitud _____
 - forma de la sección _____
 - dimensiones _____
 - material empleado _____

13.3.2 Dibujos de dimensiones y requisitos de aislamiento incluidas

- a) Dimensiones generales de postes.
- b) Disposición de fases
- c) Requisitos de aislamiento de los postes
- d) Extensiones para las cuales se diseñan los postes.
- e) Detalles de sujeción de los cables.
- f) Detalles de conexión a tierra.

13.3.3 Dibujos e Información para pruebas incluidas

- a) Dibujos de montaje y lista de materiales del poste de prueba.
- b) Dibujo de dimensiones básicas del poste para prueba incluyendo placas base y anclaje.
- c) Tablas de los casos de carga que se van a probar y las cargas que se deben aplicar en cada prueba.
- d) Análisis y diseño de la placa base y anclaje.
- e) Tabla de características físicas del material utilizado en la fabricación del poste.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

13.3.4 Dibujos e información incluidos después de las pruebas

- a) Esquema del tipo de poste donde se muestran las cargas correspondiente a cada una de las hipótesis que se probaron.
- b) Esquema del poste en donde se muestra la localización exacta de los instrumentos de medición de fuerzas utilizados y las regletas y en su caso deformímetros.
- c) Tabla de registro de las lecturas de los instrumentos de medición.
- d) Dibujos revisados empleados en la fabricación del poste probado.
- e) Tabla de registro de las deformaciones del poste en las direcciones siguientes.
 - dirección transversal,
 - dirección longitudinal.

13.3.5 Dibujos dimensiones y distancias eléctricas incluidas conteniendo la siguiente información

- a) Dimensiones generales del poste.
- b) Distancias eléctricas
- c) Distancia del brazo inferior al piso del nivel 0 (cero).
- d) Distancia entre brazos.
- e) Diámetros exteriores en la base y corona medidos entre aristas opuestas.

13.4 Información

El licitante entrega con su propuesta la siguiente información.

- a) Cuestionario comercial debidamente llenado.
- b) Cuestionario técnico debidamente llenado
- c) Dibujos de dimensiones generales de los postes.
- d) Memoria de cálculo de las cargas que se consideraron para el diseño.
- e) Las reacciones de los postes para todos los niveles.
- f) Las masas de los postes para todos los niveles.
- g) Carta en la que acepta, en caso de resultar ganador que los diseños de los postes serán propiedad de la Comisión y se compromete a entregar toda la información necesaria, como planos de taller y memoria de cálculo.
- h) Información solicitada por Comisión.

13.4.1 Programa de entrega de Información

Después de la formalización del contrato el licitante se compromete a entregar la siguiente información dentro de los plazos señalados por la Comisión.

- cálculos y dibujos para la revisión por parte del área usuaria de CFE,
- dibujos definitivos,
- programa de fabricación,
- programa de inspección,
- masas unitarias de cada uno de los postes para sus diferentes componentes

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN	ESPECIFICACIÓN CFE J6100-54
---	--

13.5 Responsabilidades

El licitante confirma y garantiza que acepta todos los términos y condiciones que se indican en esta especificación y en las bases de la licitación.

_____ (Compañía)

_____ (Nombre y puesto del licitante)

_____ (Firma)

_____ Testigo (nombre y firma)

_____ Testigo (nombre y firma)

_____ (fecha)

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

14 BIBLIOGRAFÍA

Referencia	Clave	Titulo
[1]	ASCE 72-1990	Desing of Steel Transmission Pole Structures 2th Edition.
[2]	ACI 318/318R-1992	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)
[3]	ASTM A36/A36M-1994	Standard Specification for Carbon Structural Steel. --
[4]	ASTM A242/A242M REV A-1993	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel. (AASHTO No. M161).
[5]	ASTM A572/A572M Rev A-1994	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural (AASHTO M223).
[6]	ASTM A325M-1993	Standard Specification for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints (Metric).
[7]	ASTM A394-1993	Standard Specification for Steel Transmision Tower Bolts, Zinc-Coated and Bare.
[8]	ASTM A490M-1993	Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3 for Structural Steel Joints (Metric).
[9]	ASTM A563M-1993	Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts (Metric).
[10]	ASTM A615/A615M-1994	Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement (AASHTO M31)
[11]	ASTM A143-1974	Standard Practice for Safeguarding Against Embrittlement of Hot-Pip Galvanized Structural Steel Products and Procedure for Detecting Embrittlement (R 1 989).
[12]	AWS D1.1-1994	Structural Welding Code Steel Thirteenth Edition.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

TABLA 1 - Combinaciones y factores de carga para la condición de carga sin hielo

Hipótesis de carga	Combinación de carga	Deformación permisible	Viento
De servicio (suspensión)	(PC + PA + PE) 1,0	2 %	---
De servicio (deflexión)	(PC + PA + PE + CT) 1,0	3 %	---
Servicio (remate)	(PC + PA + PE + FL + CT) 1,0	2,5 %	---
Máxima (suspensión)	(PC + PA + PE + VC + VE) 1,16	---	VM
Máxima (deflexión)	(PC + PA + PE + VC + VE + CT) 1,26	---	VM
Máxima (remate)	(PC + PA + PE + VC + VE + FL + CT) 1,26	---	VM

TABLA 2 - Combinaciones y factores de carga para la condición de carga con hielo

Hipótesis de carga	Combinación de carga	Viento
Máxima (suspensión)	(PCH + PA + PE + VCH + VEH) 1,16	VR
Máxima (deflexión)	(PCH + PA + PE + VCH + VEH + CT) 1,26	VR
Máxima (remate)	(PCH + PA + PE + VCH + VEH + FL) 1,26	VR

TABLA 3 - Plan de muestreo normal, nivel de calidad II y nivel 1,0

Letra clave del tamaño de la muestra	Tamaño del lote	Tamaño de la muestra	Número de defectos	
			Aceptación	Rechazo
A	2 a 8	2	0	1
B	9 a 15	3	0	1
C	16 a 25	5	0	1
D	26 a 50	8	0	1
NOTAS:	1 = Cuando el tamaño del lote sea un (1) poste éste se inspecciona al 100 %			
	2 = Para lotes mayores, aplicar la norma NMX-Z-012			

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

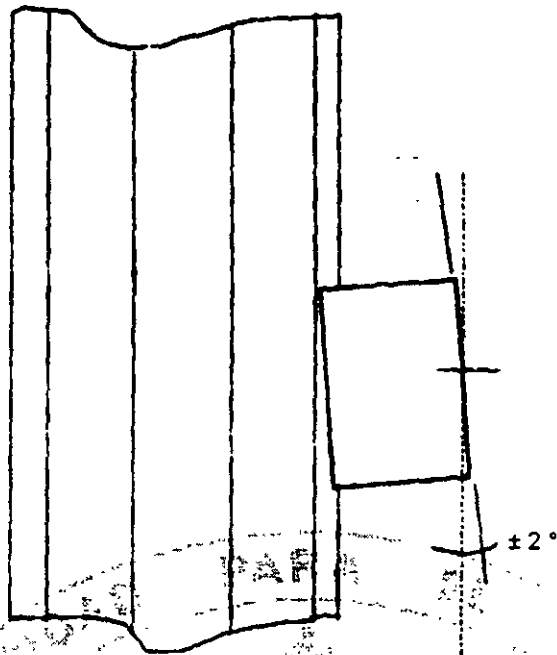


FIGURA 1 - Perpendicularidad con respecto a la cara del poste

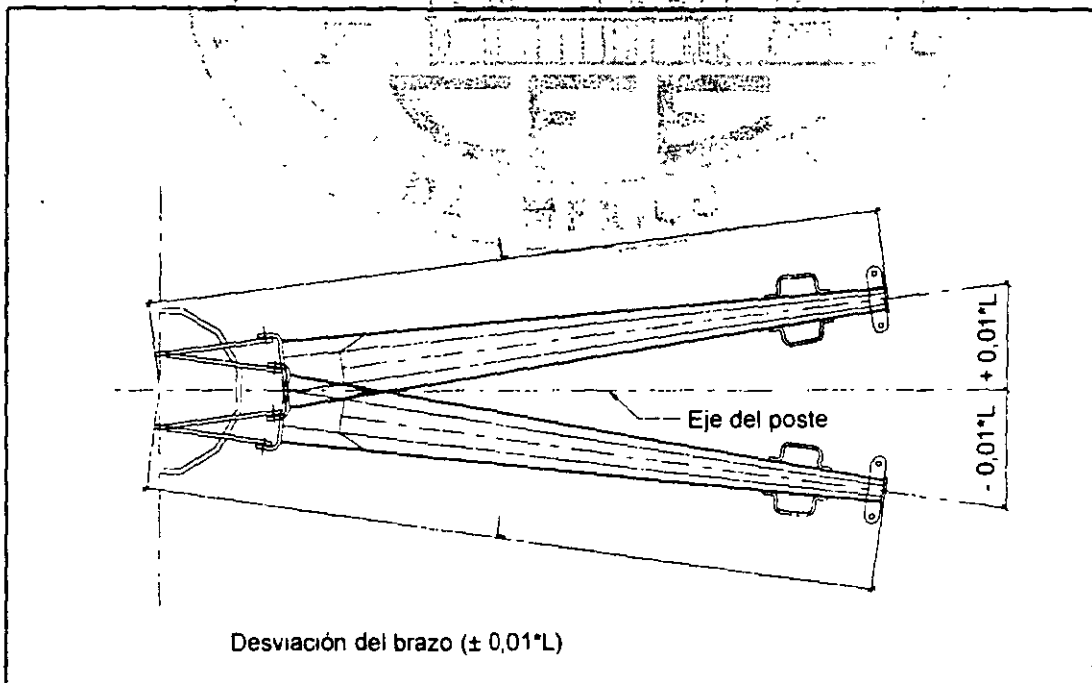
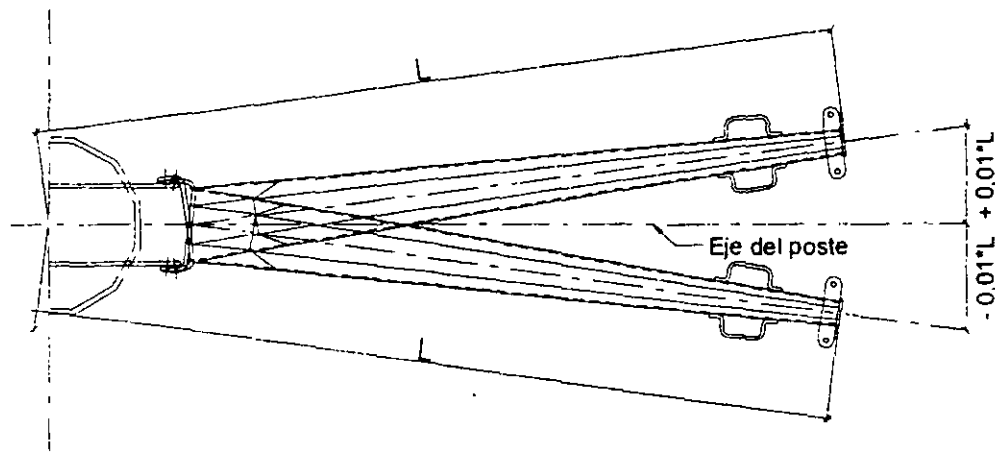


FIGURA 2A - Desviación del brazo

930226	Rev	940530	950626	000117	020719							
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--	--



Desviación del brazo ($\pm 0,01 \cdot L$)

FIGURA 2B - Desviación del brazo

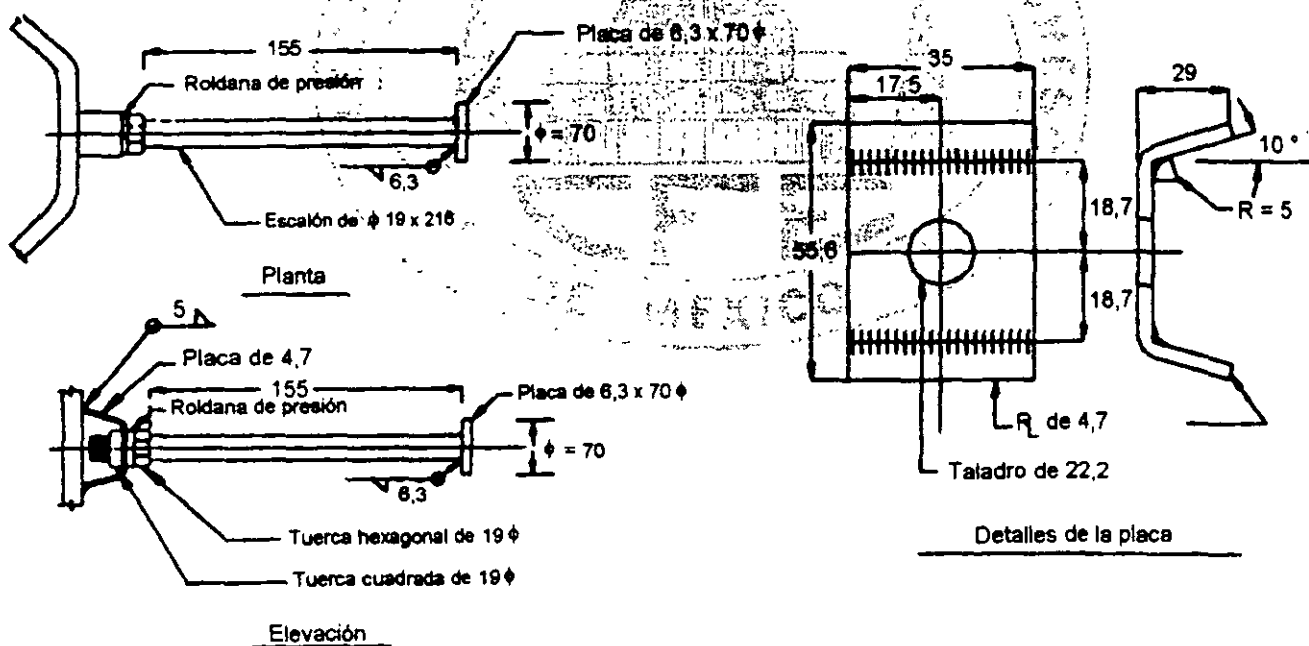


FIGURA 3 - Escalón

930226	Rev	940530	950626	000117	020719														
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

APÉNDICE A

CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO

A.1 Presiones Debidas al Viento

A las velocidades regionales corresponden las presiones debidas al viento según la ubicación de la línea de transmisión

A.2 Clasificación de la Línea de Transmisión Según su Importancia

El diseño de las líneas de transmisión debe realizarse seleccionando un nivel de importancia, el cual está relacionado con el periodo de retorno de la velocidad regional. Con este concepto en el Manual de Obras Civiles Diseño por Viento (MOC-DV), Tomo I inciso 4.3, se presentan los niveles de importancia y en el 4.6 2 se presentan sus periodos de retorno asociados

A.3 Selección de la Velocidad Regional, Vr

El MOC-DV contiene 5 mapas con las velocidades regionales para la República Mexicana, con los periodos de retorno para 10,50,100,200 y 2000 años. Una vez seleccionado el periodo de retorno y localizada la línea de transmisión, se determina la velocidad regional. Normalmente se selecciona para un periodo de retorno de 50 años a menos que en las **Características Particulares** se indique otro periodo.

A.4 Determinación de la Velocidad de Diseño, Vd

Es la velocidad que a partir de la cual se calculan los efectos de viento sobre las estructuras de soporte, cables y aisladores.

La velocidad de diseño en km/h, se obtiene con la siguiente ecuación.

$$Vd = Ft F\alpha Vr$$

Donde

Ft = Factor que depende de la topografía del tramo de la línea de transmisión en estudio, (adimensional).

$F\alpha$ = Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición local y de la variación de la velocidad con la altura (adimensional).

Vr = Velocidad regional que le corresponde al tramo de la línea en estudio (km/h).

A.4.1 Factor de topografía Ft

Este factor toma en cuenta, el efecto topográfico local del sitio de desplante de las estructuras del tramo de la línea de transmisión en estudio, así como el efecto en los cables, se define en la tabla I.5 del MOC-DV.

A.4.2 Factor de exposición F α

Este factor refleja la variación del viento con respecto a la altura, asimismo considera las características de rugosidad que se presentan alrededor del tramo de la línea en consideración

En la tabla I.1 del MOC-DV se indican cuatro categorías de terrenos conforme al grado de dicha rugosidad. Normalmente se selecciona la categoría tipo 2, a menos que en las **Características Particulares** se indique otra categoría de terreno.

Si el tramo de la línea de transmisión cruza diferentes tipos de terreno se debe seleccionar la que ocasione los efectos más adversos.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

El factor de exposición se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F\alpha = 1,56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F\alpha = 1,56 \left[\frac{z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < z < \delta$$

$$F\alpha = 1,56 \quad \text{si } 10 < z \geq \delta$$

Donde

- δ = Es la altura a partir del nivel de terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante, a esta altura se le conoce como altura gradiente; δ y z deben estar dadas en metros.
- α = Es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.
- z = Altura al centro de gravedad de la flecha del cable.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y están dados en la tabla I.4 del MOC-DV

A.5 Presión Dinámica de Base qz

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina comúnmente presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación:

$$Qz = 0,0000471 G Vd^2$$

Donde:

- G = Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional y se define con la siguiente expresión.

$$G = \frac{2,94 \Omega}{273 + \tau}$$

Donde

- Ω = Presión barométrica, está en función de la altura sobre el nivel del mar y se indica en la tabla A.1.

TABLA A.1 - Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica
0	101,32
500	95,99
1000	89,92
1500	84,66
2000	79,99
2500	75,33
3000	70,66
3500	65,99

NOTA: Puede interpolarse para valores intermedios de la altitud.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

τ = Temperatura ambiental en °C, en la tabla III.1 (b) del MOC-DV, se indican la ubicación, altitud y temperatura media anual de las ciudades más importantes de la República Mexicana

Vd = Velocidad de diseño, en km/h, definida en el inciso A 4 de este apéndice.

QZ = Presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en kPa.

El factor de 0,0000471 corresponde a un medio de la densidad del aire ($\rho = 1,2255 \text{ kg/m}^3$ para 15 °C y al nivel del mar.

A.6 Presión del Viento Sobre Componentes de la Línea de Transmisión pz

Las presiones del viento sobre estructuras de soporte y cables de la línea de transmisión, se obtienen considerando el efecto dinámico del viento. Estas presiones se pueden obtener a partir de presiones equivalentes que emplean factores de respuesta dinámica, los cuales dependen de las condiciones de flujo y de las propiedades dinámicas de los componentes.

También es necesario tomar en cuenta la forma del componente. En términos generales, la presión actuante sobre un sistema determinado de estructura de soporte-cable, en kPa, pz se obtiene con la ecuación.

$$Pz = Fg Ca qz$$

En donde el coeficiente Ca se denomina coeficientes de arrastre y es adimensional, Fg es un factor de respuesta dinámica dependiendo si se trata de la estructura de soporte o del cable.

A.6.1 Presión equivalente del viento sobre estructuras de soporte

La presión equivalente que ejerce el viento sobre una estructura de soporte, de celosía o poste se calcula con la siguiente expresión

$$Pz = Fgt Cat qz$$

Donde:

PZ = Presión dinámica equivalente, a la altura z, que se aplica en forma estática a la estructura, en kPa

Fgt = Factor de respuesta dinámica de estructuras.

Cat = Coeficiente de arrastre de la estructura en dirección del flujo del viento, adimensional. Se calcula como se indica en el MOC-DV Tomo I incisos 4 8.2.11.3 y 4.8.2.12.

qz = Presión dinámica de base a la altura sobre el terreno z. Se define en el inciso A.5 de este apéndice

A.6.2 Factor de respuesta dinámica de estructuras de soporte

$$Fgt = \frac{1}{g_z^2} = \left[1 + 12,86 \bar{K} \left(\frac{10}{h_0} \right)^{\alpha'} \left(\frac{1}{1 + 0,563 \frac{h_0}{L_s}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Donde,

g_z = Factor de rafaga, para convertir velocidades de un lapso de promediación de 3 s a un lapso de 10 minutos, es adimensional y puede calcularse conforme al Tomo II inciso 4.6.1 del MOC-DV. Para estructura se toma un lapso de promediación de 3 s.

α' = Factor de variación de potencia, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

Ls = Escala de turbulencia del viento, en metros y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

- K = Factor de rugosidad del terreno, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2
- h = Altura total de la estructura sobre el nivel del terreno, en metros.
- h_o = Altura de referencia de la estructura en metros; debe tomarse al centro de gravedad de la estructura.

TABLA A.2 - Tipo de terreno, factor de rugosidad, escala de turbulencia de viento y factor de variación de potencia

Terreno tipo	K	Ls	α
1	0,0030	72,1	0,121
2	0,0065	63,7	0,164
3	0,0142	53,5	0,216
4	0,0318	44,5	0,262

A.6.3. Presión equivalente del viento sobre los cables

La presión estática equivalente que ejerce el viento sobre los cables, se calcula con la siguiente expresión:

$$P_z = 0,6 F_{gc} C_{ac} q_z$$

Donde:

P_z = Presión dinámica equivalente a la altura z, que se aplica en forma estática al cable, en kPa.

F_{gc} = Factor de respuesta dinámica de cables

C_{ac} = Coeficiente de arrastre de cables, igual a la unidad.

Q_z = Presión dinámica de base a la altura a la que se encuentren los cables sobre el terreno. Se define en el inciso A.5 de este apéndice.

A.6.3.1 Factor de respuesta dinámica de cables

$$F_{gc} = \frac{1}{g_z^2} = \left[1 + 12,86 \bar{K} \left(\frac{10}{z} \right)^{\alpha} \left(\frac{1}{1 + 0,8 \frac{L}{L_s}} \right)^2 \right]$$

Donde.

g_z = Factor de ráfaga, para convertir velocidades de un lapso de promediación de 3 segundos a un lapso de 10 minutos, es adimensional y puede calcularse conforme al Tomo II inciso 4.6.1 del MOC-DV Para cables se toma un tiempo de promediación de 10 minutos.

α = Factor de variación de potencia, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2.

L_s = Escala de turbulencia del viento, en metros y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2

K = Factor de rugosidad del terreno, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2.

L = Claro libre representativo ente apoyos del tramo en consideración, en metros.

930226	Rev	940530	950626	000117	020719						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

CARACTERISTICAS PARTICULARES PARA: POSTES METÁLICOS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN

Correspondiente a la especificación CFE J6100-54

1 de 1

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO			
Línea de transmisión		Tipo de cable de guarda	
Tensión de operación (kV)		Tensión mecánica en cables conductores	
Número de circuitos		Número de conductores por fase	
Tipo de conductor		Localización	
Considerar acumulación de hielo	Si	No	
Tensión mecánica en cable de guarda			

DESCRIPCIÓN DEL SITIO				PRUEBA DE PROTOTIPO	
Altitud (msnm)	Velocidad de viento regional máxima (km/h)	Presión de viento		Aplica	No aplica
		En cables			
		conductor	de guarda		

CARACTERÍSTICAS DE LOS POSTES					
Utilización	Protección Anticorrosiva	Tipo de apoyo	Identificación del poste	Niveles para diseñar (m)	Diámetro máximo (mm)

CPE - 307

PLANTILLAS		
Número de plantillas	Características	Material

MEMORIA DE CÁLCULO	
Medio electrónico en que se deben entregar los datos de entrada	

930226	Rev	940530	950626	000117	020719										
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

FE DE ERRATAS

La presente Fe de Erratas deja sin efecto a la editada el 3 de junio del 2003.

Página 2 de 23; Inciso 6.5.6:

Dice:

6.5.6 Barrenos

El diámetro de los barrenos debe ser de 3,2 mm mayor que el diámetro del tornillo respectivo. Para barrenos de anclas en placa de cimentación debe ser de 9,5 mm mayor al diámetro del ancla.

Debe decir:

6.5.6 Barrenos

El diámetro de los barrenos debe ser de 1,6 mm mayor que el diámetro del tornillo respectivo. Para espesores de placa mayores de 15,9 mm debe ser de 3,2 mm. Para barrenos de anclas en placas base debe ser de 9,5 mm mayor al diámetro del ancla.

Página 5 de 23; Inciso 6.8:

Dice:

- b) Las secciones telescopiadas deben detallarse para una longitud de acoplamiento igual o mayor a 1,5 veces el diámetro interior de la sección hembra. Además debe llevar una marca en bajo relieve por punto de golpe que indique el límite del empalme y el alineamiento del mismo.

Cada sección debe llevar en caras opuestas orejas, el diseño de éstas estará en función del equipo y la fuerza de acoplamiento.

Debe decir:

- b) Las secciones telescopiadas deben detallarse para una longitud de acoplamiento igual a 1,5 veces el diámetro interior de la sección hembra. Además debe llevar una marca en bajo relieve por punto de golpe que indique el límite del empalme y el alineamiento del mismo.

Cada sección debe llevar en caras opuestas orejas, el diseño de éstas debe estar en función del equipo y la fuerza de acoplamiento.

Página 20 de 23; Inciso A.4.2; cuarto párrafo:

Dice:

A.4.2 Factor de exposición $F\alpha$

.

$$F\alpha = 1.56 \quad \text{si } z \geq \delta$$

Donde:

δ = Es la altura a partir del nivel de terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente, δ y z deben estar dadas en metros.

α = Es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

z = Altura al centro de gravedad de la flecha del cable.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y están dados en la tabla I 4 del MOC-DV.

Debe decir:

A.4.2 Factor de exposición $F\alpha$

.

Donde:

$$F\alpha = 1.56 \quad \text{si } z \geq \delta$$

δ = Es la altura a partir del nivel de terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente, δ y z deben estar dadas en metros.

α = Es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

z = Altura en metros a la que se requiere determinar la presión de viento en cables. Normalmente se define esta altura desde el piso al punto de sujeción del cable, a menos que en las **Características Particulares** se indique otro valor.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y están dados en la tabla I 4 del MOC-DV.

030603	031030										
--------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Página 21 de 23; Inciso A.5; Tabla 1:

Dice:

TABLA A.1 - Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica
0	101,32
500	95,99
1000	89,92
1500	84,66
2000	79,99
2500	75,33
3000	70,66
3500	65,99

NOTA: Puede interpolarse para valores intermedios de la altitud.

Debe decir:

TABLA A.1 - Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica (kPa)
0	101,32
500	95,99
1000	89,92
1500	84,66
2000	79,99
2500	75,33
3000	70,66
3500	65,99

NOTA: Puede interpolarse para valores intermedios de la altitud.

Página 22 de 23; Inciso A.6.2:

Dice:

A.6.2 Factor de respuesta dinámica de estructuras de soporte

$$F_{gt} = \frac{1}{g_z^2} = \left[1 + 12.86 \sqrt{K} \left(\frac{10}{h_0} \right)^{\alpha'} \left(\frac{1}{1 + 0.563 \frac{h_0}{L_s}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Debe decir:

A.6.2 Factor de respuesta dinámica de estructuras de soporte

$$F_{gt} = \frac{1}{g_z^2} \left[1 + 12.86 \cdot \sqrt{K} \cdot \left(\frac{10}{h_0} \right)^{\alpha'} \cdot \left(\frac{1}{1 + 0.563 \frac{h_0}{L_s}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

Página 23 de 23; Inciso A.6.3.1:

Dice:

A.6.3.1 Factor de respuesta dinámica de cables

$$F_{gc} = \frac{1}{g_z^2} = \left[1 + 12.86 \sqrt{K} \left(\frac{10}{z} \right)^{\alpha'} \left(\frac{1}{1 + 0.8 \frac{L}{L_s}} \right)^2 \right]$$

Donde.

g_z = Factor de ráfaga, para convertir velocidades de un lapso de promediación de 3 segundos a un lapso de 10 minutos, es adimensional y puede calcularse conforme al Tomo II inciso 4.6.1 del MOC-DV Para cables se toma un tiempo de promediación de 10 minutos

α' = Factor de variación de potencia, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2

L_s = Escala de turbulencia del viento, en metros y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2

K = Factor de rugosidad del terreno, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla 2.

L = Claro libre representativo ente apoyos del tramo en consideración, en metros

030603	031030																		
--------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y MUESTREO DE SUELOS MEDIANTE TUBO PARTIDO

ESPECIFICACIÓN
CFE C0000-17

SEPTIEMBRE 1996

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **especificación** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta inicial fue preparada por la **Gerencia de Ingeniería Experimental y Control**.

Revisaron y aprobaron la presente **especificación** las áreas siguientes.

COORDINACIÓN DE PROYECTOS TERMOELÉCTRICOS

GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL

GERENCIA DE INGENIERÍA EXPERIMENTAL Y CONTROL

GERENCIA DE LAPEM

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización coordinará la revisión.

Esta **especificación** revisa y sustituye a todas las relacionadas con prueba de penetración estándar y muestreo de suelos mediante tubo partido que se hayan publicado dentro del campo de aplicación de la presente.

AUTORIZO:



DR. RAÚL FUENTES SAMANIEGO
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entra en vigor a partir de: 961018

1 OBJETIVO

En esta especificación se establece el método de prueba de penetración estándar, mediante el cual se obtiene una muestra representativa del suelo, para propósitos de identificación y prueba índice de laboratorio, apropiados para suelos obtenidos con un muestreador de tubo partido que produce una gran alteración y deformación de la muestra. También se mide la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

2 NORMAS QUE SE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993

Sistema General de Unidades de Medida

3 DEFINICIONES

3.1 Yunque

Parte del sistema de hincado a través de la cual el martinete golpea y transmite su energía a las barras de perforación

3.2 Malacate

Tambor rotatorio en el sistema de alzado cuerda-malacate alrededor del cual el operador enrolla una cuerda para levantar y dejar caer el martinete apretando o aflojando alrededor del tambor

3.3 Barras de Perforación

Barras que transmiten la fuerza hacia abajo y la torsión a la broca de perforación durante la ejecución de sondeos

3.4 Sistema de Hincado

Consta de martinete, guía, sistema de caída y yunque.

3.5 Martinete

Masa golpeadora que proporciona la energía que lleva a cabo el muestreo y la penetración

3.6 Resistencia a la Penetración Estándar (N)

Número de golpes requeridos para hincar 45 cm el muestreador y que representa la resistencia del suelo a la penetración estándar.

3.7 Muestra Representativa de Suelo

Aquella que conserva todas las características que tiene el suelo en el sitio a excepción de su estructura, la cual se altera por efectos del muestreo

3.8 Prueba índice de Laboratorio

Prueba que nos proporciona valores aproximados de los parámetros mecánicos del suelo.

4 CARACTERÍSTICAS

4.1 Del Equipo

4.1.1 Brocas

- a) Cola de pescado, "Drag" y de cincel menores de 162 mm y mayores de 56 mm de diámetro se puede utilizar conjuntamente con métodos de perforación a base de rotación y/o avance con ademe. Para evitar alteración del suelo subyacente, no se permite el uso de brocas con descarga lateral.
- b) Tricónicas, menores de 162 mm y mayores de 56 mm de diámetro, se pueden usar si la descarga del fluido de perforación es desviada.
- c) Helicoidales huecas, con o sin broca central. Se pueden utilizar para hacer perforación. El diámetro interior de la broca debe ser menor de 162 mm y mayor de 56 mm.
- d) Helicoidales de sección completa y manuales. Se pueden utilizar con un diámetro menor de 162 mm y mayor de 56 mm y sólo si el suelo en la perforación no se derrumba durante el muestreo.

4.1.2 Barras de muestreo

Barras de acero acopladas del mismo diámetro para conectarse al muestreador de tubo partido al sistema de hincado. La barra de muestreo debe tener una rigidez (momento de inercia) igual o mayor que una barra de acero, diámetro exterior de 41,2 mm y un diámetro interior de 28,5 mm.

4.1.3 Muestreador de tubo partido

El muestreador debe tener las dimensiones mostradas en la figura 1. La zapata debe ser de acero endurecido y debe ser reemplazada o reparada cuando se rompa o distorsione. Se permite el uso de separadores para producir un diámetro interior constante de 35 mm y el uso de canastillas para retener la muestra, debiendo anotarse en el reporte.

4.1.4 Martinete y Yunque

El martinete debe ser una masa metálica rígida y sólida de $63,5 \pm 1$ kg. el martinete golpea el yunque y hace contacto acero con acero.

Los martinetes utilizados con malacate y cable, deben tener una capacidad de levantamiento adicional de al menos 100 mm.

4.1.5 Sistema de Caída del Martinete

Tripié-malacate -cable, caída semiautomática y caída automática siempre y cuando se garantice que el aparato elevador no causará ninguna penetración del muestreador cuando se enganche y levante el martinete

4.22 Perforación

- a) Generalmente se estipulan los tramos de prueba de cada 1,5 m o menos en estratos homogéneos y en cada cambio de material
- b) El procedimiento de perforación debe proporcionar un sondeo limpio y estable para la inserción del muestreador y garantizar que la prueba de penetración se lleva a cabo en suelo inalterado. En la selección del procedimiento de perforación, se deben anticipar las condiciones del suelo.
- c) No se permite el uso de chiflón a través del muestreador para alcanzar la profundidad deseada de muestreo. Tampoco se permite el uso de brocas helicoidales de sección completa para perforar por debajo del nivel del agua o debajo de un estrato que confine un depósito no cohesivo con presión artesiana. El ademe no debe avanzarse por debajo de la elevación de prueba previo al muestreo. No se permite el uso de brocas con descarga en el fondo. No se permite avanzar el sondeo utilizando el mismo muestreador

El nivel del fluido de perforación en el sondeo o en la broca helicoidal hueca se debe mantener al mismo nivel o por encima del nivel del agua en el sitio durante la perforación, movimiento de las barras de perforación y muestreo.

4.3 Prueba y Muestreo

Se efectúa la prueba conforme la siguiente secuencia de operaciones

- a) Conectar el muestreador de tubo partido a las barras de muestreo e introducirlo en la perforación. No permitir que el muestreador caiga sobre el suelo que va a ser muestreado.
- b) Colocar el martinete arriba y poner el yunque en la parte superior de las barras de muestreo. Esto se puede hacer antes de que las barras y el muestreador sean introducidos en la perforación
- c) Colocar la masa muerta del muestreador, barras, yunque y martinete en el fondo de la perforación y aplicar un golpe de asiento. Si se encuentra una cantidad excesiva de recortes (azolve) retirar el muestreador y barras de muestreo y desazolvar la perforación.
- d) Marcar las barras de perforación en tres tramos sucesivos de 15 cm de modo que el avance del muestreador bajo los golpes del martinete pueda ser observado fácilmente en cada tramo.
- e) Hincar el muestreador con golpes del martinete y contar el número de golpes aplicado a cada tramo de 15 cm, hasta que ocurra cualquiera de las siguientes situaciones

se aplican 50 golpes en cualquiera de los tres tramos de 15 cm descritos en el inciso d).

se aplica un total de cien golpes.

el muestreador no se hinca apreciablemente con la aplicación de diez golpes consecuti

el muestreador avanza los 45 cm sin que se presente alguna de las tres situaciones descritas.

- f) Anotar el número de golpes requerido para hincar cada tramo de 15 cm o fracción del mismo. Los primeros 15 cm se consideran como hincado previo al asiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer tramo de 15 cm de penetración se denomina "resistencia a la penetración estándar" o N. Para incrementos parciales, la profundidad de la penetración debe redondearse al centímetro más próximo, además del número de golpes requeridos. Si el muestreador desciende debajo del fondo del sondeo con la masa estática de las barras de perforación o la masa de las barras y el martinete, debe anotarse en el registro de campo. formato 7.1
- g) Anotar la velocidad de rotación del malacate, la cual debe ser como mínimo 100 rpm

El diámetro del malacate debe estar en el intervalo de 150 a 250 mm y estar libre de óxido, aceite y grasa.

No se pueden utilizar más de 2% de vueltas de cable durante la ejecución de la prueba, como se muestra en la figura 2.
- h) Utilizar 1% vueltas de cable, si éste proviene de la parte superior del malacate y 2% si proviene de la parte inferior. El cable del malacate debe conservarse en condiciones secas, limpias, sin desgarres o destorcidos
- i) Para cada golpe del martinete el operador debe dar una altura de caída de 76 cm. La operación de jalar y lanzar el cable debe ejecutarse de manera rítmica sin detener el cable en la parte superior de la carrera.
- j) Retirar el muestreador de la perforación y abrirlo. Registrar el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada. Describir las muestras de suelo recuperadas indicando la composición, color, estratificación y grado de alteración.
- k) Colocar una o más porciones representativas de la muestra dentro de contenedores a prueba de humedad (frascos o bolsas) sin alterar ninguna aparente estratificación y cerrar o sellar cada contenedor para prevenir la evaporación de la humedad del suelo.
- l) Identificar los contenedores de muestras con la siguiente información: nombre del proyecto, número de sondeo, número y profundidad de la muestra, parte superior de la muestra y número de golpes por cada tramo de 0,15 m, se deben proteger las muestras contra los cambios extremos de temperatura y registrar cualquier cambio en la muestra

5 REPORTE DE RESULTADOS DE CAMPO

En el registro de campo cuyo formato se incluye en el capítulo 7, debe anotarse la siguiente información

Obra: Nombre y localización del sitio.

Lugar: Sitio del sondeo.

Fecha	Fecha y hora del inicio y terminación del sondeo
Operador:	Nombre del operador.
Supervisor	Nombre del supervisor responsable.
Equipo	Marca y modelo.
Tipo de sondeo:	Alterado
Sondeo número	El número correspondiente.
x, Y	Coordinadores en planta.
z:	Elevación del brocal del sondeo.
Nivel freático	Profundidad del agua subterránea en la perforación.
Observaciones.	Condiciones ambientales, poner cualquier otra información pertinente

6 PROTECCIÓN AMBIENTAL

En el desarrollo de esta prueba se debe cumplir con la regulación sobre protección ambiental

7 FORMATOS

7.1 Reporte de Registro de Campo

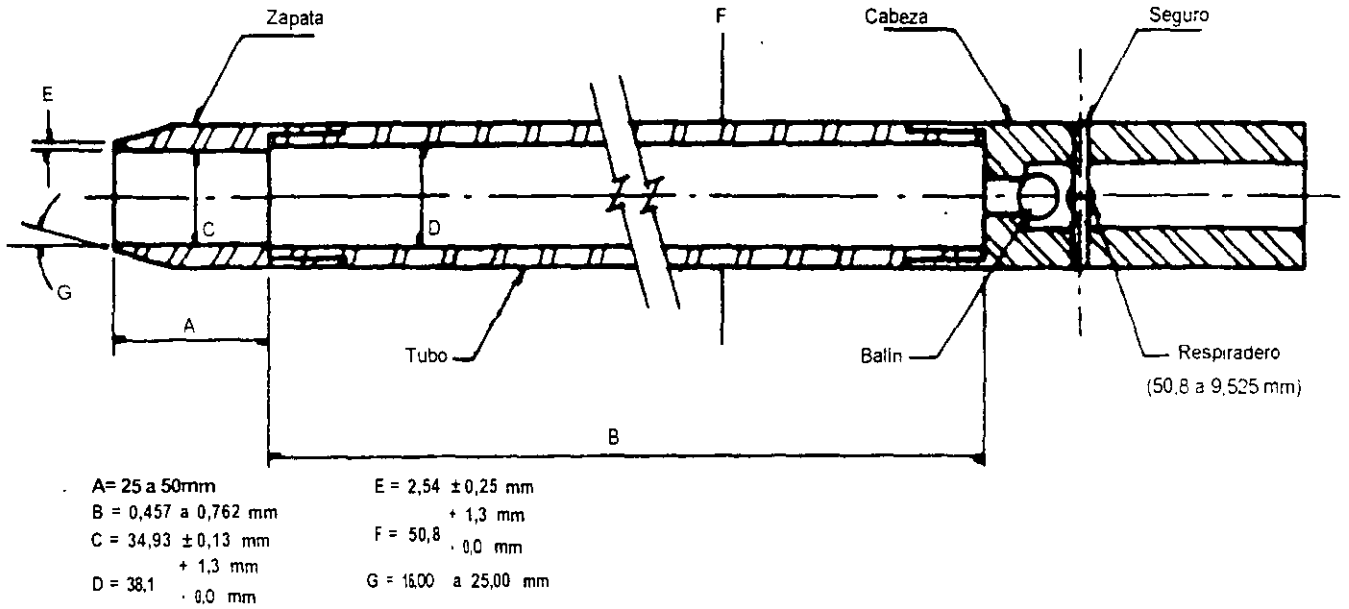


FIGURA 1 - Muestreador de tubo partido

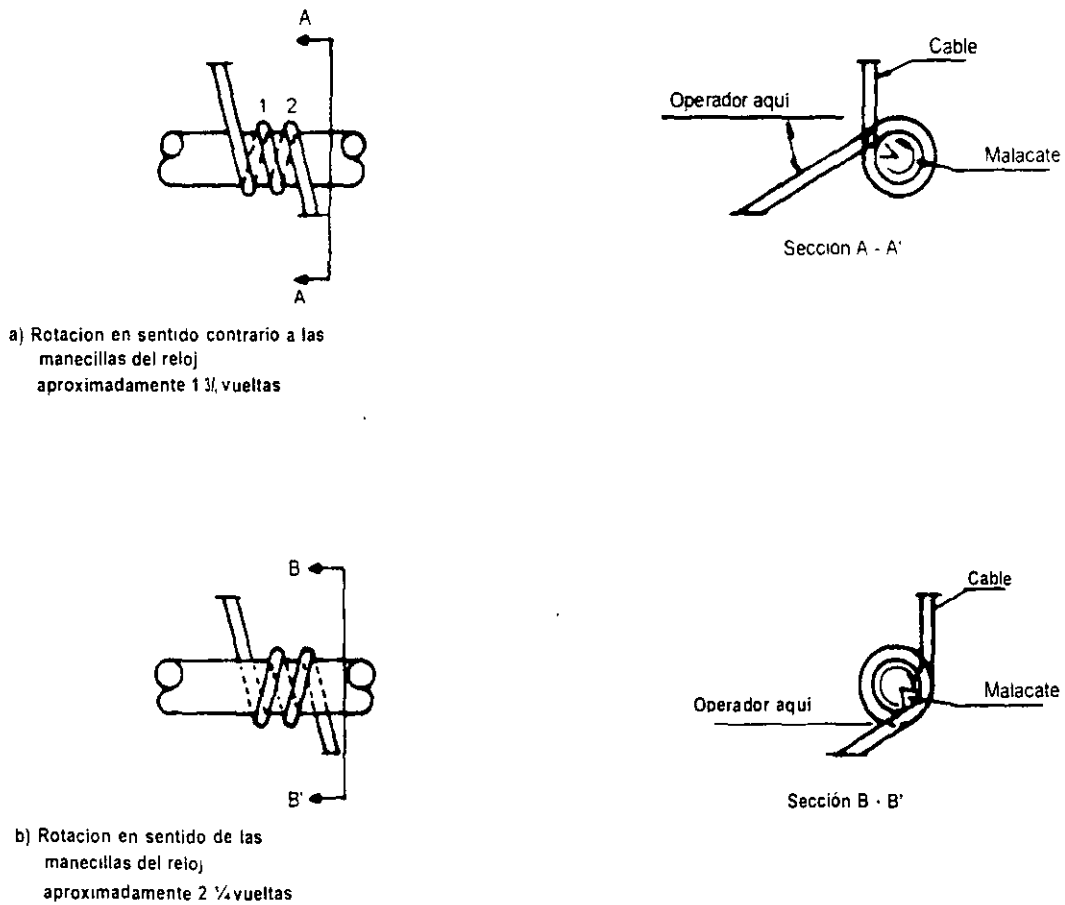


FIGURA 2 - Definición del número de vueltas del cable y rotación del malacate

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



TORRES PARA LÍNEAS DE SUBTRANSMISIÓN Y TRANSMISIÓN

ESPECIFICACIÓN
CFE J1000-50

NOVIEMBRE 2002
REVISY SUSTITUYE A LA
EDICIÓN DE FEBRERO 2001

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **especificación** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta de revisión fue preparada por la **Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación**

Revisaron y aprobaron la presente **especificación** las áreas siguientes.

COORDINACIÓN DE TRANSMISIÓN Y TRANSFORMACIÓN

COORDINACIÓN DE PROYECTOS DE TRANSMISIÓN Y TRANSFORMACIÓN

GERENCIA DE ABASTECIMIENTOS

GERENCIA DE LAPEM

SUBDIRECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN

El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización y Metrología coordinará la revisión.

Esta **especificación** revisa y sustituye a la edición de febrero del 2001, y a todos los documentos normalizados de CFE relacionados con torres para líneas de subtransmisión y transmisión que se hayan publicado

AUTORIZO:



**JULIÁN ADAME MIRANDA
SUBDIRECTOR TÉCNICO**

NOTA: Ence en vigor a partir de: 021128

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

CONTENIDO

1	OBJETIVO	1
2	CAMPO DE APLICACIÓN	1
3	NORMAS QUE APLICAN	1
4	DEFINICIONES	1
4.1	Deflexión	1
4.2	Claro Medio Horizontal	1
4.3	Claro Vertical	1
4.4	Utilización	1
5	CLASIFICACIÓN	1
5.1	Primer Dígito	1
5.2	Segundo dígito	1
5.3	Tercer Dígito	2
5.4	Cuarto Dígito	2
5.5	Hasta Dos Dígitos Adicionales (Opcional)	2
6	CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES	2
6.1	Dimensiones y Requisitos de Aislamiento Eléctrico	2
6.2	Características para el Análisis y Diseño de las Torres	2
6.3	Características de los Materiales	7
6.4	Tolerancias y Ajustes de Fabricación	7
6.5	Protección Anticorrosiva	8
7	REVISIÓN AL DISEÑO	8
7.1	Generalidades	8
7.2	Pruebas a las Torres Prototipo	9
7.3	Información Requerida Después de Aprobar el Diseño	10
8	CONTROL DE CALIDAD	11
8.1	Inspección y Aceptación del Material	11
9	EMPAQUE, EMBARQUE, CERTIFICADOS Y RESPONSABILIDAD	11

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115						
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--	--

TORRES PARA LÍNEAS DE SUBTRANSMISIÓN Y TRANSMISIÓN		ESPECIFICACIÓN CFE J1000-50
--	--	--------------------------------

9.1	Empaque _____	11
9.2	Embarque _____	11
9.3	Certificados _____	12
10	INFORMACIÓN TÉCNICA _____	12
10.1	Para la Licitación _____	12
10.2	Al Formalizar el Contrato _____	12
11	CARACTERÍSTICAS PARTICULARES _____	12
12	BIBLIOGRAFÍA _____	12
13	RESONSABILIDAD _____	13
TABLA 1	Combinaciones y factores de carga _____	14
TABLA 2	Caracteres para el marcado de la parte _____	14
APÉNDICE A	CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO A PARTIR DE LA VELOCIDAD REGIONAL _____	15

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

1 OBJETIVO

Esta especificación define, tipifica y establece los lineamientos técnicos y de calidad que deben cumplir en la clasificación, análisis, diseño estructural, fabricación, montaje, pruebas mecánicas en prototipo y suministro de las torres autosoportadas y con retenidas.

2 CAMPO DE APLICACIÓN

En torres para líneas de subtransmisión y transmisión de energía eléctrica que adquiere la Comisión

3 NORMAS QUE APLICAN

NOM-008-SCFI-1993, Sistema General de Unidades de Medida

NMX-H-004-1996-SCFI; Industria Siderúrgica - Recubrimientos de Cinc por el Proceso de Inmersión en Caliente para Sujetadores y Herrajes de Hierro y Acero - Especificación y Métodos de Prueba

NMX-H-074-1996-SCFI, Industria Siderúrgica - Productos de Hierro y Acero Recubiertos con Cinc (Galvanizados por Inmersión en Caliente) Especificación y Métodos de Prueba.

NMX-Z-012-1987, Muestreo para la Inspección por Atributos (Partes 1, 2 y 3)

IEC 60652-2002, Loading Test on Overhead Line Structures.

NRF-001-CFE-2001; Empaque, Embalaje, Embarque, Transporte, Descarga, Recepción y Almacenamiento de Bienes Muebles adquiridos por CFE.

NRF-002-CFE-2002, Manuales Técnicos

CFE 2H1LT-01-2000, Herrajes para Líneas de Transmisión

CFE 2H1LT-41-1990; Conjuntos de Herrajes para Líneas de Transmisión.

CFE D8500-01-1999, Guía para la Selección y Aplicación de Recubrimientos Anticorrosivos

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados, debe tomarse en cuenta la edición en vigor o la última edición en la fecha de la convocatoria de la licitación, salvo que la Comisión indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Deflexión

Es el ángulo máximo de cambio de dirección en la trayectoria de la línea de transmisión que permite la torre en estudio sin afectar su estabilidad, de acuerdo con su diseño eléctrico y estructural

4.2 Claro Medio Horizontal

Es la semisuma de los claros adyacentes a la torre y se utiliza para calcular las cargas transversales que actúan sobre la estructura debidas a la acción del viento sobre los cables

4.3 Claro Vertical

Es la suma de las distancias horizontales entre los puntos más bajos de las catenarias de los cables adyacentes a la torre y se utiliza para determinar las cargas verticales, que actúan sobre la estructura, debidas al peso de los conductores y cables de guarda.

4.4 Utilización

La conjunción de los tres parámetros anteriores sirve para designar el "USO" de la torre, deflexión / claro medio horizontal / claro vertical

5 CLASIFICACIÓN

Los diferentes tipos de torres que se solicitan en cada línea de subtransmisión y transmisión, se indican en las **Características Particulares** y éstas deben tener clave de diseño normalizado, como se indica a continuación

5.1 Primer Dígito

Indica la tensión de operación:

- 4 para 400 kV
- 2 para 230 kV
- 1 para 115 kV

5.2 Segundo Dígito

Indica el uso de la estructura.

- A Suspensión claros cortos
- B Suspensión claros medios
- C Suspensión claros largos
- X Deflexión hasta 30 °
- Y Deflexión hasta 90 °
- R Remate
- T Transposición
- S Transición
- G = CT (Suspensión claros largos y transposición)
- W = YR (Deflexión y remate)
- Z = XYR (Deflexiones y remate)

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

5.3 Tercer Dígito

Indica el número de circuitos, para torres combinadas, se selecciona el mayor.

5.4 Cuarto Dígito

Indica el número de conductores por fase

5.5 Hasta Dos Dígitos Adicionales (Opcional)

Son para identificar alguna característica particular de la torre

6 CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES

6.1 Dimensiones y Requisitos de Aislamiento Eléctrico

La forma y configuración de las torres debe estar de acuerdo con la presente especificación y los planos que la complementan.

La información relacionada con el aislamiento eléctrico proporcionada en las **Características Particulares** consta de los siguientes dibujos

- a) Dimensiones generales de las torres
- b) Tipo y disposición de la (s) fase (s) y número de conductor (es)
- c) Detalles de la sujeción de cables
- d) Requisitos de aislamiento eléctrico de las torres.

6.2 Características para el Análisis y Diseño de las Torres

6.2.1 Velocidad de viento

Para las zonas que cruza la línea de subtransmisión y transmisión y de acuerdo con la importancia asignada a la línea, en el documento de referencia [1] se determina la velocidad regional de viento

6.2.2 Presiones debidas al viento

A las velocidades regionales corresponden las presiones debidas al viento según la ubicación de la línea de subtransmisión y transmisión. En el apéndice A se indica la forma de calcular la presión de viento, partiendo de la velocidad regional.

6.2.3 Cargas

Los lineamientos generales para determinar las solicitaciones de diseño aplicables a torres de subtransmisión y transmisión se fundamentan en el documento de referencia [5].

Las líneas de subtransmisión y transmisión están sometidas a varios tipos de cargas durante su vida útil, como son

- a) Cargas debidas a la masa propia de los componentes de la línea
- b) Cargas debidas a eventos climáticos viento, temperaturas extremas y hielo (éste cuando se indique en las **Características Particulares**)
- c) Cargas debidas a maniobras de tendido durante la construcción
- d) Cargas por mantenimiento

6.2.3.1 Condiciones básicas de carga

En general, las condiciones básicas de carga que deben considerarse para el diseño estructural de torres para líneas de subtransmisión y transmisión, son las que se proporcionan con los diagramas de cargas "árboles de carga", los cuales consideran las siguientes condiciones:

- a) Cargas que actúan directamente sobre la torre
 - masa propia de la torre, de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios,
 - acción del viento sobre el cuerpo de la torre, cadenas de aisladores y herrajes.
 - cargas concentradas por tendido (masa de lineros y equipo, entre otros)
- b) Cargas que transmiten los cables a la torre
 - por la masa propia de los cables que soporta y en su caso, por la masa del hielo que se acumule en éstos,
 - por la acción del viento sobre los propios cables,
 - por tensiones mecánicas en los cables (proyectadas en las direcciones que produzcan la carga máxima sobre la torre) debido a condiciones propias del proyecto, cambios de dirección de la línea y tendido

Las cargas anteriores se denotan mediante las siguientes literales:

- PE = Carga vertical debida a la masa de la torre
- PA = Carga vertical debida a la masa de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios
- PC = Carga vertical debida a la masa de los cables conductores y de guarda

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- PCH = Carga vertical debida a la masa de los cables conductores y de guarda y hielo acumulado en éstos
- PVM = Cargas verticales debidas al personal y su equipo respectivo, aplicadas en las combinaciones de carga de tendido
- PM = Cargas verticales debidas a mantenimiento
- VA = Carga por viento que actúan sobre las cadenas de aisladores y herrajes
- VC = Carga por viento que actúan sobre los cables conductores y de guarda
- VCH = Carga por viento reducido que actúan sobre los cables conductores y de guarda en los cuales se ha acumulado hielo
- VE = Cargas por viento que actúan sobre la torre
- VM = Es la velocidad regional máxima de viento
- VR = Es la velocidad reducida de viento
- TC = Cargas por tensiones mecánicas en los cables (proyectadas en las direcciones que produzcan la carga máxima sobre la torre)
- CT = Componente transversal producida por la tensión máxima de los cables debida a la deflexión de la línea

c) En las combinaciones de carga en las que se incluye TC, ésta se refiere a las tensiones mecánicas de los cables aplicadas en la dirección de éstos, es decir en la dirección de la línea de transmisión y deben siempre proyectarse en las direcciones longitudinal y transversal de la torre. En esta forma TC define a las fuerzas aplicables para torres de suspensión, deflexión y remate

d) Las combinaciones de carga "b y c" "tendido", se establecen para proporcionar un margen de seguridad adecuado para el personal durante estas operaciones. Para fines de diseño, en los puntos de sujeción de los cables (por fase cada vez) se deben aplicar las cargas verticales multiplicadas por un factor de seguridad de 1,5, adicional a estas cargas, para las torres de suspensión, las cargas transversales y longitudinales se multiplican por un factor de seguridad de 1,1, para torres de deflexión y remate estas mismas cargas transversales y longitudinales se aplica el factor de carga global y agregando además en todos los casos las siguientes cargas verticales PVM en el punto donde se considere la maniobra de tendido

- 7 kN para fases de 230 y 400 kV,
- 5 kN para fases de 115 kV,
- 3 kN para cables de guarda

e) Con el fin de dar mantenimiento en las torres de suspensión a las cadenas de aisladores en "V", se considera una carga vertical concentrada PM, la cual se aplica en el eje longitudinal de la cruceta o trabe y al centro de la cadena en "V". En la cruceta correspondiente o trabe que se aplica esta carga, no se combina en ese punto con alguna otra carga; en las otras crucetas o trabe se consideran las cargas de tendido. Las cargas verticales que se deben aplicar son las siguientes

- 3 conductores por fase 98,07 kN,
- 2 conductores por fase 65,38 kN,
- 1 conductor por fase 32,69 kN,

f) La combinación de carga "d" "normal con hielo", debe considerarse solo en aquellas zonas en las que se tenga evidencia confiable de la aparición periódica de hielo sobre cables en líneas de subtransmisión y transmisión y tomar en cuenta el espesor máximo observado. Para fines de diseño, el espesor del hielo es de 5 mm, con peso específico de 8,8 kN/m³. Para esta misma combinación, en la tabla 1 se emplea la notación PCH y VCH para enfatizar la recomendación de considerar el espesor del hielo acumulado para evaluar el peso de los cables y el área que resulta expuesta a la acción del viento correspondiente

6.2.3.2 Combinaciones y factores de carga

En la tabla 1 se establecen las combinaciones de carga que deben aplicarse para el diseño estructural de torres para líneas de subtransmisión y transmisión.

6.2.3.3 Consideraciones básicas para el cálculo de las cargas

En esta sección se plantean las consideraciones básicas para el cálculo de las cargas que se presentan en la tabla 1 y que deben aplicarse para el diseño estructural de torres para líneas de subtransmisión y transmisión

- a) Se incluye el factor de carga (FCV) que permite dar una mayor confiabilidad en la utilización de las estructuras para cargas verticales FCV = 1,5
- b) Se incluye el factor de carga global (FCG) que permite coordinar la resistencia mecánica entre los principales componentes de la línea. Así, para torres de suspensión FCG = 1,0; para torres de remate y deflexión FCG = 1,18.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- g)** Además de las combinaciones de carga que se indican en los diagramas de cargas, en las torres de deflexión y remate, para las combinaciones de carga normales, se debe aplicar en uno de los extremos de la crucetas rectangulares y trabe (si existe), cruceta triangular y de guarda, la carga longitudinal desbalanceada que resulte de un análisis de flechas y tensiones que considere una proporción de 75 y 25 % en los claros adyacentes
- si en el proyecto definitivo, que puede ser posterior a la prueba mecánica del prototipo, existe una proporción más desfavorable que 75 y 25 % en claros adyacentes, se debe efectuar el análisis para esas condiciones y realizar el refuerzo necesario en las estructuras que aplique
- h)** Si el proyecto definitivo, que puede ser posterior a la prueba mecánica del prototipo, existen tensiones hacia arriba que provoquen jalones ascendentes en crucetas rectangulares, triangulares, de guarda y trabe (si existe), se harán los refuerzos necesario que resulten de las cargas descrtas a continuación:
- crucetas rectangulares y trabe,
 - en uno de los extremos de las crucetas rectangulares y trabe (si existe), se cuantifica la fuerza vertical ascendente para condiciones normales, con un análisis de flechas y tensiones,
 - en el otro extremo se aplica una carga vertical descendente correspondiente a la parte proporcional de la suma de las cargas verticales, para las condiciones normales, indicadas en los diagramas de cargas,
 - las cargas verticales así calculadas se combinan con las cargas transversales indicadas en los diagramas de cargas, para las condiciones normales y con las cargas longitudinales desbalanceadas que resulten del análisis de flechas y tensiones,
 - crucetas triangulares y de guarda,
 - para estas crucetas se cuantifica la carga vertical ascendente con un análisis de flechas y tensiones, esta carga así calculada se suma algebraicamente con la carga vertical de las condiciones normales indicadas en los diagramas de cargas,
 - estas cargas se combinan con las cargas transversales indicadas en los diagramas de cargas y con las cargas longitudinales que resulten del análisis de flechas y tensiones

6.2.4 Consideraciones adicionales sobre el análisis estructural

- a)** Para fases con mas de un conductor, la presión de viento se calcula considerando el area expuesta de los conductores Iguamente, para cadenas de aisladores en "V", la presión de viento se calcula considerando el área expuesta de las dos cadenas proyectada sobre un plano vertical
- b)** Para el diseño estructural de los elementos de la torre, se emplean las envolventes de fuerzas actuantes que resulten del análisis de los niveles ("cuerpos o aumentos") de la torre con los siguientes arreglos de extensiones ("patas").
- | | |
|---------------|--|
| Modelo 1 | Las cuatro extensiones más largas en cada nivel |
| Modelo 2 | Las cuatro extensiones mas cortas en cada nivel |
| Modelos 3 a 6 | Tres extensiones más largas combinadas con una extensión más corta |
- El análisis de estos modelos 3 al 6 se debe hacer ubicando sucesivamente la extensión más corta en cada apoyo de la torre
- c)** Para el diseño de torres de doble circuito deben considerarse
- las hipótesis de carga para un circuito instalado con dos hilos de guarda colocados,
 - las hipótesis de carga para dos circuitos instalados
- d)** Para el diseño de torres de cuatro circuitos deben considerarse
- las hipótesis de carga para dos circuitos instalados con dos hilos de guarda colocados,
 - las hipótesis de carga para cuatro circuitos instalados
- e)** Se deben considerar las tensiones mecánicas y efectos producidos por deformaciones de segundo orden para el diseño de torres con retenidas

NOTA: Sobre las columnas de estructuras con retenidas se consideran los esfuerzos secundarios debidos a la flexion transversal de la columna, producida por cargas de viento y/o deslizamiento de tornillos. El método seguido debe estar claramente indicado en forma detallada.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115				
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--

6.2.5 Cálculo de la resistencia de los elementos estructurales y conexiones

El diseño estructural debe hacerse por el método de resistencia última

6.2.5.1 Lineamientos de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales y tornillos que conforman la estructura, se deben aplicar los lineamientos del documento de referencia [4]

6.2.6 Dimensiones mínimas

6.2.6.1 Ángulos en estructura

- ancho 38 mm,
- espesor 4,8 mm para miembros principales incluyendo las crucetas, 4 mm para el resto de elementos

6.2.6.2 Ángulos en cimentación

Espesor 4,8 mm

6.2.6.3 Placas en estructura y cimentación

Espesor 4,8 mm.

6.2.6.4 Tornillos

Diámetro 12,7 mm

6.2.7 Intercambiabilidad de componentes

Para cada tipo de torres se deben diseñar los niveles de cuerpos y extensiones señaladas en las **Características Particulares**

6.2.7.1 Torres autosoportadas

- a) Las torres deben ser verificadas para las combinaciones de extensiones de pata y cuerpo
- b) El licitante propone a la CFE, para cuáles niveles conviene tener extensiones comunes
- c) Las uniones estructura-cimentación se diseñan para poder combinar las diferentes extensiones.
- d) La conexión entre los montantes y los dados de cimentación se deben diseñar por medio de placas de base y anclas o con extensiones del montante ahogadas en el dado ("stub") con uñas ("clips") atornilladas

6.2.7.2 Torres con retenidas

- a) El acoplamiento de componentes de las estructuras con retenidas, debe ser de tal modo que las columnas y los conjuntos de retenidas se puedan intercambiar en distintas combinaciones de altura con las crucetas
- b) Cada combinación en columnas, retenidas y crucetas que conforman una torre, debe cumplir con los requisitos de distancias eléctricas y geometría indicados en los planos
- c) Hasta donde lo permita la optimización, los diseños deben utilizar la mayor cantidad de elementos en común para distintas longitudes de columnas, y la mayor cantidad de elementos comunes a distintos tipos de crucetas y de columnas
- d) Las columnas de distintas alturas deben tener idénticos extremos. Las distintas longitudes se deben obtener variando las prolongaciones o combinando las prolongaciones centrales.
- e) Las prolongaciones para el mismo tipo de columna deben tener una misma longitud de elementos en montantes y una misma longitud de elementos en diagonales
- f) La conexión entre la columna y la cruceta debe ser una articulación, cuyo eje es horizontal y paralelo a la línea de transmisión
- g) La conexión entre la columna y la cimentación debe ser tipo rótula, y además permitir el desprendimiento de la columna sin dañar la cimentación

6.2.8 Ingeniería de detalle

- a) Las piezas deben tener una marca de identificación que debe indicarse en los planos de montaje y taller (véase subinciso 6.4.4).
- b) El contratista es responsable por la exactitud de las dimensiones y detalles en los planos de taller. Las estructuras se deben detallar para facilitar su montaje y mantenimiento
- c) Las placas de unión y el uso de arriostramiento debe mantenerse al mínimo posible, acorde con la economía de materiales y facilidad de montaje
- d) Las piezas deben disponerse de tal modo que no acumulen agua de lluvia. Si no puede evitarse esta situación, deben proveerse orificios de desagüe adecuados.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115				
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--

- e) El proyecto de detalle debe cuidar la sencillez constructiva, la facilidad de montaje y la mayor cantidad de piezas comunes
- f) Las uniones se detallan para evitar excentricidad. Cuando no sea posible, los esfuerzos adicionales se deben considerar en el dimensionamiento del perfil
- g) Las diagonales cruzadas deben atornillarse en sus intersecciones. Si las superficies de contacto no están en el mismo plano, se deben utilizar placas de relleno
- h) Se debe limitar la longitud máxima de cualquier pieza aislada para efectuar el galvanizado en un solo baño. Además, para que no se deforme permanentemente bajo su propia masa durante el manejo y transporte
- i) En los extremos de los perfiles se pueden hacer recortes, siempre y cuando la reducción de la sección neta no sea mayor que la reducción en el esfuerzo del perfil a lo largo de la unión.
- j) La sujeción entre elementos principales continuos (montantes), debe hacerse con un mínimo de cuatro tornillos
- k) Los tornillos deben llevar roldana de presión y tuerca. En las uniones principales (todas las que conecten en sus extremos un elemento principal) se debe colocar palnut o contratuerca.

Se identifica como elementos principales a los montantes de horquillas, cuerpo recto y piramidal, aumentos, cerramientos y extensiones; "cuerdas" de travesaños, crucetas de conductor y de guarda; diagonales de extensiones y cuadros de cerramientos
- l) La longitud de los tornillos debe ser tal que después de apretada la tuerca, quede una longitud libre de 5 mm aproximadamente
- m) En cualquiera de las estructuras se permite únicamente dos diámetros de tornillos.
- n) Las diagonales del cuerpo piramidal, aumentos y extensiones, se deben conectar por lo menos con dos tornillos
- o) Las placas de conexión deben diseñarse de manera que no presenten aristas libres ya colocadas en la estructura.
- p) En el armado de todos los componentes (perfiles) las superficies de contacto deben estar en el mismo plano

- q) No se admite
 - perfiles fabricados con dos tramos unidos con soldadura, tampoco sellos (tapones) con soldadura ni ranuras en barrenos,
 - la existencia de soldadura en perfiles.
 - despatines en ningún perfil con esfuerzos calculados ni en la intersección de diagonales cruzadas,
 - uniones de tres o más perfiles cuyos extremos estén unidos con un solo tornillo

6.2.9 Consideraciones adicionales para el diseño

- a) Los elementos de la torre cuyo eje longitudinal forme con la horizontal un ángulo menor de 30 ° deben resistir una carga concentrada de 1225 N perpendicular al eje longitudinal y aplicada en cualquier punto de su longitud.
- b) Los elementos redundantes (sin esfuerzos calculados) deben tener capacidad para soportar, por lo menos, el 2,5 % de la fuerza actuante en el elemento principal que arriostra.
- c) Se deben proveer cuadros de rigidez horizontales en la parte superior del cerramiento, en la cintura de torres autosoportadas y dentro de las columnas de estructuras con retenidas
- d) Las crucetas de las torres deben estar estructuradas de tal forma que su planta superior (planta de tensores) esté provista de elementos de arriostramiento, asimismo los elementos principales cuerdas y tensores deben de cumplir con la relación de esbeltez máxima de $L/r = 150$, lo anterior independientemente del resultado del análisis estructural.
- e) Para revisión y aprobación del área usuaria
 - se deben incluir en las torres preparaciones para mantenimiento en línea viva, así como maniobra de izaje de herramientas, equipos y cadena de aisladores,
 - se debe proveer a la torre con accesorios removibles para montaje de la misma con grúa o helicóptero.

6.2.10 Escalera

- a) Deben colocarse escalones alternados en cada ala del ángulo que conforma una pata, para subir a la torre. Así como en la cruceta del cable de guarda cuando la "cuerda" inferior forme un ángulo con la horizontal igual o mayor a 30 °

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- b) Los escalones deben instalarse a partir de 3,0 m respecto al piso y estar instalados aproximadamente cada 40 cm
- c) El contratista suministra los escalones necesarios, junto con la tornillería de la torre. Cada escalón se monta con una roldana de presión y dos tuercas hexagonales, montadas cada una en la parte externa e interna.

6.2.11 Barrenos especiales

Se deben indicar en los planos correspondientes la posición y diámetro de los barrenos necesarios para la conexión a tierra, placa de peligro y placa de identificación de la torre

6.2.12 Herrajes

El contratista diseña y suministra los accesorios necesarios para las sujeciones de: hilo de guarda y cadena de aisladores, para lo cual debe tomar en cuenta las especificaciones CFE 2HILT-01 y CFE 2HILT-41.

Estos herrajes deben cumplir como mínimo con la misma capacidad mecánica que los herrajes de las cadenas de aisladores

En la información técnica que suministra Comisión, se indica si las torres de deflexión y remate consideran doble cadena de aisladores, salvo que la misma Comisión considere lo contrario. Por ello, el arreglo de sujeción en los puntos de enganche y el suministro de herrajes y/o accesorios debe estar previsto para soportar una tensión mínima de 112 kN

6.3 Características de los Materiales

6.3.1 Perfiles y placas

Se aceptan perfiles con lados desiguales únicamente cuando se demuestre que el diseño es más eficiente que con el perfil de lados iguales

Se aceptan perfiles formados a base de placa doblada, siempre y cuando se haga un diseño con perfiles comerciales laminados, equivalente en comportamiento estructural para las mismas condiciones de carga. Ambos diseños deben cubrir los procesos de: diseño, elaboración de planos de fabricación y montaje, fabricación y prueba de los prototipos

El acero que se emplea en la fabricación de las estructuras debe cumplir con lo siguiente:

- a) Con f_y mínimo de 248,1 MPa, según referencia [6]
- b) Con f_y mínimo de 344,7 MPa, según referencia [11]

6.3.2 Cable estructural para retenidas

Debe cumplir con la referencia [10].

6.3.3 Tornillos

Deben utilizarse tornillo máquina hexagonal regular y tuerca hexagonal regular y debe cumplir con el tipo 0 del documento de referencia [9].

Los tornillos deben cumplir con un torque mínimo del 60 % del valor de ruptura indicado en la norma de referencia

Para dimensiones debe cumplir con los documentos de referencia [2] y [3].

6.4 Tolerancias y Ajustes de Fabricación

6.4.1 Material

El material no debe tener defectos, grietas, laminaciones, torceduras, abolladuras, cortes mal ejecutados y rebabas producto de su fabricación. Si presenta torceduras debidas al galvanizado, debe enderezarse, pero nunca con martillo.

6.4.2 Barrenos

- a) El diámetro de los barrenos debe ser de 1,6 mm mayor que el diámetro del tornillo respectivo. Para espesores mayores de 15,9 mm de 3,2 mm
- b) La conicidad de los barrenos punzonados no debe exceder de 1,2 mm entre diámetros máximo y mínimo
- c) Las tolerancias deben ser, entre
 - gramiles 0,4 mm,
 - centro de barrenos 0,8 mm,
 - centros de grupos de barrenos 1,6 mm
- d) Las distancias a los bordes y espaciamentos mínimos entre centros de tornillos se especifican en el documento de referencia [4]

6.4.3 Doblado

Los dobleces mayores de 5 ° se deben hacer en caliente, a temperatura de 600 a 650 °C para materiales hasta espesores de 12,7 mm y de 850 a 950 °C cuando son mayores. No se aceptan dobleces con soldadura

6.4.4 Marcado

Las piezas deben llevar la marca de identificación, igual a la indicada en los planos de montaje y de taller, además del logotipo del fabricante, esta se estampa antes del galvanizado. Los caracteres y su posición deben ser claramente legibles y tener 2 cm de altura. La marca, en bajo relieve, se debe formar como se indica a continuación.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- logotipo del fabricante.
Caracter que identifica al fabricante de la estructura,
- código,
Son dos caracteres que identifican a la estructura en cuestión. Los proporciona la Gerencia del LAPEM a través del Departamento de Control de Calidad,
- marca de la parte,
Son los dos caracteres que identifican la parte de la estructura a la que pertenece la pieza en cuestión. Se forma como se indica en la tabla 2,
- marca del elemento, número consecutivo de identificación del elemento.

6.5 Protección Anticorrosiva

6.5.1 Galvanizado

- a) Los elementos estructurales de las torres, inclusive los que se instalan en los cimientos, deben ser galvanizados por el método de inmersión en caliente ("hot-dipping"), después de haber sido cortados y taladrados; dicho galvanizado debe cumplir con la norma NMX-H-074-SCFI y con los documentos de referencia [7], [8] y [13]. El espesor requerido del galvanizado debe ser clase especial
- b) El galvanizado de las tuercas, contratuercas, tornillos, anclas y arandelas, debe efectuarse por el método de "inmersión en caliente", y cumplir con la norma NMX-H-004-SCFI
- c) El galvanizado, debe quedar liso, continuo y uniforme, sin escamas, gotas o rugosidades en la superficie, bordes o parte interna de los elementos. (perfiles angulares, placas, tornillos, entre otros).
- d) El material que haya sufrido daños en su recubrimiento, debe ser galvanizado nuevamente de acuerdo a lo indicado en la norma NMX-H-074-SCFI

6.5.2 Protección anticorrosiva de retenidas para torres

Cuando se utilicen anclas con retenidas para fijar las torres de líneas de transmisión, deben ser galvanizadas por inmersión en caliente, clase especial y protegidas adicionalmente con un recubrimiento primario de alquitrán de hulla epóxico CFE-P7 de acuerdo a la especificación CFE D8500-01 y protección catódica y con una resistividad del terreno menor de 5000 Ω-cm

7 REVISIÓN AL DISEÑO

7.1 Generalidades

A continuación se indica el orden en que el contratista debe enviar a Comisión los documentos y planos de cada una de las torres, así como que debe adjuntar a cada propuesta

7.1.1 Dimensiones generales y distancias eléctricas

Este plano debe contener la siguiente información

- a) Dimensiones generales de la torre, donde se muestre que cumple con las distancias eléctricas especificadas
- b) Distancia de cruceta inferior al piso del nivel + 0 extensión + 0 (básico)
- c) Distancias entre crucetas. Así como las medidas de cintura, ancho de patas al nivel + 0 extensión + 0 y al nivel más alto
- d) Utilización de la torre
- e) Velocidad regional de viento de diseño.
- f) Número de conductores por fase y tipo.
- g) Debe dibujarse a escala
- h) Características de los cables y tensiones mecánicas máximas para conductor y cable de guarda
- i) Indicar y dibujar en el plano los tipos de herrajes y aisladores.

7.1.2 Análisis y diseño

7.1.2.1 Memoria de cálculo

Esta memoria se debe ordenar con un índice que indique los conceptos que contiene. Estos conceptos deben estar debidamente numerados.

- a) En caso de análisis y/o diseño por computadora, junto a los resultados se deben integrar los datos de entrada y salida, así como el modelo de análisis estructural en formato DWG o DXF. Esta información se debe entregar en un medio electrónico que se indica en las **Características Particulares**
- b) Propiedades prismáticas de los perfiles que se utilizan en el diseño
- c) Tabla-resumen de cargas y diseño, donde se indique, para todos y cada uno de los miembros analizados, lo siguiente.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- número de identificación. Corresponde al número de la pieza indicado en el plano de cuerpo básico,
 - cargas de diseño: tanto de compresión como de tensión,
 - número de las combinaciones de carga correspondientes,
 - relación de esbeltez utilizada en el diseño del elemento. Indicar el eje considerado,
 - perfil propuesto y su capacidad de carga,
 - diseño de la conexión. Número de tornillos y la forma en que trabajan (cortante simple, doble o aplastamiento),
 - porcentajes de trabajo de perfiles y conexiones
- d) Plano (s) de cuerpo básico. Debe contener la siguiente información**
- silueta general de la torre. Mostrar el nivel más alto especificado,
 - estructuración final. Incluir todos y cada uno de los perfiles que componen la estructura,
 - las vistas necesarias para identificar totalmente la torre,
 - dimensiones de anchos y alturas, tanto parcialmente como generales, de los diferentes cuerpos, niveles y extensiones que conforman la torre,
 - identificación y estructuración, así como el tipo de perfil de cada uno de los elementos que la conforman,
 - utilización de la torre y velocidad(es) de viento para las cual(es) fue diseñada,
 - tipo y número de conductores por fase,
 - tensiones mecánicas máximas de los cables conductores y de guarda,
 - este tipo de plano(s) debe(n) dibujarse a escala.
- e) Planos de montaje. Deben contener la siguiente información**
- deben indicar la forma como se ensamblan los perfiles estructurales, placas y herrajes,
 - a los elementos descritos anteriormente se le debe indicar su marca correspondiente (véase subinciso 6.4.4),
- deben indicarse las longitudes y diámetro de los tornillos.
- f) Planos de taller (para fabricación). Deben contener la siguiente información:**
- se debe dibujar pieza por pieza con su marca correspondiente (véase subinciso 6.4.4) e indicar las características, dimensiones y ubicación de los taladros, cortes y dobleces,
 - indicar el tipo de acero
- g) Listas de materiales**
- h) Los planos definitivos deben contener la leyenda siguiente. Los planos son propiedad de Comisión y se prohíbe su reproducción parcial o total**
- i) Se deben enviar 2 copias de cada documento o plano.**
- Todos los planos enunciados anteriormente deben entregarse en papel "herculene" o similar y en un medio electrónico con formato DWG
- Las listas de materiales enunciadas anteriormente deben entregarse en papel blanco tamaño carta y en un medio electrónico con formato XLS

7.1.2.2 Formatos de planos

El contratista que resulte ganador, debe solicitar a la Comisión los formatos, los cuales deben utilizar en la elaboración de los planos a que hace referencia esta especificación

7.2 Pruebas a las Torres Prototipo

7.2.1 Generalidades

Con el objeto de verificar los resultados del diseño, las estructuras deben probarse a escala natural, con el material indicado en los planos correspondientes, en una estación de pruebas que reúna los requisitos de seguridad para el personal asistente a la prueba

Para su ejecución y validación de la prueba se debe cumplir con la norma IEC 60652

En caso de torres especiales, que Comisión considere que no se deben probar, el contratista debe dar la justificación técnica y la validación del diseño, enviando copia al área técnica usuaria y a la Gerencia del LAPEM

La estación debe contar con cimentaciones especialmente construidas a fin de soportar las cargas y puntos de apoyo suficientemente rígidos que sustituyan a las mismas.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

Debe contar también con un equipo para la aplicación, medición, monitoreo y registro de las cargas aplicadas, reacciones de retenidas y deformaciones que se produzcan

El contratista debe proporcionar a la Comisión la información necesaria para que ésta evalúe y apruebe el campo de pruebas propuesto

El contratista puede adjuntar folletos, catálogos y otra documentación que considere conveniente para cumplir la información.

La Comisión es quien, con base en la revisión del análisis y diseño, determina cuales son las combinaciones que se deben probar, la secuencia y con cual combinación se debe hacer la prueba destructiva

El nivel de estructura a ensayar se realiza en la torre de máxima altura, de cuerpo y extensión Comisión puede aceptar una altura menor de nivel de cuerpo y/o extensión con las limitantes en porcentaje de trabajo para los elementos que la misma indique

7.2.2 Información requerida antes de las pruebas

El contratista debe presentar al área usuaria de Comisión con 15 días naturales de anticipación a la fecha de prueba, la siguiente información por duplicado

- a) Planos definitivos de cuerpo básico, resumen de cargas y fuerzas de viento para la estructura
- b) Planos de montaje definitivos, planos de taller y lista de materiales en el nivel de prueba
- c) Protocolo de pruebas que contenga:
 - magnitud de las cargas a aplicar para cada combinación,
 - silueta de la torre que indique con color los elementos más esforzados en cada combinación,
 - cálculo de proyecciones y componentes, positivas y negativas, de los cables que transmiten las cargas a la estructura,
 - deformaciones máximas según el análisis para cada combinación.
- d) Los certificados de calidad de los materiales empleados en la fabricación del prototipo

7.2.3 Desarrollo de las pruebas

Durante el desarrollo de las pruebas mecánicas de los prototipos, debe estar presente el personal que la Comisión designe

7.2.3.1 Aplicación de cargas

- a) El área técnica usuaria indica la combinación de carga para esta prueba
- b) Para cada una de las diferentes combinaciones, las cargas deben aplicarse conforme a la norma IEC 60652.
- c) Para cada porcentaje se aplican, cargas verticales, después cargas transversales y, en su caso, cargas longitudinales.
- d) Para cada incremento de carga se miden las deformaciones en sentido longitudinal y transversal de la torre
- e) Cuando se aplique la combinación que tenga la mayor carga vertical, debe medirse la deformación en ese sentido en la cruceta de conductor

7.2.4 Rechazo del diseño

Es motivo de rechazo cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) Cuando no soporte la aplicación de la carga máxima, ya sea que falle o se deforme permanentemente uno o varios de los elementos. En este caso el contratista debe presentar a Comisión por escrito, una explicación de las causas que produjeron la falla (anexar fotografías) y la solución que propone. Aprobado lo anterior se puede continuar con las pruebas
- b) El que Comisión apruebe una solución, no exime al contratista de la responsabilidad si se produce otra falla.

7.2.5 Verificación del material de prueba

Una vez terminadas las pruebas, el material utilizado en el prototipo debe identificarse con pintura para las verificaciones requeridas por Comisión. Este material no se considera como parte del suministro

7.2.6 Resultado de la prueba

Una vez terminada la prueba de prototipo se levanta una minuta indicando el resultado de la misma

7.3 Información Requerida Después de Aprobar el Diseño

Una vez satisfechas las pruebas del prototipo y aprobado el diseño, el contratista entrega en 15 días naturales, contados a partir de la finalización de las pruebas, la siguiente información

- a) Reporte detallado de la prueba, anexando la siguiente información:

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- protocolo de prueba que indique las combinaciones de carga probadas,
- listado con las deformaciones provocadas a la estructura en las combinaciones de carga probadas,
- las fotografías de cada una de las combinaciones probadas,
- los certificados de calidad de los materiales empleados en la fabricación del prototipo,
- los resultados de las pruebas a las probetas de los perfiles estructurales y tornillos seleccionados Comisión después de la prueba del prototipo,
- el resultado de la verificación de la calibración de los dispositivos de medición de las cargas

- b) Copias en papel "herculene" de los planos de taller, planos de montaje y listas de materiales definitivos de la estructura

Cualquier requisito no cumplido, es suficiente para que no se acepte la fabricación en serie de la estructura.

8 CONTROL DE CALIDAD

8.1 Inspección y Aceptación del Material

El contratista debe permitir el acceso a sus talleres y dar las facilidades necesarias al personal que Comisión autorice para la inspección de los materiales, de los procesos de manufactura y prueba de las torres por suministrar.

Cuando se trate de torres fabricadas a base de placa doblada, el proveedor debe solicitar a inspección de la Gerencia del LAPEM el material estructural fabricado en negro (corte, punzonado, marcado, doblado, entre otros) y cumplir con pruebas de inspección visual y líquidos penetrantes de "END" (exámenes no destructivos), de acuerdo al método descrito en el documento de referencia [12], con objeto de verificar la sanidad del material

El número de muestras para realizar pruebas de líquidos penetrantes, debe ser conforme lo indique la norma NMX-Z-012 (parte 1, 2 y 3), para un plan de muestreo nivel S-4

Como criterio de aceptación - rechazo. No se aceptan ningún tipo de imperfecciones de cualquier tamaño, producidos durante el proceso de doblado, tales como grietas y fisuras

Los elementos de las estructuras fabricados con placa doblada deben ser galvanizados después de la inspección en negro por el método de inmersión en caliente

Mientras el inspector de Comisión no dé la aprobación por escrito de las solicitudes de inspección, el contratista no debe embarcar ni entregar el material.

El inspector de Comisión solicita lo siguiente.

- a) Certificados de calidad de los materiales empleados
- b) El armado de la torre completa.
- c) Obtener muestras adicionales para efectuar nuevas pruebas en los materiales necesarios
- d) Información detallada de planos de fabricación y montaje

El contratista debe cumplir con la norma NOM-008-SCFI

9 EMPAQUE, EMBARQUE, CERTIFICADOS Y RESPONSABILIDAD

Se debe cumplir con la norma NRF-001-CFE

El contratista debe garantizar que el suministro llegue completo y sin deterioro

9.1 Empaque

- a) Las estructuras se empaquen en atados que faciliten un manejo rudo durante su transporte
- b) Formar los atados con elementos similares en masa y longitud o por cuerpos o torres completas según se indique en el pedido.
- c) La tornillería (debe estar ensamblada) y materiales pequeños deben empacarse en cajas de madera y flejarse
- d) El contratista debe marcar los atados y cajas para su rápida identificación
- e) El fleje debe ser de acero galvanizado de ancho mínimo de 32 mm
- f) Debe tenerse cuidado durante el manejo de no dañar el galvanizado. Las piezas no deben golpearse, arrastrarse ni rasparse.

9.2 Embarque

- a) El almacenamiento se hace con las barras dispuestas de tal modo que no acumulen lluvia
- b) Durante el almacenamiento o embarque, los elementos no deben descansar sobre el suelo y estar adecuadamente protegidos contra la corrosión.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

- c) El suministro debe ser de acuerdo al proceso de construcción de las torres

- g) Inspección.
- h) Embarque

9.3 Certificados

El contratista debe proporcionar a Comisión los certificados de calidad de cada lote de materia prima utilizado en la fabricación

10 INFORMACIÓN TÉCNICA

Se debe cumplir con la norma de referencia NRF-002-CFE.

10.1 Para la Licitación

La propuesta del contratista debe incluir la siguiente información

- a) Cuestionario comercial
- b) Cuestionario técnico
- c) Planos de dimensiones generales de las estructuras
- d) Las reacciones de las torres para todos los niveles
- e) Las masas de las torres para todos los niveles
- f) Carta en la que acepta en caso de resultar ganador, que los diseños de las estructuras serán propiedad de la Comisión y se compromete a entregar la información necesaria, como planos de taller y memorias de cálculo

Además se debe cumplir con lo indicado en la norma de referencia NRF-002-CFE

10.2 Al Formalizar el Contrato

El contratista que resulte ganador, debe entregar un programa calendanzado de las actividades por desarrollar para cumplir con el suministro de las estructuras, en los plazos indicados en su propuesta. Este programa incluye entre otros conceptos los siguientes

- a) Cálculos y planos para la revisión por parte de Comisión
- b) Entregas de cálculo y planos para la revisión por parte de Comisión
- c) Planos definitivos.
- d) Fabricación de las estructuras prototipo
- e) Pruebas mecánicas.
- f) Fabricación.

11 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES

Las **Características Particulares** del diseño de torres para líneas de transmisión, son las contenidas en la forma CPE-268 anexa a esta especificación

12 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Manual de Obras Civiles - Diseño por Viento - Edición 1993
- [2] ANSI B18 1.1-1972; Small Solid Rivets 7/16 Inch Nominal Diameter and Smaller
- [3] ANSI B18 2-1-1996, Square and Hex Bolts and Screws Inch Series
- [4] ASCE 52-1990, Guide for Design of Steel Transmission Towers - 2a Edición
- [5] ASCE 74-1991, Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading
- [6] ASTM A36/A36M-2001, Standard Specification for Carbon Structural Steel.
- [7] ASTM A123/A123 M-2001, Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coating on Iron and Steel Products
- [8] ASTM A143-2001; Standard Practice for Safeguarding Against Embrittlement of Hot-Dip Galvanized Structural Steel Products and Procedure for Detecting Embrittlement.
- [9] ASTM A394-2000, Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc-Coated and Bare
- [10] ASTM A475-1998; Standard Specification for Zinc Coated Steel Wire Strand
- [11] ASTM A572/A572M-2001, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel
- [12] ASTM E165-2002, Standard Test Method for Liquid Penetrant Examination
- [13] ASTM E376-1996, Standard Practice for Measuring Coating Thickness by Magnetic-Field or Eddy-Current (Electromagnetic) Test Methods.

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados, debe tomarse en cuenta la edición en vigor, o la última edición en la fecha de la apertura de las propuestas, salvo que la Comisión Federal de Electricidad indique otra cosa.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

13 RESPONSABILIDAD

La aprobación por parte de la Comisión de los capítulos de esta especificación, no releva al licitante de la responsabilidad por el mal comportamiento que pueda tener la torre.

FIRMAS

(Razón social de la Compañía)

(Nombre y puesto del Representante)

(Cargo)

(Firma)

(Lugar)

(Fecha)

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

TABLA 1 - Combinaciones y factores de carga

	Combinaciones de carga	Condiciones básicas incluidas	Viento
a	Normal con viento regional máximo	$(PE+VE+VA+VC+TC+CT) * (FCG)+(PA+PC) * FCV$	VM
b	Tendido (suspensión)	$(PE+VE)*(FCG)+(PA+PC)*1,5+(VA+VC+TC+CT)*1,1+PVM$	VR
c	Tendido (deflexión y remate)	$(PE+VE+VA+VC+TC+CT) * (FCG)+(PA+PC) * 1,5+PVM$	VR
d	Mantenimiento	PM	VR
e	Normal con hielo	$(PE+VE+VA+VCH+TC+CT) * (FCG)+(PA+PCH)*FCV$	VR

TABLA 2 - Caracteres para el marcado de la parte

Parte común de la estructura				Caracteres
Cruceta de hilo de guarda (copetes)				10
Crucetas mixta conductor e hilo de guarda				15
Crucetas rectangulares de conductor				20
Crucetas triangulares de conductor				30
Trabe				40
Cuerpo recto				50
Brazos				60
Cuerpo piramidal				70
Aumentos para torres	115 kV	230 kV	400 kV	Caracteres
	-9	-12	-15	AA
	-6	-8	-10	AB
	-3	-4	-5	AC
	+0	+0	+0	AD
	+3	+4	+5	AE
	+6	+8	+10	AF
	+9	+12	+15	AG
	+12	+16	+20	AH
+15	+20	+20	AI	
Cerramientos para torres	115 kV	230 kV	400 kV	Caracteres
	-9	-12	-15	CA
	-6	-8	-10	CB
	-3	-4	-5	CC
	+0	+0	+0	CD
	+3	+4	+5	CE
	+6	+8	+10	CF
	+9	+12	+15	CG
	+12	+16	+20	CH
+15	+20	+20	CI	
Extensiones	115, 230 y 400 kV			
	Nivel de extensión	Segundo juego de extensiones	Nivel de extensión	Primer juego de extensiones
	-2	80	-2	90
	-1	81	-1	91
	+0	82	+0	92
	+1	83	+1	93
	+2	84	+2	94
	+3	85	+3	95
	+4	86	+4	96
	+5	87	+5	97
+6	88	+6	98	

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115				
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--

APÉNDICE A

CÁLCULO DE PRESIONES DE VIENTO A PARTIR DE LA VELOCIDAD REGIONAL

A1 SELECCIÓN DE LA VELOCIDAD REGIONAL, V_r

El manual de obras civiles "diseño por viento" (MOC-DV) contiene 5 mapas con las velocidades regionales para la República Mexicana, con los periodos de retorno para 10, 50, 100, 200 y 2000 años. Se deben emplear los periodos de retorno para 10 y 50 años, a menos que se indique otro periodo en las **Características Particulares**. Localizada la línea de subtransmisión o transmisión se determina la velocidad regional

Para la velocidad regional de viento máxima (VM) se considera el periodo de retorno de 50 años. Para la velocidad regional de viento reducida (VR) se considera la mitad de la velocidad regional de viento correspondiente a un periodo de retorno de 10 años

A2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO, V_d

Es la velocidad que a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre las estructuras de soporte, cables y aisladores

La velocidad de diseño en km/h, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_d = F_t F_\alpha V_r$$

Donde:

- F_t = Factor que depende de la topografía del tramo de la línea de transmisión en estudio, adimensional.
- F_α = Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional
- V_r = Velocidad regional que le corresponde al tramo de la línea en estudio km/h

A2.1 Factor de Topografía F_t

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio de desplante de las estructuras del tramo de la línea de subtransmisión o transmisión en estudio, así como el efecto en los cables. El factor a considerar debe ser 1.0 a menos que se indique otro valor en las **Características Particulares**.

A2.2 Factor de Exposición F_α

Este factor refleja la variación del viento con respecto a la altura, asimismo considera las características de rugosidad que se presentan alrededor del tramo de la línea en consideración. En la tabla 1.1 del MOC-DV se indican cuatro categorías de terrenos conforme al grado de dicha rugosidad. La categoría del terreno debe ser tipo 2, a menos que se indique otro valor en las **Características Particulares**

Si el tramo de la línea de subtransmisión o transmisión cruza diferentes tipos de terreno se debe seleccionar la que ocasione los efectos más adversos

El factor de exposición se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_\alpha = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^u \quad \text{si} \quad z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_\alpha = 1.56 \left[\frac{z}{\delta} \right]^v \quad \text{si} \quad 10 < z < \delta$$

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115				
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--

$$F\alpha = 1,56 \quad \text{si} \quad z \geq \delta$$

Donde:

δ = Es la altura medida a partir del nivel de terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente, y debe estar expresada en metros

α = Es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional

z = Altura a la que se requiere determinar la presión, en metros. Normalmente para cables y estructura se define a 2/3 de la altura total de la estructura, a menos que en **Características Particulares** se indiquen otros valores

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y están dados en la tabla 1.4 del MOC-DV.

A3 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE qz

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la velocidad del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina comúnmente presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación.

$$qz = 0,0000471 G V_d^2$$

Donde

G = Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional y se define con la siguiente expresión:

$$G = \frac{2,94\Omega}{273+t}$$

Donde:

Ω = Presión barométrica, está en función de la altura sobre el nivel del mar y se indica en la tabla 1A

TABLA A.1 - Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica (kPa)
0	101,32
500	95,99
1000	89,92
1500	84,66
2000	79,99
2500	75,33
3000	70,66
3500	65,99

t = Temperatura ambiental en °C, en la tabla III.1 (b) del MOC-DV, se indican la ubicación, altitud y temperatura media anual de las ciudades más importantes de la República Mexicana

V_d = Velocidad de diseño, en km/h, definida en el inciso A2.

qz = Presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en kPa.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

El factor de 0,000 047 corresponde a un medio de la densidad del aire ($\rho = 1,2255 \text{ kg/m}^3$ para 15°C y al nivel del mar)

A4 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE COMPONENTES DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN p_z

Las presiones del viento sobre estructuras de soporte y cables de la línea de subtransmisión o transmisión, se obtienen considerando el efecto dinámico del viento. Estas presiones se pueden obtener a partir de presiones equivalentes que emplean factores de respuesta dinámica, los cuales dependen de las condiciones del flujo y de las propiedades dinámicas de los componentes. También es necesario tomar en cuenta la forma del componente. En términos generales, la presión actuante sobre un sistema determinado de estructura de soporte - cable, en kPa

La presión dinámica se calcula con la fórmula siguiente

$$P_z = Fg \cdot Ca \cdot qz$$

Donde.

P_z = Presión dinámica equivalente a la altura Z , que se aplica en forma estática, en kPa.

Fg = Factor de respuesta dinámica, dependiendo si se trata de la estructura de soporte o del cable

Ca = Coeficiente de arrastre, es adimensional.

qz = Presión dinámica de base a la altura sobre el terreno Z .

En donde el coeficiente Ca se denomina coeficiente de arrastre y es adimensional, Fg es un factor de respuesta dinámica dependiendo si se trata de la estructura de soporte o del cable.

A4.1 Presión Equivalente del Viento sobre Estructuras de Soporte

La presión equivalente que ejerce el viento sobre una estructura de soporte, de celosía o poste, se calcula con la siguiente fórmula

$$p_z = Fgt \cdot Cat \cdot qz$$

Donde

p_z = Presión dinámica equivalente, a la altura z , que se aplica en forma estática a la estructura, en kPa

Fgt = Factor de respuesta dinámica de estructuras

Cat = Coeficiente de arrastre de la estructura en la dirección del flujo del viento, adimensional. Se calcula como se indica en el MOC-DV Tomo I incisos 4 8 2 11 3 y 4 8 2 12

qz = Presión dinámica de base a la altura sobre el terreno z . Se define en el inciso A3 de esta especificación.

A4.1.1 Factor de Respuesta Dinámica de Estructuras de Soporte

$$Fgt = \frac{1}{g_z} \left[1 + 12,86 \cdot K \left(\frac{10}{h_0} \right)^{\alpha} \left(\frac{1}{1 + 0,563 \frac{h_0}{Ls}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

Donde.

g_z = Factor de ráfaga, para convertir velocidades de un lapso de promediación de 3 s a un lapso de 10 min, es adimensional y puede calcularse conforme al Tomo II subinciso 4.6.1 del MOC-DV. Para estructura se toma un lapso de promediación de 3 s.

α' = Factor de variación de potencia, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

L_s = Escala de turbulencia del viento, en metros y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

K = Factor de rugosidad del terreno, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

h = Altura total de la estructura sobre el nivel del terreno, en metros.

h_0 = Altura de referencia de la estructura en metros, puede tomarse como 2/3 h.

TABLA A.2 - Factor de variación de potencia, turbulencia del viento y rugosidad del terreno

Terreno tipo	K	Ls	α'
1	0,0030	72,1	0,121
2	0,0065	63,7	0,164
3	0,0142	53,5	0,216
4	0,0318	44,5	0,262

A4.2 Presión Equivalente del Viento sobre los Cables

La presión estática equivalente que ejerce el viento sobre los cables, se calcula con la fórmula siguiente expresión

$$p_z = 0,6 F_{gc} C_{ac} q_z$$

Donde:

p_z = Presión dinámica equivalente a la altura z , que se aplica en forma estática al cable, en kPa.

F_{gc} = Factor de respuesta dinámica de cables

C_{ac} = Coeficiente de arrastre de cables, igual a la unidad

q_z = Presión dinámica de base a la altura a la que se encuentren los cables sobre el terreno. Se define en el inciso A3 de esta especificación.

A4.2.1 Factor de Respuesta Dinámica de Cables

$$F_{gc} = \frac{1}{g_z} \left[1 + 12,86 K \left(\frac{10}{h_0} \right)^{\alpha'} \left(\frac{1}{1 + 0,8 \frac{L}{L_s}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--

Donde:

g_z = Factor de ráfaga, para convertir velocidades de un lapso de promediación de 3 s a un lapso de 10 min, es adimensional y puede calcularse conforme al Tomo II subinciso 4.6.1 del MOC-DV. Para cables se toma un tiempo de promediación de 10 min.

α' = Factor de variación de potencia, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

L_s = Escala de turbulencia del viento, en metros y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

K = Factor de rugosidad del terreno, es adimensional y se toma en función del tipo de terreno de la tabla A.2.

L = Claro libre entre apoyos del tramo en consideración, en metros.

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115					
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--	--



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

CARACTERISTICAS PARTICULARES PARA: TORRES PARA LINEAS DE SUBTRANSMISION Y TRANSMISION

Correspondiente a la especificación CFE J1000-50

1 de 1

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO	
Líneas de subtransmisión y transmisión	_____
Tensión de operación	_____
Número de circuitos	_____
Tipo de conductor	_____
Tensión máxima del conductor	_____
Tipo de hilo de guarda	_____
Tensión máxima del hilo de guarda	_____
Número de conductores por fase	_____
Número de conjuntos de cadenas de tensión	_____
DESCRIPCIÓN DEL SITIO	
Altitud (msnm)	_____
Periodo de retorno, diferente a 50	_____
Factor de topografía, diferente de 1,0	_____
Categoría del terreno, diferente al tipo 2	_____
Velocidad regional del viento (km/h)	_____
Presión del viento	_____
En cables	_____
En estructura	_____
CARACTERÍSTICAS DE LAS TORRES	
Nombre y utilización	_____
Protección anticorrosiva	_____
Niveles de cuerpos	_____
Niveles de extensiones	_____
Condiciones de apoyo	_____
MEMORIA DE CÁLCULO	
Medio electrónico en que se deben entregar los datos de entrada	_____

CPE - 268

900622	Rev	940805	970403	000731	010221	021115				
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--	--	--	--

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



ESTUDIO GEOLÓGICO PARA LA UBICACIÓN DE UNA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

GUÍA
CFE 10000-63

ENERO 1996

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **guía** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta inicial fue preparada por la **Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil**.

Revisaron y aprobaron la presente **guía** las áreas siguientes.

GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL

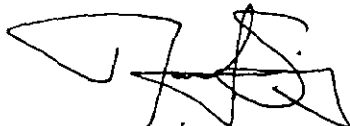
GERENCIA DE LAPEM

LUZ Y FUERZA DEL CENTRO

El presente documento normalizado entra en vigora partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se deriven de la aplicación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización coordinará la revisión.

Esta **guía** revisa y sustituye a todas las relacionadas con estudio geológico para la ubicación de una línea de transmisión que se hayan publicado dentro del campo de aplicación de la presente.

AUTORIZO:



DR. RAÚL FUENTES SAMANIEGO
SUBDIRECTOR TÉCNICO

C O N T E N I D O

0	INTRODUCCIÓN	1
1	OBJETIVO	1
2	ALCANCE	1
3	DOCUMENTOS APLICABLES	1
4	DEFINICIONES	1
4.1	Afloramiento	1
4.2	Alteración	1
4.3	Antiforma	1
4.4	Arcilla	1
4.5	Columna Geológica	2
4.6	Contacto Geológico	2
4.7	Corriente Intermitente	2
4.8	Corriente Perenne	2
4.9	Cuerpos ígneos Intrusivos	2
4.10	Datación	2
4.11	Echado	2
4.12	Estrificación Delgada	2
4.13	Estrificación Gruesa	2
4.14	Estrificación Masiva	2
4.15	Estrato	3
4.16	Falla	3
4.17	Foliación	3
4.18	Fotografía Aérea	3
4.19	Fotoíndice	3
4.20	Fractura	3
4.21	Lutitas	3

4.22	Petrografía _____	3
4.23	Plano o Mapa Fotogeológico _____	3
4.24	Plano o Mapa Geológico _____	3
4.25	Pliegue _____	4
4.26	Pseudoestratificación _____	4
4.27	Rocas ígneas _____	4
4.28	Rocas Metamórficas _____	4
4.29	Rocas Sedimentarias _____	4
4.30	Rumbo _____	4
4.31	Sinforma _____	4
4.32	Toba _____	4
4.33	Unidad Litoestratigráfica _____	4
5	REQUISITOS _____	5
5.1	Personal Requerido _____	5
5.2	Funciones del Personal _____	5
6	MÉTODO _____	6
6.1	Recopilar y Analizar la Información _____	6
6.2	Interpretación de Imagen de Satélite y de las Fotografías Aéreas _____	7
6.3	Verificación de la Información en Campo _____	8
6.4	Elaboración del Plano Geológico e Informe _____	10
6.5	Elaboración del Informe _____	12
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS _____	13
Figura 1	Sección geológica y columna litológica _____	14
Figura 2	Distribución de las partes que forman los planos _____	15
Figura 3	Medidas y proporciones de planos e ilustraciones en relación al tamaño carta en sentido vertical _____	16
Figura 4	Medidas y proporciones de planos e ilustraciones en relación al tamaño carta en sentido horizontal _____	17

Figura 5	Obtención del tamaño doble carta	18
Figura 6	Obtención del tamaño ancho carta y largo necesario	19
Figura 7	Línea de corte y dimensiones de márgenes en planos	20
Figura 8	Orientación de letreros en un plano	21
Figura 9	Ejemplo de croquis de localización	22
Figura 10	Contenido y distribución de leyendas	23
Figura 11	Formato del cuadro de identificación	24
Figura 12	Simbología para depósitos no consolidados	25
Figura 13	Simbología para rocas sedimentarias	26
Figura 14	Continuación de simbología para rocas sedimentarias	27
Figura 15	Simbología para rocas ígneas	28

0 INTRODUCCIÓN

Los estudios geológicos de apoyo para la ubicación de una línea de transmisión (LT) son una actividad que, al menos en México, poco se ha aplicado. Sin embargo, debido a los problemas que se han presentado en algunas torres de las LT, la CFE ha tenido, en los últimos años, la necesidad de recurrir a los estudios geológicos para investigar la naturaleza y causas que han ocasionado estos problemas. Dicho de otra manera, hasta ahora, la geología ha intervenido cuando ya se ha presentado el problema.

Por lo anterior se recomienda que, en lo sucesivo, los estudios geológicos de apoyo se empiecen desde el momento mismo en que se inicia la selección del trazo de la LT, con el propósito de ser más preventivos y menos correctivos.

1 OBJETIVO

Establecer la secuencia de actividades geológicas a realizar, con el fin de seleccionar la mejor alternativa de trayectoria que, desde el punto de vista geológico, debe tener una línea de transmisión.

2 ALCANCE

Esta guía, se aplica por el personal de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) o de compañías contratistas que desempeñen el mismo tipo de estudio.

3 DOCUMENTOS APLICABLES

L0000-01-1994

Guía para la Formulación de Especificaciones CFE

NOM-00%SCFI-1993

Sistema General de Unidades de Medida

4 DEFINICIONES

4.1 Afloramiento

Porción visible en superficie de una unidad de roca.

4.2 Alteración

Modificación de las propiedades físico-químicas de los minerales y por consiguiente de las rocas [2].

4.3 Antiforma

Es un pliegue convexo hacia arriba en estratos para los cuales la secuencia estratigráfica no es conocida [1].

4.4 Arcilla

Del latín argilla, arcilla. Término que designa un mineral (mineral arcilloso) que tiene un grano tan fino que es virtualmente imposible identificar granos individuales, aún con una lente de mano, de modo que no se puede identificar megascópicamente. De acuerdo con Wenworth (en Pettijohn, 1975, p. 30) una arcilla tiene un diámetro menor de 1/256 mm (0,0039 mm) [2].

4.5 Columna Geológica

Columna simple en donde se ilustra la secuencia de unidades estratigráficas de una localidad o región específica (las más antiguas en la parte inferior y las más jóvenes en la parte superior) incluidas en un contexto donde se señala una parteo todo el tiempo geológico. Se trata pues, de un arreglo vertical o cronológico de una secuencia de unidades de roca.

4.6 Contacto Geológico

Límite entre dos unidades de roca, que puede ser bien definido (nítido), transicional e interdigitado

4.7 Corriente Intermitente

Flujo de agua que depende de la precipitación pluvial. Las corrientes intermitentes pueden presentarse tan sólo 3 o 4 días del año (en zonas áridas) y hasta algunos meses en otras regiones [4].

4.8 Corriente Perenne

Conduce agua todo el tiempo [5]

4.9 Cuerpos igneos Intrusivos

Son aquéllos que penetran o asimilan a formaciones ya constituidas. Se aplica a las rocas magmáticas emplazadas en estado fluido bajo la superficie y a los macizos que constituyen. (Ejemplo. granito, batolito) [2]

4.10 Datación

Acción de determinar la edad de una roca, de un fósil, de una estructura, etcétera [2].

4.11 Echado

El ángulo que un plano, por ejemplo de estratificación, de falla o de fractura, forma con la horizontal, medido perpendicularmente a su rumbo y un plano vertical [1]

4.12 Estratificación Delgada

Se aplica a estratos de 5 a 60 cm de espesor, aquellos de 1 a 5 cm de espesor se dice que son estratos muy delgados.

4.13 Estratificación Guesa

Se aplica a aquellos estratos de 60 a 120 cm de espesor [12]

4.14 Estratificación Masiva

Se aplica en una roca estratificada que ocurre en estratos homogéneos muy gruesos, o de un estrato que es importante por su espesor, específicamente se dice de un estrato que tiene más de 1,8 m de espesor [1].

4.15 Estrato

Unidad de roca tabular o lenticular visiblemente separable de otras arriba y abajo, la separación está determinada por un discreto cambio en litología, un abrupto rompimiento físico o ambos.

4.16 Falla

Fractura o zona de fracturas a lo largo de la cual hubo un desplazamiento relativo de un lado con respecto al otro [1]

4.17 Foliación

Agregado de unos determinados minerales de las rocas metamórficas en forma de lentejas o de cintas o de bandas inconsistentes, a menudo muy ricas en algún mineral que contrastan con las lentejas o bandas contiguas ricas en otros minerales (Darwin 1846, pp. 141, citado por Wilson) [10].

4.18 Fotografía Aérea

Cualquier fotografía de una parte de la superficie terrestre tomada por una cámara montada en un aeroplano [1]

4.19 Fotoíndice

Mosaico formado por el traslape de fotografías individuales (con marcas claras) dentro de su posición relativa y acompañado por la escala reducida fotográficamente [1]

4.20 Fractura

Término general para cualquier rompimiento en una roca, debido a la acción de esfuerzos. Las fracturas incluyen las grietas y juntas también denominadas diaclasas [1]

4.21 Lutitas

Del latín lutum, lodo. Roca sedimentaria detrítica formada esencialmente por arcillas [2]

4.22 Petrografía

Rama de la geología que trata de la descripción y clasificación de las rocas, por medio de su observación megascópica y con lente de mano o al microscopio de secciones delgadas obtenidas de las mismas [2]

4.23 Plano o Mapa Fotogeológico

Mapa geológico basado en la información derivada de la interpretación de fotografías aéreas [1]

4.24 Plano o Mapa Geológico

Mapa en el cual se registra información geológica tal como la distribución, naturaleza y edad de las unidades de roca (los depósitos superficiales sin consolidar pueden o no ser cartografiados separadamente), la presencia de características estructurales (pliegues, fallas, juntas), depósitos minerales, localidades de fósiles y cualquier otro rasgo que se considere de importancia para el estudio que se efectúa [1].

4.25 Pliegue

Curva o alabeamiento de una estructura planar, tal como estratos de roca, planos de estratificación, foliación o clivaje

Un pliegue es usualmente un producto de la deformación; sin embargo su definición es descriptiva y no genética [1]

4.26 Pseudoestratificación

Estratificación aparente en algunas rocas ígneas [1].

4.27 Rocas ígneas

Rocas formadas por la consolidación de un material fundido (magma) total o parcialmente. Si la consolidación tiene lugar en la superficie, la roca se denomina extrusiva o volcánica y si es a profundidad, roca intrusiva o plutónica

4.28 Rocas Metamórficas

Rocas formadas como resultado de la transformación al estado sólido de rocas preexistentes, bajo condiciones de alta temperatura, alta presión o cambios químicos provocados por condiciones diferentes al ambiente generador [9]

4.29 Rocas Sedimentarias

Rocas formadas por la cementación o consolidación de materiales transportados y depositados derivados de la desintegración física o descomposición química de rocas preexistentes o por diversos procesos químicos o bioquímicos [9].

4.30 Rumbo

La orientación con respecto al Norte y a un plano horizontal de una estructura o plano de fractura [1]

4.31 Sinforma

Pliegue cuyos flancos se cierran hacia abajo, en estratos para los cuales la secuencia estratigráfica es desconocida [1].

4.32 Toba

Roca piroclástica formada por cenizas y fragmentos de roca y minerales entre 2 y 64 mm [13].

4.33 Unidad Litoestratigráfica

Cuerpo sedimentario, ígneo extrusivo, ígneo intrusivo o metamórfico que se distingue y delimita con base en sus características físicas y posición estratigráfica [1].

5 REQUISITOS

Es necesario contar con un plano topográfico, preferentemente a escala 1:50 000 o menor, en el que se señale la franja de terreno dentro del cual es factible, desde el punto de vista económico y social, proyectar el trazo de la línea de transmisión.

Se requiere la imagen de satélite, las fotografías aéreas de la zona a escala 1:25 000 o menor, y de ser posible, información geológica del área a estudiar.

5.1 Personal Requerido

- a) Ingeniero Geólogo (1 o más según las dimensiones del área)
- b) Ayudante Técnico (1 por cada ingeniero.)
- c) Conductor de Vehículo (1 por cada ingeniero.)
- d) Dibujante (1 o más según el volumen de trabajo.)
- e) Secretaria.

5.2 Funciones del Personal

- a) Ingeniero geólogo:
Planear y coordinar las actividades de campo y de gabinete así como marcar e interpretar en las fotografías aéreas la información geológica necesaria para el estudio, verificar en campo los datos interpretados en las fotografías aéreas y elaborar el informe y plano donde se muestran los resultados del estudio.
- b) Ayudante técnico:
Auxiliar al ingeniero geólogo en las actividades de campo tales como. Toma de muestras, marcado con pintura en afloramientos y traslado de muestras al vehículo
- c) Conductor del vehículo
Proporcionar los servicios de transporte al ingeniero geólogo y ayudante técnico
- d) Dibujante:
Dibujar, obtener copias e iluminar los planos y gráficos que se generen durante los estudios
- e) Secretaria
Capturar la información técnica generada del estudio y editar el informe final

6 MÉTODO

Para el desarrollo del estudio se deben considerar las siguientes etapas.

- Primero: Recopilar y analizar la información geológica disponible, seleccionando aquella que sea de utilidad y elaborar un fotoíndice con las fotografías aéreas de la zona.
- Segundo: Interpretar las fotografías aéreas de la zona para obtener un plano fotogeológico preliminar
- Tercero: Verificar en campo la información plasmada en el plano preliminar mencionado.
- Cuarto: Elaborar el plano geológico definitivo y el informe correspondiente

6.1 Recopilar y Analizar la Información

Se recopila la información en los archivos de CFE o en el de otras dependencias como: Petróleos Mexicanos, Consejo de Recursos Minerales, Comisión Nacional del Agua, Instituto de Geología de la UNAM, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, o empresas de la iniciativa privada.

El análisis de la información consiste en establecer, a partir de la información disponible, la columna litológica de la zona y las principales estructuras geológicas como son: fallas, fracturas, anticlinales y sinclinales, principalmente. Asimismo, conocer datos geológicos de importancia como son espesores de las formaciones, características litológicas de las rocas y, en ocasiones, información del subsuelo aportada por pozos y barrenos, datos de gran utilidad para la interpretación de estructuras geológicas.

El contar con información bibliográfica como la descrita representa dos ventajas. Primero, ahorra tiempo en el estudio y en consecuencia dinero, segundo proporciona al profesionalista un panorama geológico previo, que se traduce en una mejor comprensión del marco geológico del área que ha de estudiar.

No obstante que gran parte del territorio nacional se ha estudiado geológicamente por diversas instituciones y empresas particulares con distintos propósitos, conviene señalar que cuando no se cuente con información preliminar disponible y de utilidad del área que se ha de estudiar, entonces como primer paso se debe efectuar un reconocimiento geológico de campo por toda el área.

Por otra parte, el fotoíndice generalmente debe ser proporcionado por el contratista que efectuó el vuelo y tomó las fotografías y tiene que contener la siguiente información:

- a) Nombre del proyecto
- b) Localización geográfica, norte magnético y astronómico
- c) Escala, cuadro de referencia
- d) Numeración de las fotografías, posición y dirección de la línea de vuelo.

6.2 Interpretación de la Imagen de Satélite y de las Fotografías Aéreas

Realizarel proceso de mejora de la imagen y realce de lineamiento, para tener información regional de los accidentes estructurales; dependiendo de la zona a estudiar efectuar composiciones para la interpretación visual y posteriormente clasificar las coberturas, se recomienda dentro de los posible el método supervisado.

Las fotografías aéreas deben de tener un traslape de 60 x 100 mm y dado que están numeradas, se marcará en las fotografías pares la información geológica y en las nones la información hidrográfica y de infraestructura. El marcado de las fotografías debe de llevar la siguiente secuencia.

- a) Caminos y accesos.
- b) Poblaciones.
- c) Hidrografía.
- d) Información Geológica

6.2.1 Caminos y accesos

Se debe emplear un marcador de color amarillo y señalar primero, las carreteras pavimentadas, terracerías y brechas con una línea continua, las veredas con línea discontinua.

6.2.2 Poblaciones

Se emplea también un color amarillo y se iluminan en toda el área que ocupen en la fotografía

6.2.3 Hidrografía

Se refiere a cuerpos de agua como lagos, lagunas, ríos, arroyos perennes y corrientes intermitentes. Para todos ellos se emplea un color azul marino

Los lagos, lagunas y demás cuerpos de agua se iluminan en toda su superficie, los ríos y arroyos perennes se señalan con una línea azul continua, y los intermitentes con una línea discontinua

6.2.4 Información geológica

Dentro de esta información se considera lo siguiente. estructuras geológicas como fallas en todos sus tipos, fracturas, antifomas y informas en todas sus modalidades. Se señalan también contactos formacionales, echados fotogeológicos y cuerpos volcánicos e intrusivos.

Se debe de empezar por señalar en la fotografía las fallas y fracturas, después los echados fotogeológicos, seguido de los contactos formacionales y de los antifomas y sinformas. Por último, se señalan los cuerpos ígneos intrusivos y extrusivos. Toda esta información ha de marcarse con un lápiz de color rojo.

Con los datos señalados en la secuencia descrita, se procede a elaborar un plano fotogeológico del área, que servira de base durante el desarrollo del estudio en su etapa de verificación. Asimismo, se establece la cantidad de puntos a verificar en campo, en función de la complejidad del área.

6.3 Verificación de la Información en Campo

Antes de iniciar esta etapa, conviene cerciorarse de que se han identificado con claridad los puntos de verificación y las rutas de los caminamientos geológicos con base en el inciso 6.2.4. La densidad de los puntos de verificación depende de la complejidad del área; sin embargo, se recomienda verificar, por lo menos, dos puntos por km²

6.3.1 Descripción del afloramiento

La verificación consiste en visitar afloramientos de roca con el objeto de hacer en el lugar una descripción de la misma y anotar en una libreta de notas los siguientes conceptos:

a) Color de la roca al intemperismo y al fresco.

b) Intemperismo de la roca.

Consiste en distinguir qué tan afectada ha sido la roca por los agentes del intemperismo. Ésto es importante, ya que una roca intemperizada generalmente es menos resistente y menos estable.

c) Textura de la roca.

Proporciona las relaciones que tienen los constituyentes de la roca, y en algunas ocasiones nos orienta sobre el origen de la misma.

d) Compacidad de la roca.

Con ella podremos, a primera vista, tener una idea de su resistencia

e) Fracturamiento

Nos orienta a conocer la calidad y competencia de la roca.

f) Estructuras primarias

Las principales que trataremos en esta guía son tres: estratificación, pseudoestratificación y foliación.

estratificación de las rocas.

Puede ser masiva, gruesa o delgada. Ésto nos puede indicar en términos generales qué tan resistente es la roca, por lo regular la roca masiva es más resistente y menos a medida que disminuye el espesor de los estratos,

pseudoestratificación

Este tipo de estructuras se dan en las rocas volcánicas e igual que las capas de roca sedimentaria se le debe de tomar su rumbo o echado. Conocerlos es útil ya que indica la dirección de los flujos y ello facilita conocer la distribución de la roca en el área.

foliación de las rocas.

Es común en algunas rocas metamórficas, se manifiesta en delgadas capas en forma de hoja. La importancia de identificar este tipo de estructuras es que cuando están alteradas, constituyen planos de debilidad y en consecuencia de inestabilidad

g) Rumbo y echado de la roca

En las rocas sedimentarias estas mediciones se efectúan con la brújula, auxiliados con la libreta de notas o alguna tabla, la cual se coloca paralelamente a la capa de la roca para obtener una medición más exacta. Con el rumbo y echado de las capas conocemos la orientación de las mismas, información útil para la construcción de secciones estructurales y para la posterior definición de la geología estructural del área. Al medir el echado de las capas, sabremos el ángulo de la inclinación de las mismas con respecto al plano horizontal. Esta información esta relacionada junto con otros factores (como son tipo de roca y pendiente del terreno) con la estabilidad en una área determinada.

Toda esta información se debe localizar en la fotografía aérea y en el plano fotogeológico. El proceso anterior se ha de repetir en todos los afloramientos que previamente se han señalado para su verificación

6.3.2 Verificación de fallas y fracturas

No menos importante que el punto anterior, resulta el hecho de visitar para su verificación las áreas en donde, se distinguieron durante la interpretación fotogeológica, fallas y fracturas de importancia para el trabajo

En este caso se debe identificar el tipo de falla o de fractura, su rumbo y echado, las características del material de la zona de falla, su magnitud y de ser posible establecer su edad con respecto a las unidades litológicas, para determinar en el caso de las fallas, si son o no activas. Se describen también las características del plano o planos de falla y qué tanto han afectado la estabilidad del área dentro de la cual se localizan

6.3.3 Verificación de zonas inestables

Las zonas inestables son, sin duda, otro de los aspectos importantes que deben de considerarse para el trazo de una línea de transmisión, toda vez que el desplante de una torre de transmisión en una zona inestable puede provocar su derrumbe, con todas las implicaciones que esto tiene

Para un trabajo como el que en esta guía se trata, se han considerado atendiendo a sus causas tres tipos de zonas inestables

a) Zonas inestables provocadas por fracturamiento y fallas.

Son aquéllas en las que el abundante fracturamiento de una roca o la presencia de una zona de falla amplia, ha ocasionado alteración en la roca o por la intersección de fracturamiento se producen bloques de roca inestables. Lo anterior, combinado con un pendiente considerable en el terreno, es susceptible de provocar movimientos de roca. Estas áreas, por lo regular, se puede identificar por la presencia de abundante material de talud al pie de los cerros y por el fenómeno de reptación de los árboles.

- b) Zonas inestables provocadas por fallas de talud en rocas blandas o materiales sobresaturados de agua

Estas zonas en ocasiones presentan escasa vegetación y la que existe tiene raíces cortas. Se caracterizan por la presencia de terrazas y grietas de tensión, encharcamientos por deficiencia del drenaje superficial, rasgos que constituyen una manera práctica de identificarlas [6]

Este tipo de zonas están constituidas por materiales sueltos y rocas blandas como tobas, lutitas y rocas arcillosas que, debido a la falta de drenaje y vegetación que absorba el agua, se sobresaturan. Al sobresaturarse, su resistencia al corte disminuye y basta una pendiente del 3% para que se provoquen los movimientos, poniendo en riesgo las estructuras que se desplanten en el área [7].

- c) Zonas inestables por colapso.

Son aquéllas que están sobre dolinas o fallas circulares, y debido al peso de las mismas rocas pueden sufrir asentamientos diferenciales, provocando inestabilidad y daños en las estructuras construidas sobre ellas. Estas zonas se identifican por lo general por la forma semicircular que ostentan y son comunes en las calizas, rocas susceptibles de presentar disolución por la presencia de agua.

Las zonas inestables deben de marcarse en toda su extensión en las fotografías aéreas y planos de campo durante la etapa de fotointerpretación y caminamientos geológicos, y por ningún motivo se recomienda proyectar el trazo de una línea de transmisión sobre una de ellas.

6.3.4 Toma de muestras para estudio petrográfico y datación

Durante las verificaciones, tanto de afloramientos de roca como de zonas de falla y de fracturas, es probable que debido a la alteración de la roca no sea posible determinar con precisión sus características litológicas o que debido a la presencia de plegamientos no se puedan determinar sus relaciones estratigráficas, es decir, la posición de la roca en la secuencia estratigráfica; por ello se deben de tomar muestras para que en los laboratorios describan sus características físicas y en ocasiones su edad.

Cada vez que se colecta una muestra de roca, el afloramiento de donde fue tomada tiene que ser ubicado en la fotografía aérea y en el plano de campo. Asimismo, se debe hacer la descripción de campo y en un croquis, ubicar la roca en donde se considere, ajuicio del ingeniero geólogo que esta haciendo el trabajo, su posición tanto en la secuencia estratigráfica como en la estructura geológica local, con el objeto de facilitar al laboratorista (petrógrafo o paleontólogo) la clasificación o datación de la muestra (véase figura 1.)

6.4 Elaboración del Plano Geológico e Informe

Con la información obtenida durante la verificación de campo, se está en condiciones de transformar el plano fotogeológico en un plano geológico, ya que la diferencia entre ellos la constituye el hecho de que el primero no cuenta con datos geológicos obtenidos directamente en el campo.

6.4.1 Vaciado de los datos obtenidos en el campo

Para iniciar este paso, es necesario contar con un plano topográfico base, en el que se plasmará la información colectada

Se dibujan primero los contactos formacionales, enseguida los echados tomados en el campo, posteriormente las fallas, fracturas y se señalan las áreas que se consideren inestables

Es necesario, cuando toda la información mencionada se ha representado en un plano, elaborar secciones estructurales en la que una de ellas coincida con el trazo de línea de transmisión y las otras sean perpendiculares a la misma.

6.4.2 Edición de planos y secciones

Este apartado tiene por objeto auxiliara la presentación de los planos y las secciones, que junto con el informe escrito constituye el producto final del estudio (véase figura 2) [8].

6.4.2.1 Tipo de papel y tinta

Se usará papel poliéster grueso con las dos caras mate. La tinta debe de ser china de color negro

6.4.2.2 Dimensiones

Se recomienda dibujar en proporción del tamaño carta (21,5 x 28 cm), en la forma horizontal a vertical, con lo que se evitará alterar la escala cuando se efectúen reducciones posteriores (véanse figuras 3, 4, 5, y 6) [8]

6.4.2.3 Línea de corte y márgenes

Se marcará el límite del plano, cualquiera que sea su tamaño. Por su parte los márgenes variarán de acuerdo al tamaño del plano o figura original (véase figura 7) [8]

6.4.2.4 Tamaño y orientación de letras

Con el objeto de tomar en cuenta posibles reducciones en los planos y secciones, se presenta una tabla (Anexo A) en donde se aprecian los resultados de las reducciones. Asimismo, se incluye la figura 8 en donde se indica la manera correcta de orientar los letreros [8].

6.4.2.5 Croquis de localización

En él se debe resaltar el área de importancia, que es necesario tenga coordenadas X y Y, norte y escala gráfica aproximada (véase figura 9) [8].

6.4.2.6 Leyenda

Debe dividirse en dos: Columna litológica y símbolos geológicos y topográficos (véase figura 10) [8].

6.4.2.7 Cuadro de identificación

Debe de ser proporcional al tamaño del plano, para que en caso de reducción sea legible (véase figura 11) [8].

6.4.2.8 Simbología en secciones

Para representar la litología se utiliza la simbología por tipo de roca (véanse figuras 12 a 16) [8]

6.4.2.9 Copias

Se presentan en papel heliográfico con línea negra y fondo blanco [8].

6.4.2.10 Iluminado

Los planos y secciones se presentan iluminados con colores prismacolorsfuminados con gasolina o se iluminan con pintura de óleo [8].

6.5 Elaboración del Informe

El informe debe ser elaborado al final de los recorridos de campo, cuando se tenga plasmado en los planos toda la información geológica recaba durante los recorridos de campo y cuando las secciones geológicas hayan sido construidas.

Es importante que durante el desarrollo del informe se tengan a la vista los planos y secciones geológicas, ya que a partir de ellos se obtendrán los datos necesarios para la consecución del informe.

6.5.1 Contenido

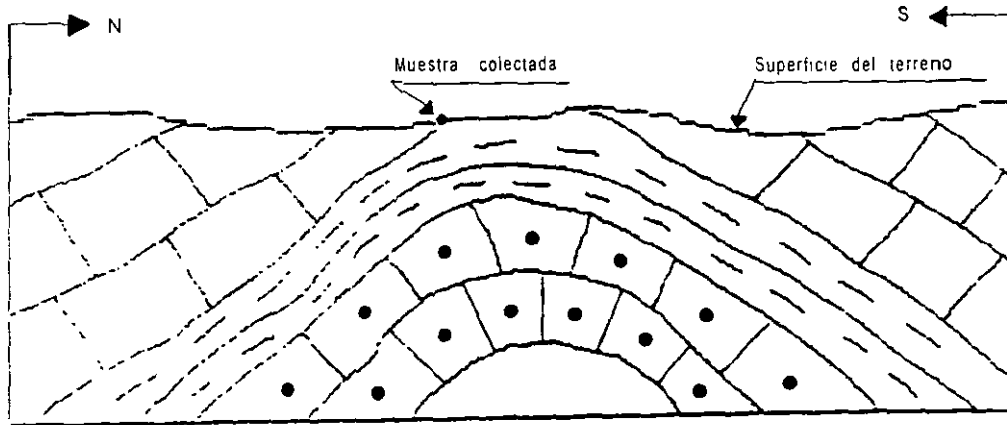
Se presenta una guía del contenido del informe

- a) Introducción.
- b) Antecedentes.
- c) Localización del área y vías de acceso.
- d) Métodos de trabajo.
- e) Marco geológico regional
estratigrafía,
eología estructural.
- f) Zonas potenciales de problema.
- g) Alternativas para el trazo de la línea (si fuera necesario.)
- h) Conclusiones.
- i) Recomendaciones
- j) Bibliografía.
- k) Anexos.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bates, L. Robert and Jackson, A Julia (editors), 1987 "Glossary of Geology", USA, American Geological Institute, Thierd Edition, 788 pp.
- [2] Foucault, Alain y Raoult, Jean Francois, 1985. "Diccionario de Geología", España, Ed. Masson, 1a Reimpresión. 316 pp
- [3] Lahee, H. Frederic, 1962 "Geología Práctica", España, Ed. Omega, 2a Edición, 895 pp
- [4] Lugo, Hulbp José, 1989. "Diccionario Geomorfológico"; México, UNAM-Instituto de Geografía, 377 pp.
- [5] Campos, Aranda D.F , 1987, "Procesos del Ciclo Hidrológico", S.L.P.-México, UASLP- Facultad de Ingeniería, 1a Reimpresión, Volumen 1, Tomo 1/2, pp. 2-1 1
- [6] Arvizu, L. Gustavo y Brzuela: V Mario, 1989. "Estudio de Geología Aplicada en la Linea de Transmisión Laguna Verde - Poza Rica" México, CFE-GEIC-SEZGO
- [7] Hollingsworth and Kovacs, 1981. "Soul Slumps and Debris Fows" Bulletin of The Association of Engineering Geologists
- [8] Navarro, C. Jorge I y Porres, L. Raquel P., 1993. "Definiciones y Conceptos Usados en Estudios Geológicos para Proyectos Hidroeléctricos". México, CFE-GEIC-Depto de Geología Inédito 40 pp.
- [9] Dietrich, R V. y B.J. Skinner, 1979 "Rocks and Rock Minerals". John Wiley and sons, p.4.
- [10] Wilson, Gilbert, 1978 "Significado Tectónico de las Estructuras menores y su importancia para el geólogo en el campo", España, Editorial Omega, pp. 30
- [11] Araña, Saavedra Vicente y López, Ruiz José, 1974 "Volcanismo", España, Editorial Istmo, pp 39
- [12] Pettijohn, F.J , 1975. "Sedimentary Rocks", USA, Editorial Harper and Row, pp 102.

Sección geológica



Columna litológica

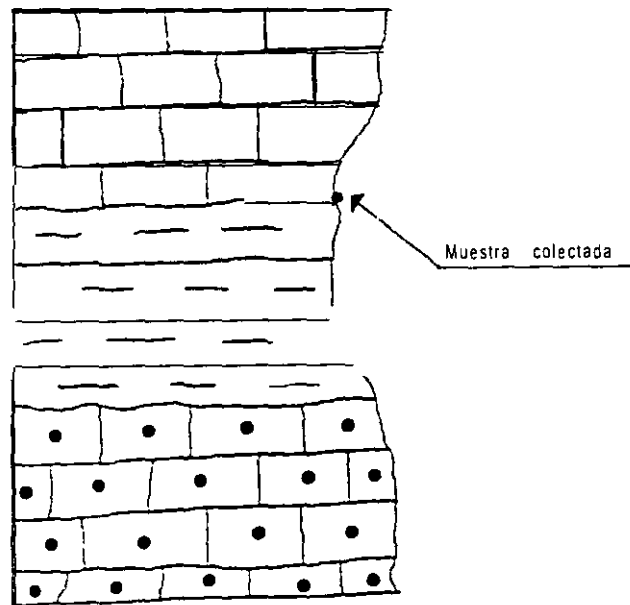
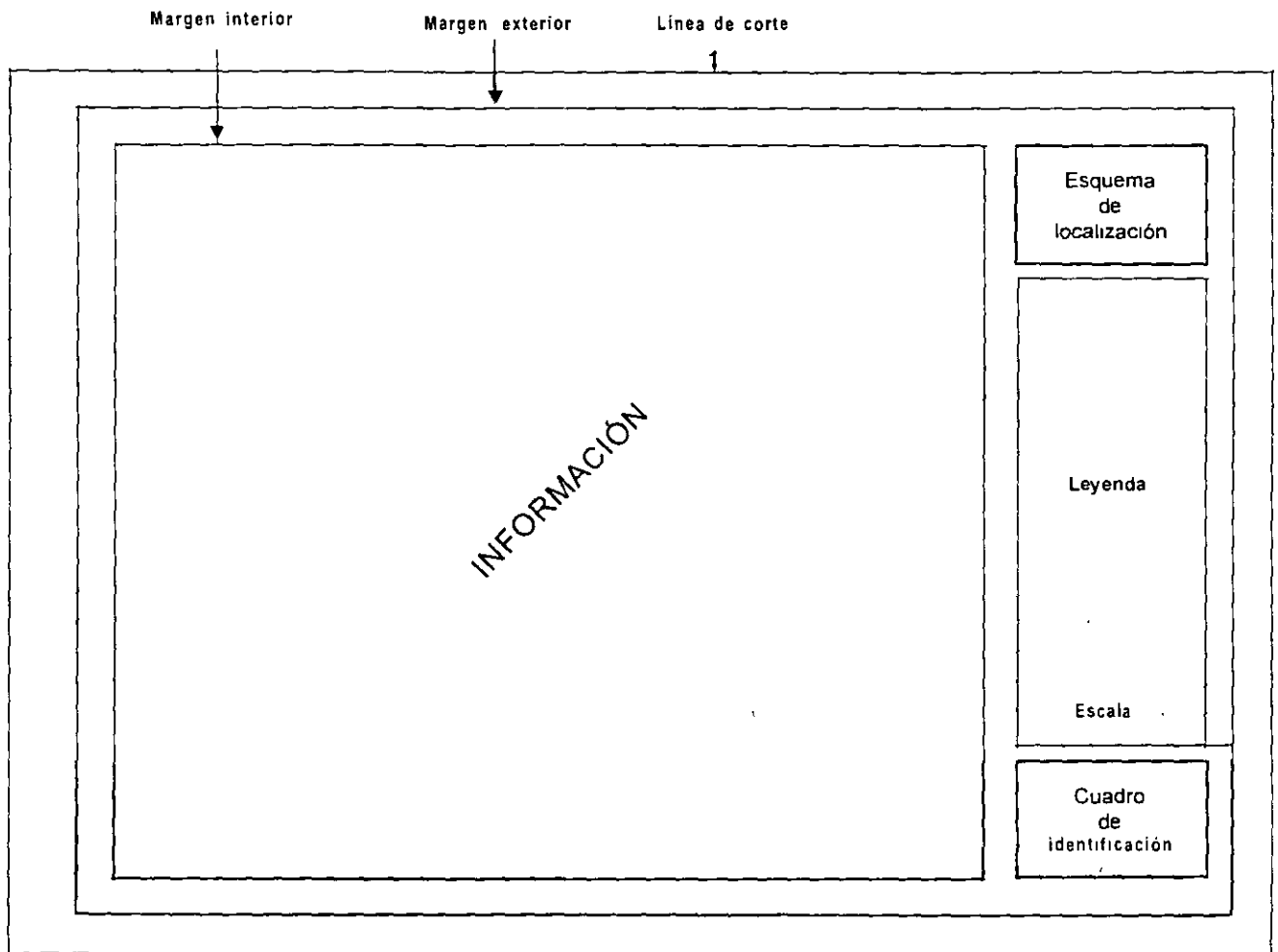
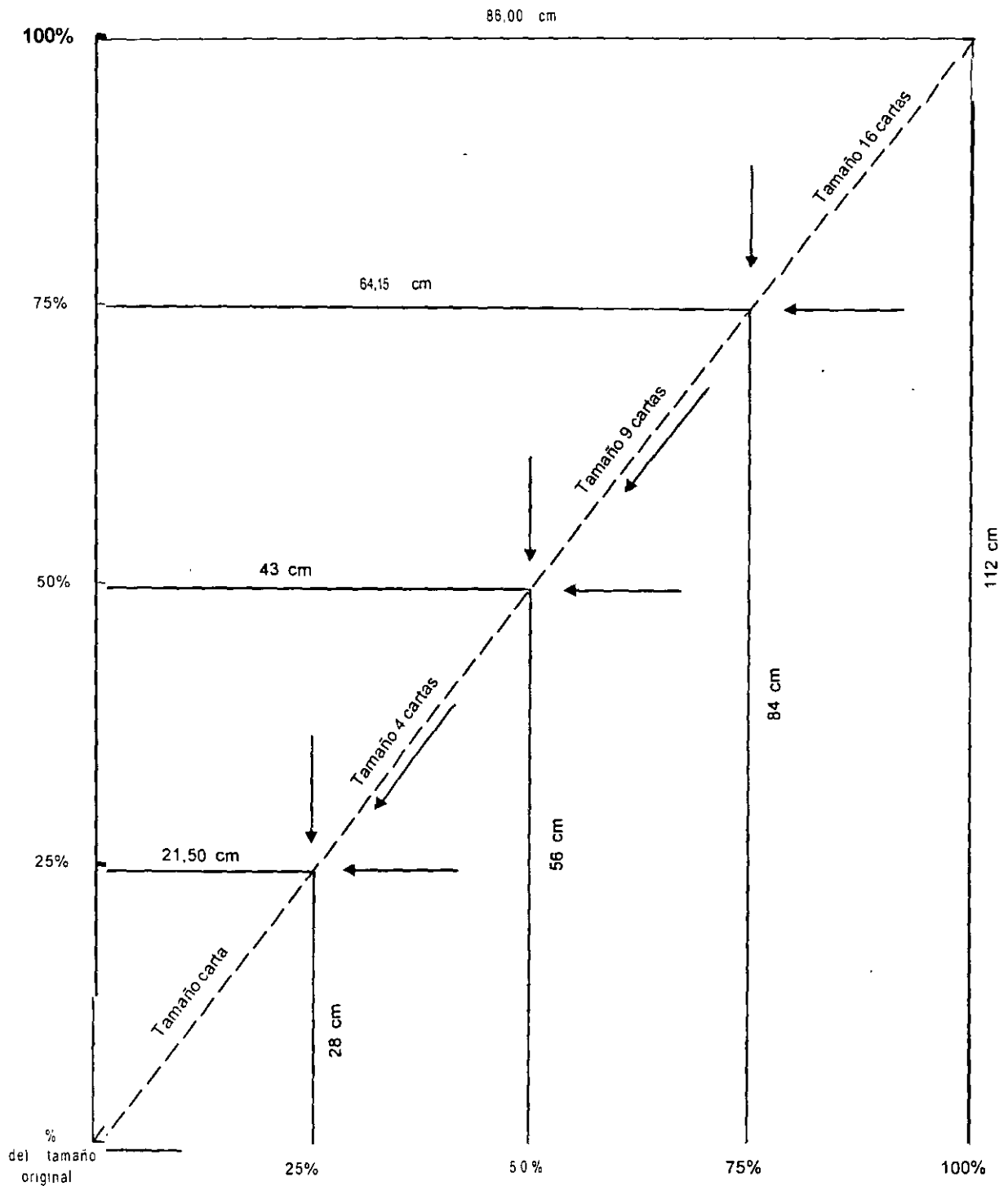


Figura 1 - Sección geológica y columna litológica



Tomado de la referencia [8]

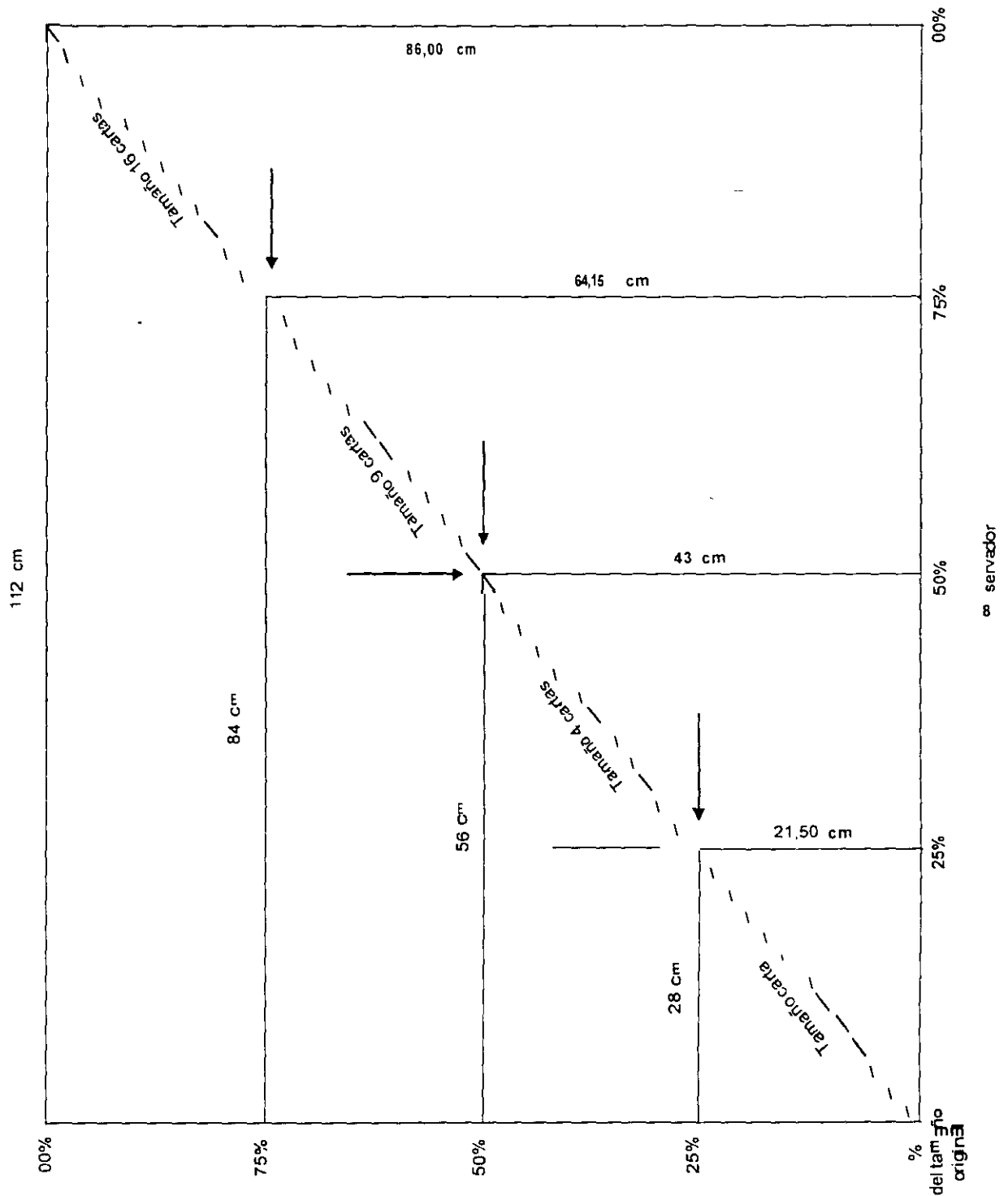
Figura 2 - Distribución de las partes que forman los planos.



Tomado de la referencia [8]

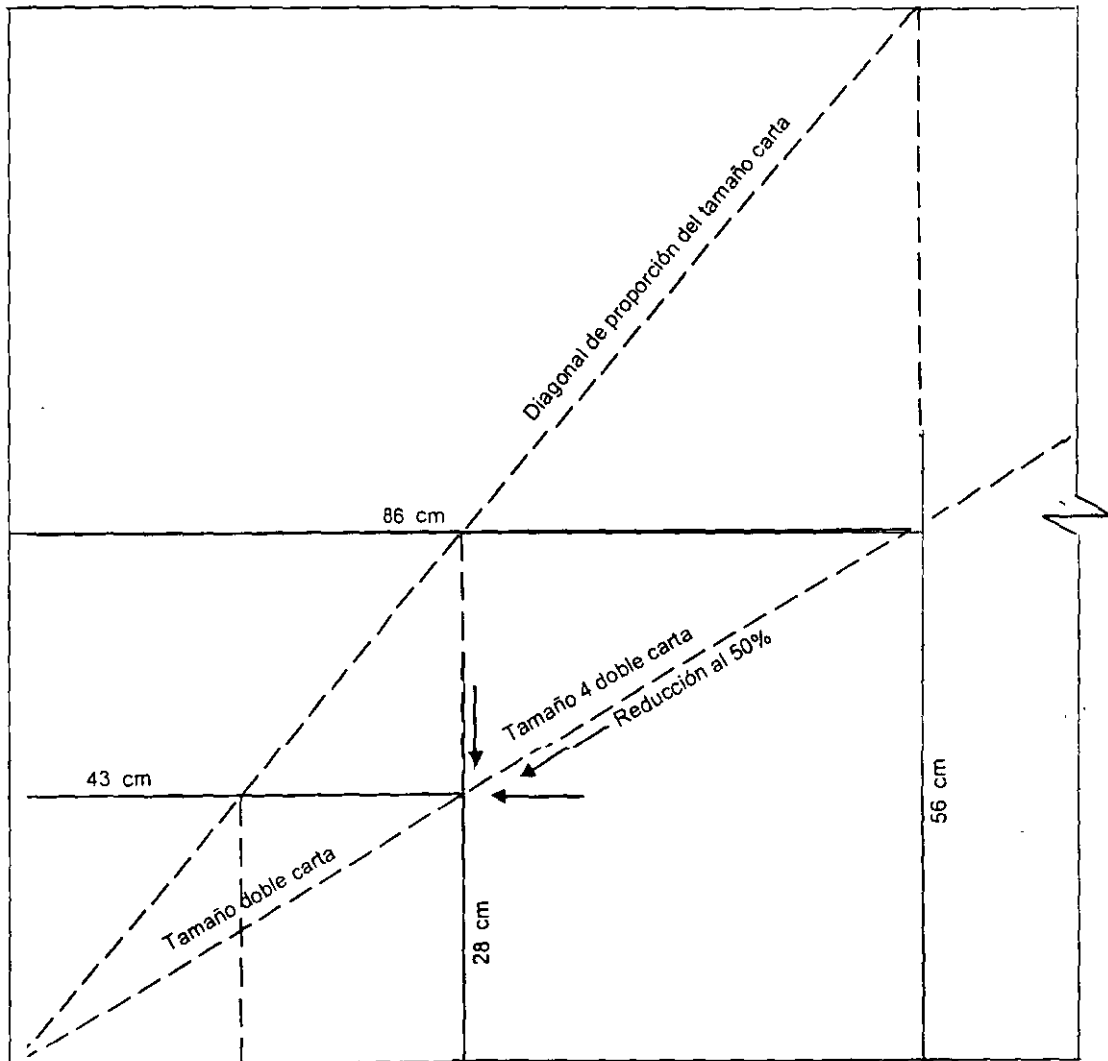
Observador

Figura 3 - Medidas y proporciones de planos e ilustraciones en relación al tamaño carta en sentido vertical



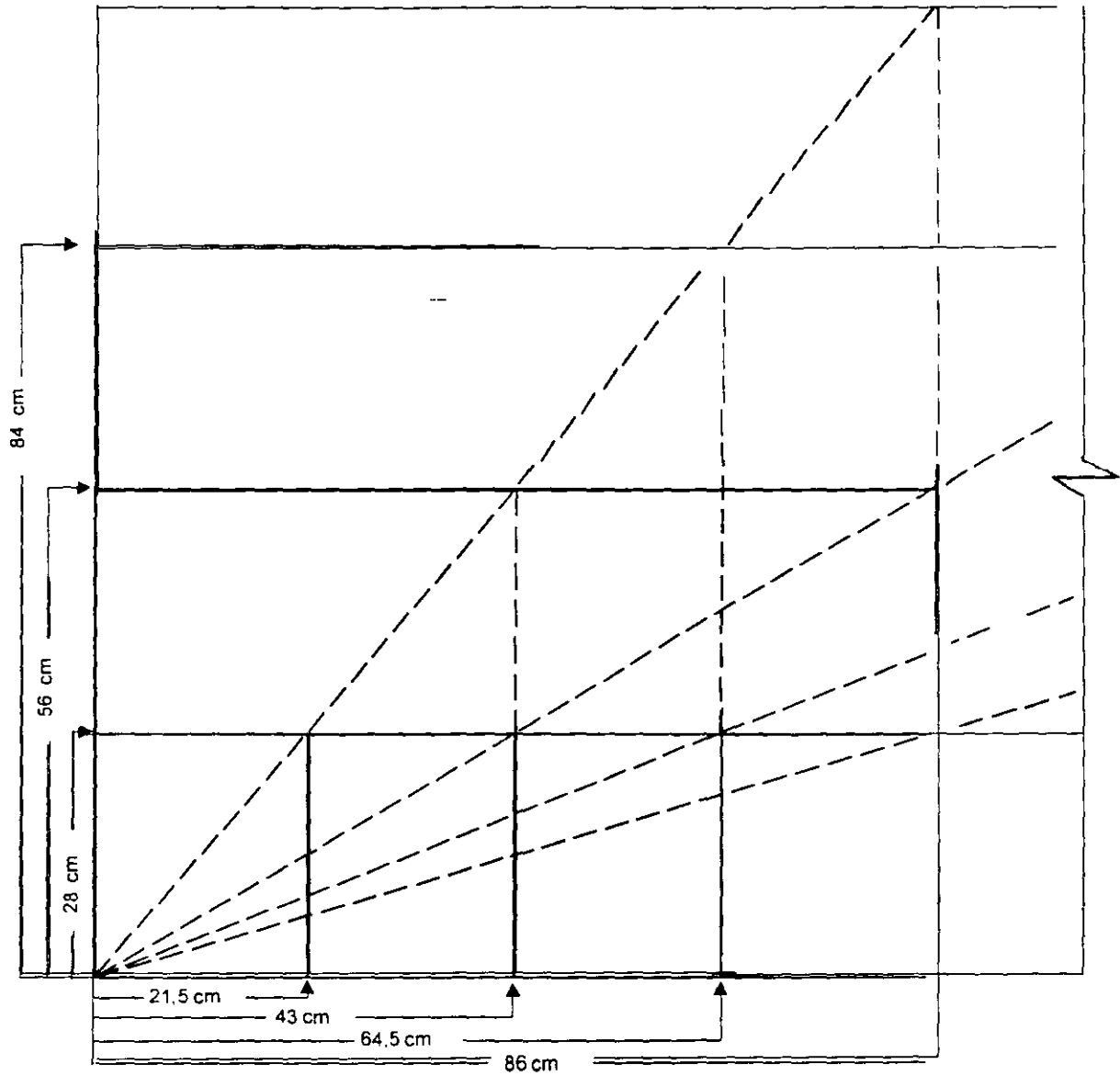
Tomado de la referencia [8]

Figura 4 - Medidas y proporciones de planos e ilustraciones en relación al tamaño carta en sentido horizontal



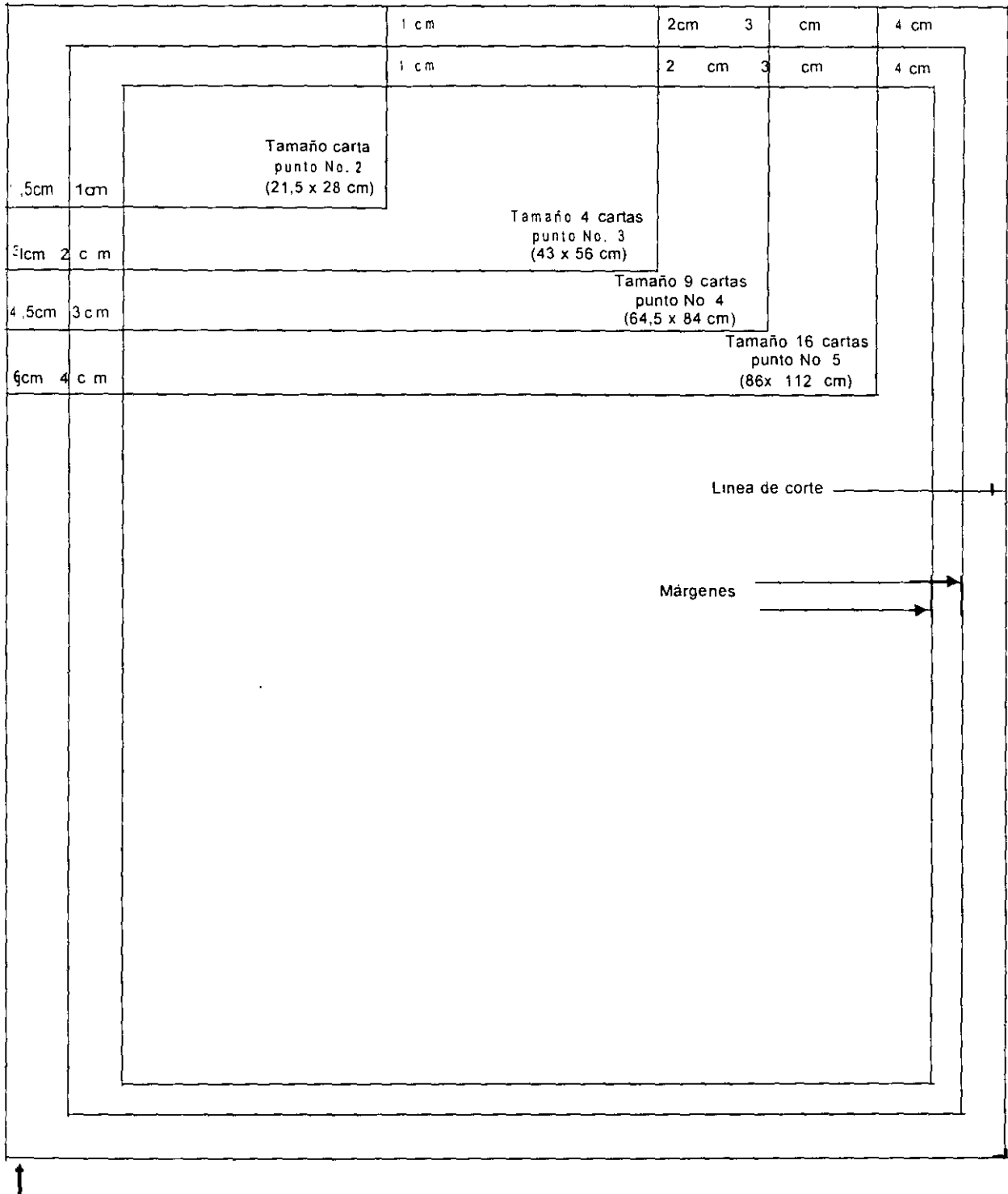
Tomado de la referencia [8]

Figura 5 - Obtención del tamaño doble carta



Tomado de la referencia [8]

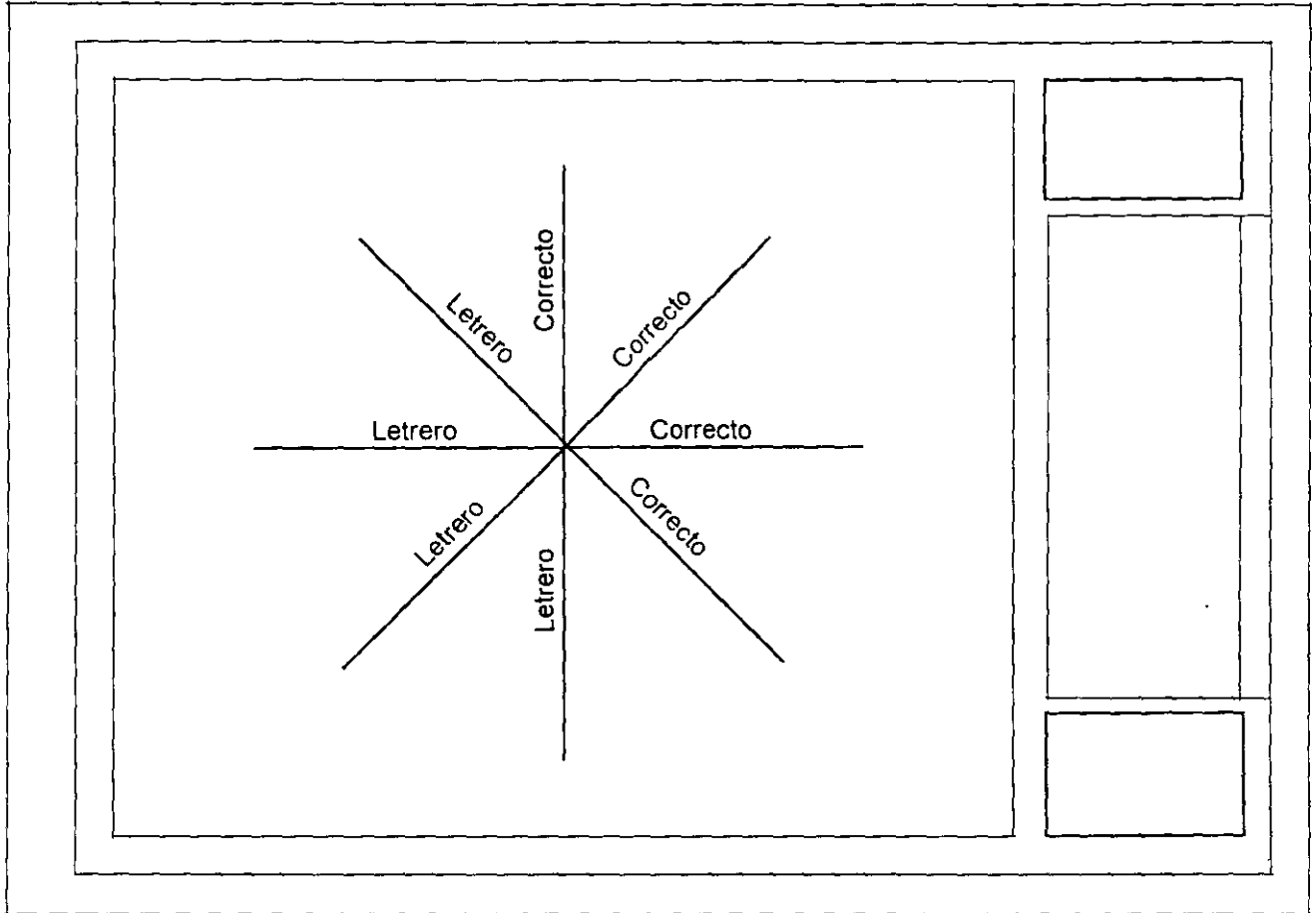
Figura 6 - Obtención del tamaño ancho carta y largo necesario



Lado izquierdo para encuadernar tanto
en sentido vertical como horizontal

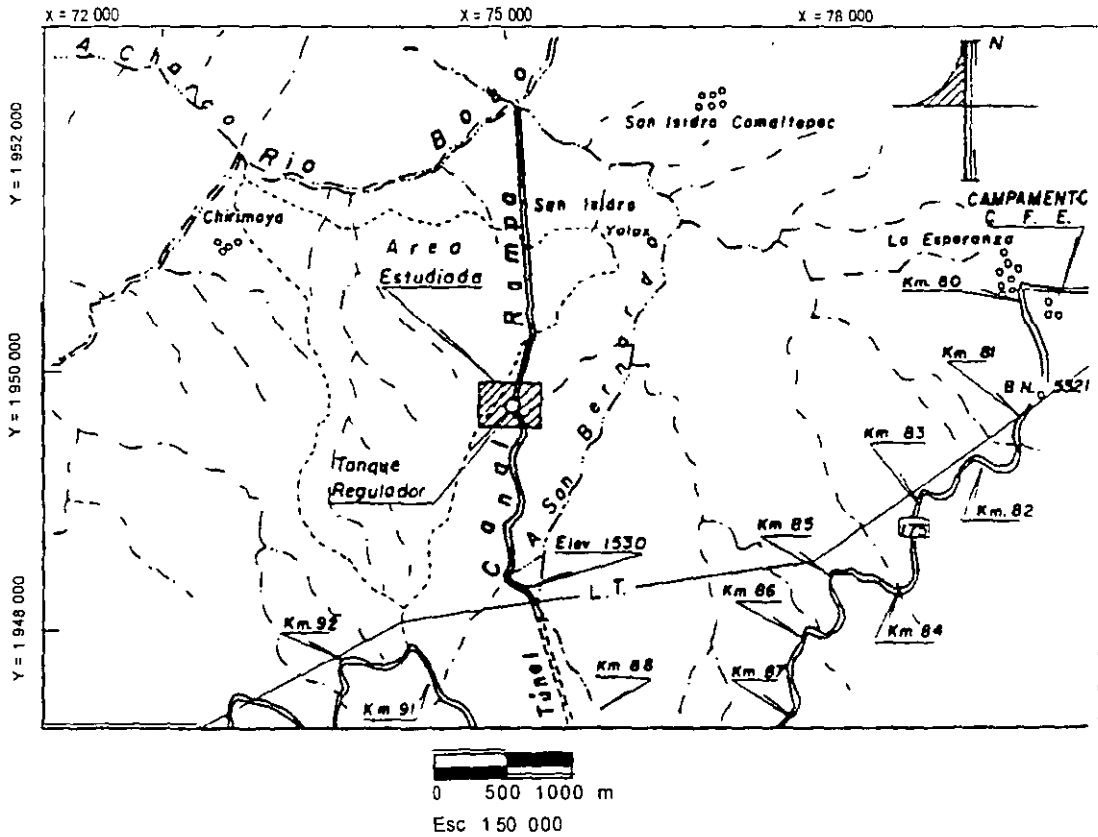
Tomado de la referencia [8]

Figura 7 - Línea de corte y dimensiones de márgenes en planos



Tomado de la referencia [8]

Figura 8 - Orientación de letreros en un plano

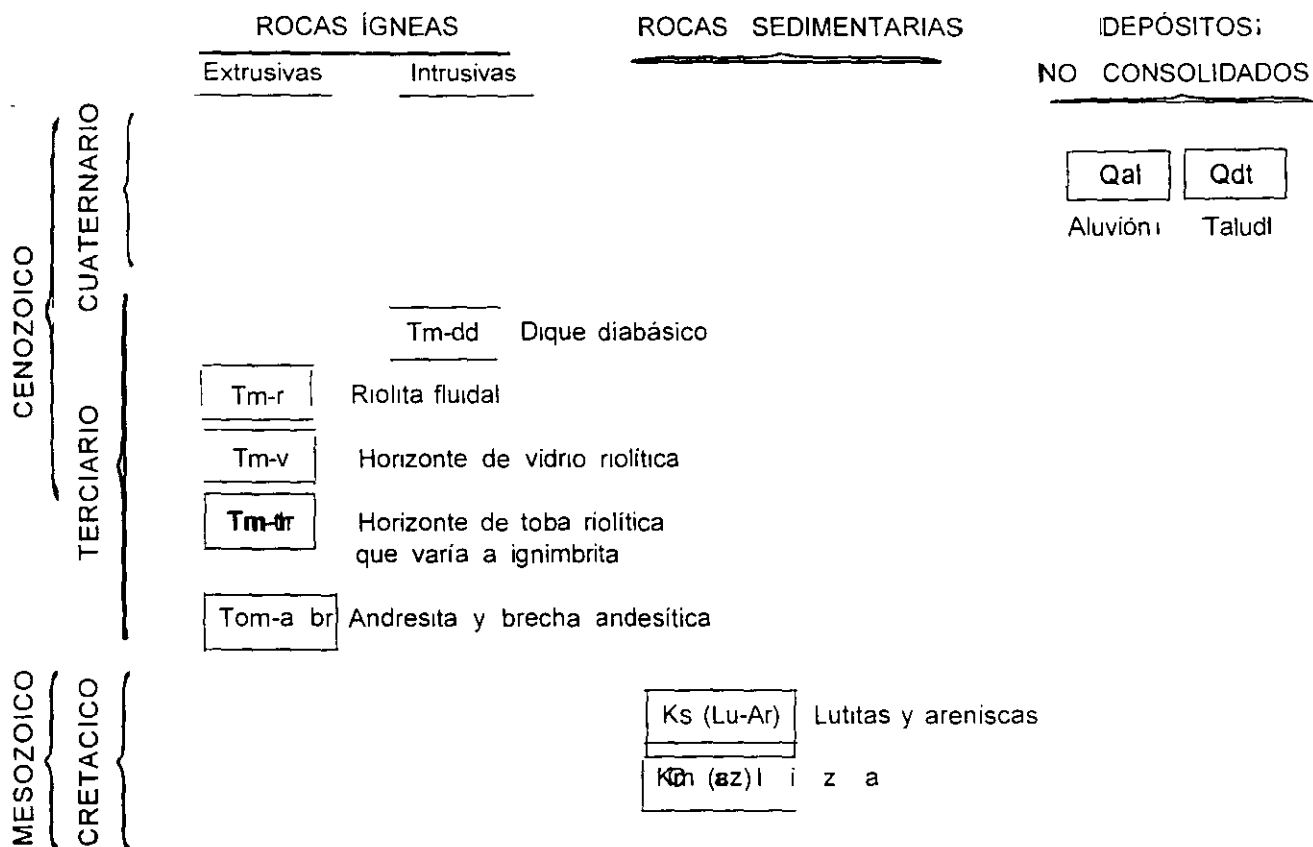


Tomado de la referencia [8]

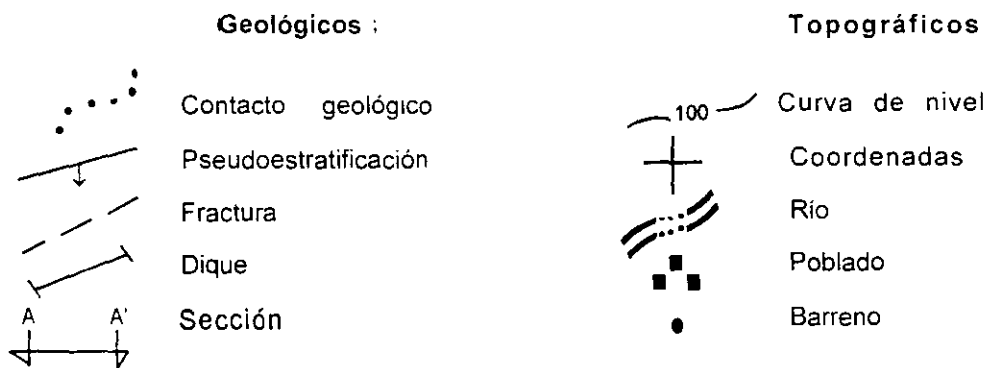
Figure 9 · Ejemplo de croquis de localización

LEYENDA

Columna Litológica




SÍMBOLOS



Tomado de la referencia [8]

Figura 10 - Contenido y distribución de leyenda

	SUBDIRECCIÓN TÉCNICA GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL SUBGERENCIA DE ESTUDIOS GEOLÓGICOS DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA SUPERINTENDENCIA DE ESTUDIOS ZONA
PROYECTO TÍTULO DEL PLANO	
FORMÓ	APROBÓ
REVISÓ:	Vo.Bo..
FECHA _____	HOJA . DE . DIBUJO _____
NO. DE CLASIFICACIÓN	LOCAL OFNAS NACIONALES

FORMÓ: Personas que participaron en la elaboración

REVISÓ: Jefatura del departamento

APROBÓ: Subgerente de Estudios Geológicos

Vo.Bo. . Gerente de Estudios de Ingeniería Civil

NO. DE CLASIFICACIÓN: Consecutivo del archivo general de planos de Oficinas Nacionales en México, D.F.

Tomado de la referencia [8]

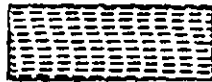
Figura 11 - Formato del cuadro de identificación



Suelo vegetal



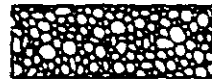
Loess



Arcilla



Limo



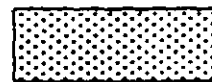
Grava



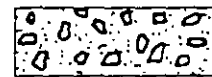
Acarreos, aluvión, grava-arena



Tilitas, morrenas



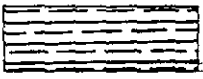
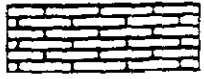
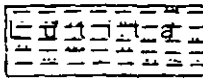

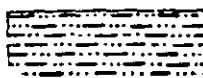
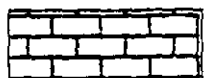
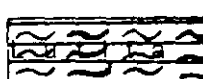


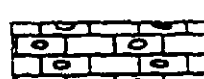

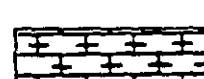
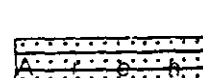

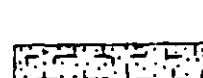
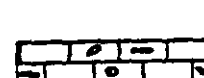
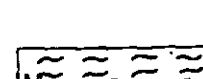

Arena



Depósitos de talud

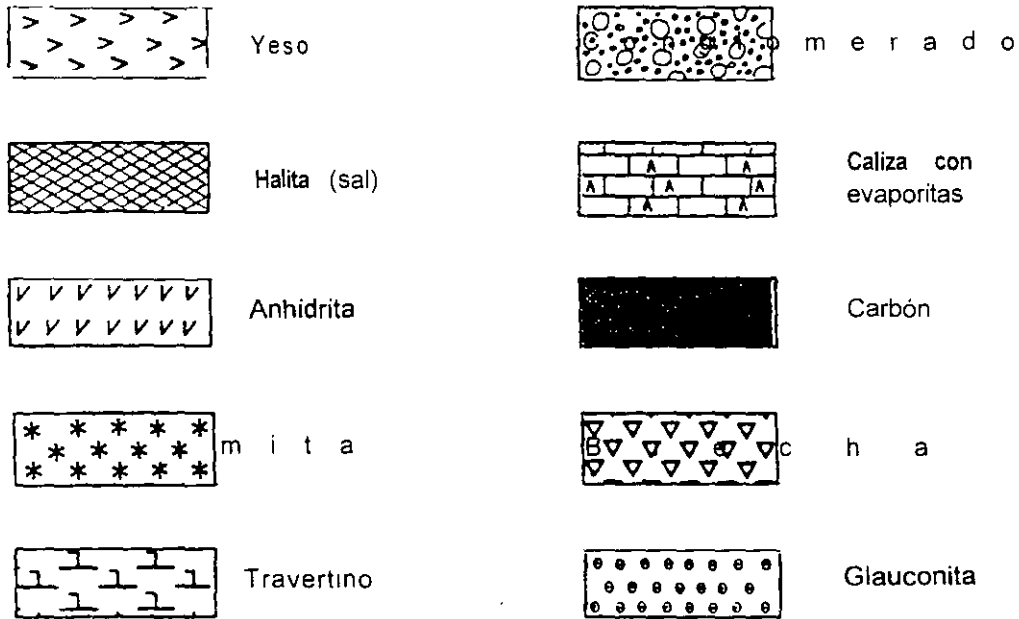
Tomado de la referencia [8]

Figura 12 - Simbología para depósitos no consolidados

	Lutita		Caliza estrat delgada
	Lutita arenosa		Caliza
	Lutita limolita		Caliza masiva
	Lutita carbonosa		Caliza arenosa
	Lutita calcárea		Caliza cárstica
	Lutita bituminosa		Caliza arcillosa
	Lutita silicea		Caliza con nód de pedernal
	Arenisca calcárea		Caliza con fósiles
	Lutita margácea		Dolomía




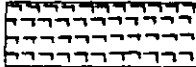
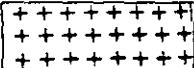
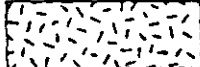
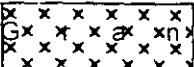

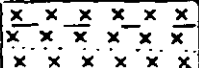

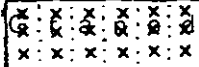

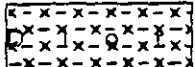
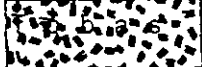

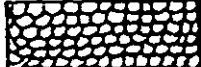
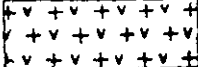
Tomado de la referencia [8]

Figura 13 - Simbología para rocas sedimentarias



Tomado de la referencia [8]

Figura 14 - Continuación de simbología para rocas

	Andesita		Dacita
	Basalto		Tobas
	Riolita		Roca plutónica
	Diatita		Pómez
	Sienita		Tezontle
	Diorita		Plutónicos
	Gabbro		Soldadas
	Monzonita		R. brechilde eruptiva
	Traquita		

Tomado de la referencia [8]

Figura 15 - Simbología para rocas ígneas



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

APUNTES DEL CURSO

GEOTECNIA

Del 04 al 08 de julio del 2005.

CV121

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Geomatrices RECP's y vegetación, para un control de erosión efectivo

Selección de productos en rollos, para el control de erosión

Dr. en Ing. Rafael Morales y Monroy,

Profesor de la Facultad de Ingeniería de la UNAM,

Ingeniero Consultor.

Introducción

La erosión provocada por el agua es un fenómeno natural que resulta del desprendimiento y arrastre de partículas de suelo. La erosión acelerada resultado de la actividad humana y la remoción de la vegetación que recubre los terrenos, generalmente resulta en un drástico incremento de pérdida de suelos. Las geomatrices, también conocidas como *productos en rollos para el control de erosión, RECP's* (por sus siglas en inglés: *Rolled Erosión Control Products*) funcionan de manera efectiva como una barrera contra la erosión previniendo el desprendimiento de las partículas de suelo al disipar la energía cinética de la lluvia. Además, las geomatrices sirven como barreras mecánicas para disipar las fuerzas erosivas que resultan de la concentración de flujos de agua de lluvia que actúan sobre la superficie del suelo, previniendo así el desprendimiento y arrastre de las partículas del suelo.

Mientras que las fibras de las matrices de los RECP's realizan las dos funciones ya mencionadas, las redes y las ligaduras mecánicas de las redes forman un sistema para estabilizar y retener las fibras de la matriz para reducir, de manera efectiva, la movilidad del agua corriente. Esta estabilización mecánica les permite a las fibras el proteger al suelo subyacente de las fuerzas erosivas.

Debido a que las "mantas para el control de erosión" (ECB's: Erosion Control Blanket) son productos temporales, una vez que se establece la adecuada estabilización del suelo mediante el establecimiento de la vegetación, su función de control de erosión de suelos ya no será requerida.

Cuando la vegetación por sí misma no proporciona la protección permanente contra la erosión, entonces es cuando se requieren de geomatrices más fuertes, conocidas como "matrices para refuerzo de suelos" (TRM's: Turf Reinforcement Mats). Estas geomatrices TRM proporcionan una estabilidad mecánica adicional para las raíces y tallos de la cobertura vegetal.

En la fase de protección permanente contra la erosión, luego del establecimiento de la vegetación, la geomatriz TRM se vuelca sobre la función de control de erosión. El establecimiento de la vegetación proporciona una forma primaria de cobertura, mientras que la función primaria de la geomatriz TRM se vuelve el refuerzo de dicha vegetación.

De manera adicional, la geomatriz TRM debe de brindar una cobertura suplementaria al suelo superficial, contra cualquier fuerza erosiva que trate de penetrar dentro de la vegetación.

Definición de la aplicación

Existen una gran variedad de geomatrices RECP's disponibles en el mercado. El primer paso para seleccionar la geomatriz más adecuada para cada proyecto en particular es el definir su aplicación y el proceso de erosión al que se le enfrentará. Específicamente: ¿se va a aplicar esta geomatriz a un proceso de control de erosión en un talud sometido a corrientes pluviales que tratarán de desprender las partículas de ese suelo y luego arrastrarlo con su energía cinética?, o... ¿es un canal de drenaje donde se concentra el flujo del alcantarillado?.

Una vez que se determina el tipo de aplicación, se deben hacer una serie de consideraciones adicionales para seleccionar las formas de protección: temporales o permanentes.

Vegetación, para estabilización permanente

La vegetación, con o sin una geomatriz permanente RECP es, generalmente, el mejor material para estabilizar a los suelos, debido a su efectividad, su costo (relativamente bajo), facilidad de mantenimiento, estética y sobretodo, su gran afinidad hacia el medio ambiente. La vegetación reduce y amortigua el impacto de las gotas de lluvia, reduce la velocidad de los escurrimientos, mantiene a los suelos in situ y generalmente es menos onerosa que controles de tipo estructural, sin embargo, el área debe de ser proclive al nacimiento y mantenimiento de la vegetación, es decir, deben de ser suelos fértiles, con un adecuado pH, aerados, húmedos y adecuadamente expuestos al sol y a los vientos.

En la mayoría de los casos, la vegetación, reforzada con RECP's o sin reforzar, una vez que se establece proporcionará la adecuada protección contra la erosión, común para taludes y canales en la mayoría de los sitios, sin embargo, cuando comienza a germinar la vegetación, luego del sembrado de las semillas, éstas áreas generalmente requieren de una "ayuda", a base de un control de erosión temporal, una protección y de un anclaje para mantener el suelo y las semillas en su lugar, regulando además los factores de crecimiento, tales como la temperatura y humedad, para asegurar el establecimiento de la vegetación.

El proporcionar una protección y un sustrato adecuados a los suelos de taludes y canales, es la función de las geomatrices o RECP's temporales.

Opciones con RECP's

Al combinar geomatrices degradables y no degradables con estructuras mecánicamente estabilizadas se proporciona un verdadero control de la erosión.

A las geomatrices o RECP's, temporales o permanentes generalmente se les conoce como "mantas" (ECB's) y han sido definidas por la ASTM como "materiales degradables, compuestos principalmente por fibras de origen orgánico, manufacturadas en rollos, diseñadas para reducir la erosión de los suelos y ayudar en el crecimiento, establecimiento y protección de la vegetación".

Tabla 1. Diseño y aplicación de geomatrices temporales para control de erosión (ECB). Guía general para el uso y selección de protección temporal contra la erosión. Adaptado de Sprague, 1999.			
Categoría	Composición	Aplicaciones sugeridas	Longevidad
1. Red simple; corto plazo, temporal, degradable, ECB (erosión Control Blanket: mantas para el control de erosión)	Las geomatrices deberán ser producidas por máquinas; de fibras de paja montadas en una red tejida, biodegradable, con aberturas máximas de 1.27 x 2.54 cm. La geomatriz deberá de cumplir con los criterios generales de diseño.	El establecimiento de mecanismos de control de erosión en los terraplenes de carreteras, de puentes, bermas, acotamientos, etc., donde la vegetación pueda ayudar a una estabilización a largo plazo. <i>Criterio de diseño general:</i> Taludes 3:1	2 a 12 meses
2. Red doble; corto plazo; temporal; degradable; ECB.	Las geomatrices deberán ser producidas por máquinas; de fibras de paja montadas en una red tejida, biodegradable, con aberturas máximas de 1.27 x 2.54 cm. La geomatriz deberá de cumplir con los criterios generales de diseño.	El establecimiento de mecanismos de control de erosión en los terraplenes de carreteras, de puentes, bermas, acotamientos, etc., donde la vegetación pueda ayudar a una estabilización a largo plazo. <i>Criterio de diseño general:</i> Taludes 2:1	2 a 12 meses
3 Red doble, degradable a mediano plazo. ECB	Las geomatrices deberán ser producidas por máquinas; con 30% de fibras de coco y 70% paja, montadas en una red tejida, biodegradable, con aberturas máximas de 1.27 x 2.54 cm. La geomatriz deberá de cumplir con los criterios generales de diseño.	El establecimiento de mecanismos de control de erosión en los terraplenes de carreteras, de puentes, bermas, acotamientos, etc., donde la vegetación pueda ayudar a una estabilización a largo plazo. <i>Criterio de diseño general:</i> Taludes 1.5:1	12 a 24 meses

4. Red doble, degradable a largo plazo. ECB.	Las geomatrices deberán ser producidas por maquinas; con 100% de fibras de coco u otras fibras equivalentes, montadas en una red tejida, biodegradable, con aberturas máximas de 1.27 x 2.54 cm. La geomatriz deberá de cumplir con los criterios generales de diseño.	El establecimiento de mecanismos de control de erosión en los terraplenes de carreteras, de puentes, bermas, acotamientos, etc., donde la vegetación pueda ayudar a una estabilización a largo plazo. <i>Criterio de diseño general:</i> Taludes 1:1	24 a 36 meses
--	--	---	---------------

En general, las geomatrices temporales o mantas, ECB's, se fabrican tejiendo fibras vegetales, normalmente paja, paja y coco, yute, viruta de madera, etc., y montándolas o reforzándolas con redes o mallas sintéticas, también degradables, formando un conjunto en forma de mantas o matrices.

Por otro lado, las geomatrices o RECP's no degradables o permanentes, también conocidas como matrices para el refuerzo del suelo (TRM's: **Turf Reinforcement Mat's**) han sido definidas por el Consejo Tecnológico para el Control de Erosión (ECTC: Erosion Control Technology Council) como "una geomatriz de largo plazo, no degradable, compuesta de fibras sintéticas estabilizadas contra los rayos ultravioleta UV, cuya red y/o filamentos están fabricados en un arreglo tridimensional para reforzar de manera permanente a los suelos contra la erosión hidráulica, donde las descargas ejercen velocidades y esfuerzos cortantes que exceden los límites de resistencia de los suelos y de la vegetación nativos o locales. Las geomatrices permanentes TRM's proporcionan espesor, resistencia y relación de vacíos suficientes para el relleno con suelo vegetal que permita el desarrollo de la vegetación dentro de la geomatriz.

Cuando a las geomatrices anteriores se les incorporan fibras orientadas, orgánicas o sintéticas, este conjunto se convierte en un geocompuesto denominado C-TRM el cual mejora notablemente la capacidad para el control de erosión de aquella geomatriz. La adición de fibras orgánicas puede mejorar sustancialmente el establecimiento de la vegetación.

La selección de materiales adecuados para la aplicación depende de las fuerzas erosivas que se puedan generar así como del tiempo de protección que se necesite.

Debido a la gran cantidad, tan diversa, de materiales que pueden usarse para la fabricación de las geomatrices permanentes o RECP's, éstas pueden tener un gran rango de vidas útiles o longevidades, mientras que las geomatrices temporales, mantas o ECB's pueden durar solamente entre 60 días o tres años.

Las geomatrices permanentes, debe aclararse, proporcionan solamente una protección temporal contra la erosión, igual que las mantas o geomatrices temporales, solo que siguen protegiendo y reforzando al suelo superficial de manera permanente.

**Tabla 2. Diseño y aplicación de geomatrices para refuerzo de suelos (TRM's).
Guía general para el uso y selección de protección permanente contra la erosión.
Adaptado de Sprague, 1999.**

Categoría	Composición	Aplicaciones sugeridas	Longevidad																								
5. Control de erosión permanente TRM (Turf Reinforcement Material. matriz de refuerzo de suelos)	Las geomatrices deberán ser producidas por maquinas; de polimeros unidos mecánicamente o por fusión; de monofilamentos o fibras entrelazadas, formando una estructura dimensionalmente estable, para sostener a la vegetación de manera permanente; con fibras colocadas para incrementar el control inicial de la erosión y permitir el establecimiento de la vegetación. La geomatriz deberá de cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:	El establecimiento de mecanismos de control de erosión permanente en los terraplenes de carreteras, de puentes, bermas, acotamientos, etc., donde la vegetación, por si misma no pueda establecerse a largo plazo <i>Criterio de diseño general:</i> Taludes 1:1. Taludes en donde las condiciones de escurrimiento sean tales que generen fuerzas que excedan los límites de la vegetación natural, sin refuerzo.	Permanente																								
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Propiedad</th> <th>Especificación</th> <th>Método de Prueba</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Color</td> <td>Negro</td> <td>Visual</td> </tr> <tr> <td>Espesor (min)</td> <td>ASTM D 4355</td> <td>ASTM D 1777</td> </tr> <tr> <td>Tensión (min)</td> <td>ASTM D 4355</td> <td>ASTM D 5035</td> </tr> <tr> <td>Elongación</td> <td>ASTM D 4355</td> <td>ASTM D 5035</td> </tr> <tr> <td>Porosidad</td> <td>ASTM D 4355</td> <td>Calculada</td> </tr> <tr> <td>Resiliencia</td> <td>ASTM D 4355</td> <td>ASTM D 1777</td> </tr> <tr> <td>Estabilidad vs UV</td> <td>80% min</td> <td>ASTM D 4355</td> </tr> </tbody> </table>	Propiedad	Especificación	Método de Prueba	Color	Negro	Visual	Espesor (min)	ASTM D 4355	ASTM D 1777	Tensión (min)	ASTM D 4355	ASTM D 5035	Elongación	ASTM D 4355	ASTM D 5035	Porosidad	ASTM D 4355	Calculada	Resiliencia	ASTM D 4355	ASTM D 1777	Estabilidad vs UV	80% min	ASTM D 4355		
Propiedad	Especificación	Método de Prueba																									
Color	Negro	Visual																									
Espesor (min)	ASTM D 4355	ASTM D 1777																									
Tensión (min)	ASTM D 4355	ASTM D 5035																									
Elongación	ASTM D 4355	ASTM D 5035																									
Porosidad	ASTM D 4355	Calculada																									
Resiliencia	ASTM D 4355	ASTM D 1777																									
Estabilidad vs UV	80% min	ASTM D 4355																									

Geomatrics para control de erosión temporal

Las geomatrics temporales o mantas sirven para proporcionar nutrientes y un control de erosión temporal de manera directa, antes de sembrar y durante el proceso de germinación; son la mejor opción para revegetar en pendientes suaves, hasta de 3:1, ya que están formadas por una mezcla de fibras sintéticas y orgánicas, ambas degradables, tejidas en un arreglo con estructura mecánicamente estabilizada.

Hay mucho tipos de geomatrics temporales o mantas ECB's disponibles, cada uno de los cuales tiene un rango específico de aplicación.

Las redes o mallas sintéticas usadas en la fabricación de las geomatrics temporales, ECB's, están hechas de materiales fotodegradables y las fibras orgánicas que se usan, son 100% biodegradables, lo cual les da su carácter netamente temporal y, de acuerdo al tipo de materiales usados en su composición, así también podrá variar su longevidad.

Las geomatrics temporales o mantas ECB's se pueden usar en aplicaciones que varían entre pendientes suaves y fuertes; canales con gran flujo y áreas altamente erosionables.

Geomatrics para control de erosión permanente y para refuerzo de vegetación

Aunque una vegetación fuertemente arraigada ofrece un excelente control contra la erosión, las áreas expuestas a fuerzas hidráulicas importantes, tales como taludes muy verticales y canales con gran flujo, expuestos a grandes volúmenes de escurrimientos, pueden necesitar una ayuda adicional o refuerzo extra para conservar su estabilidad permanente. Las geomatrics para el control de erosión permanente o TRM's están diseñadas para dar ese "extra", al trabajar en conjunto con la vegetación, para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante y darle el refuerzo adicional que requiere.

Estas geomatrics están formadas por una estructura tridimensional, no degradable, para trabajo rudo o pesado, que les permite reforzar, de manera permanente, las raíces de la vegetación y sus tallos. Además, los geocompuestos C-TRM's a menudo contienen una matriz fibrosa cosida en una estructura tipo red que proporciona un inmediato y permanente control de erosión.

Las geomatrics permanentes, no degradables, TRM's y, especialmente los C-TRM's se funden en una estrecha relación simbiótica con las plantas al proporcionar un inmediato control contra la erosión hasta que la vegetación se establece de manera definitiva y, a partir de ese momento, la geomatriz comienza entonces a dar una cobertura adicional al suelo local, al mismo tiempo que refuerza al suelo vegetal y a la vegetación recién instalada, en su tallo y en sus raíces.

La sinergia que se establece entre los materiales sintéticos y los orgánicos de las geomatrics C-TRM's les permiten ofrecer un control de erosión inmediato que permite el enraíce y establecimiento de vegetación así como la protección del suelo local y el

refuerzo a permanente de las plantas, pasto o vegetación que sobre de ellas se establezcan.

El refuerzo de la vegetación le asegura su estabilidad a largo plazo al permitirle resistir altos flujos que generan grandes esfuerzos cortantes. De hecho, la vegetación reforzada ha demostrado el brindar una resistencia al esfuerzo cortante semejante a la que pudiera proporcionar un enrocamiento de grandes dimensiones o el de un refuerzo rígido a base de elementos de concreto, de un costo muy alto, lo cual permite ahorros considerables.

El uso de las geomatrices, permanentes o temporales, le proporciona al paisajista, arquitecto, ingeniero o constructor, una excelente opción ecológica, que armoniza con la naturaleza y que es de un bajo costo, comparada con las soluciones tradicionales de refuerzo rígido, usadas hasta la fecha.

Diseño con materiales para control de erosión

De manera histórica, la selección de materiales para el control de la erosión y su diseño apropiado se ha realizado usando procedimientos, tablas y nomogramas disponibles en la literatura científica relacionada. Actualmente existen programas de cómputo que han sido confeccionados en base a la información existente, la experiencia, bases de datos, la investigación de muchos años y la recolección estadística de datos por parte de los ingenieros agrónomos, hidráulicos y de mecánica de suelos que se han dedicado a la sedimentación, depositación y conservación de suelos. Por medio de la captura de esta información y conocimiento, usando métodos informáticos, se han logrado generar las distintas geomatrices que existen en el mercado, así como un software adecuado para ayudar en el diseño y su selección, la mas adecuado de ellas, permanentes o temporales.

Cualquier software que se utilice para el diseño deberá contener información precisa y sustancial del comportamiento de las geomatrices, del suelo de apoyo y también deberá utilizar un procedimiento de diseño aceptado, el cual proviene de las intensidades de las lluvias, mismos que se encuentran plasmados sobre de mapas y cartas de isoyetas, disponibles en diversas secretarías como SCT, CFE y SEMARNAT.

Para mejorar la precisión y efectividad de las geomatrices, la vegetación y el sistema de vegetación reforzada con geomatrices en taludes y/o en canales, su diseño deberá integrar cálculos y procedimientos así como datos específicos del producto que se recomienda para dicha estabilización. Con la incorporación del software comercial para tales fines, los ingenieros mejoran el diseño de taludes y/o canales ya que estos programas tienen incorporados una serie de criterios establecidos por distintas agencias federales en los Estados Unidos, tales como:

- Federal Highway Administration, FHWA, "Design of Roadside Channels with Flexible Linings", 1988.
- United States Department of Agriculture's, "Stability Design of Grass Lined Open Channels", 1987.

- United States Department of Agriculture's, "Predicting Soil Erosion by Water: A Guide to Conservation Planning with the Revised Universal Soil Loss Equation, RUSLE", 1997.

Conclusiones

Los métodos para controlar la erosión deben de practicarse antes, durante y después de efectuar movimientos de tierras o en la ejecución de proyectos, de otra manera, los costos de mantenimiento y reconstrucción pueden volverse muy altos. Además, la nueva reglamentación y la sociedad misma ha empezado a exigir la protección al medio ambiente, a ser mas amigables con él y no a atacarlo y depredarlo, como había venido ocurriendo hasta hace apenas algunos años. El uso apropiado de materiales para el control de la erosión, incluyendo vegetación y productos en rollos, geomatrices, permitirá cumplir, de manera económica y efectiva, con esta nueva visión del mundo que deseamos todos.

Comportamiento de suelos finos compactados

M. en C. Abimael Cruz Alavez

RESUMEN. La energía de compactación de una prueba de laboratorio debe seleccionarse en función del tipo y del comportamiento que se requiere del suelo por compactar, que a su vez es función de los requerimientos de la obra térrea por construir, y no del equipo de compactación de campo disponible; la energía máxima recomendable para compactar los suelos finos no debe rebasar los 30 kg cm/cm³ para obtener la mejor eficiencia de los equipos de campo. Se plantean leyes generales de comportamiento mecánico de los suelos finos compactados, así como cartas de clasificación.

1. Introducción

Desde épocas muy remotas el hombre ha utilizado el suelo para la construcción de tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras de retención de agua. El éxito o fracaso de las estructuras térreas ha dependido más que nada de las técnicas de construcción empleadas. Si los suelos son vaciados o colocados en forma simple al azar en un relleno, el resultado será una estructura térrea de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad y deformabilidad.

El empleo de la compactación como un medio racional de mejoramiento de suelos se inició a partir de la publicación de las experiencias de R. Próctor en los Estados Unidos de Norteamérica en la tercera década del siglo pasado (Próctor, R. R., 1933). Dichas experiencias condujeron a establecer métodos para especificar y controlar la calidad de los trabajos de campo, mediante el empleo de patrones de compactación en el laboratorio. Con gran mérito en aquella época, se fijó un patrón de compactación que respondía a las necesidades específicas y procedimientos de construcción empleados entonces. Desgraciadamente, hasta nuestros días, poco se ha avanzado en cuanto a la adaptación o adopción de nuevos patrones de compactación que respondan a los requerimientos particulares de las obras que se construyen actualmente y acordes con las propiedades de los suelos por compactar, de modo que en la mayoría de los casos se sigue tomando como patrón la prueba Próctor Estándar, establecida desde hace más de medio siglo, con ligeras variantes en cuanto a la energía de compactación. Esto implica proceder como si la compactación fuese un fin en sí misma, independiente de las características de los suelos por compactar y de las estructuras por construir, y no sólo un medio para lograr las propiedades mecánicas adecuadas de los suelos.

El ingeniero Luis Echeagaray en 1938 decía: "... La gran variedad de tierras que hay en la naturaleza y la mutabilidad de sus propiedades, hacen imposible la estandarización; lo que es apropiado o inconveniente

para determinado tipo de suelos, puede no serlo para otro, o para el mismo suelo si se le pone en diferentes condiciones ..." (Echeagaray, L., 1938).

Debido a que las propiedades mecánicas de los suelos dependen de las condiciones de su compactación, y las deseables en determinada estructura no necesariamente lo son en otra, el uso de un solo patrón de compactación en el laboratorio resulta irracional para todas las situaciones que pudieran presentarse en el campo (Marsal, R. J. y Resendiz, D., 1975).

Dentro de las obras que se erigen utilizando el suelo como material de construcción están las cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa y para abrevadero, muelles y pavimentos. En cada una de ellas se deben cumplir ciertos requisitos de comportamiento, de modo que convendrá emplear técnicas de compactación adecuadas para satisfacer dichos requisitos en función del tipo de suelo disponible para la construcción.

Lo anterior exige en primer lugar, fijar los requisitos de comportamiento de la obra por construir como, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, permeabilidad, ductilidad, etc.; en segundo lugar, conviene conocer las propiedades de los suelos compactados bajo diferentes condiciones y técnicas, tanto de laboratorio como de campo, lo cual servirá de base para elegir el mejor material disponible en el lugar para la construcción, así como el equipo de compactación de campo y la prueba de laboratorio que reproduzca más fielmente las propiedades obtenidas con ese equipo.

Deben distinguirse dos tipos de materiales compactables: los suelos finos y los suelos gruesos o granulares, incluyendo en estos últimos desde arenas hasta enrocamientos. En cualquier caso, la característica principal es que constituyen medios no saturados, o sea, trifásicos (sólidos, agua y gas), diferenciándose notablemente uno y otro en su comportamiento mecánico debido a que, mientras en los medios granulares su estructuración se debe

principalmente a las fuerzas de gravedad, en los suelos finos, debido a la gran superficie específica de la fase sólida, las fuerzas eléctricas, osmóticas y capilares influyen notablemente en su estructuración y comportamiento, resultando complejo su estudio a tal grado que para la Mecánica de Suelos constituye un problema aún no resuelto completamente en la actualidad (Cruz, A., 2001).

Desde los estudios de compactación presentados por Próctor en 1933 hasta nuestros días, se han realizado varias investigaciones sobre el comportamiento de los suelos finos compactados, sobresaliendo las de Casagrande, A. y Hirschfeld, R. (1960) en Harvard; Lambe, T. W. (1960) y Mitchell, K. (1976) en el MIT; los de Barden, A. y Sides, G. R. en 1970, los realizados por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. de 1978 a 1984 con patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Alberro, J., Marsal, R. J., Mendoza, M. J., 1985), y los realizados por el autor en 1986 (Cruz, A., 1989).

En lo que sigue se presentan los resultados de cinco suelos finos de diferente clasificación, compactados mediante la prueba de impactos con diferentes energías de compactación, a partir de los cuales se plantean leyes de comportamiento que se observa pueden responder al comportamiento de la mayoría de los suelos de la naturaleza, con una connotación práctica muy importante en la construcción de estructuras térreas

2. Suelos estudiados

Las tablas 1 y 2 presentan los resultados de las pruebas de clasificación de los cinco suelos estudiados (Cruz, A., 1989 y Cruz, A., 1996).

TABLA 1. Características granulométricas de los suelos estudiados.

Malla		Granulometría (porcentaje que pasa en peso)				
Número	Abertura (mm)	Suelo 1 M-1	Suelo 2 M-2	Suelo 3 M-3	Suelo 4 M-4	Suelo 5 M-5
4	4 760	100	100	100	100	100
10	2 000	94.5	98.8	93.9	98.8	99.4
20	0.841	92.4	98.2	79.5	96.9	98.8
40	0.420	90.8	97.7	63.1	94.1	97.9
100	0.149	75.8	93.2	52.5	80.5	92.2
200	0.074	68.2	89.6	49.8	73.7	90.1

TABLA 2. Propiedades índice y clasificación de los suelos estudiados según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUS)

Propiedades	Suelos estudiados				
	Suelo 1 M-1	Suelo 2 M-2	Suelo 3 M-3	Suelo 4 M-4	Suelo 5 M-5
Límite líquido en % (w_L)	34.40	67.60	34.70	35.11	62.10
Límite plástico en % (w_p)	24.22	44.90	30.54	30.47	45.70
Índice plástico en % (I_p)	10.18	22.70	4.20	4.64	16.40
Peso específico relativo de sólidos (S_s)	2.61	2.69	2.70	2.56	2.70
Porcentaje de arena	32	10	50	26	10
Porcentaje de finos	68	90	50	74	90
Clasificación	CL-ML	MH	SM-ML	ML	MH

3. Pruebas de compactación

Tomando en consideración que dentro de las pruebas de compactación de laboratorio las más comunes por su facilidad de realización son las pruebas mediante impactos, en la investigación referida se adoptó dicho procedimiento para observar el comportamiento de los suelos estudiados. El hecho de haber escogido este tipo de prueba no implica aceptar que sea la más representativa de los métodos de compactación de campo, sin embargo, es justo reconocer que es la más usual entre los trabajos de rutina para controlar la construcción de terraplenes así como para los estudios de laboratorio en la etapa de diseño. Una ventaja adicional de este tipo de prueba es que la energía de compactación se puede cuantificar y modificar fácilmente, con sólo variar el número de capas por compactar y/o el número de golpes aplicado por cada capa

Resulta relevante en este aspecto las investigaciones realizadas por Sowers, G. G. y Kennedy, C. M. (1954), señalando que resulta más significativo el número de golpes (N) que se aplique a una capa por compactar que el hecho de aumentar el peso o la altura de caída del martillo; o sea, el peso volumétrico máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) es mayor si la energía se aplica con un solo golpe y disminuye a medida que N crece; estos mismos investigadores demostraron que la relación diámetro del pisón/espesor de capa (d_p/D_c) tiene influencia apreciable, recomendando un valor de 1.5 para dicha relación y de 2 para la relación D_i/d_p , donde D_i es el diámetro del cilindro de compactación. La relación d_p/D_c no se cumple con los equipos de compactación de laboratorio empleados actualmente.

La evaluación de la energía de compactación resulta fácil en una prueba de laboratorio mediante impactos, empleando la expresión (1).

$$E_c = \frac{NnWh}{V} \quad (1)$$

donde:

E_c = energía de compactación

N = número de golpes del pisón por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación

n = número de capas en que se dispone el suelo hasta llenar el molde más una parte de la extensión

W = peso del pisón compactador

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo

V = volumen total del suelo compactado incluyendo la parte que queda comprendida en la extensión.

Con la finalidad de cubrir rangos amplios de comportamiento de los suelos estudiados, se eligieron cuatro valores tentativos de energías de compactación: $E_{c1} = 4.5 \text{ kg.cm/cm}^3$; $E_{c2} = 7.6 \text{ kg.cm/cm}^3$; $E_{c3} = 15.2 \text{ kg.cm/cm}^3$ y $E_{c4} = 27.3 \text{ kg.cm/cm}^3$

La preparación de las muestras y los detalles de las pruebas se pueden consultar en la referencia (Cruz, A., 1989) y un resumen de las mismas en la referencia (Cruz, A., 1996).

La figura 1 ilustra los resultados de pruebas de compactación para el suelo 1 (M-1) mediante la graficación de las parejas de valores $w-\gamma_d$, para las 4 energías escogidas. De forma similar se obtuvieron las curvas de compactación para los otros cuatro suelos estudiados (Cruz, A., 1989).

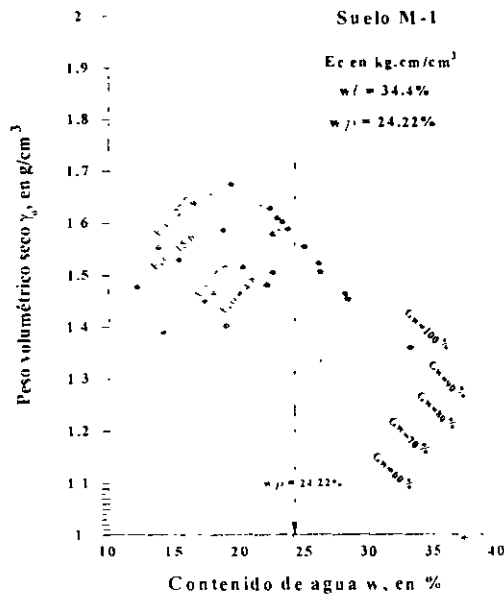


Figura 1. Curvas de compactación, contenido de agua w vs peso volumétrico seco γ_d para el suelo M-1.

En cada ensaye de compactación se midió la altura de la muestra directamente dentro del molde, con la finalidad de obtener su volumen más exacto y de esa manera calcular la energía de compactación real empleada, este valor se presenta en cada curva de la figura citada.

4. Pruebas de compresión simple

Con la finalidad de encontrar una correlación entre el comportamiento plástico de los suelos finos, según el concepto de los límites de consistencia y el correspondiente al de esfuerzo-deformación, se realizaron pruebas de compresión simple en probetas labradas de muestras compactadas

En la realización de las pruebas se siguió al procedimiento de deformación controlada, ajustándose a una velocidad de 1mm/minuto, que es la recomendada para este tipo de ensaye. La figura 2 presenta las gráficas de comportamiento esfuerzo-deformación para el suelo 1 (M-1) en pruebas de compresión simple, correspondientes a una energía de compactación promedio de 7.8 kg.cm/cm^3 . De la misma forma se encontraron las relaciones esfuerzo-deformación para las otras energías de compactación, así como para los otros 4 suelos (Cruz, A., 1989)

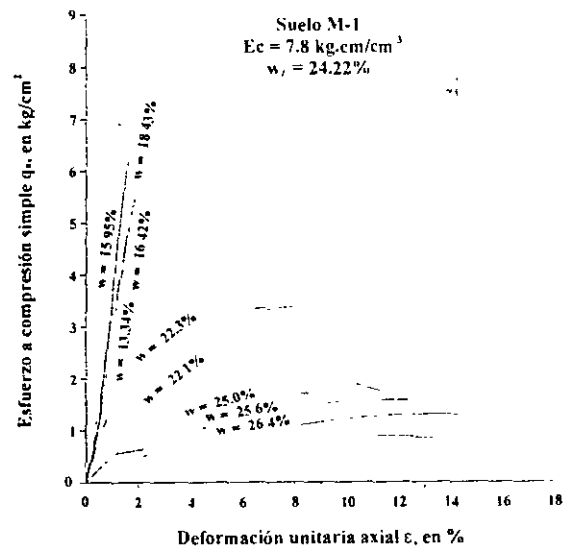


Figura 2. Comportamiento esfuerzo-deformación en pruebas de compresión simple para el suelo M-1, con $E_c=7.8 \text{ kg.cm/cm}^3$ y diferentes contenidos de agua.

5. Comportamiento de los suelos estudiados

Con los resultados tanto de las pruebas de compactación como de las de compresión simple, se estudiaron diferentes relaciones entre los diversos parámetros obtenidos, con el objetivo de determinar patrones de comportamiento para cada uno de los cinco suelos estudiados

5.1. Relación w vs q_u

A partir de los resultados de las pruebas de compresión simple, se encontraron las resistencias últimas alcanzadas q_u respecto al contenido de agua w . La figura 3 muestra el comportamiento para el suelo M-5 con diferentes energías de compactación, para cada energía se señala el contenido de agua óptimo obtenido (w_{oi}), así como los contenidos de agua óptimos (w_{or}) correspondientes a las máximas resistencias a la compresión simple. De la misma forma se pueden graficar los comportamientos para los restantes 4 suelos.

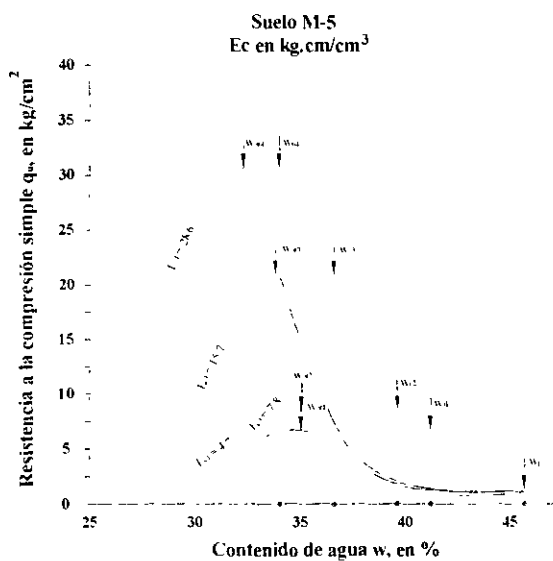


Figura 3. Comportamiento de la resistencia última a la compresión simple respecto al contenido de agua para el suelo M-5.

En la figura referida, se observa claramente que la máxima resistencia a la compresión simple para cada energía de compactación no corresponde al contenido de agua óptimo, sino a un contenido de agua menor a dicho valor ($w_{oi} < w_{or}$), también se nota en forma precisa que la variación de la resistencia después del valor w_{or} sigue un mismo comportamiento, independientemente del valor de la energía de compactación.

5.2. Relaciones γ_{dmax} vs w_o

En la figura 4 se presentan las gráficas que muestran la variación de los pesos volumétricos secos máximos (γ_{dmax}) con respecto a los contenidos de agua óptimos (w_o). Estas curvas no son más que los picos de las curvas de compactación de la figura 1 para los cinco suelos estudiados. Nótese que los suelos M-2 y M-5 se ubican en una determinada zona, mostrando una pendiente muy similar; lo mismo sucede con los suelos M-1 y M-4, los cuales se ubican en otra zona con γ_{dmax} más altos y con w_o menores; el suelo M-3 registra γ_{dmax} aún mayores y w_o mucho menores. Las gráficas se pueden representar mediante líneas rectas con expresión matemática similar a la ecuación (2)

$$\gamma_{dmax_i} = \gamma_{dmax_0} - m(w_{oi} - w_{o0}) \quad (2)$$

γ_{dmax_i} es el peso volumétrico seco máximo correspondiente a un contenido de agua óptimo w_{oi} para una cierta energía de compactación que se desea determinar, γ_{dmax_0} es el peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio con cierta energía de compactación E_{c0} como la Próctor estándar, correspondiente a un contenido de agua óptimo w_{o0} y m es el valor de la pendiente de las líneas que relacionan los valores de $w_o - \gamma_{dmax}$ representadas en la figura 4 y que toma los valores de 0.04 para suelos gruesos con cierto porcentaje de finos, 0.03 para suelos finos con alto porcentaje de arenas y 0.02 para suelos finos francos.

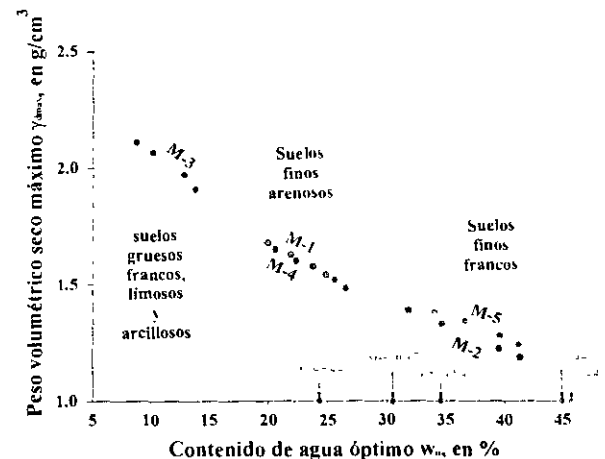


Figura 4. Variación de los γ_{dmax} con respecto a los contenidos de agua óptimos w_o , de los cinco suelos estudiados.

De las investigaciones realizadas hasta ahora por diversos autores y de las gráficas de comportamiento que se presentan en la figura 4, se puede observar que

éstas son paralelas a las curvas teóricas de las relaciones $w - \gamma_d$, con cierto grado de saturación G_w , las cuales se presentan en la figura 1, notándose que en la mayoría de los casos se corresponden con grados de saturación comprendidos entre 90 y 95%. Bajo este principio, los pesos volumétricos secos máximos alcanzados en una prueba de compactación se pueden estimar con la ecuación general (3), y con la ecuación (3') para el caso particular del 90% de saturación.

$$\gamma_{d \max} = \frac{Ss \gamma_u G_w}{G_w + w_{opt} Ss} \quad (3)$$

$$\gamma_{d \max} = \frac{Ss \gamma_u}{1 + 0.011 w_{opt} Ss} \quad (3')$$

Para obtener el valor de $\gamma_{d \max}$, mediante la ecuación (3) ó (3'), se tiene que suponer un valor de w_{opt} , lo cual implica conocer el rango de contenidos de agua en donde se ubica la curva $w - \gamma_{d \max}$ (figura 4), lo que en principio no es fácil; sin embargo, mediante una prueba de laboratorio se puede ubicar un punto con contenido de agua w_{opt} a partir del cual se encuentra cualquier otro punto con contenido de agua w_{opt} , e inclusive trazar la curva que nos dé la ley de variación para un suelo dado mediante la ecuación (4), en lugar de la ecuación (2).

$$\gamma_{d \max} = \gamma_{d \max} - Ss \gamma_u \left(\frac{G_{w0}}{G_{w0} + Ss w_{opt}} - \frac{G_{w1}}{G_{w1} + Ss w_{opt}} \right) \quad (4)$$

Como las curvas son paralelas a las correspondientes a un cierto grado de saturación, entonces $G_{w0} = G_{w1}$, y la ecuación (4) se simplifica en la (5).

$$\gamma_{d \max} = \gamma_{d \max} - Ss \gamma_u G_w \left(\frac{1}{G_w + Ss w_{opt}} - \frac{1}{G_w + Ss w_{opt}} \right) \quad (5)$$

Ss es el peso específico relativo de sólidos y γ_u es el peso específico del agua.

5.3. Relación E_c vs w_{opt}

Para observar cómo varían los contenidos de agua óptimos (w_{opt}) respecto a la energía de compactación

(E_c), se construyeron las curvas correspondientes a cada suelo, las cuales se presentan en la figura 5. Se observa que los suelos M-2 y M-5 se ubican en una zona determinada, los M-1 y M-4 se ubican en otra, quedando aislado el suelo M-3. Según la Tabla 2, los suelos M-2 y M-5 se clasifican como MH y tienen sus límites plásticos muy similares, lo que en principio podría justificar la forma en que se ubican en la gráfica; así debería suceder también con los suelos M-3 y M-4, sin embargo aparecen muy separados. Observando los porcentajes de material fino que posee cada suelo estudiado, se encuentra que las curvas de comportamiento responden a eso, o sea que, a medida que el porcentaje de finos aumenta, los contenidos de agua óptimos también lo hacen. Todos los suelos responden a un comportamiento exponencial, el cual se puede expresar mediante la ecuación (6). Esta expresión matemática tiene la ventaja de que, conociendo un punto de la curva y el valor del exponente α , se puede encontrar cualquier otro punto e inclusive trazar la ley de comportamiento del suelo

$$w_{opt} = w_{opt} \left(\frac{E_{c1}}{E_{c0}} \right)^{-\alpha} \quad (6)$$

w_{opt} es un contenido de agua óptimo del suelo que se desea determinar, correspondiente a una energía de compactación E_{c1} .

w_{opt} es el contenido de agua óptimo del suelo determinado mediante una prueba de laboratorio para una energía de compactación E_{c0} , por ejemplo la prueba Próctor estándar.

El valor de α es función de los porcentajes de arena y de la fracción fina, así como del índice plástico. Para los casos estudiados, toma los valores de 0.12, 0.15, 0.26, 0.15 y 0.11 para los suelos M-1, M-2, M-3, M-4 y M-5, respectivamente, con un valor promedio de 0.16.

En los cinco suelos se aprecia que las curvas tienden a ser asintóticas con el eje de las E_c a partir de un valor de 30 kg.cm/cm^3 , lo cual lleva a la conclusión de que los suelos finos compactados con una E_c mayor que dicho valor ya no muestran una disminución apreciable en su contenido de agua óptimo.

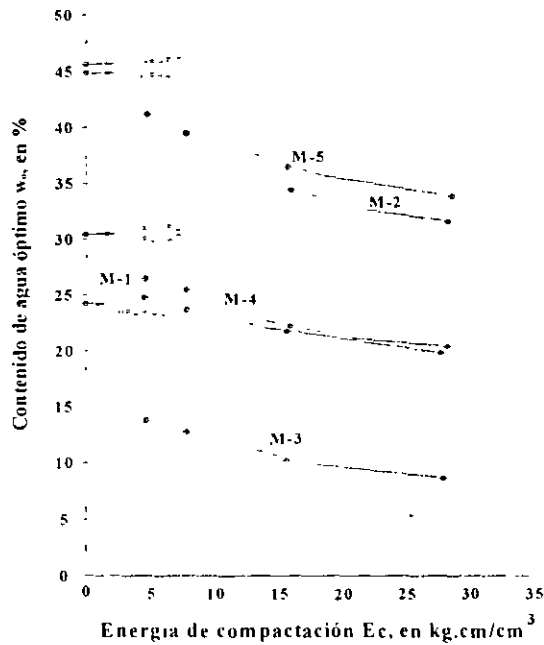


Figura 5. Variación del contenido de agua óptimo w_o respecto a la energía de compactación E_c para los cinco suelos estudiados.

5.4. Relaciones γ_{dmax} vs E_c

La figura 6 representa la variación de los pesos volumétricos secos máximos como una función de la energía de compactación, cuya expresión matemática es la ecuación (7). Nuevamente se puede observar la influencia que tiene el porcentaje y tipo de finos en el comportamiento de los suelos, agrupándose por un lado los suelos M-1 y M-4 y por otro los M-2 y M-5.

$$\gamma_{dmax_i} = \gamma_{dmax_0} \left(\frac{E_{c_i}}{E_{c_0}} \right)^\beta \quad (7)$$

γ_{dmax_i} es un peso volumétrico seco máximo del suelo que se desea determinar, correspondiente a una energía de compactación E_{c_i} .

γ_{dmax_0} es el peso volumétrico seco máximo del suelo determinado mediante una prueba de laboratorio para una energía de compactación E_{c_0} , por ejemplo la prueba Próctor estándar.

El valor de β es función de los porcentajes de arena y de finos, así como del índice plástico; sin embargo, para los cinco suelos estudiados su variación fue poco sensible y en promedio presentó un valor del orden de 0.06.

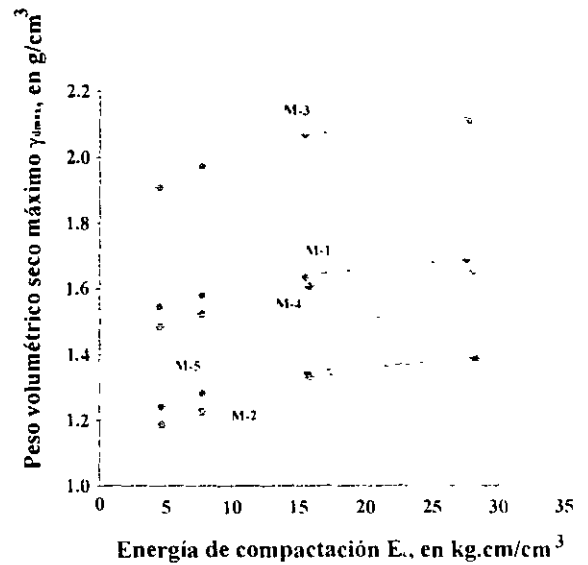


Figura 6. Variación del peso volumétrico seco máximo γ_{dmax} respecto a la energía de compactación E_c para los cinco suelos estudiados.

Nuevamente las curvas tienden a ser asintóticas con respecto a las energías de compactación para valores de $E_c > 30$ kg.cm/cm³; o sea, los valores del γ_{dmax} tienden a un valor constante.

5.5. Relación de q_u vs w_o

En la figura 7 se han dibujado las curvas que denotan la variación de la resistencia a la compresión simple con respecto al contenido de agua óptimo ($q_u - w_o$) de los cinco suelos. Se observa el mismo comportamiento en cuanto al agrupamiento en función del porcentaje de finos que contienen. La ecuación (8) representa la expresión matemática de esta familia de curvas.

$$w_{oi} = w_{o0} \left(\frac{q_{ui}}{q_{u0}} \right)^{-\rho} \quad (8)$$

w_{oi} es un contenido de agua óptimo del suelo para el cual se desea determinar la resistencia a la compresión simple q_{ui} , correspondiente a una energía de compactación E_{c_i} .

q_{u0} es la resistencia a la compresión simple alcanzada con un contenido de agua óptimo w_{o0} del suelo en estudio, compactado mediante una prueba de laboratorio con una energía de E_{c_0} , por ejemplo la prueba Próctor estándar.

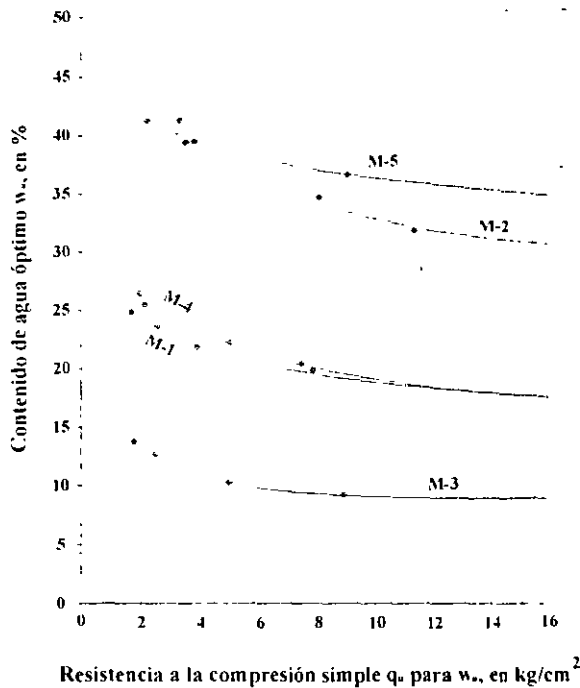


Figura 7. Variación de la resistencia a la compresión simple q_u respecto al contenido de agua óptimo w_o , para los cinco suelos estudiados.

El valor de ρ es función de los porcentajes de arena y de la fracción fina, y del índice plástico. Para los casos estudiados, toma los valores de 0.15, 0.19, 0.26, 0.18 y 0.08 para los suelos M-1, M-2, M-3, M-4 y M-5, respectivamente, con un valor promedio de 0.17.

5.6. Relación de q_u vs γ_{dmax}

La relación de q_u vs γ_{dmax} se muestra en la figura 8, en tanto que su expresión matemática se representa mediante la ecuación (9).

$$\gamma_{dmax_i} = \gamma_{dmax_0} \left(\frac{q_{u_i}}{q_{u0}} \right)^\eta \quad (9)$$

γ_{dmax_i} es un peso volumétrico seco máximo de un suelo, con un contenido de agua óptimo w_{oi} , para el cual se desea determinar la resistencia a la compresión simple q_{ui} , correspondiente a una energía de compactación E_{ci} .

q_{u0} es la resistencia a la compresión simple alcanzada con un peso volumétrico seco máximo γ_{dmax0} , y contenido de agua óptimo w_{o0} del suelo en estudio, compactado con una energía de compactación E_{c0} , por

ejemplo la prueba Próctor estándar

El valor de η es función de los porcentajes de arena y de la fracción fina, así como del índice plástico. Sin embargo, para los cinco suelos estudiados su variación fue poco sensible y en promedio tiene un valor del orden de 0.07.

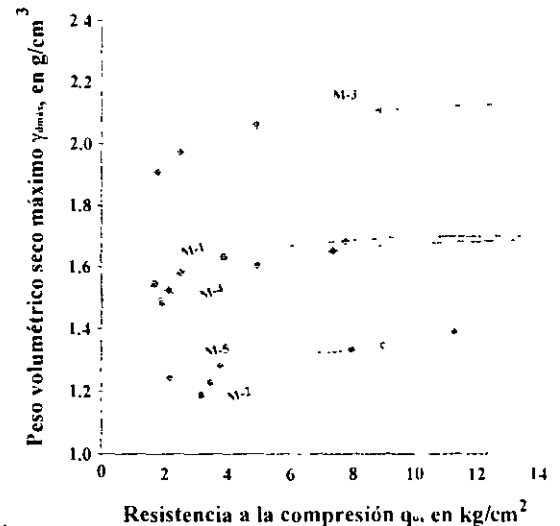


Figura 8. Variación de la resistencia a la compresión simple q_u respecto al peso volumétrico seco máximo γ_{dmax} , para los cinco suelos estudiados.

5.7. Una propuesta de Clasificación

Desde 1989 el autor previó una gráfica de clasificación de suelos a partir de los resultados de pruebas de compactación (Cruz, 1989 y Cruz, 1996). Ahora, tomando las ideas del investigador Sánchez-Leal (Sánchez-Leal, 2002), en las figuras 9 y 10 se presentan gráficas como propuestas de clasificación de suelos finos en función de un índice de clasificación I_c , y la variación de los pesos volumétricos secos máximos y de los contenidos de agua óptimos obtenidos en pruebas de compactación. El parámetro I_c se determina mediante la ecuación (10), la cual difiere de la propuesta por Sánchez-Leal en el sentido de que en lugar del límite líquido (w_L), se toma como parámetro de evaluación el índice plástico (I_p), parámetro éste que el autor considera más representativo de las características plásticas de la fracción fina de los suelos.

$$I_c = \frac{(1 + I_p) F}{1 + G} \quad (10)$$

donde.

- I_p índice plástico de la fracción que pasa la malla No 40, en decimales
- F porcentaje de la fracción que pasa la malla No 200. (fracción fina), en decimales
- G porcentaje de la fracción gruesa, retenida en la malla No. 200, en decimales

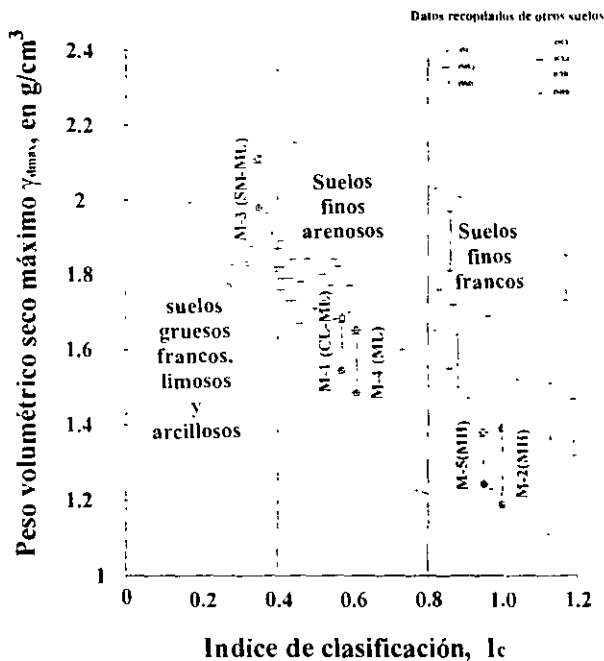


Figura 9. Variación de los pesos volumétricos secos máximos respecto al índice de clasificación de los suelos estudiados y de otros cuyos datos fueron recopilados.

En las citadas gráficas se han delimitado las zonas que abarcan los rangos de los suelos gruesos (arenosos), los suelos finos con alto porcentaje de arena y los suelos finos francos, y que se estima pueden ser los mismos para gran parte de los suelos que se encuentran en la naturaleza.

6. Conclusiones

- 6.1 La máxima resistencia a la compresión simple alcanzada por un suelo compactado con cierta energía no se logra con el contenido de agua óptimo sino a valores menores. Esto indica que el compactar un suelo al 100% respecto a una prueba de laboratorio, no implica lograr la máxima resistencia al esfuerzo cortante para esas condiciones, aunque sí se logra menor compresibilidad
- 6.2. Existe un cierto contenido de agua de compactación a partir del cual las resistencias últimas a la compresión simple siempre serán

iguales, independientemente de la energía de compactación empleada.

Esto es importante para la optimización de l equipos de compactación de campo; por ejemplo, utilizar equipos muy pesados con contenidos de agua altos no presenta ventajas contra equipos livianos y que pueden lograr las mismas condiciones de compactación a menor costo

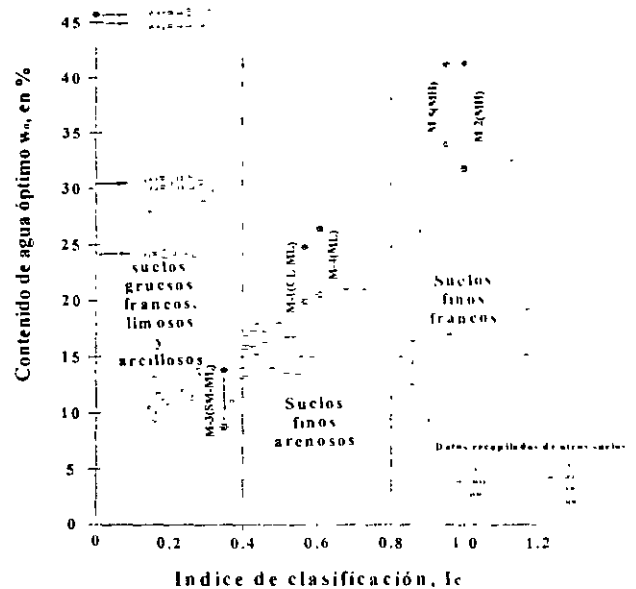


Figura 10. Variación de los contenidos de agua óptimo respecto al índice de clasificación de los suelos estudiados y de otros cuyos datos fueron recopilados.

- 6.3. La variación de los pesos volumétricos secos máximos (γ_{dmax}) con respecto a los contenidos de agua óptimos (w_o), se aproxima a una ley lineal en escala aritmética y se puede encontrar su trazo con solo conocer una pareja de valores de $\gamma_{dmax} - w_o$ determinados en una prueba de laboratorio con cierta energía, por ejemplo la prueba Próctor estándar, y utilizando la ecuación (5). A medida que el porcentaje y el índice plástico de los finos disminuyen, los suelos se ubican en zonas con mayores pesos volumétricos secos máximos y menores contenidos de agua óptimos, aumentando ligeramente la pendiente de la línea que los representa.

Se estima, a partir de esta observación, que existe una franja dentro de la gráfica $w_o - \gamma_{dmax}$ donde quedarán ubicados gran parte de los suelos que existen en la naturaleza y que puede resultar una carta de clasificación de los suelos. Como resultado se propone un índice de clasificación de

suelos (I_c) como función de los porcentajes de las fracciones gruesa y fina, así como del índice plástico de la fracción que pasa la malla No. 40.

- 6.4. Para los cinco suelos estudiados, las energías de compactación resultan más eficientes hasta un valor aproximado de 30 kg.cm/cm^3 , independientemente del tipo de suelo; en tanto que para valores mayores de dicha energía, la compactación adicional lograda se reduce significativamente, disminuyendo su eficiencia. La ley de comportamiento de la compactación lograda en función de la energía aplicada se puede expresar mediante una ecuación exponencial típica, cuyo exponente toma un valor del orden de 0.06, según las ecuaciones (7) y (9).

Esta conclusión tiene una repercusión práctica muy importante para optimizar equipos de campo, por el hecho de que después de un cierto número de pasadas un incremento de éstas no implica una mejora significativa en las propiedades mecánicas del suelo y sí un incremento en el costo del procedimiento de compactación.

- 6.5. El porcentaje y características de plasticidad de la fracción fina de un suelo son determinantes en su comportamiento mecánico al ser compactados
- 6.6. Se debe adoptar por lo menos una prueba patrón más de compactación, con energía comprendida entre la prueba Próctor SARH-CFE (7.5 kg.cm/cm^3) utilizada para control de compactación de núcleos de arcilla de presas y la Próctor modificada (27 kg.cm/cm^3) utilizada para control de compactación en aeropistas y zonas de taxeo de aeropuertos, para cubrir necesidades intermedias de comportamiento de estructuras térreas. Se propone que esa prueba tenga una energía del orden de 15 kg.cm/cm^3 .

Referencias

- Alberro, J. A., Marsal, R. J. y Mendoza, M. J., 1985, *Comportamiento de suelos cohesivos compactados*, publicación No. 493, II-UNAM, México
- Barden, L. y Sides, G. R., 1970, *Engineering behavior and structure of compacted clay*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, USA.
- Casagrande, A. y Hirschfeld, R., 1960, *Stress-strain deformation and strenght characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight*, No. 74, Harvard Soil Mechanics Series, USA.
- Cruz, A., 1989, *Variación de la plasticidad en suelos finos compactados en función de la energía aplicada*. Tesis de maestría en Mecánica de Suelos, SEPI-ESIA-IPN, México.
- Cruz, A., 1996, *Prueba de compactación Próctor energía aplicada y comportamiento de suelos finos compactados*, XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, vol. 1, SMMS, Morelia, México.
- Cruz, A., 2001, *El concepto de suelo y la Mecánica de Suelos en la actualidad*, Revista de Ingeniería Civil, No. 389, septiembre 2001, Colegio de Ingenieros Civiles de México
- Echeagaray, L., 1938, *Procedimientos de Próctor para el control de construcción de Presas de tierra*, Revista de Ingeniería en México, septiembre-octubre, No. 2, Vol. XVIII, México.
- Lambe, T. W., 1960, *Compacted clay structure*, Transations, ASCE, papers 4041, Vol 125, USA
- Marsal, R. J. y Reséndiz, D., 1975, *Presas de tierra y Enrocamiento*, Ed. Limusa, México.
- Mitchell, K., 1976, *Fundamentals of soil behavior*, Ed. John Wiley and Sons, USA.
- Proctor, R. R., 1933, *Fundamental principles of soil compaction*, Engineering new record, Vol. 3, Nos 9,10,12 y 13, USA.
- Sánchez-Leal, F. J., 2002, *Nuevo enfoque para el control de calidad de la compactación de suelos*, XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Querétaro, México.
- Sowers, G. G. y Kennedy, C. M., 1954, *Effect of repeated load applications on soil compaction efficiency*, HRB Bul 93, USA.

Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado: Control de Erosión

Dr. en Ing. Rafael Morales y Monroy,

Miembro de GMA*, SMMS*, PMI*, Monitech* y la Facultad de Ingeniería de la UNAM,
Perito Profesional en Geotecnia y en Vías Terrestres por parte del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.

* GMA. Geosynthetic Materials Association, SMMS, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, PMI, Promotora Mexicana de Industrias, S. A., de C.V., Monitech S.A. de C.V., Ingenieros Consultores.

1. INTRODUCCIÓN

El acelerado crecimiento urbano que experimenta nuestro país desde la década de los 80's ha implicado el uso de suelos con alto grado de dificultad para construcción, el reuso de predios anteriormente desechados por su dificultad, ya sea por lo abrupto, por lo irregular, por su baja resistencia, por su topografía, por su dificultad de acceso, por su lejanía y por muchos otros motivos y que, en la actualidad, dadas las circunstancias, se han debido de considerar para su construcción. En todos estos casos el factor suelo ha tenido un alto impacto económico debido a los procedimientos de estabilización que han debido seguirse para su conformación y uso.

En el caso del presente foro que nos ocupa se trata de rellenos artificiales de sitios problema, utilizados anteriormente con otros fines, generalmente como minas de agregados pétreos, barrancas, basureros u otros y que se deben terraplenar o conformar, principalmente para la creación de vivienda, que es la demanda más grande que tiene el país en estos momentos, aparte de la seguridad y el empleo. Este foro, al intentar satisfacer el problema tecnológico que se vive indirectamente contribuye a satisfacer los otros dos problemas, el empleo, al utilizar mano de obra y generar fuentes de empleo y con ello bajar el índice de criminalidad existente.

Desde el punto de vista tecnológico, aquí se proponen nuevas técnicas de construcción utilizando principalmente productos geosintéticos, es decir productos que se usan para adaptar cualquier tipo de suelo, para mejorarlo y modificarle sus propiedades actuales, enfocándolo al servicio y a la ocupación que se desee. Estos materiales, como su nombre lo indica, van enfocados al mejoramiento y transformación de suelos y son, todos ellos, artificiales, fabricados a partir de polímeros (polipropileno, poliéster, polietileno, poliestireno, pvc, etc.).

El enfoque que se piensa desarrollar en este foro es principalmente cualitativo, dada la premura de tiempo, sin embargo, existe toda una investigación y desarrollos tecnológicos a nivel mundial que respaldan el uso y la tecnología de estos productos. Existe software para cada aplicación, existen muchas técnicas, productos y metodologías que pueden aplicarse de manera alternativa a cada problema, incluso, dentro de los mismo geosintéticos: hay tal diversificación que los productos rivalizan entre sí para dar la mejor solución, de acuerdo a las condiciones de un proyecto dado.

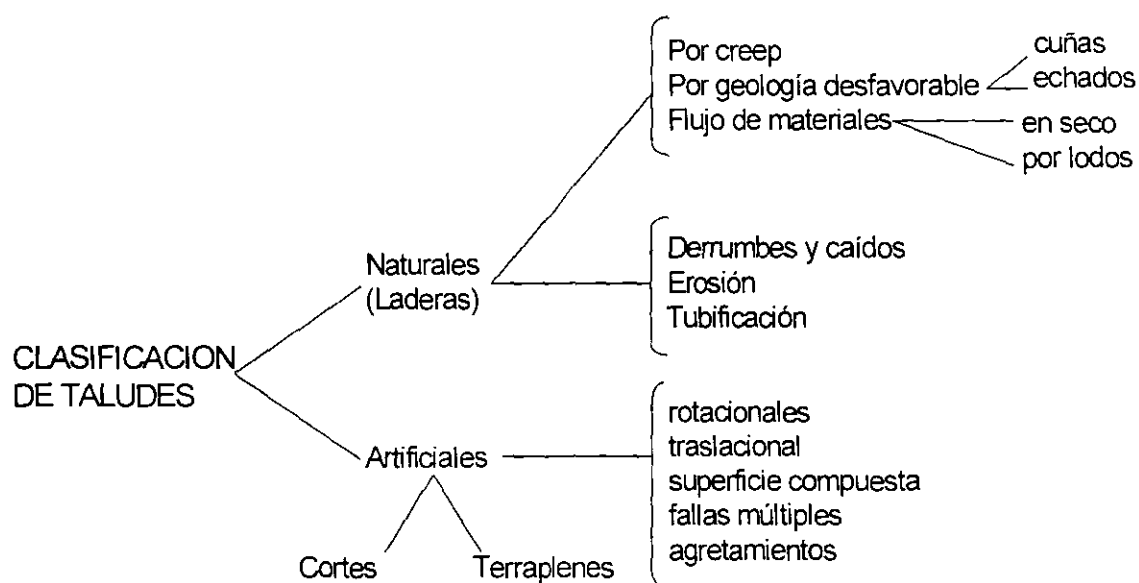
Como se decía anteriormente, aquí se hablara de manera cualitativa, sin embargo, se enlistan al final una serie de referencias que pueden ser consultadas para investigar, profundizar, ahondar en el tema, el cual es muy amplio e interdisciplinario ya que involucra técnicas tan diferentes y especializadas como la arquitectura del paisaje o paisajismo, estabilidad de taludes, empujes de tierras, control de erosión, biología, climatología, edafología, conservación de suelos, geografía, topografía, catastro, ingeniería ambiental, agronomía, etc.

Todos estos temas y en todas las disciplinas comentadas, así como algunas otras que se omitieron por razones de espacio, presentan una gran cantidad de líneas de investigación por las que nuestros investigadores podrían continuar.

2. CONCEPTOS GENERALES

Los terraplenes y estructuras térreas que se utilizan para rellenos de predios, plataformas, caminos, bordos, desniveles, pisos industriales, estacionamientos, patios de contenedores, ferrocarriles, aeropuertos, rampas de hospitales u otras, etc., son el acumulamiento de tierra o suelo de una cierta calidad, compactado de acuerdo a técnicas ya muy conocidas. La resistencia de dicha acumulación de tierra varía de acuerdo al tipo de suelo que se use y de acuerdo al uso que se pretenda dar a tal obra.

Cuando lo anterior implica la formación de un desnivel, comienza a denominarse talud o terraplén, aunque esto entra a una disertación que de manera exitosa presentan Rico y del Castillo, 1980, y de los cuales se toma la siguiente clasificación de taludes, por considerarla muy interesante y adecuada.



En el presente trabajo se hablará principalmente de taludes artificiales: su formación y corrección, aunque también se puede, mediante estos mismos métodos, corregir y prevenir la falla de taludes o laderas naturales, así como el prevenir o corregir derrumbes, caídos, erosión y tubificación.

Estas soluciones son fáciles de calcular, ya que utilizan las mismas teorías y conceptos que los taludes y terraplenes sin refuerzo; son fáciles de construir, ya que necesitan un mínimo de mano de obra, se construyen principalmente con maquinaria pesada, a muy rápidas velocidades de construcción. Son económicos y efectivos. Permiten alcanzar ángulos de reposo que de ninguna manera se podría alcanzar con los suelos naturales y permiten alcanzar grandes alturas, a bajos costos de estabilización, llegando incluso a alcanzar la vertical y sustituir con facilidad a muros de contención tradicionales.

En el caso de aplicación a rellenos de cavidades o para conformar plataformas de trabajo de baja altura (< 2 m), se puede usar mano de obra, carretillas, bailarinas en sustitución de maquinaria pesada, aunque su avance resulte más lento.

En este trabajo, las estructuras de suelo reforzado se dividirán en:

1. Taludes o laderas y terraplenes con pendientes pronunciadas sobre suelos con adecuada capacidad de carga,
2. Muros de contención sobre suelos con adecuada capacidad de carga,
3. Refuerzo de suelos con baja capacidad de carga,
4. Terraplenes sobre suelos con baja capacidad de carga,
5. Control de erosión en taludes, laderas y muros

En los dos primeros casos, el muro, talud o terraplén de suelo reforzado, se supone que esté desplantado sobre un suelo firme incompresible o roca, los cuales impiden a las potenciales superficies de falla presentarse por la base o por el pié del talud al revisarse por estabilidad global la estructura. Un ejemplo de esto, con sus principales componentes, se ilustra en la Fig 2 1.

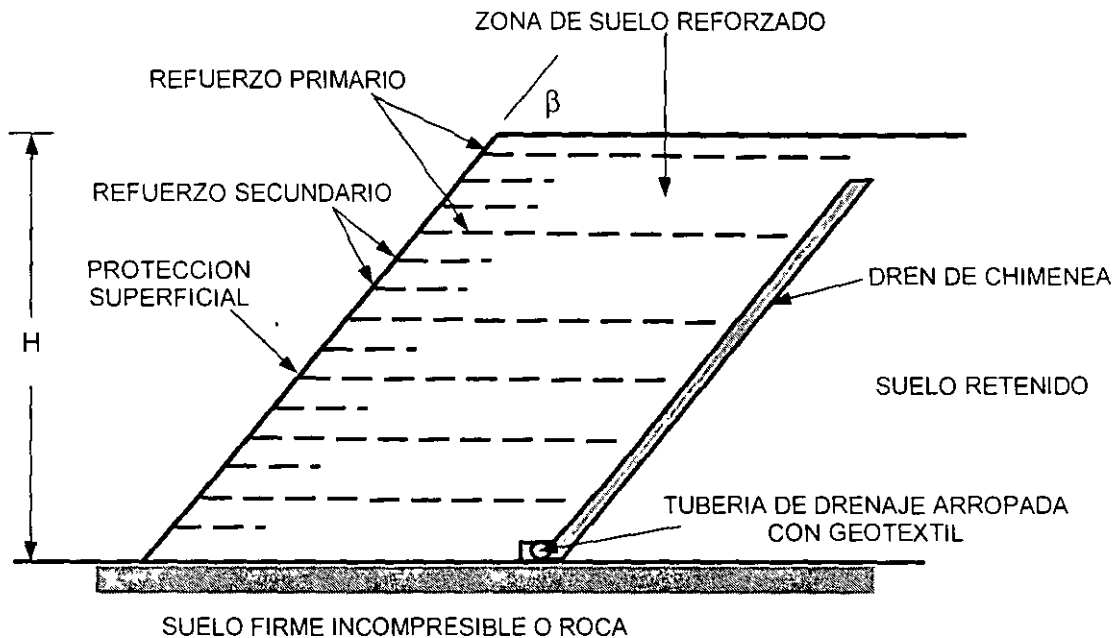


Fig. 2.1 Principales componentes de un talud de suelo reforzado sobre un suelo con adecuada capacidad de carga.

Para el caso de terraplenes sobre suelos blandos, la resistencia del suelo de cimentación y su compresibilidad controlan, con mucho, la estabilidad de la estructura ya que, aunque se pueda reforzar de manera adecuada el suelo blando subyacente (caso del Valle de México, zona del lago), éste tiene una gran deformabilidad, que no debe olvidarse y que, aunque resista la construcción, tendrá hundimientos y deformaciones en el tiempo, misma que deben de calcularse y tenerse en cuenta para la vida útil del proyecto. Un ejemplo de esto se ilustra en la Fig. 2.2. El refuerzo debe de colocarse, en una o varias capas, en su parte inferior, para tomar las tensiones que se generen y minimizar la deformación que se presente, sobretodo en la parte central de la estructura, que es la que mayor deformación va a sufrir. El estrato compresible D es el que va a presentar las deformaciones por compresibilidad, las cuales no pueden evitarse a menos de removerlo del sitio (hecho que puede lograrse solamente cuando el espesor es de poca importancia). No debe olvidarse que, aunque este reforzado, el talud o estructura siempre va a tener hundimientos ya que actúa como refuerzo, no como balsa salvavidas.

El refuerzo que se coloca actúa exactamente como el que se coloca para las losas o vigas de concreto reforzado: se hace la analogía entre suelo reforzado y concreto reforzado. el concreto y el suelo solamente toman esfuerzos de compresión; el acero y los geosintéticos toman las tensiones por desarrollarse y la flecha que se produzca debajo de las sobrecargas será tomada por el acero de refuerzo. La características de resistencia de la capa o las capas dependerán de los esfuerzos actuantes, al igual que en el caso de concreto reforzado y, al igual que el acero, que existen manuales de diseño en donde existen varillas y perfiles con ciertas características, en el caso de los geosintéticos y el suelo reforzado, existen manuales en donde se publican las resistencias de los diferentes geosintéticos de refuerzo por seleccionar en el diseño.

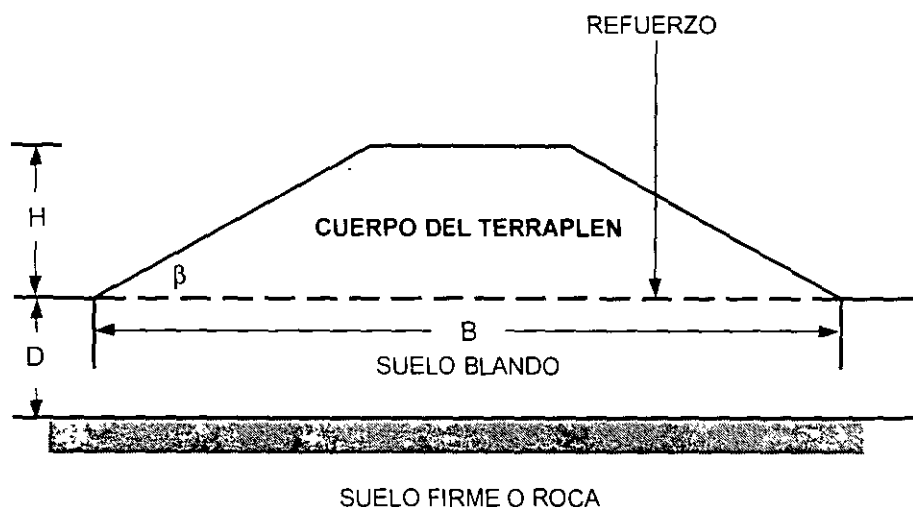


Fig. 2.2 Principales componentes de un terraplén sobre suelos blandos.

2.1 Taludes

Las principales componentes de un talud con pendiente pronunciada se ilustraron en la Fig. 2.1., donde H es la altura del pie hasta la cresta del talud y β es el ángulo que forma la cara del talud con respecto a la horizontal

- A. **Zona de suelo reforzado:** es la masa de suelo conformada por el relleno y las capas horizontales de refuerzo. La cara del suelo reforzado puede ser o no paralela la cara frontal del talud. Pueden o no existir también sobrecargas sobre la superficie del suelo reforzado
- B. **Suelo retenido:** es el suelo natural o relleno localizado detrás de la zona de suelo reforzado. Puede, igualmente, soportar o no sobrecargas en su superficie.
- C. **Dren de chimenea:** generalmente se hace necesario, como medida de seguridad, el colocar un dren que elimine o intercepte las aguas subterráneas provenientes del respaldo, evitando que se establezca una red de flujo a través del talud, disminuyéndole de esta forma su factor de seguridad e incluso podría ponerlo en peligro al generarse presiones hidrostáticas en la zona de suelo reforzado. Estos drenes pueden formarse por piedra partida, envuelta dentro de un geotextil, el cual funcionará como filtro, evitando el taponamiento del dren. Pueden igualmente usarse drenes prefabricados y una tubería de drenaje, forrada, igualmente, con un geotextil, para desalojar el agua que se colecte.

- D. **Suelo de cimentación:** es aquel suelo o roca localizado por debajo de la zona de suelo reforzado.
- E. **Refuerzo primario.** este refuerzo comprende a las capas horizontales, de alta resistencia y alto módulo que se colocan de manera horizontal desde la cara del talud hacia adentro del mismo, en la zona de suelo reforzado. El refuerzo primario le da la resistencia a la tensión a la zona de suelo reforzado y le permite al talud resistir un ángulo β más alto que el de reposo del material de relleno o alcanzar mayores alturas que las que permitiría dicho material sin refuerzo.
- F. **Refuerzo secundario.** está formado por capas horizontales cortas de geosintéticos que permiten estabilizar de manera local la cara del talud, durante y después de su construcción. En algunos casos el refuerzo secundario se usa de manera conjunta con una capa delgada de material granular en la cara del talud, lo cual facilita su construcción y drenaje.
- G. **Protección superficial** de la cara del talud contra la erosión. Esto se logra de muchas maneras: revegetando el talud, colocando concreto lanzado o utilizando geomatrices, las cuales se fijan o se anclan a la cara del talud para prevenir la erosión sobretodo a aquella debida a las lluvias y a las corrientes que se forman por encima de la superficie de la cara del talud.

2.2 Refuerzo de terraplenes o terraplenes de suelo reforzado

Los principales componentes de un terraplén reforzado sobre de un suelo suave o compresible se ilustran en la Fig. 2.2. El espesor D se refiere al espesor de suelo suave que sobreyace al suelo resistente, H se refiere a la altura del terraplén, entre la base o pié y la cresta del mismo, B es el ancho o base del terraplén y β es el ángulo del talud, medido con respecto a la horizontal.

El uso de refuerzos con geosintéticos en la base del relleno puede incrementar el factor de seguridad contra una falla catastrófica cuando se construye sobre un suelo suave o compresible. En este caso, la función principal del geosintético de alta resistencia es el refuerzo, también puede trabajar, al inicio de la construcción, como separador y facilitador de la misma construcción. Debe señalarse, sin embargo, que la inclusión de los geosintéticos en el diseño y construcción de los terraplenes, no minimizará, de ninguna manera, los asentamientos del terraplén, al consolidarse el terreno que lo subyace.

- A. **Relleno del terraplén:** comprende al suelo natural o a suelos importados, compactados, usados como relleno en la formación del cuerpo del terraplén.
- B. **Suelo de cimentación:** comprende a un suelo con una muy baja resistencia al esfuerzo cortante, tal que, el factor de seguridad contra la falla catastrófica o de colapso del terraplén queda controlada por los suelos subyacentes. Además, estos materiales pueden ser compresibles bajo el peso del relleno del terraplén.
- C. **Refuerzo.** está formado por una capa horizontal de alta resistencia y alto módulo; un geosintético que se extiende a lo largo del ancho total de la base del terraplén. En algunos casos se ha llegado a utilizar más de una capa de refuerzo en la base del terraplén y la cara de éste se han reforzado con capas horizontales, primarias y secundarias, semejantes a las ya descritas, para los taludes con pendientes muy pronunciados.

2.3 Orientación del refuerzo

Los materiales que generalmente se usan para el refuerzo, son materiales con diferentes resistencias y rigideces, tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal. Cuando se usan en aplicaciones de refuerzo, en taludes o en terraplenes, la dirección más fuerte deberá de orientarse de manera perpendicular a la cara del talud. Este es el caso de las georredes uniaxiales en donde uno de sus lados es preferentemente fuerte en uno de sus lados.

En algunas otras ocasiones se han usado redes biaxiales, las cuales, supuestamente, tienen la misma dirección en ambos sentidos (no siempre es correcto, aunque no existe tanta anisotropía como en el caso de las redes uniaxiales), o bien geotextiles de alta o muy alta resistencia

Los geotextiles y las georredes biaxiales, en taludes, se usan como refuerzo secundario. Los geotextiles de alta y muy alta resistencia se usan como refuerzo primario.

2.4 Selección del refuerzo

Es necesario, para todos los métodos de análisis de muros, taludes y terraplenes, el que todos los geosintéticos que se utilicen tengan una suficiente resistencia a la tensión, y que permanezca sano e inalterado por un tiempo de vida mucho mayor al de la estructura que se diseñe. Hay dos mecanismos de falla potenciales que deben de considerarse:

1. *Pullout* o extracción del refuerzo.
2. Falla por adherencia o más bien, por falta de adherencia.
3. Falla por sobreesfuerzo del refuerzo

2.4.1. Pullout o extracción

El *pullout* se presenta como resultado de un excesivo movimiento de la capa del geosintético de refuerzo a través del suelo. Se podría semejar, con mucho, al resbalón que se produce al pisar una cáscara de plátano con el pié. También pudiera ser el caso aquel de jalar una hoja de papel intermedia colocada debajo de una pila de hojas encima de ella. Este tipo de falla está asociado con las capas de refuerzo embebidas en suelos friccionantes. La resistencia a la extracción o "*pullout*" se ilustra en la Fig. 2.3, y se calcula mediante la ecuación 2.1:

$$T_{pull} = 2 \times l_a \times \sigma'_v \times C_r \times \tan \phi'_r \quad (2.1)$$

El modelo que se ha adoptado en general, para estos cálculos, es el propuesto por el Task Force 27 de AASHTO, para refuerzo con geosintéticos. El término σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo actuando a la elevación donde se encuentra colocado el refuerzo y se calcula usando la teoría de los esfuerzos efectivos de Terzaghi así como las sobrecargas "q" que actúan de manera permanente sobre la longitud del anclaje l_a . ϕ'_r es el ángulo de fricción del suelo reforzado. C_r es el coeficiente de interacción del esfuerzo cortante y se relaciona con la eficiencia para transferir las cargas entre el suelo y el geosintético de refuerzo. La magnitud de C_r es función del tipo de geosintético y del tipo de suelo de que se trate, variando, generalmente, entre 0.7 y 0.9.

2.4.2 Falla por adherencia

La falla por falta de adherencia ocurre cuando un geosintético de refuerzo tiene poca interacción con el suelo al cual se encuentra reforzando, generalmente con suelos puramente cohesivos o arcillosos. Este mecanismo de falla potencial se asocia generalmente con terraplenes reforzados formados con suelos arcillosos suaves.

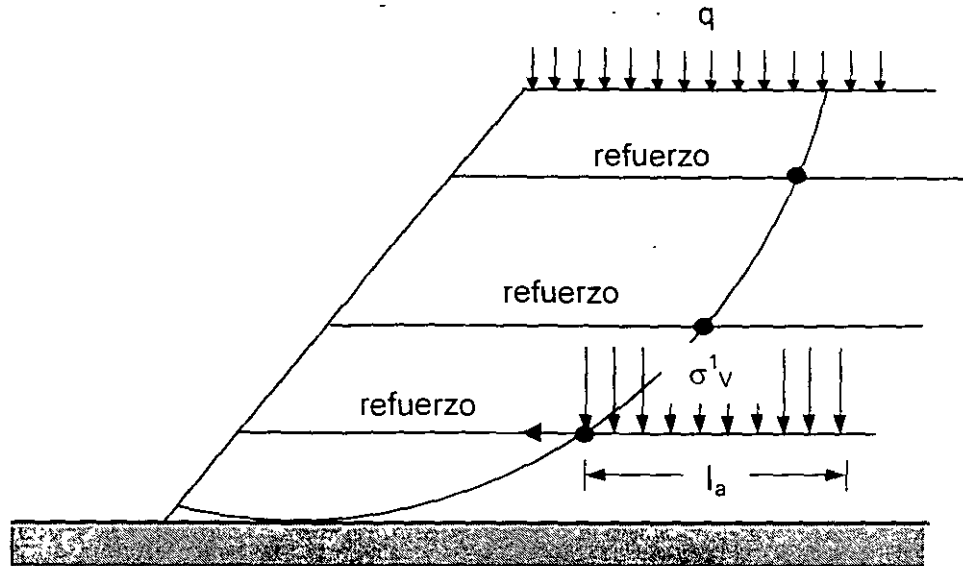


Fig. 2.3 Cálculo de la capacidad de refuerzo por "pull out" o extracción en suelos friccionantes

2.4.3 Falla por sobreesfuerzo

El sobreesfuerzo por tensión en el geosintético de refuerzo se presenta cuando el esfuerzo a la tensión en el geosintético excede al esfuerzo de trabajo permisible en el mismo geosintético, lo cual se traduce en una deformación inadmisibles y posiblemente hasta la ruptura del geosintético. Este modo de falla se le conoce como "ruptura" aunque en realidad casi nunca se alcance el rompimiento del geosintético, ya que las cargas de diseño se seleccionan para que permanezcan siempre muy por debajo de la resistencia última del geosintético. En general, a los esfuerzos permisibles de trabajo se les denomina como "carga de diseño permisible, a largo plazo" LTADL, por sus siglas en inglés (*long term allowable design load*). Estos valores varían con el geosintético utilizado. En el anexo A, se presentan valores de algunas de las georredes existentes en el mercado mexicano, a manera ilustrativa.

2.5 Refuerzo secundario

El refuerzo secundario se recomienda para las caras de los taludes, para prevenir y minimizar los desconchamientos y fallas locales del talud, así como para facilitar su construcción (Fig. 2.1).

Las guías emitidas por la FHWA (*Federal Highway Administration*) recomiendan que el refuerzo secundario se coloque con espaciamentos menores a 60 cm y con una extensión o longitud de 1.20 m a 1.50 m hacia adentro del talud. Este refuerzo secundario no necesita tener la misma resistencia que el refuerzo primario y podrá ser cualquier tipo de geosintético que satisfaga el requerimiento.

2.6 Control de Erosión Superficial

La erosión en la cara del talud, debida sobre todo a los escurrimientos superficiales podrá prevenirse revegetando el talud, ya sea con tepes de pasto, enredaderas o con plantas nativas de la región, pero también existen una serie de productos especialmente diseñados para ello, las geomatrices, las cuales pueden ser biodegradables, fotodegradables, orgánicas o inorgánicas. Puede usarse también el concreto lanzado, algún bloque prefabricado, tabique, adobe, adocreto,

Ecomuro, Ecocreto, enredaderas, etc. Puede usarse todo lo anterior de manera combinada, lo cual conlleva a soluciones efectivas y agradables a la vista.

3. Diseño de taludes, terraplenes o muros sobre suelos con adecuada capacidad de carga

En este inciso se describen, a grandes rasgos, los puntos críticos en el diseño de un terraplén, talud o muro.

Primeramente se sugiere abandonar el concepto de que el uso de suelos "baratos", tipo tepetate es lo más económico para las obras. Este tipo de suelos "baratos", debido a sus propiedades mecánicas mediocres genera empujes más altos hacia las estructuras de retención y, sobretodo, acumula agua, la cual genera empujes hidrostáticos que son altísimos, ya que equivalen a más del doble de los que generan los empujes de tierras y las sobrecargas. Estos empujes hidrostáticos resultan ser los causantes del 92% de las fallas de muros, terraplenes y taludes

Se recomienda, en cualquier muro, utilizar arenas (gruesas, no finas) o gravas, SIN FINOS.

La principal recomendación es el diseñar muros, taludes y/o terraplenes, con drenaje libre, es decir, construidos con material granular, sobre suelos con adecuada capacidad de carga, incompresibles.

En segundo lugar se recomienda una longitud de refuerzo, del refuerzo primario, igual a la altura del muro, terraplén o talud por reforzar.

La separación del refuerzo primario puede variar, dependiendo de su resistencia, aunque se sugiere no hacerla mayor a 0.50 m, para conseguir, de esta manera, una excelente interacción entre suelo y refuerzo.

El refuerzo secundario podrá ser una georred biaxial o un geotextil, especialmente cuando estos se usen, además, para formar el "encapsulado o arropo" del suelo que se está conformando en forma de terraplén, talud o muro.

Un último punto de máxima importancia es el drenaje y subdrenaje de la estructura. canalizar el agua superficial, que no se acumule en el respaldo o en la estructura misma, para evitar la creación de presiones hidrostáticas. Este puede lograrse por cunetas, contracunetas, drenes de chimenea, drenes de penetración, plantillas drenantes, etc.

3.1 Principales suposiciones empíricas

Las suposiciones básicas que se deben de utilizar para el diseño empírico son las siguientes:

1. Los suelos de cimentación por debajo del pié del talud son estables e indeformables, y cualquier inestabilidad potencial deberá quedar limitada por el tipo de suelo del relleno, un suelo friccionante, por arriba del nivel de desplante, que evite la generación de presiones de poro.
2. El nivel de aguas freáticas deberá estar por debajo del pié del talud.
3. Las propiedades del suelo quedarán determinadas a través de su peso volumétrico γ , y su ángulo de fricción reducido ϕ' (grados). El ángulo ϕ de un suelo friccionante es de 30° .
4. No se presentarán cargas adicionales en el talud, debidas a sismo.
5. El refuerzo primario se logrará a base de algún geosintético: geotextil o georred.
6. La longitud del refuerzo será igual a la altura del terraplén, talud o muro por reforzar.
7. Todos los refuerzos son de la misma longitud
8. En el caso de muros, la excentricidad de la base debe caer en el tercio medio del ancho L.
9. El número de capas de refuerzo mínimas N_{min} se puede calcular como sigue:

$$N_{min} \geq (P/LTADL) = (\frac{1}{2} K \gamma H^2) / (LTDAL),$$

donde el término LTADAL representa la *carga de diseño a largo plazo* (esfuerzo de trabajo permisible) en los geosintéticos. En el Anexo A se presentan, a manera ilustrativa, algunas georedes que se comercializan en nuestro país.

10 El factor de seguridad mínimo FS para taludes con suelo reforzado es de 1.5, en análisis estáticos y 1.1 en análisis sísmicos

4. Análisis de estabilidad para taludes y terraplenes sobre suelos con adecuada capacidad de carga

Si se desea hacer un cálculo adecuado, llevado a cabo por un ingeniero geotecnista, deberá procederse primeramente a una exploración, muestreo y análisis del suelo, para luego continuar con el análisis, que podrá ser por cualquiera de los métodos que siguen o analizarlo por uno de ellos y revisarlo por medio del otro:

1. análisis de Cuña,
2. análisis de falla circular (Bishop modificado).

Estos dos métodos, a detalle, pueden consultarse en el Manual de Diseño Geotécnico, Capítulo 8, Geosintéticos, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A C , 2002.

5. Análisis de estabilidad y asentamientos de terraplenes, taludes y muros desplantados sobre suelos con baja capacidad de carga

El análisis y diseño de terraplenes, taludes y muros desplantados sobre suelos con baja capacidad de carga puede simplificarse al revisar los siguientes cuatro mecanismos potenciales de falla

1. Falla por capacidad de carga del suelo de cimentación.
2. Inestabilidad global con propagación de la falla, dentro y a través del suelo de cimentación.
3. Deslizamiento lateral del terraplén, debido a la falla de los materiales que conforman el cuerpo del terraplén sobre la capa de refuerzo o deslizamiento de los materiales que conforman el cuerpo del terraplén y el refuerzo directamente sobre la superficie del suelo de cimentación.
4. Asentamientos muy grandes, intolerables o excesivos.

En este caso se considerará que los suelos de cimentación son cohesivos, saturados, con baja resistencia al corte, no drenada, C_u y/o suelos compresibles que tienden a consolidarse o, de cualquier manera, que tienden a comprimirse bajo el peso del terraplén. Los suelos que conformarán el cuerpo del terraplén se supondrán puramente friccionantes (arenas y/o gravas con $c' = 0$, $\phi' \neq 0$) sin presiones de poro.

Los tres primeros mecanismos potenciales de falla se analizan de manera rutinaria, usando métodos de equilibrio límite. El análisis de los asentamientos se hace usando las teorías de la elasticidad lineal y la de la consolidación unidimensional.

Los análisis de equilibrio límite que se describen en este inciso se aplican a la etapa final de la construcción y suponen que el relleno del cuerpo del terraplén se coloca de manera muy rápida. Como resultado del drenaje, de la consolidación y de la compresión, el factor de seguridad contra la inestabilidad podría incrementarse con el tiempo, luego de terminada la construcción del terraplén. La función primaria del refuerzo, en los cálculos que aquí se describen, es el asegurarse de que el factor de seguridad contra una falla catastrófica del talud es adecuado, durante la construcción e inmediatamente después de la construcción.

Un segundo beneficio del refuerzo es el facilitar la colocación de las primeras capas del material pétreo, que de otra manera no podría colocarse, ya que se hundiría el equipo de construcción

5.1 Factor de Seguridad

El factor de seguridad mínimo contra la falla por capacidad de carga de un terraplén, talud o muro sobre un suelo blando, a corto plazo, debe ser mayor que uno ($FS \geq 1$). Para estratos potentes, el colocarle una capa de refuerzo no aumentará el factor de seguridad más allá del calculado para un talud sin refuerzo.

Para el caso en donde se encuentren factores de seguridad menores que uno, será necesario llevar un procedimiento de construcción muy cuidadoso, ejecutarlo por pasos, con bermas laterales, particularmente en el caso de turbas o rellenos suaves.

Otras estrategias podrían ser la preconsolidación, con o sin drenes verticales, la remoción de esos suelos blandos y su sustitución o bien la compactación in situ, pudieran ser adecuadas, sin embargo, los beneficios del uso de los refuerzos podría venir en el permitir la circulación sin problemas de la maquinaria de construcción, para levantar o construir el terraplén, empujando las capas de suelo sobre de la capa o capas de refuerzo. La pérdida de material, por incrustación, al comenzar un relleno sobre suelos blandos es muy alta, y el refuerzo permite dichos ahorros, además de permitir el iniciar adecuadamente el relleno.

También deberá de notarse que la compresión y la consolidación de los suelos blandos, una vez que el terraplén haya sido construido, aumentará el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga al paso del tiempo, por lo cual, la parte más crítica en la construcción de un terraplén sobre suelos blandos, será el final de la fase de construcción

5.2 Estabilidad global

La estabilidad global involucra a las fallas superficiales que se extienden a través de todo el cuerpo del terraplén, del talud o del muro y por debajo del suelo de desplante. Debe siempre de realizarse un análisis de estabilidad global, de rutina, para todo tipo de terraplenes, taludes o muros, reforzados y no reforzados.

Si ocurre una falla por estabilidad global en un terraplén, talud o muro reforzado, deberá suponerse que una falla por sobreesfuerzo del material de refuerzo o una falla por adherencia contribuyeron al colapso del terraplén.

5.2.1 Análisis de falla circular

El análisis de la estabilidad global se facilita si se supone una superficie de falla circular. La metodología de este tipo de análisis de terraplenes sobre suelos blandos es idéntica a la de Bishop modificada, la diferencia radica en cómo usar dicho método.

En el análisis de estabilidad de un terraplén, talud o muro sobre suelos blandos hay cuando menos dos tipos de suelos diferentes

La fuerza T que proporciona el refuerzo, en el punto de intersección de la superficie de la falla circular y el refuerzo, proporciona un momento estabilizador adicional. La orientación que se le da al vector \vec{n} en el cálculo de la estabilidad puede variar entre $0 \leq \delta \leq \psi$, como se ilustra en la Fig. 5.1.

Aquí, el ángulo ψ es la orientación de la tangente del círculo en la intersección con la capa de refuerzo. La guía de la FHWA recomienda los siguientes valores para δ :

$\delta = 0$, para suelos frágiles, suelos muy sensitivos a deformaciones, por ejemplo, algunos suelos marinos.

- $\delta = \psi/2$ para $D/B < 0.4$ y para suelos de moderado a alta compresibilidad, por ejemplo, arcillas suaves y turbas.
- $\delta = \psi$ para $D/B > 0.4$ y para suelos altamente compresibles, por ejemplo, arcillas suaves y turbas y para refuerzos de alta elongación, tipo geotextiles no tejidos, con elongaciones $\epsilon_d > 10\%$ y mayores deformaciones tolerables.

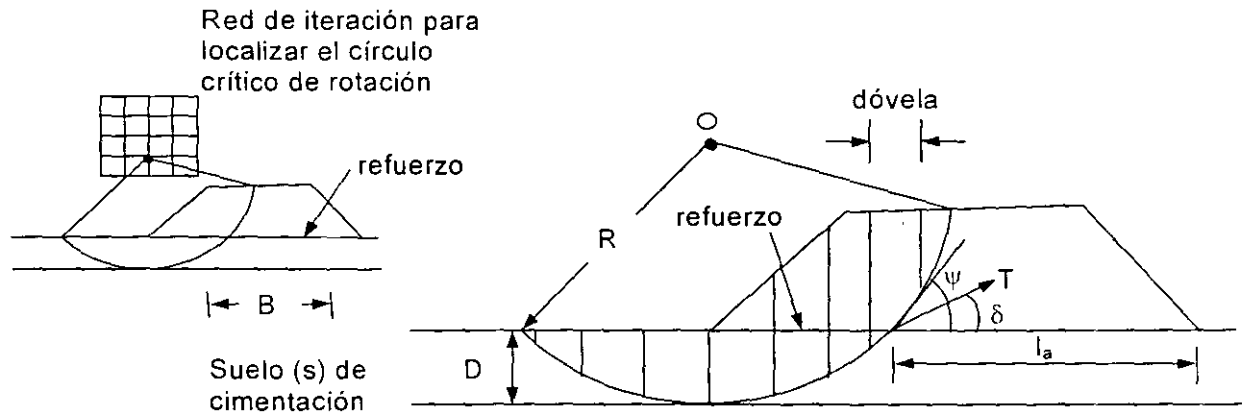


Fig. 5.1. Análisis de deslizamiento circular para terraplenes sobre suelos suaves, con propiedades de resistencia constante.

Deben de analizarse un gran número de círculos de falla potenciales, de manera rutinaria, para determinar el círculo crítico y la magnitud del factor de seguridad mínimo que corresponda a ese terraplén.

La mayoría de los programas comerciales hacen este trabajo, con y sin refuerzo, buscando siempre el círculo crítico y el factor de seguridad mínimo; consideran una geometría simple, una carga uniformemente repartida, un suelo de cimentación homogéneo, un cierto tipo de material de relleno del cuerpo del terraplén y no consideran la presencia del agua freática

La FHWA recomienda los siguientes factores de seguridad mínimos para la estabilidad de los terraplenes, usando el método circular:

Al final de la construcción:	FS = 1.3
A largo plazo:	FS = 1.5

Sin embargo, la selección del factor de seguridad debe basarse en las recomendaciones del ingeniero geotecnista responsable del diseño y que, además, debe de conocer perfectamente las condiciones del sitio, las cargas, los métodos constructivos y la función que desempeñará el terraplén.

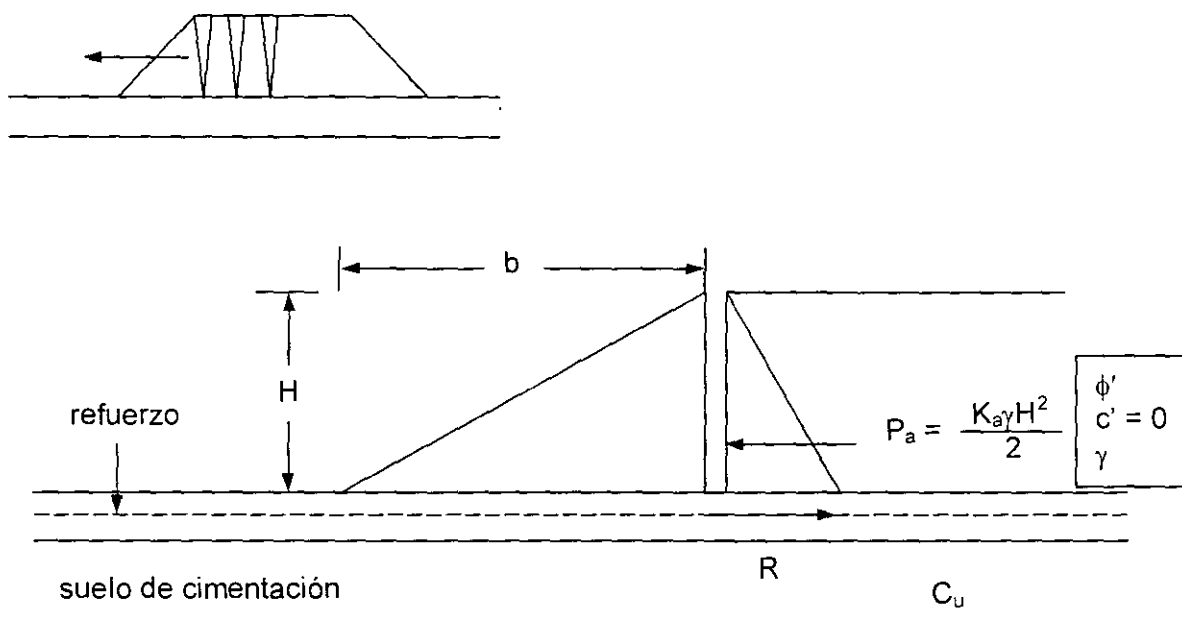
5.3 Deslizamiento lateral del terraplén

Se puede presentar una inestabilidad horizontal del terraplén si:

1. desliza sobre del refuerzo o,
2. falla el refuerzo por un sobre esfuerzo y el relleno desliza a lo largo del suelo de desplante.

Para evitar estas fallas, la resistencia R debe de ser mayor que el empuje activo P_a (Fig. 5.2). Aquí R es la menor de las resistencias debidas a:

1. el deslizamiento del geosintético y,
2. la adherencia de la cimentación y la carga de tensión en el refuerzo.



R = resistencia al deslizamiento debidas a (i) deslizamiento sobre el geosintético, o (ii) adherencia de la cimentación y la carga de tensión al refuerzo.

Fig. 5.2 Análisis de estabilidad para taludes reforzados desplantados sobre suelos de cimentación suaves (según Bonaparte y Christopher, 1987).

Para prevenir una falla lateral, el refuerzo de diseño deberá trabajar sin una carga excesiva, que lleve a grandes deformaciones en la base del terraplén; entonces, el módulo de rigidez del geosintético que se utilice como refuerzo es muy importante.

5.4 Asentamientos del terraplén

Debe de esperarse siempre, sin importar el refuerzo, que un terraplén desplantado sobre suelos compresibles tenga asentamientos. Si los suelos de desplante son arcillas o limos suaves, saturados, compresibles, sus asentamientos estarán ligados al tiempo, a la consolidación, primaria y secundaria. Se supondrá que los asentamientos elásticos sean inmediatos y ocurran siempre durante la etapa de construcción, se calculan con la teoría de elasticidad lineal.

El uso de un geosintético de refuerzo no tendrá ninguna influencia sobre la magnitud de los asentamientos por consolidación que genere un terraplén; este se hundirá de la misma manera, exactamente lo mismo, con y sin el refuerzo, pues la magnitud de los asentamientos depende solamente del suelo de desplante.

Normalmente se aconseja utilizar un geotextil de alta resistencia como separador entre el suelo de desplante y el cuerpo del terraplén, lo que le permite tomar deformaciones locales y roderas, que

se forman debidas al mismo procedimiento constructivo y que pueden reducirse. En algunos casos, la función más importante del geosintético en un terraplén es el permitir la colocación de los primeros metros del material de relleno sobre del un suelo de desplante compresible, suave, deformable.

Los cálculos de los asentamientos, inmediatos, mediatos y a largo plazo, para terraplenes reforzados se realizan con las mismas teorías que generalmente se usan para un terraplén sin refuerzo.

5.5 Selección de resistencias de diseño permisibles, a largo plazo

El efecto de refuerzo de las capas de geosintéticos en un terraplén sobre suelos blandos se requiere solo hasta que los suelos sobre los cuales se desplantó, se consoliden y ganen resistencia. Luego de ello, la resistencia a largo plazo se vuelve mayor en un talud sobre suelos suaves que en cualquier otra aplicación en la cual se espera que el efecto del creep persista durante toda su vida útil.

5.6 Consideraciones adicionales

Si se utilizara como refuerzo una georred, se deberá siempre colocar un geotextil no tejido debajo de ella. El geotextil trabajará como filtro y separador, minimizando la mezcla y "contaminación" del material natural con el material de banco que se use en la formación del cuerpo del terraplén.

5.7 Otras aplicaciones

5.7.1 Terraplenes sobre vacíos

Los geosintéticos de refuerzo se usan también para "puentear" vacíos o huecos al rellenar sobre de materiales heterogéneos, como es el caso de pedraplenes o donde se usen materiales producto de corte colocados directamente en el cuerpo de un terraplén o bien sobre sitios rellenados con "cascajo" o desperdicios de la construcción y demolición. Estos terraplenes siempre darán origen a deformaciones, principalmente con el agua de lluvia, al arrastrar suelos finos hacia los vacíos que dejan los gruesos.

Otro caso es el de los rellenos sanitarios, en donde, al paso del tiempo, al formarse la composta, al descomponerse los sólidos, se generan vacíos. Aquí los geosintéticos de refuerzo tienen un papel importante al puentear la carga sobre de tales oquedades.

Estos cálculos no se presentan aquí, pero pueden buscarse en algunas referencias como Giroud et al, 1990 y Morales R., 2000.

6. Exploración y selección de parámetros de diseño

Las propiedades de los suelos, así como los parámetros de diseño pueden obtenerse y desarrollarse por un ingeniero geotecnista que esté familiarizado con terraplenes y taludes.

Para un adecuado diseño de suelos, taludes y terraplenes reforzados deberán de realizarse trabajos de exploración y muestreo en campo, obteniendo una clara estratigrafía, sobretodo en donde existan suelos erráticos. Es importante determinar con precisión el nivel de aguas freáticas y las presiones piezométricas en la vecindad. Debe de reportarse la presencia de cualquier flujo peligroso, gases o actividad microbiológica.

El diseño, construcción, comportamiento y seguridad de un suelo reforzado se garantizan y simplifican al utilizar como material de construcción un suelo del tipo friccionante, sin finos. Cuando no existiese más que suelos cohesivos, el ingeniero diseñador deberá de utilizarlos con muchos

cuidados, tratando de que presenten la menor cohesión y plasticidad posibles, además de garantizar el drenaje por medio de drenes y subdrenes de tipo prefabricados, a base de geocompuestos. En muchos casos, para el análisis, será prudente el desprestigiar la cohesión.

Los suelos cohesivos, saturados, sobre los que quede desplantada la estructura, tenderán a consolidarse bajo el efecto de la sobrecarga. Deberá de reportarse el valor de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, no consolidada. Estos valores podrán usarse para calcular el valor a corto plazo del terraplén. Un análisis con esfuerzos totales conllevará a un factor de seguridad mínimo contra el colapso del terraplén.

Con la consolidación aumentará la resistencia del suelo de desplante y con ello el factor de seguridad contra el colapso de la estructura, que deberá de aumentar con el tiempo.

Cuando se anticipe una precarga, el ingeniero de diseño deberá de efectuar análisis de laboratorio para determinar los nuevos pesos volumétricos del suelo de desplante, así como las presiones de preconsolidación, relaciones de compresión y recompresión, coeficientes de cambios volumétricos y coeficientes de consolidación, primaria y secundaria; los que apliquen.

Se podría utilizar la teoría de la consolidación para determinar el tiempo en que se alcance el asentamiento del terraplén. Los detalles pueden obtenerse directamente de cualquier libro de Mecánica de Suelos, en el inciso correspondiente a Consolidación.

La presencia, probabilidad y magnitud de la actividad sísmica en el sitio donde se construirá el terraplén, muro o talud, deberá de ser evaluada. Como un mínimo, el diseño por sismo deberá de considerar las aceleraciones horizontal y vertical.

7. Propiedades del refuerzo de diseño

Para un adecuado diseño, al momento de seleccionar el refuerzo, debería uno de formularse las siguientes preguntas:

- ¿Qué resistencia deben tener?.
- ¿Cuánta deformación se deberá de aceptar para que empiecen a trabajar?.
- ¿Podrá el suelo circundante desarrollar tal resistencia?.
- ¿Habrán algún factor ambiental que afecte la resistencia?.

Estas cuatro preguntas se contestan al incorporar en el diseño la resistencia a largo plazo LTADL, el coeficiente de interacción C_i , y la resistencia a la adherencia C_a . Estos parámetros los definen las distintas compañías que producen y comercializan los geosintéticos y debe consultarse la ficha individual de cada producto, como se hace con el acero, o los cementos, al momento de diseñar.

En el Anexo A se presentan, a manera ilustrativa, algunas georredes que se comercializan en nuestro país.

7.1 Carga de diseño permisible, a largo plazo

La resistencia a largo plazo LTADL de un refuerzo, es equivalente a su carga de trabajo, sin embargo, la deformación límite de servicio (permisible) en dicho refuerzo, el cual generalmente es proporcional a la deformación del suelo en una estructura térrea (talud, terraplén, muro, etc.), es la que determina el LTADL. El comportamiento ante el creep es la primera propiedad mecánica para establecer la deformación límite de servicio de dicho refuerzo. Los efectos ambientales tienen una influencia muy secundaria en el LTADL, para la mayoría de los proyectos.

El LTADL para los geosintéticos, se calcula como sigue:

$$LTADL = US \times CF \times DF \times SDF \quad (7.1)$$

donde:

US =	Resistencia a la tensión última	(inciso 7.1.1)
CF =	Factor de reducción por creep	(inciso 7.1.2)
DF =	Factor de reducción por durabilidad	(inciso 7.1.3)
SDF =	Factor de reducción por daño in situ	(inciso 7.1.4)

En el Anexo A se presentan, a manera ilustrativa, algunos valores de LTADL de algunos productos que comercializa una de las tantas compañías de geosintéticos.

7.1.1 Resistencia a la tensión última (US)

La resistencia a la tensión última y el comportamiento carga – deformación del refuerzo, se determinan a través de la denominada prueba ancha (ASTM D 4595), la cual no se ve afectada por el efecto de sus fronteras u orillas, como pasa con una muestra más delgada, aunque, como todos los polímeros, esta resistencia varía por efectos de la temperatura y velocidad de carga

7.1.2 Factor de reducción por creep y deformación límite de servicio (CRF)

Para taludes y terraplenes de suelo reforzado, la deformación límite de servicio (recomendada), varía entre 2% y 5%, aunque se pueden tolerar valores hasta del 10%.

7.1.3 Factor de reducción por durabilidad (DF)

Para establecer un adecuado factor de reducción por durabilidad, la Environmental Protection Agency, EPA, estableció el protocolo EPA 9090 que los geosintéticos de refuerzo debieran cumplir con ser expuestos al medio ambiente, a ataques microbiológicos, a los rayos ultravioleta, a hidrólisis y a una gran cantidad de pruebas con soluciones químicas, sometidas a altas temperaturas. Los poliésteres de alto peso molecular lograron conservar hasta el 90% o más de su resistencia original, por lo cual se les permite usar un factor de reducción por durabilidad $DF = 0.9$. Para redes de polipropileno, deberá de utilizarse un mayor factor de reducción DF

7.1.4 Factor de reducción por daños en el sitio (SDF)

Este factor varía de acuerdo con el tipo de polímero (poliéster, polipropileno, polietileno, etc.) del que esté fabricado el refuerzo, así como del recubrimiento que presente (pvc u otro). La abrasión es el agente más destructivo que se encuentra en las obras y varía de acuerdo al tipo de suelos que se manejen: en los suelos friccionantes la reducción de la resistencia por daños del geosintético de refuerzo puede ser hasta un 80%, mientras que en suelos cohesivos puede ser hasta 90% del original. Este factor ya ha sido aplicado por cada fabricante a su valor de LTADL que presenta en cada uno de sus productos, en sus fichas técnicas.

7.2 Coeficiente de interacción del esfuerzo cortante (C_i)

El coeficiente de interacción por resistencia al esfuerzo cortante C_i , define la proporción de la capacidad disponible de esfuerzo cortante del suelo que puede actuar al momento que el geosintético le haga la transferencia de cargas. Este parámetro es crítico al determinar la resistencia a la extracción o pullout T_{ad} de un refuerzo a lo largo de una longitud de anclaje l_a . Los valores de C_i , están dados por cada fabricante, en su ficha de datos técnicos.

8. Erosión en Taludes, Terraplenes y Muros de contención

La erosión, proceso por el que se produce la desintegración y arrastre de los terrenos, tiene tanta importancia práctica en los problemas conectados con el proyecto, la construcción y, quizá sobre todo, con la conservación de los terraplenes, taludes, laderas y muros de contención, así como a todas las obras relacionadas con paisajismo, como clubes de golf, hoteles, residencias, desarrollos habitacionales, pasos a desnivel, distribuidores viales, vialidades, etc.

Poca atención seria ha recibido el tema por parte de los ingenieros y arquitectos dedicados a la construcción, en general y de los ingenieros agrónomos, a excepción de los que se dedican específicamente a conservación de suelos. Hasta la fecha, 2003, siguen sin integrarse a las soluciones la parte biológica, la botánica, la climatología, la edafología, la ingeniería ambiental; generalmente se resuelve "sobre la marcha" con soluciones empíricas basadas generalmente en jardinería que no tienen ningún conocimiento que respalde su experiencia práctica, exitosa o no para combatir la erosión; faltan los enfoques fundamentales, en donde el fenómeno se estudie en sus causas últimas y en relación con otros más conocidos, para poder situarlos dentro del marco general del conocimiento actual, estableciendo las normas de criterio para su correcta interpretación y racional neutralización.

La Tabla I, tomada de Rico y del Castillo, 1980, permite establecer los mecanismos de generación y actuación de la erosión, así como los esfuerzos que los suelos, los vegetales o los sistemas anti-erosivos han de desarrollar para resistirla. El trabajo se refiere a la erosión causada por la lluvia al caer y por el agua que escurre superficialmente, proveniente de la misma fuente.

Tabla I. Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos		
<i>Acciones directa o indirectamente.</i>	<i>Mecanismo de acción.</i>	<i>Efectos erosivos, directos o indirectos.</i>
Impacto de las gotas.	Disgregación.	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).
Escurrimiento superficial	Disgregación y transporte.	Erosión diferencial por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno.
Infiltraciones.	Nivel freático suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras Erosión interna, tubificación, etc.
Humedecimiento y secado	Expansión y contracción	Fisuramiento. Pérdida de cohesión. Flujos estacionales.

La erosión por lluvia se debe a dos causas principales:

- el impacto de las gotas y
- el arrastre del agua que escurre por la superficie del terreno.

Los aspectos básicos de la erosión son:

- Las gotas de lluvia desprenden partículas de tierra y obstruyen la superficie. El agua no puede infiltrarse en la superficie sellada y entonces aumenta el flujo sobre el suelo.
- La vegetación o cualquier otra cobertura puede reducir el impulso o la energía de las gotas de lluvia y así prevenir el sellado de la superficie.

La erosión resulta del impacto de la lluvia y del flujo de ésta por superficie u otras capas. La energía cinética de las gotas de lluvia que caen aumenta con la intensidad de la precipitación, pero el incremento va siendo menor según la intensidad aumenta, de manera que la energía cinética tiende asintóticamente a un valor límite, que parece ser el mismo para todas las tormentas de gran intensidad.

La razón de este fenómeno parece estar en que las gotas de un tamaño máximo estable (5 ó 6 mm), de manera que precipitaciones mayores producen gotas mayores, pero ya inestables, que se dividen durante la caída. Existe también un tamaño mínimo de gota para producir algún efecto. Cuando el viento hace a la lluvia oblicua aumenta su energía cinética, pues la nueva velocidad oblicua de llegada es mayor que la componente original de caída vertical; esto hace que tenga importancia práctica la orientación de los taludes en relación al viento.

La Fig. 8.1 muestra un escurrimiento laminar, de agua de espesor uniforme, sobre la superficie inclinada de un terreno, aquí, el agua, al escurrir, transmite al terreno un esfuerzo tangencial:

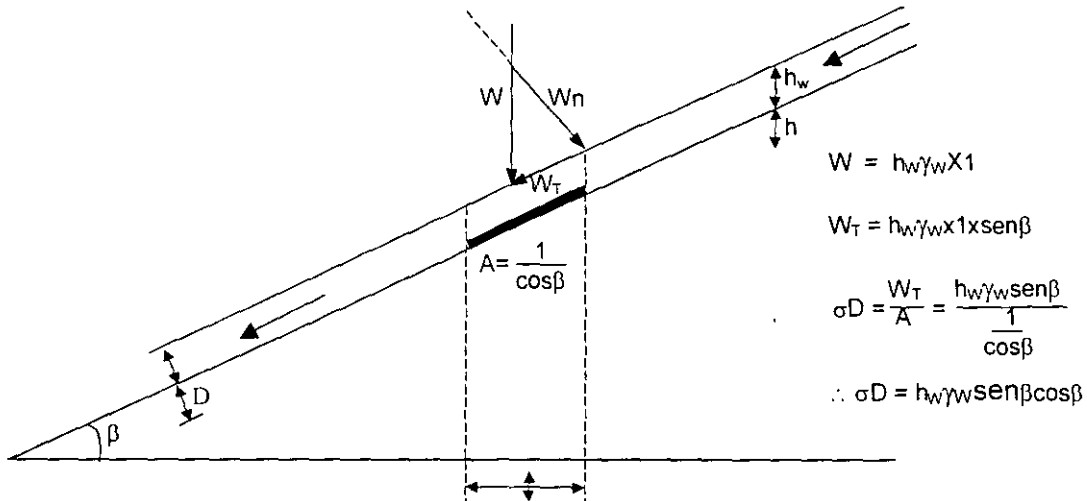


Fig 8.1. Escurrimiento laminar uniforme en el terreno inclinado

$$\tau_a = \gamma_w h_w \text{sen} \beta \cos \beta \quad (8-1),$$

para la cual existe una velocidad crítica para cada tipo de terreno, definida como.

$$h_w \cos \beta = a \quad (8-2),$$

con lo cual se obtiene:

$$\tau_a = \gamma_w a \text{sen} \beta \quad (8-3),$$

donde $a \text{sen} \beta$ puede considerarse como el gradiente hidráulico del escurrimiento

Cuando este esfuerzo τ_a alcanza un valor límite, propio de cada terreno, las partículas comienzan a disgregarse y la erosión empieza; este valor límite puede denominarse el *esfuerzo erosivo* propio de cada caso.

Si se considerara que escurriera un cierto gasto Q representado por:

$$Q = a_w v \text{ (Faja unitaria de terreno)} \quad (8-4),$$

donde v fuera la velocidad con que el agua escurrir y que se tuviera a una distancia L de la cresta del terreno, podría relacionarse con la intensidad de precipitación (en cm/min) a través de un coeficiente de escurrimiento, que exprese cuánto de agua caída escurrir y cuánto se infiltra, evapora o se retiene de cualquier modo

$$Q = C I L \quad (8-5),$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento e I la intensidad de precipitación.

Si se igualan las ecuaciones anteriores, entonces.

$$a_w v = C I L \quad (8-6),$$

Si el agua que escurrir trae sólidos térreos en suspensión, entonces:

$$\tau_a = (\gamma_s a_s + \gamma_w a_w) \text{ sen } \beta \quad (8-7),$$

donde γ_s es el peso volumétrico de los sólidos arrastrados y a_s es el espesor de sólidos que debe considerarse.

Ahora, por otro lado, la concentración de sólidos en una suspensión esta definida por:

$$S = \frac{\gamma_s a_s}{\gamma_w a_w} \quad (8-8),$$

por lo que, al sustituir en la ecuación anterior, se obtiene:

$$\tau_a = C l \frac{(1 + S)}{v} L \text{ sen } \beta \quad (8-9)$$

Con lo que el valor del esfuerzo cortante queda expresado en términos de magnitudes físicas relativamente sencillas y fáciles de determinar.

Si el agua que escurre tiende a concentrarse en pequeños torrentes, formados como consecuencia de irregularidades en el terreno, como suele suceder, ya no es válido considerar un ancho unitario a la faja de escurrimiento, sino que ese ancho deberá sustituirse por el real del pequeño torrente que se forme. En este caso también variará la altura a_w del escurrimiento y la velocidad, v . En general, cuando el escurrimiento se concentra es más fácil, para una misma tormenta, alcanzar el poder erosivo límite; esto es debido a varias causas, de las que una importante es que cualquier torrente que se forme en el terreno inclinado representa, para las partículas en la superficie, una inclinación mayor, de modo que aumenta la sollicitación por peso propio en esas partículas y aumenta también la velocidad de escurrimiento.

Otro efecto del agua de lluvia es su infiltración en el terreno y la consiguiente modificación del régimen de las aguas subterráneas. La Fig. 8.2 muestra un talud con el nivel freático a la profundidad z

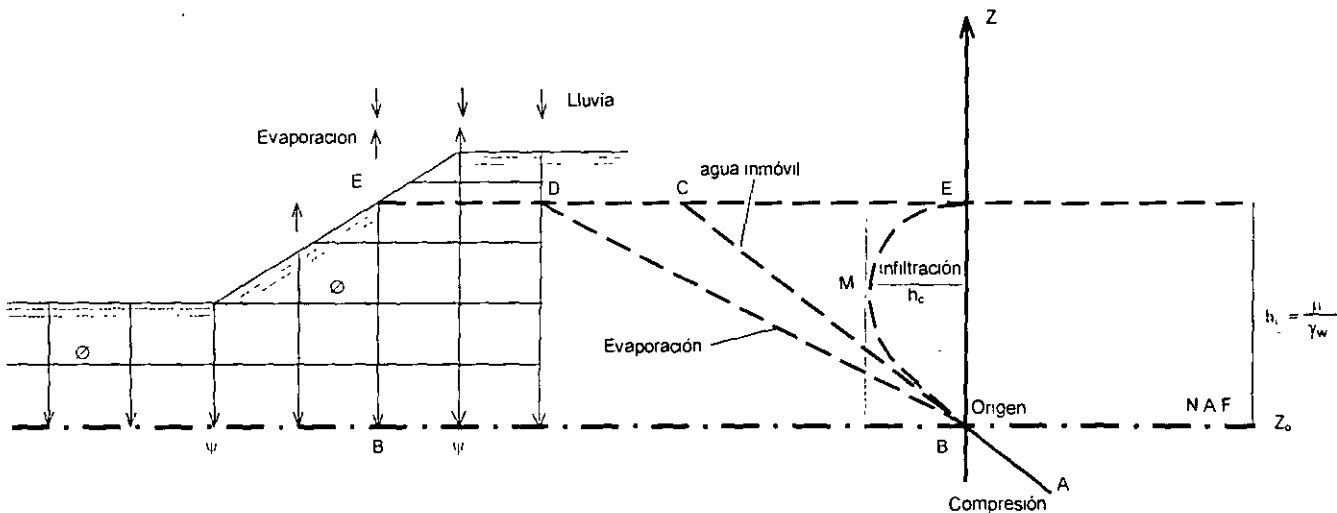


Fig. 8.2. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud

Para el recorrido ds del agua dentro del talud, el gradiente hidráulico se produce tanto por la energía potencial de posición, como por la presión, por tanto:

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{ds} \quad (8-10)$$

Si h_w es una altura de agua equivalente a la presión u , podrá escribirse:

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{dh_w}{ds} \quad (8-11)$$

Si se supone que el talud es homogéneo e isotrópico en lo referente a la permeabilidad, el agua de la lluvia penetrará verticalmente hacia abajo, con lo que el gradiente correspondiente a la carga de posición será unitario ($ds = dz$) y.

$$i = 1 + \frac{dh_w}{dz} \quad (8-12)$$

Si el agua está en reposo dentro del talud $i = 0$, por lo que esta condición de equilibrio puede expresarse como:

$$dh_w = - dz \quad (8-13)$$

Esta condición se representa en la figura 8.2 por la recta ABC. Sobre el nivel de aguas freáticas, NAF, $h_w = (u/\gamma_w)$ tendrá que ser negativa para que haya equilibrio; bajo ese nivel, z es negativo y h_w será positiva para el equilibrio. Como la carga de presión en el NAF es nula por definición, si el agua está sobre ese nivel tiene que tener una presión negativa precisamente igual a la altura que tenga sobre del NAF. Como la presión que el agua desarrolla sobre el NAF es debida a fenómenos capilares y depende de la altura capilar a la que el agua asciende, se sigue que si el agua está en equilibrio sobre el NAF, su altura capilar h_c de ese suelo. O sea, matemáticamente:

$$- h_w = h_c = - \frac{u}{\gamma_w} \quad (8-14)$$

Si en el agua se tiene una altura sobre el NAF diferente de la altura capilar correspondiente habrá un gradiente en el agua de valor.

$$i = 1 - \frac{dh_c}{dz} \quad (8-15),$$

según se deduce de la ecuación (8-12) y de las reflexiones anteriores.

Nascimento, 1973, expresa este gradiente como:

$$i = 1 + i_c \quad (8-16)$$

Donde:

$$i_c = - \frac{dh_c}{dz} \quad (8-17)$$

Este es el gradiente capilar o de succión. Si i total es positivo el agua baja; si es negativo, sube.

Cuando llueve, el suelo se humedece o satura superficialmente, por lo que en esa zona el radio de los meniscos aumentará y la tensión capilar se reduce, disminuyendo h_c ; tanto en la ecuación (8-16), como en la (8-18), se ve que este efecto produce una alimentación del agua subterránea por un flujo descendente; de hecho si el suelo se satura con la lluvia, $h_c = 0$ y la alimentación será máxima.

La evaporación también produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de h_c , por lo que produce un flujo ascendente.

La figura 8.2 produce los cambios del diagrama original de presiones ABC, tanto en el caso de evaporación como en el de la infiltración por lluvia. En el caso de infiltración, el gradiente gravitacional del agua, que es unitario en un suelo homogéneo e isótropo, se ve aumentado en un sumando (ecuación 8-16) que puede ser importante, aumentándose considerablemente el gasto de infiltración. Lo contrario pasa en el caso de evaporación.

Si se observa la figura 8.2, se ve que el gradiente de succión i_c (ecuación 8-18) vale -1 en B (NAF) durante la infiltración (el efecto, el agua para pasar de la posición original en E, con energía de posición h_c , al punto B, habrá recorrido un trecho también igual a h_c), dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio M, donde h_c tiene un máximo (durante la lluvia, supuesto que la tensión capilar se anula en la superficie del terreno, por causa de la lluvia, se tendrán $h_c = 0$ en E y en B, por estar este último en el NAF; como quiera que la tensión capilar se conserva diferente de cero entre E y B, tiene que tener un máximo, según se muestra la curva BME que es una distribución de dicha tensión en la zona de saturación). Por supuesto, dicho gradiente es máximo en la superficie del terreno.

Consecuentemente, el gradiente hidráulico total de flujo (ec. 8-17) es máximo en la superficie del terreno, se conserva mayor que 1 entre E y M, pasa a ser menor que 1 entre M y B y llega a ser cero en B, sobre el nivel freático. Esto condiciona los valores de la velocidad de descarga del flujo ($v = ki$), que disminuye constantemente desde la superficie, hasta llegar a ser cero en el nivel freático. Este hecho determina que el agua tiende a acumularse en la zona de saturación, sobre el nivel freático, disminuyendo constantemente las tensiones en el agua en esa zona y formándose un verdadero nivel freático suspendido, por encima del original. Como la disipación de la tensión capilar en el anterior talud por infiltración va ocurriendo a profundidad constante bajo la superficie del suelo, la masa de agua suspendida tiene un contorno paralelo al talud; esta masa de agua tiende a fluir por efecto gravitacional, aflorando al pie del talud. Este efecto incrementa las tendencias erosivas del agua en el interior del talud y el flujo paralelo a éste contribuye a aumentar el esfuerzo rasante que se expresó en la ecuación 8-1. Este aumento se cuantifica, llegándose a la expresión:

$$\frac{\Delta \tau_a}{\tau_a} = \frac{\text{sen}^2\beta + n \cos^2\beta}{1 - n} \frac{\gamma_w}{S_s} \quad (8-19),$$

siendo n la porosidad de suelo, y S_s la densidad de los sólidos

La gráfica de la Fig. 8.3 muestra cuánto se agrava el esfuerzo rasante actuante en un talud para diferentes inclinaciones de éste y diversos valores de n , que como se ve en la ecuación (8-19) es determinante en el aumento de la acción erosiva del agua por concepto del flujo de la masa de agua suspendida, que fluye paralela al talud.

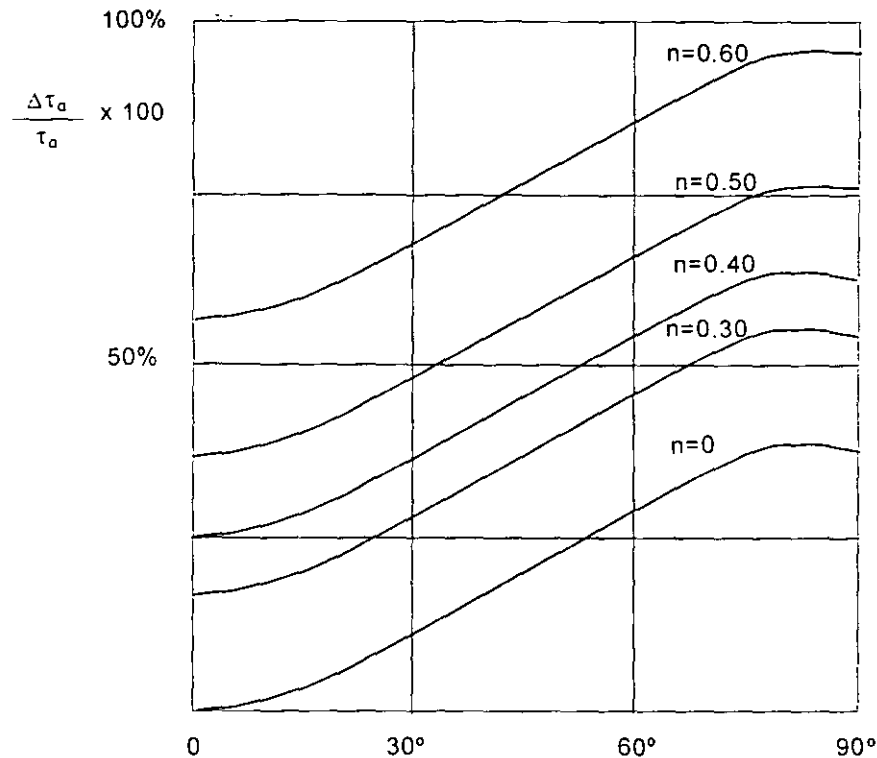


Fig 8 3. Aumento del esfuerzo actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente.

Puede verse en la figura que en un talud inclinado 45° con respecto a la horizontal, por ejemplo, el efecto del flujo paralelo a la superficie incrementa los esfuerzos rasantes a esa superficie en 37% para $n = 30\%$, pero lo hace en casi 80%, si el valor de la porosidad se elevara al 60%.

La Tabla II resume las principales conclusiones del análisis de la erosividad de las lluvias, detallando los principales parámetros que intervienen en el fenómeno; de éstos los hay los que se refieren a la lluvia en sí (siendo su intensidad y duración, con mucho, los más importantes), el clima, al terreno y a la geometría del talud.

Tabla II. Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión, por lluvia		
<i>Acciones, directa o indirectamente erosivas</i>	<i>Parámetros inherentes a la lluvia o al clima</i>	<i>Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud</i>
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escorrentía superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	Inclinación del talud Área en la superficie expuesta del talud Número de surcos y torrentes que se formen. Coeficiente de escorrentía Velocidad del agua. Concentración de arrastre de sólidos. Inclinación del talud.

Infiltración.	duración de la lluvia	Porosidad, permeabilidad.
Humedecimiento y secado.	Alternancia de estaciones: seca y lluviosa. Intensidad de la acción solar. Pluviosidad.	Condiciones para la filtración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporación (orientación al sol, protecciones, etc.).

Se analiza a continuación el fenómeno de la erosión desde su otro ángulo de interés, que se refiere a las características de los suelos que determinan su resistencia al fenómeno.

Desde luego, la resistencia que se opone a la remoción y arrastre de los granos que puede considerarse del tipo tradicional

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (8-20)$$

Con referencia a la figura 8.1 puede escribirse:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m h \cos^2 \beta \quad (8-21)$$

Donde h corresponde al tamaño de la primera hilera de granos (D, en la figura) El peso volumétrico por considerar será el sumergido si el talud está internamente anegado de agua suspendida. Teniendo en cuenta la relación geométrica entre h y D, la ecuación 8-21 también puede escribirse como:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m D \cos \beta \quad (8-22),$$

y la resistencia será:

$$s = c + \gamma'_m D \cos \beta \tan \phi \quad (8-23),$$

Si el régimen de escurrimiento es lo suficientemente veloz para que haya turbulencia, el segundo término del segundo miembro de la ecuación anterior se reducirá, por lo que deberá afectarse por un coeficiente menor que la unidad, sobre el que, por otra parte, aún no hay información.

También influirá, modificando la ecuación 8-22, el hecho de que sobre el talud se hayan formado ya surcos y torrentes, pues en tal caso la inclinación a que estarán sujetas las partículas de la superficie no es β , sino algo mayor.

En lo que se refiere a suelos granulares sin cohesión, la mayoría de la información sobre la resistencia a la erosión proviene de estudios sobre estabilidad de suelos en el fondo de canales (Lane, 1958). De ella se desprende que un aspecto fundamental es la relación entre el tamaño de los granos del suelo y el esfuerzo erosivo. En los materiales no cohesivos, con diámetro medio inferior a 5 mm, la resistencia a la erosión parece ser bastante más eficiente que en los de mayor tamaño.

En lo que se refiere a suelos cohesivos, la información es mucho más precaria y no pasa de fijar una velocidad límite que no produzca erosión. En la Tabla III se presentan los valores máximos de velocidades no erosivas en algunas clases de suelos

<i>Material</i>	<i>Velocidad (m/s)</i>
Arenas finas y limos	0.40 a 0.60
Arcilla arenosa	0.50 a 0.75
Arcilla	0.75 a 1.00
Arcilla firme	1.00 a 1.50
Grava limosa	1.00 a 1.50
Grava fina	1.50 a 2.00
Pizarras suaves	1.50 a 2.00
Grava gruesa	2.00 a 3.50
Zampeados	3.00 a 4.50
Rocas sanas y concreto	4.50 a 7.00

Si estas velocidades se transforman en el esfuerzo erosivo correspondiente, utilizando las ecuaciones 8-3 y 8-4, estimando el gasto que escurre, por ejemplo, puede llegarse a recomendaciones prácticas análogas a las incluidas en la Tabla IV, que se refieren a suelos cohesivos colocados en el fondo de canales

<i>Material del fondo</i>	<i>Consistencia del material</i>			
	Suelto	Poco compacto	Compacto	Muy compacto
Arcilla arenosa	180	700	1470	2800
Suelos muy arcillosos	140	670	1370	2540
Arcillas puras	108	560	1260	2380
Suelos poco arcillosos	90	430	960	1540

Independientemente del valor que puedan tener los números específicamente anotados en la tabla anterior, un punto que destaca es la influencia de la compactación en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos; para circunstancias similares, la resistencia puede aumentar entre 15 y 20 veces al pasar el suelo del estado suelto a uno muy bien compactado.

Uno de los efectos que más colaboran a la erosión de los suelos cohesivos tiene que ser la expansión en la superficie, que da lugar a humedecerse y que no está contrarrestada por ninguna contrapresión, por lo que ocurre libremente.

8.1 Revestimientos Vegetales

Los revestimientos vegetales (Caldeira, 1973) se usan: para protección de los suelos naturales, taludes, terraplenes o muros y/o por estética.

Las principales funciones benéficas de la vegetación son.

- 1.- Proteger al suelo del impacto de las gotas de lluvia,
- 2.- Disminuir la velocidad del escurrimiento del agua por aumento de rugosidad,
- 3 - Aumentar la infiltración por huecos de raíces, animales, etc

En general, la vegetación debe estar formada por especies seleccionadas, susceptibles de afianzarse y crecer en las condiciones locales, ya que las especies propias de la región ofrecen una garantía, pues con frecuencia se les pretende hacer vivir en condiciones diferentes a las que le son propias.

Otra función importante es el control del contenido de agua en las capas superiores del suelo, gracias a la evapotranspiración de las plantas.

En lo que se refiere al mejoramiento de la apariencia que se logra con la vegetación, cabe comentar que el efecto no se circunscribe solamente a la apariencia, sino a otros muchos aspectos, como el efecto aislante de los ruidos que tiene la vegetación, lo que puede tener el mayor interés en zonas urbanas y habitacionales.

Cuando haya de intentarse un programa de vegetación o revegetación en taludes, lo primero que ha de tomarse en cuenta es que el suelo por poblar seguramente no es tal en sentido botánico, no posee las características necesarias para sostener la vida vegetal, ni por su estructura, ni por su textura, ni por la ausencia de los microorganismos y detritus que definen la llamada tierra vegetal. Por esto, casi sin excepción, suele ser necesario un recubrimiento de este material vegetal donde no lo haya, y su conservación sistemática donde exista.

Cuando se coloque tierra vegetal sobre un talud es preciso vigilar que la inclinación de éste pueda retenerla, que no sobrepase el ángulo de reposo de la tierra vegetal, pues de otro modo será preciso recurrir a la construcción de bermas o a introducir sistemas de retención como son los geosintéticos: geomatrices, webs o sistemas rígidos, ésta es una condición por la que conviene algunas veces dar a un talud una inclinación menor que la estrictamente indispensable por razones de estabilidad. Por la misma razón, cuando un talud vaya a protegerse con vegetación no conviene que su acabado sea liso

Quando se vegeten taludes debe tenerse presente que no basta analizar las condiciones generales del clima regional, para atribuírselas simplemente, pues los taludes casi nunca presentan esas condiciones regionales; tanto por la incidencia de la radiación solar, que aumenta la temperatura del suelo, como por el declive, que vuelve al suelo más seco durante casi todo el año, como por la exposición al viento; los taludes son zonas en que los suelos están expuestos a condiciones generalmente mucho más desfavorables que las medias.

La vegetación puede plantarse desparramando directamente semillas sobre la tierra vegetal apropiada; esto puede hacerse a mano o por métodos mecánicos o hidráulicos (hidrosiembra). Otras veces se plantan tepes o macizos de tierra ya vegetada, a modo de mosaicos; este método es apropiado para pastos y plantación de herbáceas. La planta suele requerir de algunos riegos antes de su establecimiento definitivo (mínimo 40 días). Los árboles y arbustos, que se utilizan sobre todo como barreras contra ruido, suelen plantarse ya de un cierto tamaño, a fin de contar con su protección desde un principio, requieren mayor atención y riego en tanto no se afianzan.

En términos generales puede afirmarse que la vegetación es un método de recubrimiento económico, elegante y acorde a los requerimientos actuales de conservación de suelos y protección al medio ambiente.

8.2 Sistemas de Revestimiento Rígido

Los bancos taludes, terraplenes o muros no pueden sostener la vegetación, así que deben protegerse de la erosión por medio de varios sistemas, entre ellos el de revestimiento rígido. Estos revestimientos incluyen a los "preformados de geotextiles" (geobolsas, geosacos, colchacreto, bolsacretos, etc.), confinamiento geocelular, gaviones, bloques articulados de concreto, adocretos y por supuesto, enrocamientos

Quando se coloca un sistema de revestimiento rígido el agua puede entrar y salir, pero la fuerza del agua la resiste el revestimiento. Con el entrar y salir del agua, ésta puede acarrear gradualmente partículas de tierra hacia afuera del revestimiento. Los huecos (tubificación) resultantes hacen que el soporte que proporciona el revestimiento se pierda. A este proceso se le llama *tubificación*. La tubificación puede culminar en asentamientos, desplazamiento u otro tipo de inestabilidad en el sistema de revestimiento rígido

En un sistema de revestimiento rígido, bien construido, se coloca una capa filtrante entre el suelo del terraplén y el revestimiento, para prevenir un deslave. Las capas filtrantes tradicionales han sido capas de arena y de agregados. Estos filtros graduados son muy costosos, porque se construyen con material selecto, clasificado. También, la capa filtrante debe ser de un espesor controlado, sobre una ladera, donde es muy difícil construir. Por estas dos razones es frecuente - de manera errónea - que estas capas no se incluyan en la obra.

Los sistemas de protección con revestimientos rígidos son caros de construir. Los costos pueden llegar a los \$210 dólares por metro cuadrado en casos cuando se usen elementos tan sofisticados y elegantes como el Ecomuro o el Ecocreto. El buen funcionamiento de los sistemas más caros solo puede asegurarse si está protegido contra la tubificación. En consecuencia, siempre debe usarse una capa filtrante debajo de un revestimiento rígido, en un ambiente erosivo.

Los geotextiles se han convertido en las capas filtrantes más adecuadas para los revestimientos rígidos porque superan las desventajas de los filtros de arena y de agregados pétreos. Para empezar, se fabrican ya con propiedades hidráulicas específicas y de retención de tierra, las cuales pueden seleccionarse fácilmente para proteger el suelo que necesite protección. Segundo, pueden instalarse con facilidad sobre taludes, terraplenes o muros, aún bajo el agua. De acuerdo a la granulometría del suelo por proteger, se puede elegir un geotextil tejido o no tejido. La especificación AASHTO M 288 proporciona una guía para seleccionar las propiedades adecuadas para el geotextil. Para conocer más al respecto, se recomienda ampliamente el Manual de Geosintéticos, editado por la GMA, en español.

8.3 Sistemas de Revestimiento Flexible

Ya se mencionó en el inciso 8.1 que la vegetación de una obra puede ser un método de recubrimiento efectivo, económico y elegante, sin embargo, su integridad puede ser severamente afectada por:

- Lluvia
- Viento
- Flujos de tierra; y
- Fuerzas biológicas

Para ayudarle al pasto y/o vegetación a defenderse de los elementos negativos ya mencionados, a enraizarse y arraigarse en un talud, terraplén o muro, primeramente deberá de existir un sustrato orgánico (suelo vegetal) del cual puedan alimentarse para sobrevivir y, por supuesto, contar con agua suficiente.

Para lograr enraizarse y arraigarse en un talud, terraplén o muro, los vegetales necesitan una ayuda, sobretodo en donde los ángulos de la pendiente sobrepasan lo natural (mayores de 30° o aún verticales). Para tal fin existen los revestimientos flexibles (geomatrices), que son unas mallas, generalmente tridimensionales, que, por una parte, retienen los sólidos y las partículas pétreas in-situ, evitando que sean arrastrados por el agua al caer (antes de haber sido vegetados) y al mismo tiempo retienen el suelo orgánico, recién colocado para reforestar o revegetar y las semillas de los pastos y/o vegetales con los que se desea vegetar esa obra.

Al uso indiscriminado de la vegetación para el control de la erosión se le ha mencionado como *ingeniería verde* y produce los siguientes beneficios a largo plazo.

- costo moderado
- mejora la estética visual
- funcionamiento demostrado
- fácil de instalar
- aumenta la infiltración y recarga de acuíferos

Las geomatrices o *productos en rollos para el control de la erosión*, RECP's, por sus siglas en inglés, se diseñan para estimular y aumentar la efectividad de la vegetación, usándose como materiales para controlar la erosión, buscando alcanzar los dos objetivos principales de las mismas.

- Reducir la pérdida de suelo,
- Aumentar la repoblación vegetal en el lugar.

Estas geomatrices forman un sistema con la vegetación, a largo plazo, uniendo las plantas individuales, a nivel de la raíz, para crear un "pasto reforzado".

Las geomatrices que se usan en combinación con los materiales convencionales, ofrecen el potencial para limitar la erosión y además ofrecen las siguientes ventajas sobre los materiales tradicionales:

- pasan por un riguroso control de calidad en un medio de fabricación controlado para minimizar variación del material
- los rollos son grandes y pueden extenderse fácil y eficientemente.
- son más baratos al comprarlos, transportarlos e instalarlos, que la alternativa a base de sistemas rígidos.
- pueden instalarse rápidamente
- el sistema puede embarcarse fácilmente, a precios competitivos y pronta disponibilidad en cualquier lugar.
- su funcionamiento no está sujeto a las condiciones del clima

8.3.1 Geomatrices temporales

Los materiales temporales, degradables: biodegradables o fotodegradables, se usan para prevenir pérdidas de suelo de la capa sembrada y aumentar la firmeza de la vegetación, donde la vegetación misma proporcionará suficiente protección una vez establecida. Esto generalmente incluye taludes, terraplenes y muros con flujos de menos de 150 kPa de esfuerzo cortante. Las mallas para control de erosión (NEC en inglés), mallas de tejido abierto (ECM en inglés) y las mantas para control de erosión (ECB en inglés), son los sistemas degradables, temporales más comunes. Normalmente se hacen de fibras naturales tales como paja, yute, coco (cáscara) o madera (en tras) o bien de polímeros.

8.3.2 Geomatrices no degradables, de largo plazo

Las geomatrices no degradables a largo plazo, a veces conocidos como de pasto reforzado (en inglés Turf Reinforcement Mats, TRM's), proporcionan protección contra la erosión y amplían los límites de control de la erosión de la vegetación, tierra, roca y otros materiales. Estos materiales plásticos se usan para aplicaciones hidráulicas permanentes, donde las descargas de diseño generan esfuerzos cortantes que exceden los límites de la vegetación madura, natural.

Los sistemas TRM's están compuestos por materiales estabilizados contra la acción de rayos ultravioleta, no degradables, de fibras poliméricas y en forma de mallas y/o filamentos, con matrices reforzadas en tres dimensiones, donde el diseño permite descargar, además de los esfuerzos producidos por la velocidad del flujo, los esfuerzos cortantes en exceso que la vegetación no puede tomar.

Los sistemas TRM's proporcionan suficiente espesor, fuerza y espacios vacíos para permitir el relleno con suelos orgánicos.

8.3.3 Hidrosiembra

Las capas protectoras a base de fibras de celulosa pueden aplicarse por aspersión hidráulica junto con la semilla. Las fibras se dispersan en una solución que, cuando se riega sobre el suelo raso, hace que las fibras se peguen entre sí y también al suelo. Estos sistemas de capas protectoras

"lanzadas" son más resistentes a la erosión que los sistemas aplicados en seco. Las aplicaciones de mayor espesor, llamadas matrices de fibras pegadas, pueden ser más resistentes a la erosión, pero también son más costosas

La instalación de cualquiera de estos sistemas de control de erosión no se presenta en este trabajo, sin embargo, es extremadamente sencilla. Pueden encontrarse recomendaciones al respecto en el Manual de Geosintéticos, editado por la GMA, en español o directamente con el fabricante o sus distribuidores

8.3.4 Cortinas para Conservación de Suelos (Silt Fence)

La erosión ocurre cuando las partículas del suelo se desplazan por el impacto del granizo, el agua corriente y el viento. La sedimentación ocurre cuando las partículas desgastadas (sedimentos) acarreadas por el agua o el viento, se depositan en otro lugar donde pueden causar problemas. Claramente se nota que los sedimentos (partículas desgastadas suspendidas) y la sedimentación (partículas de tierra redepositadas) causan los problemas generalmente asociados a la erosión.

El control de la erosión puede prevenir problemas desde su inicio. El control de sedimentos únicamente puede tratar de minimizar el tamaño del problema debido a que una erosión acelerada puede ser el resultado de áreas arrasadas durante la construcción; se necesitan medidas de control de sedimentos para evitar que éstos detritos sean arrastrados a vías de agua cercanas o a propiedades vecinas. Se pueden aplicar diversas medidas para el control de sedimentos que impidan el flujo de aguas cargadas con sedimentos y para filtrar el mismo; una de estas medidas es el reducir las pendientes y con ello la velocidad del agua, sin embargo, cuando el control de erosión falla, se puede recurrir al uso de cortinas para conservar suelos, en particular los finos: estas cortinas han sido llamadas "Silt Fence" y no hay una palabra adecuada en español para traducirla, aunque en este trabajo se le llamará también "Cortinas para conservación de suelos"

Las estructuras para control de sedimentos están hechas de material permeable. Se colocan de manera tal que intercepten las aguas de superficie. Estas barreras sirven: 1) para reducir la velocidad del agua corriente y (2) para retener el sedimento suspendido. Las medidas tradicionales incluyen barreras hechas de paja, grava o piedra triturada y maleza. La medida alternativa, con geosintéticos, esta formada por las cortinas para conservación de suelos, "silt fences". Estas cortinas se forman con geotextiles fuertes y durables pegados a postes de soporte. Las cortinas de retención pueden recoger un porcentaje mucho más alto de sedimentos suspendidos de lo que retienen las pacas de paja. Con un funcionamiento aprobado, una cortina de retención bien diseñada:

- cribará los suelos finos (limos y las arcillas) de la corriente.
- formará un filtro de tierra junto a la cortina de retención, reduciendo el flujo del agua a través de la cortina
- creará un pequeño estanque detrás de la cortina, el cual sirve como depósito de sedimentos para coleccionar el agua desviada y retener los sedimentos suspendidos.

En los Estados Unidos se usan anualmente más de 30 millones de metros cuadrados de cortinas de retención que proporcionan los siguientes beneficios.

- requieren un trabajo mínimo para instalarlas,
- bajo costo,
- alta eficiencia para eliminar sedimentos,
- muy durables y a veces reutilizables

La instalación apropiada de estructuras para controlar sedimentos va en relación directa con su funcionamiento. Debe señalarse que, a pesar de su uso tan común en los Estados Unidos, es muy frecuente encontrar cortinas mal colocadas, generalmente sin enterrarse, permitiendo que el flujo, y los sólidos, pasen por debajo de la cortina permitiendo la migración de sedimentos. La instalación de cualquiera de estos sistemas de control de erosión no se presenta en este trabajo, sin embargo, es extremadamente sencilla. Pueden encontrarse recomendaciones al respecto en el Manual de

Geosintéticos, editado por la GMA, en español o directamente con el fabricante o sus distribuidores.

9. Lecturas adicionales

Se recomienda ampliamente leer a Humphrey & Rowe, 1991, y a Jewell, 1988, los cuales abundan sobre soluciones en problemas de terraplenes sobre suelos blandos, sobre el incremento de la capacidad de carga; presentan soluciones que pueden aplicarse en el detalle de un diseño de un terraplén. Igualmente se recomienda visitar los sitios web de la GMA, de la SMMS, de PMI y el de varias asociaciones en Estados Unidos relacionadas con este tópico: Internacional Erosion Control Association, IECA, National Roadside Vegetation Management Association, NRVMA, North American Geosynthetics Society, NAGS, Soil and Water Conservation Society, SWCS

10. Agradecimientos

Se agradece y reconoce la ayuda de los siguientes ingenieros en la integración y crítica de la presente contribución: Víctor A. Sotelo Cornejo, Luis Torres Cedillo, Santiago Palacios Pérez, Ángel H. Díaz Núñez y Oscar Coutolenc Echevarria.

11. Referencias

- AASHTO, *Design Guidelines for use of extensible reinforcements for mechanically stabilized earth walls in permanent applications*, 1990 Task Force 27, AGC-ARTBA, Joint Committee.
- Bathurst, R.J , et al., 1992. *Design Manual and Methodology for MIRAFI Reinforced Soil Slopes and Embankments*
- Bonaparte R , & Christopher, B.R., 1987. *Design and Construction of reinforced embankments over weak foundations*, Transportation Research Record 1153, pp 25-39
- Caldeira Cabral, 1973. *Restimientos vegetais*. Laboratorio de Ingenieria Civil, Portugal.
- FHWA, *Design of Roadside Channels with Flexible Linings*, 1988, Report N° HEC-15/FHWA-1P-87-7.
- FHWA, *Geotextile Design and Construction Guidelines*, 1989a, Pub. No HI-90-001.
- FHWA, *Reinforced soil structures. Vol. 1, Design and Construction Guidelines*, 1989 b, Report N° FHWA-RD-89-043.
- FHWA, *Geosynthetics Design and Construction Guidelines*, 1998, Pub No HI-95-038
- Holtz, Christopher, and Berg, 1997, *Geosynthetics Engineering*, USA.
- Geosynthetic Materials Association, GMA, 2002, *Manual de Geosintéticos*, Mexico.
- Giroud J.P., et al., 1990, *Design of soil layer - geosynthetic systems overlying voids*, Geotextiles and Geomembranes, Vol 9, pp 11-50.
- Gray, D. H., 1996, *Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: a practical guide for erosion control*, New York : John Wiley & Sons.
- Gray, D.H., Leiser, A T., 1982, *Biotechnical Slope Protection and Erosion Control*, Van Nostrand Reinhold, NY.
- Holtz, R.D., 1990, *Design and Construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils*, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, Scotland.
- Humphrey, D.N and Rowe R K , 1991, *Design and Analysis of Reinforced Embankments: Recent Developments in the State of Art*, Proceedings of the ASCE, Geotechnical Engineering Congress, Boulder Co , USA
- Jewell, R.A., 1988, *The Mechanics of Reinforced Embankments on soft soils*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 7, pp 237-273.
- Koerner R.B., 1998, *Designing with Geosynthetics*, 4th edition, Ed. Prentice Hall.
- Lane, E. W , *Studies on the design of stable channels*. ASCE., 1958.
- Morales R , 2000, *Los Geosintéticos en los residuos de construcción y demolición*, Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax. México
- Nascimento, U., 1973. *Teoria da erosao de taludes*. Laboratorio de Ingenieria Civil, Lisboa, Portugal

North American Geosynthetic Society, *Erosion and Sedimentation Control Workshop*, Geosynthetics 2003, February 11-14, Atlanta Ga, USA.

Rico A. y Del Castillo H., 1980. *Mecánica de Suelos Aplicada a Vías Terrestres*, Vol. 1 y 2, Ed. Limusa, Mexico.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., 2002, *Manual de Diseño Geotécnico*, Captitulo 8, Geosintéticos, R. Morales y Monroy., Mexico.

USDA, 1987, *Stability Design of Grass-lined Open Channels*, Agricultural Handbook No 667, USA.

USDA, 1992, *Field Handbook*, USA

USDA, 1997, *Predicting Soil Erosion by Water: A Guide to Conservation Planning With the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)*, Agricultural Handbook No 703.

ANEXO A

**COMPARATIVA ENTRE GEORREDES EXISTENTES EN EL
MERCADO MEXICANO**

COMPARATIVA ENTRE GEORREDES EXISTENTES EN EL MERCADO MEXICANO

PRODUCTO	Resistencia a Largo Plazo GRI-GG4			Resistencia al Creep ASTM D 5262			Resistencia ultima ASTM D 4595		
	kN/m	Lb/ft	Ton/m	kN/m	lb/ft	Ton/m	kN/m	lb/ft	Ton/m
Miragrid 24 XT	178	12,19	18.17	215	14,75	22	370	25,38	37.82
Miragrid 22 XT	125	8,534	12.72	151	10,32	15.39	259	17,76	26.46
Enkagrid PRO 180	108	7,400	11.03	119	8,169	12.17	197	13,50	20.12
Fortrac 200	103	7,065	10.53	118	8,100	12.07	180	12,33	18.38
Miragrid 20 XT	87	5,968	8.89	105	7,221	10.76	181	12,42	18.51
Fortrac 150	77	5,285	7.87	88	6,060	9.03	147	10,10	15.05
Stratagrid 700	75	5,134	7.65	90	6,200	9.24	146	10,00	14.9
Enkagrid PRO 120	72	4,934	7.35	79	5,446	8.11	120	8,224	12.25
Miragrid 18 XT	68	4,632	6.9	82	5,605	8.35	137	9,360	13.95
Miragrid 10 XT	60	4,116	6.13	73	4,980	7.42	121	8,300	12.37
Tensar UX 1700 HS	60	4,113	6.13	69	4,750	7.08			NO DISPONIBLE
Tenax TT 160		NO DISPONIBLE		66	4,522	6.74			NO DISPONIBLE
Fortrac 110	57	3,872	5.77	65	4,440	6.62	108	7,400	11.03
Stratagrid 600	55	3,800	5.66	67	4,588	6.84	108	7,400	11.03
Enkagrid PRO 90	54	3,700	5.51	40	4,034	6.09	90	6,168	9.19
Tensar UX 1700 HT	53	3,636	5.42	61	4,200	6.26			NO DISPONIBLE
Tensar UX 1600 HS	49	3,377	5.03	57	3,900	5.81			NO DISPONIBLE
Miragrid 8 XT	45	3,089	4.6	55	3,738	5.57	91	6,230	9.28
Tensar UX 1700 SB	47	3,203	4.77	54	3,700	5.51			NO DISPONIBLE
Tensar UX 1600 HT	44	2,987	4.45	50	3,450	5.14			NO DISPONIBLE
Tenax TT 120		NO DISPONIBLE		50	3,446	5.1			NO DISPONIBLE
Fortrac 80	41	2,815	4.19	47	3,230	4.81	79	5,380	8.02
Tenax TT 701		NO DISPONIBLE		46	3,179	4.74			NO DISPONIBLE
Tensar UX 1600 SB	38	2,597	3.87	44	3,000	4.47			NO DISPONIBLE
Tensar UX 1500 HS	37	2,554	3.81	43	2,950	4.4			NO DISPONIBLE
Tenax TT 601		NO DISPONIBLE		42	2,891	4.31			NO DISPONIBLE
Enkagrid PRO 60	36	2,470	3.68	40	2,713	4.06	60	4,112	6.13
Tensar UX 1500 HT	33	2,294	3.42	39	2,610	3.95			NO DISPONIBLE
Stratagrid 400/500	33	2,260	3.37	40	2,718	4.06	64	4,400	6.56
Miragrid 7 XT	31	2,157	3.21	38	2,610	3.89	63	4,350	6.48
Tenax TT 90		NO DISPONIBLE		37	2,535	3.78			NO DISPONIBLE
Tensar UX 1500 SB	29	1,991	2.97	34	2,300	3.43			NO DISPONIBLE
Tenax TT 401		NO DISPONIBLE		33	2,261	3.37			NO DISPONIBLE
Fortrac 55	28	1,936	2.88	32	2,110	3.31	54	3,700	5.51
Miragrid 5 XT	25	1,733	2.58	31	2,114	3.21	52	3,590	5.35

COMPARATIVA ENTRE GEORREDES EXISTENTES EN EL MERCADO MEXICANO (cont.)

PRODUCTO	Resistencia a Largo Plazo GRI-GG4			Resistencia al Creep ASTM D 5262			Resistencia ultima ASTM D 4595		
	kN/m	lb/ft	Ton/m	kN/m	lb/ft	Ton/m	kN/m	lb/ft	Ton/m
Miragrid 5 XT	25	1,733	2.58	31	2,154	3.21	52	3,590	5.35
Enkagrid PRO 40	24	1,646	2.45	26	1,815	2.7	40	2,741	4.08
Tensar UX 1400 HS	23	1,602	2.39	27	1,850	2.76	NO DISPONIBLE		
Stratagrid 300	22	1,540	2.29	27	1,860	2.77	44	3,000	4.47
Tenax TT 301	NO DISPONIBLE			26	1,809	2.7	NO DISPONIBLE		
Tenax TT 060	NO DISPONIBLE			25	1,713	2.55	NO DISPONIBLE		
Miragrid 3 XT	19	1,328	1.98	25	1,680	2.5	41	2,800	4.17
Tensar UX 1400 HT	20	1,385	2.06	23	1,600	2.38	NO DISPONIBLE		
Fortrac 35	19	1,322	1.97	23	1,560	2.32	38	2,600	3.87
Stratagrid 200	18	1,242	1.85	22	1,500	2.24	35	2,420	3.61
Tensar UX 1400 SB	18	1,212	1.81	20	1,400	2.09	NO DISPONIBLE		
Miragrid 2 XT	12	839	1.25	18	1,200	1.79	29	2,000	2.98
Tenax TT 201	NO DISPONIBLE			18	1,254	1.87	NO DISPONIBLE		
Tenax MS 500	NO DISPONIBLE			NO DISPONIBLE			22	1,500	2.24
Tenax MS 330	NO DISPONIBLE			NO DISPONIBLE			22	1,500	2.24
FORTRAC 20	11	762	1.14	13	900	1.34	22	1,500	2.24
Tensar UX 1000 SB	11	736	1.1	12	850	1.27	NO DISPONIBLE		
Stratagrid 100	9	616	0.92	11	745	1.11	18	1,200	1.79
Tenax MS 400	NO DISPONIBLE			NO DISPONIBLE			18	1,200	1.79
Tenax MS 220	NO DISPONIBLE			NO DISPONIBLE			15	1,000	1.49
Tensar BX 1200	7	480	0.72	8	555	0.83	NO DISPONIBLE		

ANCLAJES EN SUELO Y ROCA

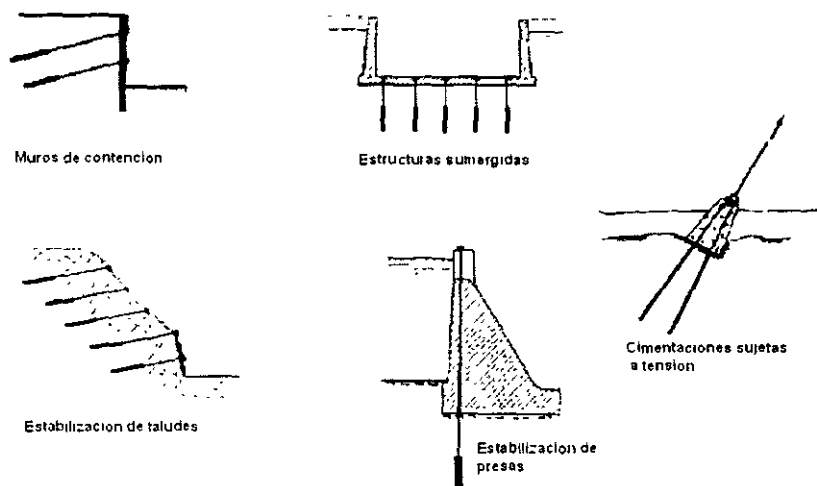
Ing. Sergio R. Herrera Castañeda

INTRODUCCIÓN

Los anclajes se emplean como sistemas de refuerzo y estabilización de obras o excavaciones realizadas en suelos y macizos rocosos. Son elementos de acero que trabajan a tensión y que permiten transmitir esfuerzos al terreno para confinarlo, incrementar su resistencia al esfuerzo cortante o simplemente para sujetar estructuras sometidas a fuerzas externas

La aplicación de sistemas de anclaje en suelos se realiza para retener o soportar empujes laterales en excavaciones profundas, en la cimentación de estructuras como torres de transmisión, chimeneas y tanques, en atraques de puentes y en la estabilización general de taludes.

En macizos rocosos su aplicación es muy numerosa por la relativa alta resistencia al esfuerzo cortante que poseen la mayoría de las rocas, además de las aplicaciones citadas antes, se emplean en la estabilización de túneles y lumbreras, en la cimentación de estructuras hidráulicas como presas rígidas y vertedores, cimentación de estribos y pilas de puentes y en general en la estabilización de taludes y laderas naturales. La aplicación moderna de los sistemas de anclaje en roca se desarrolló en los años de 30's tras la aparición del concreto pretensado en la construcción de obras civiles. En aquellos años la aplicación de los sistemas de anclaje representaba soluciones excepcionales a problemas geotécnicos especiales, sin embargo hoy en día, se emplean con mucha frecuencia en todo tipo de obras por las ventajas técnicas y económicas que ofrecen.



Uso de anclajes en diversas obras de ingeniería

Otros usos de los anclajes es en ambientes marinos o fluviales, para proteger estructuras costeras, estabilizar terrenos ganados al mar, proteger taludes marginales y canales de navegación, soportar estructuras cimentadas en el mar.

PARTES DE UN ANCLA

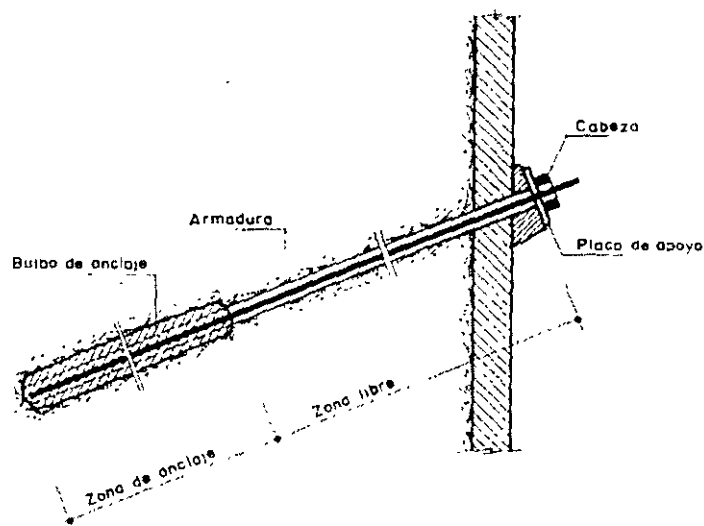
Las anclas están constituidas por un elemento de acero sujeto a tensión, que puede ser una barra, varilla corrugada, uno o varios cables de acero, tubos, perfiles laminados o bien otro elemento de tipo especial, el cual es introducido a una perforación en el terreno. El elemento se sujeta al fondo de la perforación o a todo lo largo, por medio de la inyección de mortero de cemento o de otros dispositivos mecánicos de expansión y sujeta en el extremo exterior por medio de una placa y tuerca o cuñas de acero. La placa se apoya contra la estructura que se quiere reforzar o directamente sobre la superficie del terreno por medio de un cabezal.

Un ancla está formada de tres zonas principales:

Zona de anclaje o fijación: es la parte profunda de la perforación donde se encuentra el terreno estable y firme y que se localiza por atrás del plano que delimita la zona de debilidad o de falla sobre el que descansa un bloque de roca inestable.

Zona libre: es la longitud del ancla que no se fija al terreno entre la zona de anclaje y la exterior. Es la zona en que el ancla es sometida a tensión.

Zona exterior o de apoyo: es donde el ancla se apoya contra el terreno por medio de un cabezal de concreto o una placa de acero.



Partes que constituyen un ancla

TIPOS DE ANCLAS

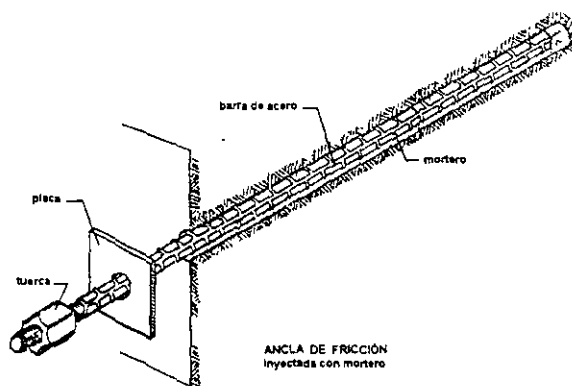
Las características de las tres zonas antes descritas, pueden variar dependiendo del tipo de ancla empleada. Aunque existe una gran variedad de anclas, en general éstas se pueden agrupar en dos grupos, dependiendo de la forma en que trabajará en ancla:

Ancla de fricción o pasiva

El ancla o elemento de acero se inyecta a todo lo largo de la perforación, la zona libre no existe en este caso, la fijación se realiza por medio de la inyección de lechada o mortero de cemento o también rellenando el espacio entre la pared del barreno y el ancla con resina

epóxica. El ancla debe tener la longitud suficiente para que quede adherida en el terreno firme.

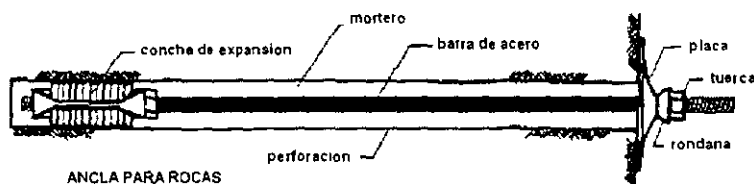
Las anclas de fricción se caracterizan porque trabajan solo cuando el terreno se moviliza. Este tipo de anclaje debe ser bastante rígido y en cantidad suficiente si se quiere minimizar la magnitud de los desplazamientos en el terreno.



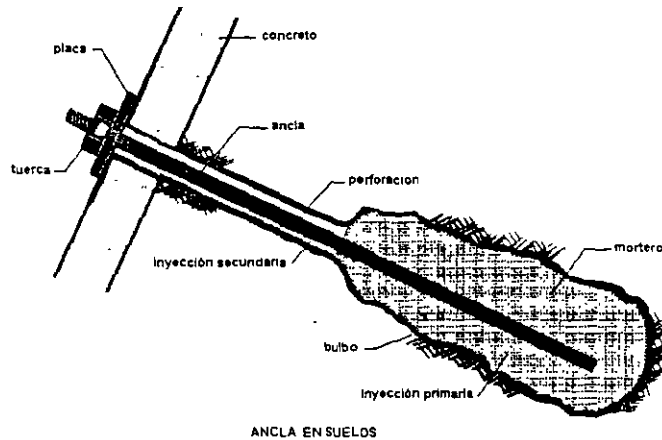
Anclas de fricción típica inyectada con mortero de cemento

Ancla de tensión o activa

Las anclas de tensión cuentan con las tres zonas descritas antes. La zona de anclaje debe ubicarse atrás del límite del terreno potencialmente inestable. Una vez instalada el ancla se tensa hasta alcanzar la carga admisible o de diseño. El terreno localizado entre la zona de anclaje y la exterior es sujeto a esfuerzos de compresión, impidiendo en gran medida el desplazamiento del terreno inestable o de la estructura.



Ancla de tensión con concha de expansión para rocas



Ancla de tensión para suelos

TIEMPO DE SERVICIO

También se tiene una clasificación de los sistemas de anclaje según vaya a ser el tiempo de servicio, esto los clasifica como de tipo temporal o definitivo.

Los de *tipo temporal o provisionales*, se emplean solo para soportar las cargas durante un periodo relativamente corto de tiempo, mientras se instala otro tipo tratamiento definitivo o mientras se realizan trabajos en una zona que posteriormente será abandonada.

El anclaje de *tipo permanente o definitivo* se diseña, por lo general, con un factor de seguridad mayor y los componentes que integran el ancla deben ser debidamente protegidos para evitar que la corrosión lo deteriore a través de la vida útil de la estructura.

CARACTERÍSTICAS DE LAS ANCLAS

La diferencia entre los distintos tipos de anclas reside entre otros, por los siguientes aspectos: el elemento que constituye el ancla, la forma de fijación del ancla (para que trabajen a fricción o a tensión) y de como está constituida la zona exterior o cabezal del ancla.

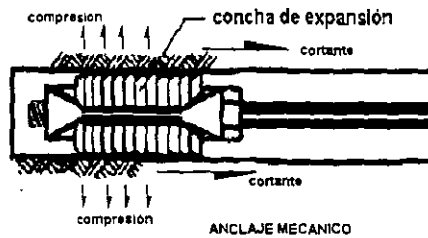
Elemento que forma el ancla: las anclas por lo general son de acero, aunque recientemente se ha introducido el uso de anclas fabricadas con productos orgánicos para estabilización de obras subterráneas mineras. Los elementos de acero más empleados son:

- cable o torón sólido de acero de alta resistencia
- cable constituido por varios alambres de alta resistencia entrelazados
- barras rígidas de acero de alta resistencia, corrugada, de cuerda continua o lisas
- perfiles laminados de acero

Forma de fijación del ancla: la fijación de las anclas de tipo tensión se puede realizar de dos formas comunes: mecánica y por adherencia.

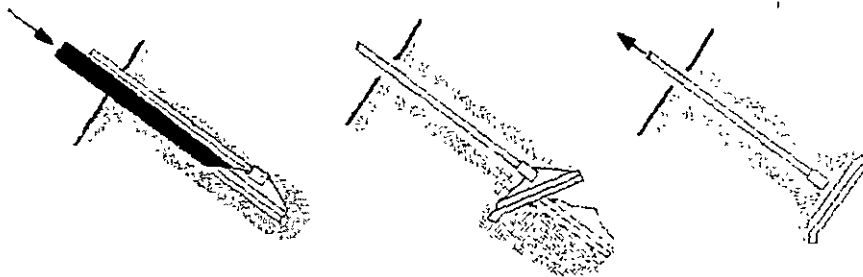
Fijación mecánica: en rocas se emplea la fijación mecánica por medio de una concha de expansión, mientras que en los suelos se pueden emplear tornillo helicoidal, de placa de atraque (en suelos) o muertos de concreto.

Las anclas fijadas *mecánicamente* emplean un casquillo o concha de expansión al fondo de la barra, el cual se acciona desde el exterior haciendo girar la barra de anclaje. Se emplea en rocas de buena calidad en donde por lo general son confiables y fáciles de instalar. En rocas débiles la eficiencia del anclaje mecánico es baja debido a la destrucción local de la roca en la zona donde el expansor induce esfuerzos cortantes y de compresión, que con el tiempo terminan por aflojarse y producen la pérdida de tensión en el ancla.



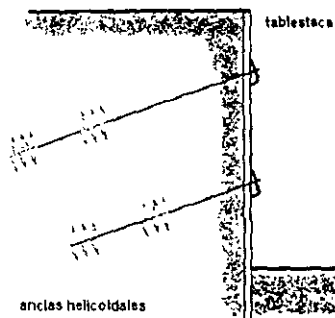
Concha de expansión para anclaje en roca

En suelos, el anclaje mecánico se puede efectuar por varios métodos, en general se introduce por medio de incado un elemento de atraque el cual se expande mecánicamente durante antes de tensar el ancla.



Ancla de tensión fijada mecánicamente (sistema Manta Ray)

Placa de atraque para anclaje en suelos



Anclas de tornillo helicoidal

Fijación por adherencia: se emplea como material cementante la lechada o mortero de cemento y productos químicos como la resina epóxica. Este último producto se emplea sobre todo en rocas poco alteradas o con poco contenido de arcilla entre sus discontinuidades.

En las anclas fijadas por adherencia la inyección del material cementante se efectúa a través de una manguera que se deja adosada al ancla hasta el extremo interior del barreno. La lechada o mortero de cemento se introduce aplicando presión (alta o baja) y se verifica el llenado por medio de una manguera más corta cerca del brocal del barreno y cuantificando el volumen de mezcla introducido.

En anclas de tensión la presión de inyección depende del tipo de terreno donde se localiza la zona de anclaje, en algunos casos de anclaje en suelos se emplean presiones hasta 25 kg/cm^2 , incluso repitiendo la inyección para lograr una mayor zona de influencia del bulbo de anclaje. En el caso del anclaje en rocas la presión suele ser de 1 a 5 kg/cm^2 .

Las anclas cementadas con resina epóxica se emplean cada vez con mayor frecuencia en macizos rocosos, en obras en que se requiere rapidez de instalación y alta resistencia a corto tiempo.

La resina se suministra en cartuchos en forma de salchicha que contiene el catalizador y la resina separados por una membrana. Se colocan las salchichas en el interior del barreno en número suficiente para que se llene el espacio libre entre la barra y el barreno y se introduce el ancla girándola para que vaya rompiendo los cartuchos y mezclando los componentes.

Empleando resina con diferente tiempo de fraguado es posible aplicar tensión a las anclas antes de que el resto de la barra quede totalmente cementada al terreno, convirtiéndose así en una especie de pretensado permanente.

Recientemente se ha desarrollado un método de fijación con cartuchos de cemento, que se colocan en forma muy similar al de resina.

DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE

Es indispensable conocer las características geológicas y propiedades mecánicas del suelo o del macizo rocoso para el diseño de un sistema de anclaje. El diseño se puede

Diseño Geotécnico

Se refiere al diseño del sistema de anclaje que considera las características mecánicas e hidráulicas del terreno donde se realiza la obra o estructura.

Las condiciones del terreno deben conocerse con detalle previamente al diseño y construcción de la obra, con el objeto de evitar al máximo las sorpresas desagradables que con frecuencia presenta la geología de un sitio y que puede ser la causa de retraso importante al programa de construcción e incremento del costo la obra.

La siguiente información es requerida:

Tipo de roca o suelo

Estratigrafía del terreno

Resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad

Permeabilidad y condiciones del agua en el subsuelo

Profundidad del suelo estable, roca alterada y/o localización de la roca sana

Agresividad del agua

Para determinar el valor de las fuerzas para el diseño del sistema de anclaje, se realizan análisis de estabilidad para el caso de taludes y obras subterráneas, o bien análisis estructurales para el caso de obras civiles que deben ser soportadas o reforzadas por este sistema.

El diseño geotécnico permite definir, entre otras, las siguientes características del sistema de anclaje:

- Tipo de anclaje más adecuado para el terreno y la obra (fricción o tensión)
- Cantidad de soporte o refuerzo requerido
- Longitud de la zona de anclaje
- Localización de la zona de anclaje
- Procedimiento de construcción

Diseño Estructural

Se refiere al diseño del sistema de anclaje que considera las características mecánicas de todos los elementos que constituyen las anclas:

- Acero del elemento de anclaje
- Propiedades de los elementos de fijación mecánico o de adherencia (mortero, resina, etc.)
- Cabezal o elemento de distribución del empuje del terreno
- Protección contra Intemperismo
- Procedimiento de construcción

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LAS ANCLAS

La capacidad de los sistemas de anclaje está determinada por:
las características de resistencia del terreno
las características mecánicas de los componentes del ancla
la influencia de la perforación

Anclas en roca

$$P = \pi \times D \times L \times \tau$$

- donde: P, capacidad del ancla, (t)
D, diámetro de ancla y/o de la perforación (m)
L, longitud de fijación, (m)
 τ , resistencia al esfuerzo cortante del terreno, (t/m²)
 $\tau = \sigma_c / 2 (N_\phi)^{1/2}$
 $N_\phi = 1 + \frac{\sin \phi}{1 - \sin \phi}$

- donde : ϕ , ángulo de fricción del terreno
 σ_c , resistencia a la compresión de la roca, (t/m²)

Anclas en suelos granulares

En suelos friccionantes constituidos por arenas finas a gruesas sueltas o de compacidad media se pueden tener tres casos para determinar la capacidad del anclaje, dependiendo de la presión de inyección. En tres casos la información disponible está basada en aspectos empíricos obtenidos de la práctica.

Baja presión de inyección (P_i menor que 10 kg/cm²)
$$P = L \times n \times \text{tg } \phi$$

donde: n es el factor empírico, varía en arenas gruesas de 40 a 60 t/m y e arenas finas de 13 a 16.5 t/m. (Weatherby *et al*, 1982)
 P , L y ϕ , tienen el mismo significado anterior.

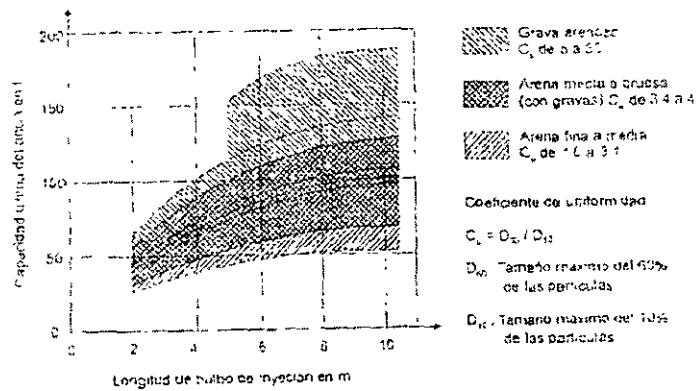
También se puede utilizar la siguiente expresión:

$$P = P_i \times \pi \times D \times L \times \text{tg } \phi$$

donde: P_i es la presión de inyección y D el diámetro del bulbo.

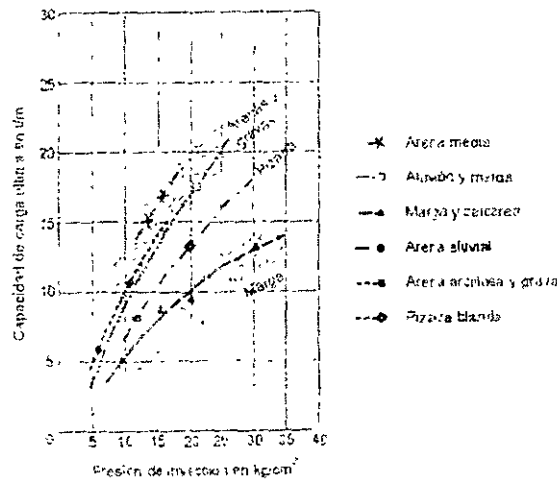
Presión de inyección media (P_i 10 a 15 kg/cm^2)

Se emplean curvas de diseño como la siguiente dada por Ostermayer (1974), la capacidad del ancla depende de la longitud del bulbo inyectado.



Alta presión de inyección (P_i mayor que 15 kg/cm^2)

Se emplean también curvas de diseño empírico como la siguiente dada por Bachy (1978).



Anclas en suelos cohesivos

En la práctica, los sistemas de anclaje no pueden aplicarse en suelos arcillosos de alta plasticidad.

Bulbo recto con inyección a baja presión

$$P = \pi \times D \times L \times \alpha c_u$$

donde: α varía de 0.3 para arcillas preconsolidadas a 1.0 para arcillas plásticas normalmente consolidadas
 c_u es la resistencia no drenada

Alta presión de inyección

La presión aplicada es generalmente es mayor que 10 kg/cm², para alcanzar estas presiones se realiza por medio de reinyecciones sucesivas empleando un sistema similar al utilizado para la inyección por medio de manguitos.

Para determinar la capacidad de las anclas se requiere de pruebas de campo.

Influencia de la perforación

El método de perforación y los productos empleados para la ejecución de la misma generalmente influyen en las propiedades de adherencia del terreno con el mortero de inyección de las anclas.

El método de perforación depende del terreno que se encuentra en el sitio. En el caso de rocas poco alteradas la perforación generalmente se realiza por medio de máquinas que trabajan a rotopercusión y para la limpieza del barreno se emplea aire y/o agua a presión.

En suelos o rocas muy alteradas la perforación se realiza solo a rotación, ya que el agua puede alterar las propiedades de resistencia de estos materiales se evita usar en la perforación y limpieza del barreno.

En terrenos granulares o rocas alteradas se requiere con frecuencia del uso de ademes para mantener estable la perforación durante la colocación e inyección de las anclas, el ademe se retira al momento de colocar o de inyectar el ancla. También es frecuente tener que cementar la perforación para lograr el mismo fin.

Resistencia aproximada de la interfaz roca o suelo-mortero de inyección, PTI, (1996)

Roca		Anclas en suelos cohesivos		Anclas en suelos granulares	
Tipo de roca donde queda embebida el ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, kg/cm ²
Granito y basalto	17 a 31	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.3 a 0.7	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.7 a 1.4
Caliza dolomítica	14 a 21	Anclas rectas inyectadas a presión en:		Anclas rectas inyectadas a presión en:	
Caliza suave	10 a 14	Arcilla limosa suave	0.3 a 0.7	Arena media a fina de comp media a densa	0.8 a 3.8
Esquistos y pizarras duras	8 a 14	Arcilla limosa	0.3 a 0.7	Arena media a gruesa (c/grava), comp media a densa	1.1 a 6.6

Esquistos suaves	2 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media a alta	0.3 a 1.0	Arena media a gruesa (c/grava), comp densa a muy densa	2.5 a 9.7
Areniscas	8 a 17	Arcilla muy rígida de plasticidad media a alta	0.7 a 1.7	Arenas limosas	1.7 a 4.1
Areniscas intemperizadas	7 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media	1.0 a 2.5	Morrena glacial densa	3.0 a 5.2
Gis	2 a 11	Arcilla muy rígida de plasticidad media	1.4 a 3.5	Grava arenosa de comp media a densa	2.1 a 3.8
Marga intemperizada	1.5 a 2.5	Limo arenoso muy rígido de plasticidad media	2.8 a 3.8	Arena con gravas de comp densa a muy densa	2.8 a 13.8

----- 000 -----

Determinación del asentamiento y módulos de reacción del suelo en un cimiento flexible bajo deformación elástica y viscosa del suelo

Propiedades de los suelos

ESTRATO 1

$\gamma_1 := 1.75$	Peso volumétrico del suelo, t/m ³ (laboratorio)
$E_1 := 242$	Módulo de elasticidad del suelo, t/m ² (laboratorio)
$m_{v1} := 0.0078$	Módulo de compresibilidad volumétrica, m ² /t (laboratorio)
$\nu_1 := 0.45$	Relación de Poisson
$F_1 := 3.5$	Profundidad donde acaba el estrato, en m

ESTRATO 2

$E_2 := 247$	Módulo de elasticidad del suelo, t/m ² (laboratorio)
$m_{v2} := 0.00849$	Módulo de compresibilidad volumétrica, m ² /t (laboratorio)
$\nu_2 := 0.35$	Relación de Poisson
$F_2 := 8.6$	Profundidad donde acaba el estrato, en m

ESTRATO 3

$E_3 := 979$	Módulo de elasticidad del suelo, t/m ² (laboratorio)
$m_{v3} := 0.00296$	Módulo de compresibilidad volumétrica, m ² /t (laboratorio)
$\nu_3 := 0.49$	Relación de Poisson
$F_3 := 19.6$	Profundidad donde acaba el estrato, en m

Solicitaciones a nivel de cimentación

Se considera una presión de contacto variable

$w = 4,5 \quad 10$	Variación de la carga por metro cuadrado incidente en la zapata sin excentricidad, en t/m ²
$q(w, B) := w$	Presión de contacto al nivel de desplante, en t/m ²

Determinación del asentamiento total y módulo de reacción del suelo, k_s

Profundidad de análisis efectiva

Al centro del área cargada

$$z_0 := 0.00001$$

Solución de Boussinesq $x(B) := \frac{B}{2}$ $y(B) := \frac{L}{2}$

$$z_1 := F_1 - Df \quad z_1 = 1$$

$$z_2 := F_2 - Df \quad z_2 = 6.1$$

$$z_3 := F_3 - Df \quad z_3 = 17.1$$

$$M(B, z) := \frac{x(B)}{z} \quad N(B, z) := \frac{y(B)}{z}$$

$$AB(B, z) := M(B, z)^2 + N(B, z)^2 + 1$$

$$BB(B, z) := M(B, z) \cdot N(B, z)$$

$$CB(B, z) := M(B, z)^2 + N(B, z)^2 + 2$$

$$DB(B, z) = \operatorname{atan} \left[\frac{2 \cdot BB(B, z) \cdot \sqrt{AB(B, z)}}{(AB(B, z) - BB(B, z))^2} \right]$$

$$EB(B, z) := \begin{cases} 0 & \text{if } DB(B, z) \geq 0 \\ \pi & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$w(B, z) := \frac{1}{\pi} \left[\frac{2 \cdot BB(B, z) \cdot CB(B, z) \cdot \sqrt{AB(B, z)}}{AB(B, z) (AB(B, z) + BB(B, z))^2} + DB(B, z) + EB(B, z) \right] \text{ Distribución de esfuerzos en el punto considerado}$$

Deformación vertical unitaria por estrato:

ASENTAMIENTO TOTAL: Elástico más consolidación

$$Es1 := \frac{E1}{(1 - \nu1^2)} \quad \delta1(B) := \left(\frac{1}{Es1} + m_{\nu1} \right) \int_{z_0}^{z_1} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

$$Es2 := \frac{E2}{(1 - \nu2^2)} \quad \delta2(B) := \left(\frac{1}{Es2} + m_{\nu2} \right) \int_{z_1}^{z_2} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

$$Es3 := \frac{E3}{(1 - \nu3^2)} \quad \delta3(B) := \left(\frac{1}{Es3} + m_{\nu3} \right) \int_{z_2}^{z_3} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

Deformación total, en cm $\delta_T(B) := \delta1(B) + \delta2(B) + \delta3(B)$

ASENTAMIENTO ELÁSTICO:

$$k_s(B) := \frac{1}{\delta_T(B)}$$

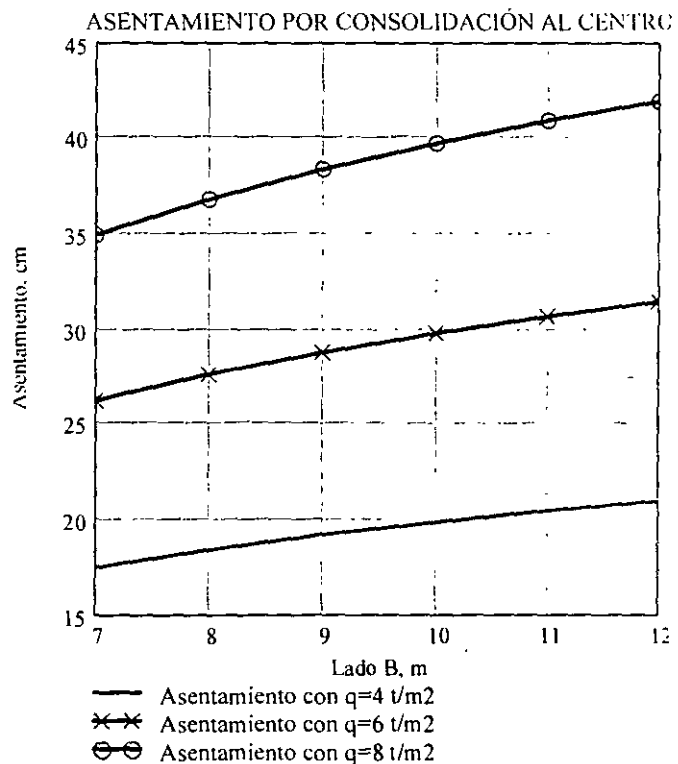
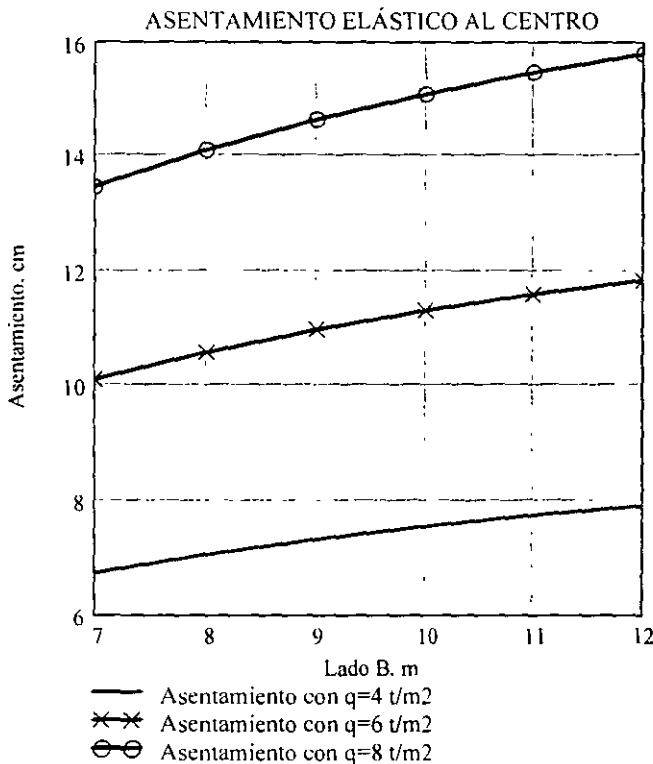
$$\delta1_e(B) := \left(\frac{1}{Es1} \right) \int_{z_0}^{z_1} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

$$\delta2_e(B) := \left(\frac{1}{Es2} \right) \int_{z_1}^{z_2} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

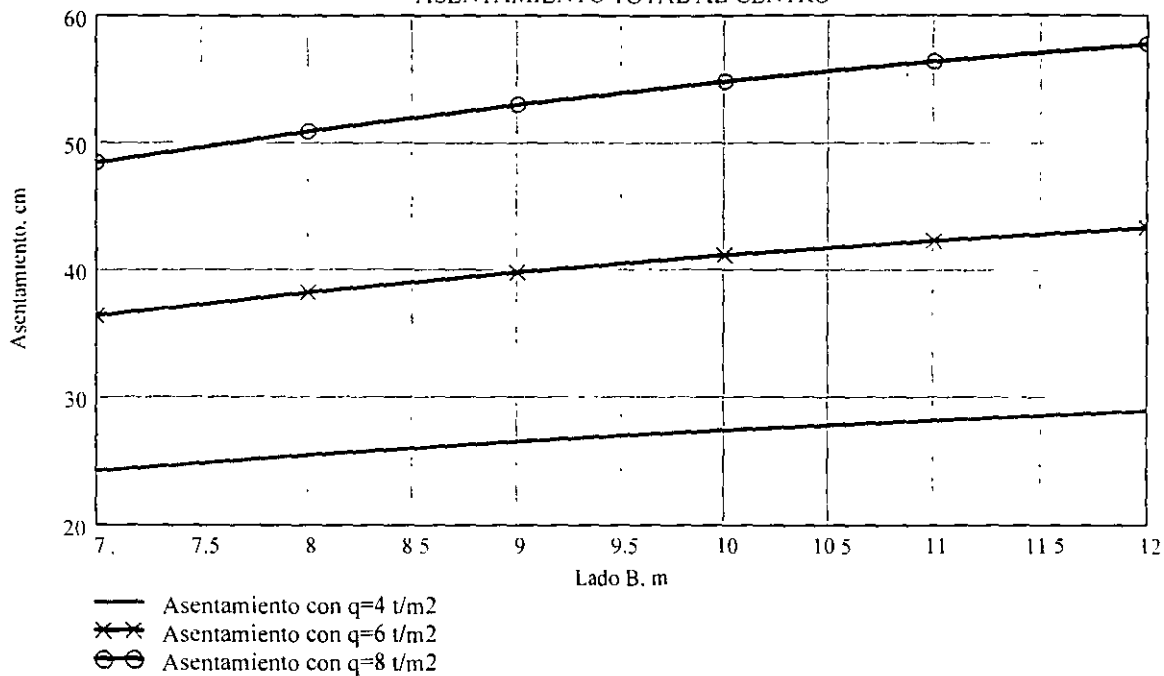
$$\delta3_e(B) := \left(\frac{1}{Es3} \right) \int_{z_2}^{z_3} w(B, z) dz \quad \text{Deformación vertical unitaria del estrato, en m}$$

Deformación elástica en cm $\delta_E(B) := \delta1_e(B) + \delta2_e(B) + \delta3_e(B)$

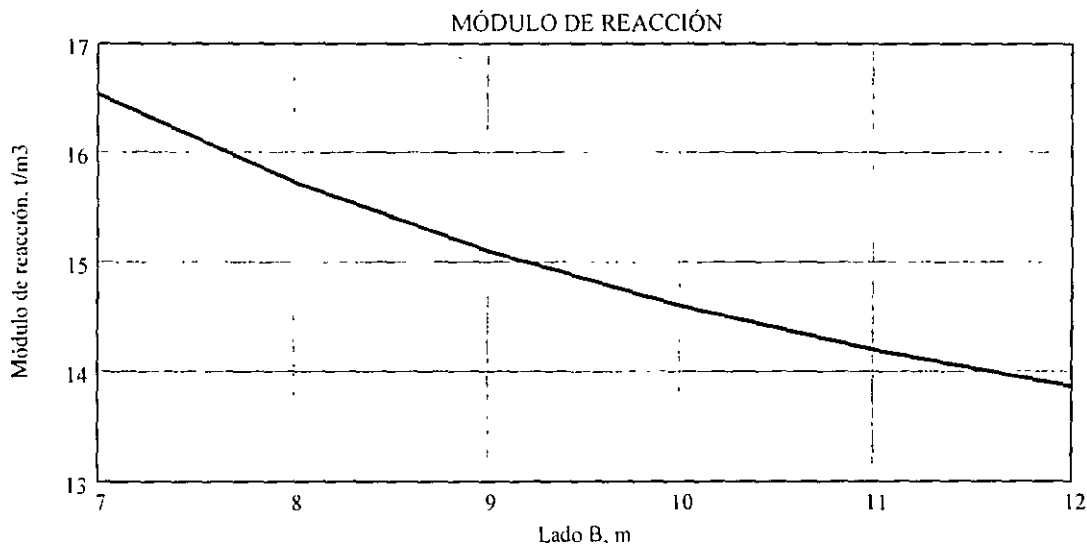
Asentamiento elástico, por consolidación y total al centro del cimiento



ASENTAMIENTO TOTAL AL CENTRO



Módulo de reacción del suelo al centro del cimiento, en t/m³



Variación del asentamiento por consolidación con respecto al tiempo

Tiempo para que se presente el 50% de la consolidación primaria para el incremento de carga de interés, s

$$t_{150} := 1800 \quad \text{Estrato 1}$$

$$t_{250} := 1910 \quad \text{Estrato 2}$$

$$t_{350} := 1420 \quad \text{Estrato 3}$$

$h := 20$ Espesor de la pastilla de suelo ensayada, en cm

$$c_{v1} := \frac{\left[0.197 \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right]}{t_{150}} \quad c_{v1} = 0.000109$$

$$c_{v2} := \frac{\left[0.197 \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right]}{t_{250}} \quad c_{v2} = 0.000103$$

$$c_{v3} := \frac{\left[0.197 \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right]}{t_{350}} \quad c_{v3} = 0.000139$$

Coefficiente de consolidación (c_v) para el incremento de presión de interés, cm^2/s

De la estratigrafía del sitio:

$H1 := 320$ Espesor del estrato 1, cm

$H2 := 260$ Espesor del estrato 2, cm

$H3 := 262$ Espesor del estrato 3, cm

Ecuación polinomial del grado de consolidación U en función del factor T

$$U(T) := \begin{cases} -2.6549153580 \cdot T^4 + 6.9561985216 \cdot T^3 - 6.7108580935T^2 + 3.3022927141T + 0.0745558845 & \text{if } T < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$B := 10$ Anchura seleccionada, m

$\delta 1_c(B) := (\delta 1(B) - \delta 1_e(B)) \cdot q(4, B)$ Asentamiento por consolidación de los estratos 1, 2 y 3,

$\delta 2_c(B) := (\delta 2(B) - \delta 2_e(B)) \cdot q(4, B)$ considerando diferentes anchuras y una presión de 4 t/m^2

$\delta 3_c(B) := (\delta 3(B) - \delta 3_e(B)) \cdot q(4, B)$

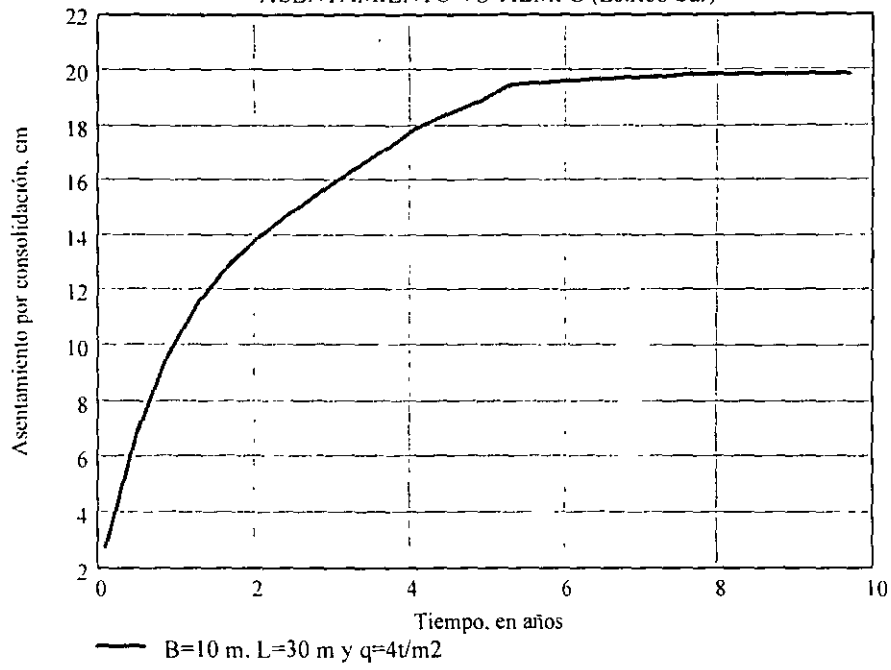
$a := 0.1, 0.5, 10$ Variación del tiempo de consolidación, en años

$t(a) = 86400 \cdot 365 \cdot a$ Tiempo de consolidación, en s

$$T1(a) := \frac{c_{v1} \cdot t(a)}{\left(\frac{H1}{2} \right)^2} \quad T2(a) := \frac{c_{v2} \cdot t(a)}{\left(\frac{H2}{2} \right)^2} \quad T3(a) := \frac{c_{v3} \cdot t(a)}{\left(\frac{H3}{2} \right)^2} \quad \text{Factor T para cada estrato}$$

$$\delta_{cTot}(U, a) := U(T1(a)) \cdot \delta 1_c(B) + U(T2(a)) \cdot \delta 2_c(B) + U(T3(a)) \cdot \delta 3_c(B)$$

ASENTAMIENTO VS TIEMPO (Estribo Sur)



1

Estimación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales

Esta hoja está basada en el Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE (B.2.4)

Estos cálculos se realizan cuando **se desconocen las cargas que transmite la estructura a la cimentación**, por lo que no se consideran factores por cargas inclinadas ni variación en la topografía del terreno.

Datos de entrada:

Parámetros geométricos de la cimentación: Rectangular

$Df := 1.0$ Profundidad de desplante, m

$B = 4$ Anchura del cimiento, m

$L := 20$ Longitud del cimiento, m

Condiciones geotécnicas del sitio:

$\gamma_s := 16$ Peso volumétrico del suelo por arriba de la cimentación, kN/m^3

$\gamma_i := 12$ Peso volumétrico del suelo debajo de la cimentación, kN/m^3

$\phi := 20$ Ángulo de fricción interna del terreno de cimentación, °

$c := 25$ Cohesión del terreno de cimentación, kPa

$NAF := 0$ Nivel de aguas freáticas, m

$$\phi := \frac{\phi}{180} \cdot \pi$$

$\gamma_w := 9.81$ Peso volumétrico del agua, kN/m^3

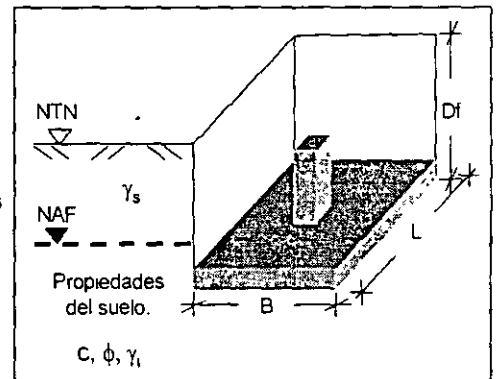
$$q := \begin{cases} \text{if } \phi \neq 0 \\ \left| \begin{array}{l} \gamma_s \cdot NAF + (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (Df - NAF) \text{ if } NAF < Df \\ (\gamma_s \cdot Df) \text{ if } NAF \geq Df \\ 0 \text{ if } NAF < 0 \\ \gamma_s \cdot Df \text{ if } \phi = 0 \end{array} \right. \end{cases}$$

$q = 6.2$ Presión del suelo por arriba del nivel de desplante, en kPa

$$\gamma := \begin{cases} (\gamma_i - \gamma_w) \text{ if } NAF \leq Df \\ \text{if } NAF > Df \\ \left| \begin{array}{l} \gamma_i - (\gamma_i - \gamma_w) \cdot \frac{NAF}{Df + B} \text{ if } NAF < Df + B \\ \gamma_i \text{ otherwise} \end{array} \right. \end{cases}$$

$\gamma = 2.2$ Peso volumétrico de la cuña de suelo pasivo, en kN/m^3

Proyecto:



Estimación de la capacidad de carga (expresión de Vesic):

Coefficientes de capacidad de carga:

$$Nq := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad Nq = 6.4$$

$$Nc := \begin{cases} (\pi + 2) \text{ if } \phi = 0 \\ \frac{Nq - 1}{\tan(\phi)} \text{ otherwise} \end{cases} \quad Nc = 14.8$$

$$Ny := 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan(\phi) \quad Ny = 5.4$$

Elaborado por la SGM-DMS

Factores de forma.

$$s_c := 1 + \left(\frac{Nq}{Nc} \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$s_q := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi)$$

$$s_\gamma := \begin{cases} 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L} & \text{if } \frac{B}{L} \leq 1 \\ 0.6 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Factores de profundidad.

$$k := \begin{cases} \frac{Df}{B} & \text{if } \frac{Df}{B} < 1 \\ \left(\operatorname{atan} \left(\frac{Df}{B} \right) \right) & \end{cases}$$

$$d_c := 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k$$

$$d_\gamma := 1$$

Capacidad de carga última:

$$q_u := c \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot Nq \cdot s_q \cdot d_q + \frac{\gamma \cdot B}{2} N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Capacidad de carga admisible:

Se considera un $FS := \begin{cases} 2.5 & \text{if } \phi = 0 \\ 4 & \text{if } \phi \neq 0 \end{cases}$

$$q_a := \begin{cases} \frac{c \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c}{FS} + q & \text{if } \phi = 0 \\ \frac{c \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot (Nq - 1) \cdot s_q \cdot d_q + \frac{\gamma \cdot B}{2} N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma}{FS} + q & \text{if } \phi > 0 \end{cases}$$

Suelo cohesivo

Suelo cohesivo-friccionante
o suelo friccionante**RESUMEN DE RESULTADOS:****Geometría considerada**Profundidad de desplante, m $Df = 1$ Longitud del cimiento, m $L = 20$ Ancho del cimiento, m $B = 4$ Factor de seguridad considerado $FS = 4$ Capacidad de carga última del cimiento, kPa $q_u = 607$ Capacidad de carga admisible del cimiento, kPa $q_a = 132$

Diseño por capacidad de carga en cimentaciones superficiales

En estos cálculos no se consideran cargas inclinadas ni variación en la topografía del terreno

Proyecto

Parámetros geométricos de la cimentación: Rectangular

$D_f := 2.5$ Profundidad de desplante, m
 $B := 7,8..12$ Ancho del cimiento, m
 $L := 30$ Longitud del cimiento, m

Propiedades del suelo

$\gamma := 1.6$ Peso volumétrico del terreno de cimentación, t/m³
 $\phi := 0$ Ángulo de fricción interna del terreno de cimentación, °
 $c := 5.1$ Cohesión del terreno de cimentación, t/m²
 $q := \gamma \cdot D_f$ $q = 4$ Presión total al nivel de desplante, en t/m²
 $NAF := 2.2$ Nivel de aguas freáticas, m
 $\phi := \frac{\phi}{180} \cdot \pi$

Estimación de la capacidad de carga utilizando la expresión de Vesic:

Coefficientes de capacidad de carga:

$$N_q := e^{\pi \tan(\phi)} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad N_q = 1$$

$$N_c := \begin{cases} (\pi + 2) & \text{if } \phi = 0 \\ \frac{N_q - 1}{\tan(\phi)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad N_c = 5.14$$

$$N_\gamma := 2 (N_q + 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi) \quad N_\gamma = 0$$

Factores de forma:

$$s_c(B) := \begin{cases} \left[1 + \left(\frac{N_q}{N_\gamma} \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \right] & \text{if } N_\gamma > 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_q(B) := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi)$$

$$s_\gamma(B) := 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L}$$

Factores de profundidad

$$k(B) := \begin{cases} \frac{D_f}{B} & \text{if } \frac{D_f}{B} < 1 \\ \left(\operatorname{atan}\left(\frac{D_f}{B}\right) \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad d_c(B) := 1 + 0.4 \cdot k(B)$$

$$d_q(B) = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k(B)$$

$$d_\gamma(B) = 1$$

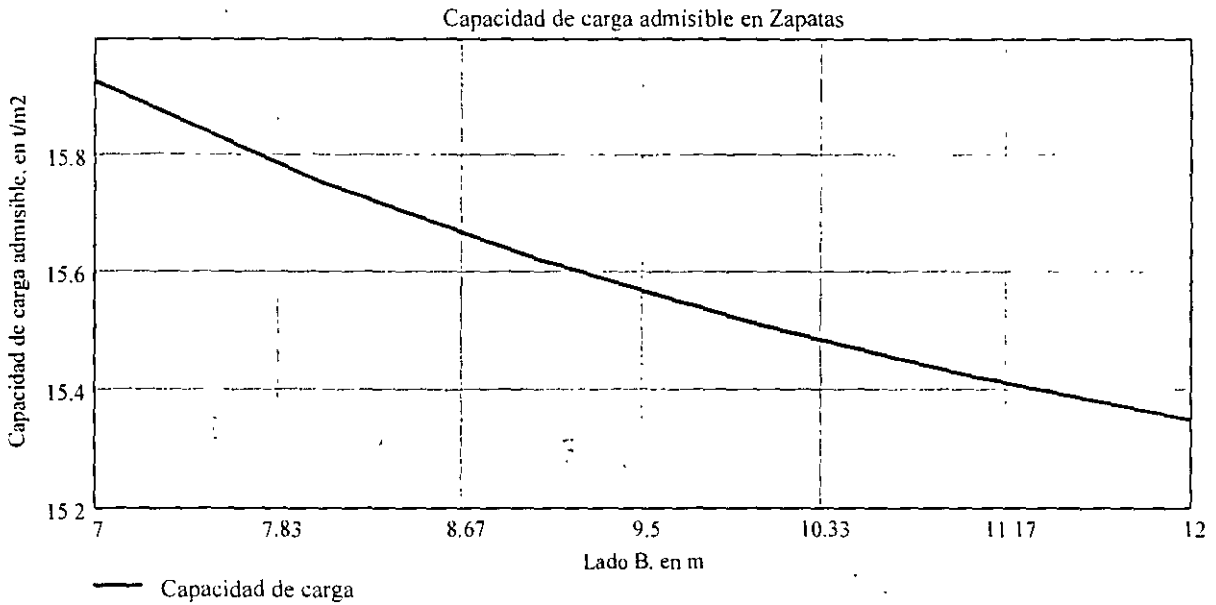
Capacidad de carga última:

$$q_u(B) := c \cdot N_c \cdot s_c(B) \cdot d_c(B) + q \cdot N_q \cdot s_q(B) \cdot d_q(B) + \frac{\gamma \cdot B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma(B) \cdot d_\gamma(B)$$

Capacidad de carga admisible:

Se considera un FS = 2.5

$$q_a(B) := \begin{cases} \frac{c \cdot N_c \cdot s_c(B) \cdot d_c(B)}{FS} + q & \text{if } \phi = 0 \text{ Suelo cohesivo} \\ \frac{q_u(B)}{FS} & \text{if } \phi > 0 \text{ Suelo cohesivo-friccionante} \\ & \text{o suelo friccionante} \end{cases}$$



Df = 2.5 Profundidad de desplante, m

Parámetros geométricos

L = 30 Longitud del cimiento, m

Ancho del cimiento, m

Capacidad de carga admisible, t/m²

B =

7
8
9
10
11
12

q_a(B) =

15.93
15.76
15.63
15.52
15.43
15.35

Verificación de los estados límite de falla en cimentaciones superficiales sobre suelos friccionantes

NOTA: La verificación de los estados límite de falla se realiza con base en lo indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC), CFE, sección B.2.4.

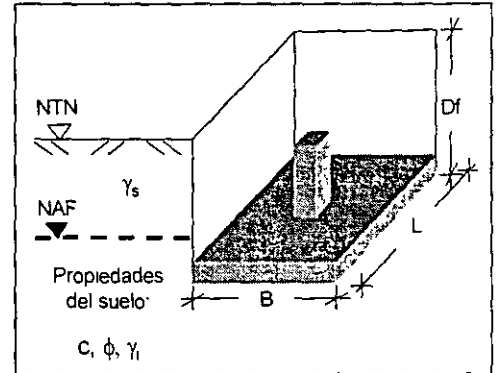
Proyecto:

Parámetros geométricos de la cimentación

- $Df := 1.2$ Profundidad de desplante, m
- $B := 11$ Ancho del cimiento, m
- $L := 28$ Longitud del cimiento, m

Propiedades del suelo

- $\gamma_s := 19$ Peso volumétrico del suelo por arriba de la cimentación, kN/m³
- $\gamma_i := 19$ Peso volumétrico del suelo debajo de la cimentación, kN/m³
- $\phi := 35$ Ángulo de fricción interna del terreno de cimentación, °
- $Dr := 70$ Compacidad relativa del terreno de cimentación, %
- $NAF := 100$ Nivel de aguas freáticas, en m
- $\gamma_w := 9.81$ Peso volumétrico del agua, kN/m³
- $F_R := 0.35$ Factor de reducción de acuerdo con el MDOC, CFE



$$\phi := \frac{\phi}{180} \pi \quad Dr := \frac{Dr}{100}$$

CONDICIONES DE CARGA ANALIZADAS

CONDICIÓN DE CARGA VERTICAL MAX

Condiciones de carga en el cimiento:

- $\Sigma Q := 38441$ Carga en sentido vertical, en kN
- $F_x := 0$ Fuerza horizontal x, en kN
- $F_z := 0$ Fuerza horizontal z, en kN
- $M_B := 55$ Momento flexionante en dirección del ancho, en kN-m
- $M_L := 177675$ Momento flexionante en dirección del largo, en kN-m
- $FC_{cv} := 1$ Factor de carga

Excentricidades de carga:

- $e_B := \frac{M_B}{\Sigma Q} = 0.001$ Excentricidad de carga en dirección del ancho, en m
- $e_L := \frac{M_L}{\Sigma Q} = 4.622$ Excentricidad de carga en dirección del largo, en m

$$R_h = \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{Resultante horizontal, en kN}$$

Primer término de la desigualdad:

$$A' := (B - 2 e_B) \cdot (L - 2 e_L) \quad A' = 206.3 \quad \text{Área reducida del cimiento, en m}^2$$

$$CV_{MAX} = \frac{\Sigma Q \cdot FC_{cv}}{A'} \quad \frac{\Sigma Q \cdot FC_{cv}}{A'} = 186.4 \quad \text{Primer término de la desigualdad, en kPa}$$

Segundo término de la desigualdad:

Corrección del ángulo de fricción:

$$\alpha := \begin{cases} \left((0.67 + Dr - 0.75 \cdot Dr^2) \right) & \text{if } Dr < 0.67 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha = 1$$

$$\phi = \text{atan}(\alpha \cdot \tan(\phi)) \quad \phi = 0.6 \quad \text{en rad}$$

$$\phi \cdot \frac{180}{\pi} = 35 \quad \text{en } ^\circ$$

Presión de poro y efectiva al nivel de desplante.

$$p_v := \gamma_s Df$$

$$p_v = 22.8$$

Presión total al nivel de desplante, en kPa

$$u := \begin{cases} 0 & \text{if } Df < NAF \\ (Df - NAF) \cdot \gamma_w & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$u = 0$$

Presión de poro al nivel de desplante, en kPa

$$p'_v := p_v - u$$

$$p'_v = 22.8$$

Presión efectiva al nivel de desplante, en kPa

Cálculo de coeficientes.

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

$$Nq = 33.3$$

$$Ny := 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan(\phi)$$

$$Ny = 48$$

$$F2(B) := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{B}{L} \geq 1 \\ \frac{B}{L} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F2(B) = 0.4$$

$$Nq' := Nq (1 + F2(B) \cdot \tan(\phi)) \quad Nq' = 42.5$$

$$Ny' := Ny (1 - 0.4 \cdot F2(B)) \quad Ny' = 40.5$$

$$\gamma := \begin{cases} (\gamma_i - \gamma_w) & \text{if } NAF < Df \\ \text{if } NAF > Df \\ \left| \begin{cases} \gamma_i - (\gamma_i - \gamma_w) \frac{NAF}{Df + B} & \text{if } NAF < Df + B \\ \gamma_i & \text{otherwise} \end{cases} \right. \end{cases}$$

$$\gamma = 19$$

Peso volumétrico de la cuña de suelo pasivo, en kN/m³

$$RCVMAX := \left[p'_v \cdot (Nq' - 1) + \frac{(\gamma \cdot B \cdot Ny')}{2} \right] \cdot \left(1 - \frac{Rh}{\Sigma Q} \right)^2 \cdot FR + p_v$$

$$RCVMAX = 1834.2 \quad \text{Segundo término de la desigualdad, en kPa}$$

CONDICIÓN SÍSMICA SX

Condiciones de carga en el cimiento:

$\Sigma Q := 19600$	Carga en sentido vertical, en kN
$F_x := 2350$	Fuerza horizontal x, en kN
$F_z := 150$	Fuerza horizontal z, en kN
$M_B := 31073$	Momento flexionante en dirección del ancho, en kN-m
$M_L := 129128$	Momento flexionante en dirección del largo, en kN-m
$FC_{s1} := 1$	Factor de carga

Excentricidades de carga:

$$e_B := \frac{M_B}{\Sigma Q} \quad e_B = 1.585 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del ancho, en m}$$

$$e_L := \frac{M_L}{\Sigma Q} \quad e_L = 6.588 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del largo, en m}$$

$$Rh := \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{Resultante horizontal, en kN}$$

Primer término de la desigualdad:

$$A' := (B - 2 \cdot e_B) \cdot (L - 2 \cdot e_L)$$

$$A' = 116.1 \quad \text{Área reducida del cimiento, en m}^2$$

$$S_{XMAX} := \frac{\Sigma Q \cdot FC_{s1}}{A'}$$

$$\frac{\Sigma Q \cdot FC_{s1}}{A'} = 168.9 \quad \text{Primer término de la desigualdad, en kPa}$$

Segundo término de la desigualdad:

$$R_{SXMAX} := \left[p' \cdot v \cdot (Nq' - 1) + \frac{(\gamma \cdot B \cdot Ny')}{2} \right] \cdot \left(1 - \frac{Rh}{\Sigma Q} \right)^2 \cdot F_R + p_v$$

$$R_{SXMAX} = 1425.1 \quad \text{Segundo término de la desigualdad, en kPa}$$

CONDICIÓN SÍSMICA SY

Condiciones de carga en el cimiento:

- $\Sigma Q := 28171.54$ Carga en sentido vertical, en kN
- $F_x := 553$ Fuerza horizontal x, en kN
- $F_z := 4150$ Fuerza horizontal z, en kN
- $M_B := 87804$ Momento flexionante en dirección del ancho, en kN-m
- $M_L := 142836$ Momento flexionante en dirección del largo, en kN-m
- $FC_{s1} := 1.0$ Factor de carga

Excentricidades de carga:

$$e_B := \frac{M_B}{\Sigma Q} \quad e_B = 3.117 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del ancho, en m}$$

$$e_L := \frac{M_L}{\Sigma Q} \quad e_L = 5.07 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del largo, en m}$$

$$Rh := \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{Resultante horizontal, en kN}$$

Primer término de la desigualdad:

$$A' := (B - 2 \cdot e_B) \cdot (L - 2 \cdot e_L)$$

$$A' = 85.1 \quad \text{Área reducida del cimiento, en m}^2$$

$$S_{YMAX} = \frac{\Sigma Q \cdot FC_{s1}}{A'}$$

$$\frac{\Sigma Q \cdot FC_{s1}}{A'} = 330.9 \quad \text{Primer término de la desigualdad, en kPa}$$

Segundo término de la desigualdad:

$$R_{SYMAX} := \left[p' \cdot v \cdot (Nq' - 1) + \frac{(\gamma \cdot B \cdot Ny')}{2} \right] \cdot \left(1 - \frac{Rh}{\Sigma Q} \right)^2 \cdot F_R + p_v$$

$$R_{SYMAX} = 1335.8 \quad \text{Segundo término de la desigualdad, en kPa}$$

CONDICIÓN VIENTO VX

Condiciones de carga en el cimiento:

- $\Sigma Q := 22591$ Carga en sentido vertical, en kN
- $F_x := 895$ Fuerza horizontal x, en kN
- $F_z := 4968$ Fuerza horizontal z, en kN
- $M_B := 8891$ Momento flexionante en dirección del ancho, en kN-m
- $M_L := 98746$ Momento flexionante en dirección del largo, en kN-m
- $FC_{v1} := 1.0$ Factor de carga

Excentricidades de carga:

$$e_B := \frac{M_B}{\Sigma Q} \quad e_B = 0.394 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del ancho, en m}$$

$$e_L := \frac{M_L}{\Sigma Q} \quad e_L = 4.371 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del largo, en m}$$

$$R_h := \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{Resultante horizontal, en kN}$$

Primer término de la desigualdad:

$$A' := (B - 2 \cdot e_B) \cdot (L - 2 \cdot e_L) \quad A' = 196.7 \quad \text{Área reducida del cimiento, en m}^2$$

$$VX_{MAX} := \frac{\Sigma Q \cdot FC_{v1}}{A'} \quad \frac{\Sigma Q \cdot FC_{v1}}{A'} = 114.9 \quad \text{Primer término de la desigualdad, en kPa}$$

Segundo término de la desigualdad:

$$RVX_{MAX} := \left[p'_v \cdot (Nq' - 1) + \frac{(\gamma \cdot B \cdot Ny')}{2} \right] \left(1 - \frac{R_h}{\Sigma Q} \right)^2 F_R + p_v \quad RVX_{MAX} = 1115.1 \quad \text{Segundo término de la desigualdad, en kPa}$$

CONDICIÓN VIENTO VY

Condiciones de carga en el cimiento:

$\Sigma Q := 26700$	Carga en sentido vertical, en kN
$F_x := 6891$	Fuerza horizontal x, en kN
$F_z := 225$	Fuerza horizontal z, en kN
$M_B := 56807$	Momento flexionante en dirección del ancho, en kN-m
$M_L := 118415$	Momento flexionante en dirección del largo, en kN-m
$FC_{v2} := 1.0$	Factor de carga

Excentricidades de carga:

$$e_B := \frac{M_B}{\Sigma Q} \quad e_B = 2.128 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del ancho, en m}$$

$$e_L := \frac{M_L}{\Sigma Q} \quad e_L = 4.435 \quad \text{Excentricidad de carga en dirección del largo, en m}$$

$$R_h := \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{Resultante horizontal, en kN}$$

Primer término de la desigualdad:

$$A' := (B - 2 \cdot e_B) \cdot (L - 2 \cdot e_L) \quad A' = 129 \quad \text{Área reducida del cimiento, en m}^2$$

$$VY_{MAX} := \frac{\Sigma Q \cdot FC_{v2}}{A'} \quad \frac{\Sigma Q \cdot FC_{v2}}{A'} = 206.9 \quad \text{Primer término de la desigualdad, en kPa}$$

Segundo término de la desigualdad:

$$RVY_{MAX} := \left[p'_v \cdot (Nq' - 1) + \frac{(\gamma \cdot B \cdot Ny')}{2} \right] \left(1 - \frac{R_h}{\Sigma Q} \right)^2 F_R + p_v \quad RVY_{MAX} = 1019.5 \quad \text{Segundo término de la desigualdad, en kPa}$$

RESUMEN DE RESULTADOS:

Primer término de la desigualdad, kPa

CVMAX = 186.4
SXMAX = 168.9
SYMAX = 330.9
VXMAX = 114.9
VYMAX = 206.9

Segundo término de la desigualdad, kPa

RCVMAX = 1834.2
RSXMAX = 1425.1
RSYMAX = 1335.8
RVXMAX = 1115.1
RVYMAX = 1019.5

Como en todos los casos el primer término de la desigualdad es menor al segundo término, la cimentación cumple con los estados límite de falla indicados en el MDOC, CFE.