

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**METODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR  
CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS  
MONOTUBULARES**

**POR**

**LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ**

Como requisito parcial para obtener el grado de  
**MAESTRIA EN CIENCIAS** con Especialidad en  
Ingeniería Estructural

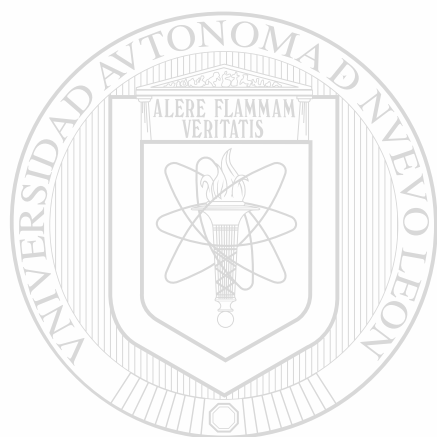
**OCTUBRE, 1998**

TM  
TA775  
A7  
c.1





1080087071



# UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR  
CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS  
MONOTUBULARES

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ

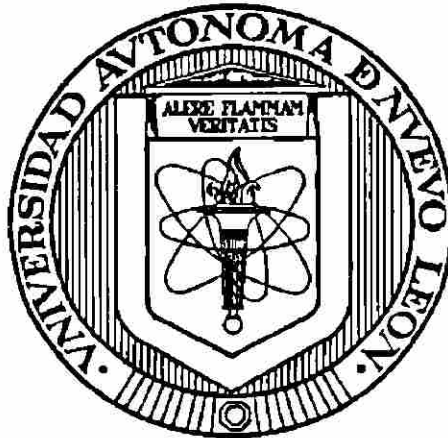
Como requisito parcial para obtener el grado de  
MAESTRIA EN CIENCIAS con Especialidad en  
Ingeniería Estructural

OCTUBRE, 1998



**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**METODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR  
CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS  
MONOTUBULARES**

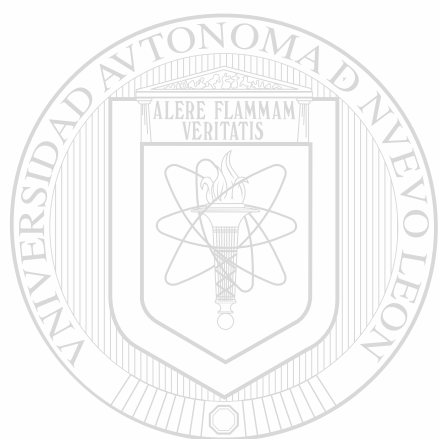
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Por  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ**

Como requisito parcial para obtener el Grado de  
**MAESTRIA EN CIENCIAS con Especialidad en  
Ingeniería Estructural**

**Octubre, 1998**

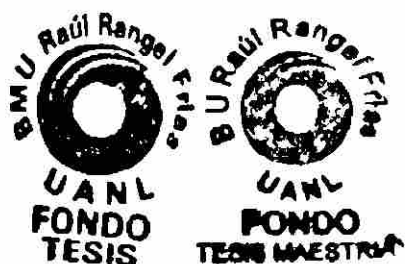


# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



# METODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS MONOTUBULARES

**Aprobación de la tesis:**



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Ricardo", is written over a horizontal line.

**Asesor de la Tesis  
Dr. Ricardo González Alcorta**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Ricardo", is written over a horizontal line.

**Secretario de la División de Estudios de Postgrado**

**Dr. Ricardo González Alcorta**



---

---

## RESUMEN

Luis Manuel Aranda Maltez

Fecha de obtención del grado: Octubre de 1998

Universidad Autónoma de Nuevo León

Facultad de Ingeniería Civil

Título de la Tesis: **METODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR  
CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS  
MONOTUBULARES**

Número de Páginas: 110

Area de Estudio: Ingeniería Estructural aplicada a cimentaciones

**Propósito, Contribuciones y Conclusión general:** El uso cada vez mayor de estructuras monotubulares como el que se presenta en los postes de circuitos de alta tensión, anuncios panorámicos, grúas bandera, etc; ha motivado la realización de este trabajo, que proporcione alternativas de diseño económicos y eficientes.

Se estudió el comportamiento de cimentaciones tipo pilote corto sin restricciones contra rotación, para suelos cohesivos y friccionantes para comportamientos elásticos e inelásticos.

Se desarrollaron ecuaciones para el cálculo del diagrama de presiones del suelo, así como para el cálculo de la profundidad de la cimentación y sus desplazamientos laterales.

Dado que el control de deformaciones laterales es una limitación importante, se proponen criterios de diseño aplicables a estructuras que cumplen diferentes funciones, además se sugieren estudios de mecánica de suelos para la obtención de los parámetros de diseño.

Se efectuaron algunos ejemplos de aplicación empleando los métodos desarrollados en el presente trabajo, los cuales comparados con sistemas tradicionales con base en zapatas, pedestales y anclas resultan más económicos y rápidos de construir.

## AGRADECIMIENTOS

*Agradezco a Dios mi Señor, a quien debo todo lo que tengo y todo lo que soy, el haberme permitido alcanzar esta meta.*

*A la Universidad Autónoma de Nuevo León noble y generosa Institución que me abrió sus puertas a través de la Facultad de Ingeniería Civil.*

*Al Dr. Ricardo Gonzalez Alcorta, por sus palabras de ánimo y apoyo.*

*Al Ing. Gregorio Farias Longoria, por su sabiduría y consejo.*

*Al Ing. José Ignacio Rincón López, y al Departamento de Geotecnia, por todo el apoyo brindado.*

## DEDICATORIAS:

*A mi esposa Rosa Aurora, por su decidido apoyo, comprensión y cariño.*

*A mis hijos Luis Manuel, Roberto Carlos y David Antonio, quienes me han inspirado ánimo*

*A mi madre Amanda, por su amor y entrega, mi eterna gratitud.*

*A mis hermanos José Antonio y Magdalila, con admiración y respeto.*



# UANL

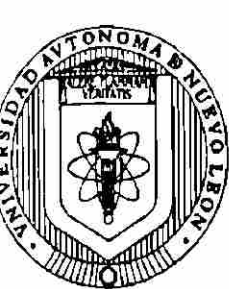
---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

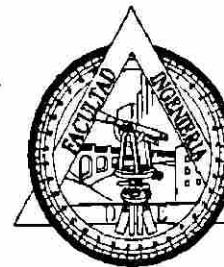
®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS





**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**SECRETARIA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**



**MONTERREY, N.L, OCTUBRE 23, 1998.**

**ING. LÁZARO VARGAS GUERRA**  
**DIRECTOR DEL DEPTO. ESCOLAR Y**  
**DE ARCHIVO DE LA U.A.N.L.**  
**TORRE DE RECTORÍA**  
**PRESENTE.-**

**Estimado Ing. Vargas:**

Por este conducto me permito comunicarle que el **ING. LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ**, pasante de la **MAESTRÍA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL**, ha solicitado su examen de Grado, para lo cual ha cubierto la totalidad de los requisitos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales de nuestra Institución. Le pido amablemente girar las instrucciones necesarias para el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin otro particular de momento, me es grato enviarle un cordial saludo y reiterarme a sus respetables órdenes.

**DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS**

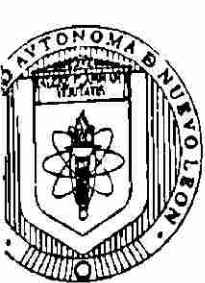
**ATENTAMENTE,**  
**“ ALERE FLAMMAM VERITATIS “**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**EL SECRETARIO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**

**DR. RICARDO GONZÁLEZ ALCORTA.**

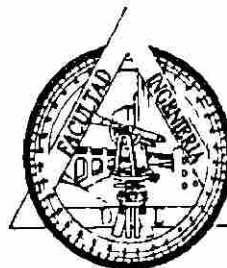


**SECRETARIA DE ESTUDIOS**  
**DE POSTGRADO**

C.c.p. Archivo.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 SECRETARIA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



COMPROBANTE DE CORRECCION

Tesista: LUIS MANUEL ARANDA MALTEZ

Tema de la tesis: MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA DISEÑAR CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS MONOTUBULARES.

Este documento certifica la corrección DEFINITIVA del trabajo de tesis arriba identificado, en los aspectos: ortográficos, metológico y estilístico.

Recomendaciones adicionales:

(NINGUNA)

Nombre y firma de quien corrigió:

Arq. Ramón Longoria Ramírez

El Secretario de Postgrado:

Dr. Ricardo González Alcorta

Ciudad Universitaria, a 23 de octubre de 1998.

---

---

## TABLA DE CONTENIDO

Capítulo	Página
1. INTRODUCCION . . . . .	1
2. DETERMINACION ANALITICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELOS FRICCIONANTES . . . . .	7
2.1 Introducción . . . . .	7
2.2 Desarrollo de presiones en suelos friccionantes. . . . .	9
2.2.1 Pilote sujeto a corte y momento . . . . .	9
2.2.2 Pilote sujeto a momento . . . . .	21
3. DETERMINACION ANALITICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELOS COHESIVOS . . . . .	31
3.1 Introducción . . . . .	31
3.2 Desarrollo de presiones en suelos cohesivos . . . . .	31
3.2.1 Pilote sujeto a corte y momento . . . . .	31
3.2.2 Pilote sujeto a momento . . . . .	37
4. DISTRIBUCION DE PRESIONES POR EL METODO DE BROMS . . . . .	43
4.1 Introducción . . . . .	43
4.2 Presiones en suelos cohesivos . . . . .	43
4.3 Presiones en suelos friccionantes . . . . .	45
4.4 Desplazamientos laterales . . . . .	48
4.4.1 Suelos cohesivos . . . . .	49
4.4.2 Suelos friccionantes . . . . .	50



Capítulo	Página
5. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS . . . . .	55
5.1 Introducción . . . . .	55
5.2 Clasificación de cimentaciones . . . . .	55
5.3 Propiedades del suelo . . . . .	56
5.4 Módulo de reacción horizontal del suelo . . . . .	57
5.5 Resultados de ensayos de laboratorio . . . . .	61
5.6 Angulo de fricción interna . . . . .	63
6. CRITERIOS DE DISEÑO . . . . .	81
6.1 Criterio de inmovilidad . . . . .	83
6.2 Criterio de analogía con estructuras convencionales . . . . .	84
6.3 Criterio de deformaciones permanentes . . . . .	85
7. EJEMPLOS DE APLICACIÓN . . . . .	87
7.1 Ejemplo No. 1. . . . .	87
7.2 Ejemplo No. 2. . . . .	94
8. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION . . . . .	96
8.1 Postes de empotramiento directo . . . . .	96
8.2 Descripción del procedimiento de construcción para postes troncocónicos de suspensión, deflexión y remate para circuitos de transmisión eléctrica de alta tensión. . . . .	97
8.3 Postes con placa base y anclas . . . . .	98
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .	101
REFERENCIAS . . . . .	103
APENDICES. . . . .	105
APENDICE A.- DEDUCCION DE LAS FORMULAS PARA EL DISEÑO DE ANCLAS . . . . .	106
DATOS AUTOBIOGRAFICOS . . . . .	110

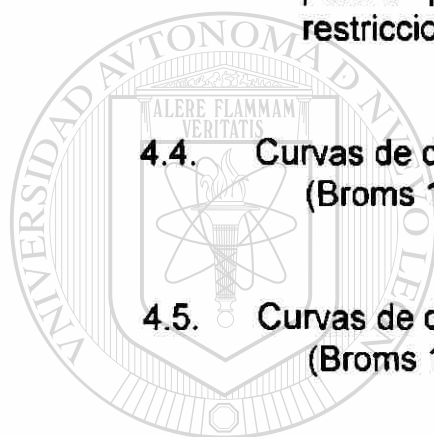
---

---

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1.1. Solución es de cimentación para estructuras monotubulares . . . . .	5
1.2. Diferentes casos en los que se pueden usar cimentaciones tipo pilote . . . . .	6
2.1. Poste cargado lateralmente . . . . .	24
2.2. Representación de los empujes activos y pasivos del suelo sobre la cimentación . . . . .	24
2.3. Resistencia del suelo a la rotación del poste en suelos friccionantes. . . . .	25
2.4. Variación de $y_0$ con H . . . . .	25
2.5. Variación de las presiones $q$ vs $P$ . . . . .	26
2.6. Presiones $q_1$ , $q_2$ , $q_y$ . . . . .	26
3.1. Resistencia del suelo a la rotación del poste en suelos cohesivos . . . . .	39
3.2. Variación de $y_0$ con H . . . . .	39

Figura	Página
4.1. Desplazamiento, diagramas de carga, corte y momentos para un pilote corto en suelos cohesivos sin restricciones contra rotación (Broms 1964)	52
4.2. Modo de falla de un pilote corto sin restricciones contra rotación en suelos friccionantes (Broms 1964)	52
4.3. Desplazamiento, diagramas de carga, corte y momentos para un pilote corto en suelos friccionantes sin restricciones contra rotación (Broms 1964)	52
4.4. Curvas de diseño para suelos cohesivos (Broms 1964)	53
4.5. Curvas de diseño para suelos friccionantes (Broms 1964)	54
<hr/>	
5.1. Planta de un circuito de alta tensión	64
5.2. Gráfica para determinar el módulo de reacción del suelo	64
5.3. Valores de $K_h$ en $\text{Kg/cm}^3$ en pruebas de placa	64
5.4. Perfil estatigráfico	65
6.1. Desplazamientos permisibles	84
7.1. Dimensiones del anuncio	88
7.2. Solicitaciones	88



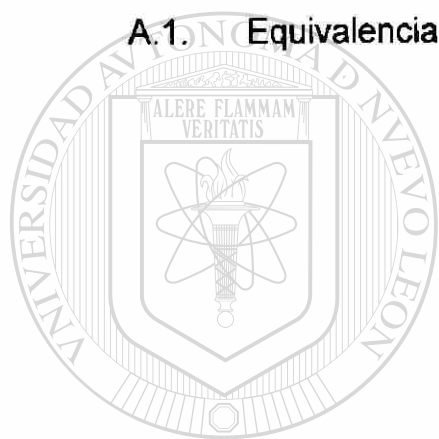
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Figura	Página
7.3. Croquis del refuerzo . . . . .	91
8.1. Poste de empotramiento directo . . . . .	100
8.2. Planta de montaje . . . . .	100
8.3. Poste con placa base y anclas . . . . .	100
A.1. Equivalencia de anclas por cilindros . . . . .	106



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

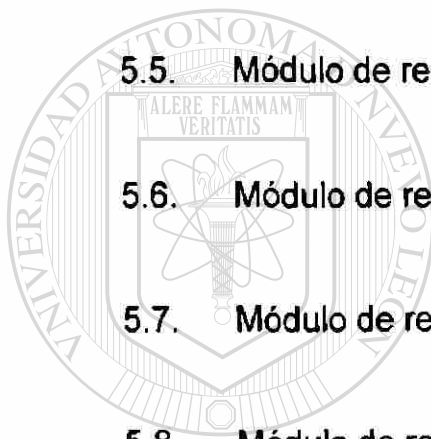
---

---

## LISTA DE GRAFICAS

Gráfica	Página
2.1. Cálculo de la profundidad de la cimentación para $\phi = 25^\circ$	27
2.2. Cálculo de la profundidad de la cimentación Para $\phi = 30^\circ$	28
2.3. Cálculo de la profundidad de la cimentación Para $\phi = 35^\circ$	29
2.4. Cálculo de profundidad de la cimentación Para $\phi = 40^\circ$	30
3.1. Cálculo de la profundidad de cimentación para $c = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ $\varphi = 30^\circ$	40
3.2. Cálculo de la profundidad de cimentación para $c = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$ $\varphi = 30^\circ$	41
3.3. Cálculo de la profundidad de cimentación para $c = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$ $\varphi = 30^\circ$	42

5.1.	Módulo de reacción horizontal $y = 1 \text{ m}$	66
5.2.	Módulo de reacción horizontal $y = 1 \text{ m}$	67
5.3.	Módulo de reacción horizontal $y = 1 \text{ m}$	68
5.4.	Módulo de reacción horizontal $y = 1.7 \text{ m}$	69
5.5.	Módulo de reacción horizontal $y = 1.7 \text{ m}$	70
5.6.	Módulo de reacción horizontal $y = 2.1 \text{ m}$	71
5.7.	Módulo de reacción horizontal $y = 2.1 \text{ m}$	72
5.8.	Módulo de reacción horizontal $y = 2.1 \text{ m}$	73
<hr/>		
5.9.	Círculos de Mohr $y = 1.0 \text{ m}$	74
5.10.	Círculos de Mohr $y = 1.0 \text{ m}$	75
5.11.	Círculos de Mohr $y = 1.7 \text{ m}$	76
5.12.	Círculos de Mohr $y = 1.7 \text{ m}$	77
5.13.	Círculos de Mohr $y = 2.1 \text{ m}$	78



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

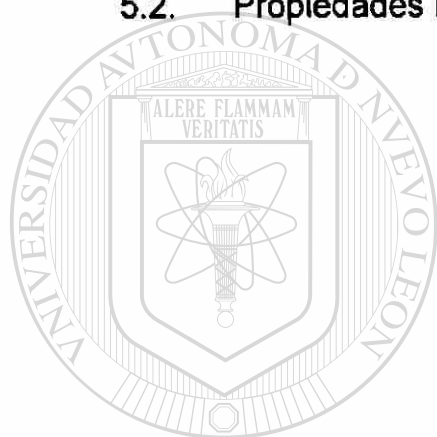


---

---

## LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
4.1. Valores de $n_h$ . . . . .	51
5.1. Resumen de resultados . . . . .	79
5.2. Propiedades índice . . . . .	80



# UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

---

---

## NOMENCLATURA

$A_g =$  Area total o gruesa de la sección transversal de un pilote.

$B_1 =$  Lado de una placa cuadrada usada en la prueba de placa.

$D =$  Profundidad de la cimentación.

$D' =$  Diámetro del arreglo de las anclas.

$E_p =$  Módulo de elasticidad del pilote.

$F =$  Fuerza en las anclas.

$E_s =$  Módulo de elasticidad del suelo.

$H =$  Altura de aplicación de la carga  $P$ .

$I_p =$  Momento de inercia del pilote.

$K_a =$  Coeficiente de empuje activo =  $Tg^2 (45^\circ - \phi/2)$

---

$K_p =$  Coeficiente de empuje =  $Tg^2 (45^\circ + \phi/2)$

$M =$  Momento actuante.

$N =$  Número de golpes de una prueba de penetración.

$N' =$  Número de anclas.

$P =$  Carga concentrada actuando en el extremo del poste.

$R =$  Radio de un cilindro de pared delgada.

$R_1, R_2 =$  Resultantes de los empujes pasivos del suelo sobre la cimentación.

$W =$  Carga axial sobre la cimentación

$a =$	Constante, factor empírico de proporción.
$b =$	Ancho de la cimentación.
$b' =$	Separación entre anclas
$c =$	Cohesión del suelo.
$c_u =$	Cohesión última del suelo.
$f'c =$	Resistencia última del concreto a la compresión.
$f_y =$	Esfuerzo de cedencia de las varillas corrugadas para refuerzo.
$K_h =$	Módulo de reacción horizontalmente del suelo.
$K_1 =$	Módulo de reacción para una placa cuadrada $B_1 \times B_1$
$(K_h)_y =$	Módulo de reacción horizontal del suelo a una profundidad $y$ .
$m_v =$	Coefficiente de compresibilidad del volumen.
$x =$	Deflexiones horizontales.
$x_o =$	Desplazamiento lateral en la superficie del suelo.
$x_D =$	Desplazamiento de la cimentación a una profundidad $D$ .
$y =$	Profundidad de un punto en consideración medido desde la Superficie del suelo.
$y_o =$	Profundidad del punto pivote "0".
$q =$	Presiones unitarias en el suelo.
$q_a =$	Presión de empuje activo.
$(q_a)_y =$	Presión de empuje activo a una profundidad $y$ .
$q_D =$	Presión de suelo a una profundidad $D$ .
$q_o =$	Presión del suelo a nivel de superficie.
$q_1 =$	Presión máxima a una profundidad $y/2$ .

- $q_2 =$  Presión máxima a una profundidad D.
- $q_p =$  Presión de empuje pasivo.
- $(q_p)_y =$  Presión de empuje pasivo a una profundidad y.
- $q_t =$  Presión límite o máxima a una profundidad  $y_0$ .
- $q_{y \max} =$  Presión límite o máxima a una profundidad y.
- $t =$  Espesor de un cilindro de pared delgada.
- $\propto =$  Símbolo de proporcionalidad.

$\gamma =$  Peso volumétrico del suelo.

$\gamma' b =$  Diámetro del círculo formado por las varillas de refuerzo.

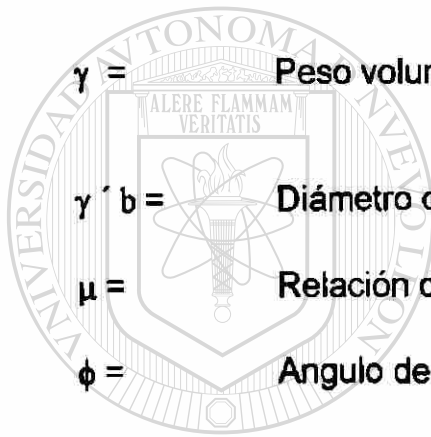
$\mu =$  Relación de Poisson.

$\phi =$  Angulo de fricción interna.

$\theta =$  Angulo que forma la tangente a la curva de presiones en  $y_0$  con respecto a la vertical.

$\sigma_c =$  Esfuerzos de compresión.

$\sigma_t =$  Esfuerzos de tensión.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

®

## CAPITULO 1

---

---

### INTRODUCCION

El crecimiento de las grandes ciudades se ha caracterizado por un desarrollo vertical, de edificaciones, en las cuales la actividad humana tiene lugar, tanto en dependencias gubernamentales como en privadas y en centros habitacionales o de diversión. Este crecimiento de las poblaciones urbanas tiene cada vez más una mayor dependencia de energía eléctrica. El incremento en la demanda requiere de la transmisión de volúmenes de energía eléctrica cada vez mayor, provocando que para satisfacer la demanda se recurra a la transmisión de voltajes cada vez más altos, con los problemas inherentes para las zonas urbanas, paralelamente en ciudades como Monterrey se presenta además un fuerte crecimiento industrial que demanda mucha energía eléctrica.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Hace muchos años fue muy común el uso de torres de transmisión para conducir alta tensión. Se usaron postes de madera creosotada para líneas de subtransmisión, para alimentar subestaciones reductoras, presentándose durante su construcción problemas para la localización de las retenidas para las estructuras de deflexión o de remate, que son postes donde se presenta un cambio de dirección del circuito o poste de inicio o de terminación de un circuito.

Tomando en cuenta el tipo y la importancia de las industrias, los sectores de la población que cruzan las líneas, las restricciones de espacio para la localización de las estructuras y el impacto en la estética de la ciudad, se ha preferido el tipo de estructura de postes de acero monotubulares y autosoportados (fig. 1.2a). Los postes de acero empotrados en la cimentación (fig. 1.1b) representan una solución económica, rápida de construir, funcional y estética, para las estructuras de las líneas de transmisión. Alternativamente, se pueden usar postes anclados en la cimentación (fig. 1.1c). El análisis y el diseño de la cimentación, en ambos casos, resulta ser el mismo.

Por otro lado, aunado con el crecimiento industrial, surge un crecimiento comercial que se manifiesta en la construcción de grandes centros comerciales y de múltiples empresas que ofrecen sus servicios o exhiben sus productos

mediante anuncios panorámicos; los cuales, en su mayoría, están típicamente soportados por elementos monotubulares. Estos anuncios de grandes dimensiones, colocados en alturas sobre el suelo de valores importantes, se ven sujetos a fuertes empujes de viento, lo cual se traducen en grandes momentos de volteo y grandes esfuerzos cortantes en la cimentación.

Existen muchos países en el mundo que actualmente están aprovechando el viento para generar energía eléctrica. La presencia de vientos frecuentes en algunas regiones con características importantes de dirección e intensidad, en combinación con el uso de generadores, permiten la



transformación de la energía eólica en energía eléctrica y comúnmente las aspas y el generador son soportados por estructuras monotubulares. En nuestro país este tipo de estructura tiene mucho potencial, pues es un campo prácticamente virgen.

Existen además numerosos casos que se pueden resolver utilizando cimentaciones monotubulares, como los que se muestran en las figuras (1.2d),(1.2e),(1.2f).

## OBJETIVOS

El objetivo del presente trabajo es desarrollar para pilotes cortos sin restricciones contra rotación, criterios y métodos de diseño que se puedan emplear como una alternativa de solución para estructuras monotubulares autosoportantes, es decir, que, aprovechando las reacciones pasivas del suelo sobre la cimentación, se generan los momentos resistentes al volteo, necesarios para su estabilidad.

En la actualidad, la gran mayoría de las cimentaciones para estructuras monotubulares están diseñadas en la forma tradicional, que consiste en la construcción de un pedestal con zapata de dimensiones y desplante tales que por el peso del relleno de tierra, la zapata y la estructura, proporcionan la estabilidad necesaria principalmente en cuanto a volteo se refiere.

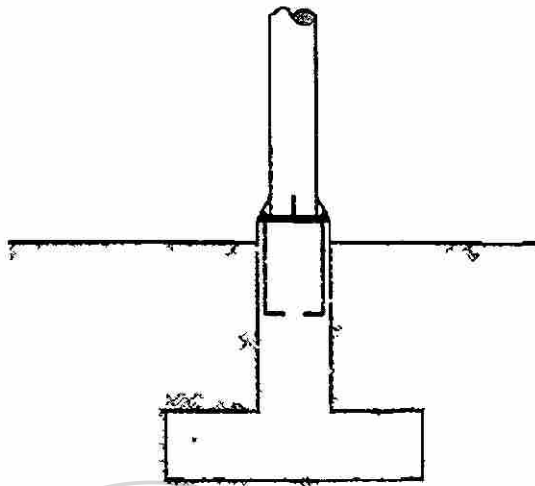
Dependiendo de las características del suelo y de las solicitaciones a veces es necesario zapatas de gran tamaño con sus respectivas excavaciones, y en algunas ocasiones no se cuenta con espacio suficiente para este tipo de solución.

Las cimentaciones para estructuras monotubulares compiten ventajosamente con la solución tradicional que utiliza zapatas, en virtud de que aquellas representan una buena alternativa al abatir los costos, el tiempo de construcción y requerir poco espacio para su construcción.

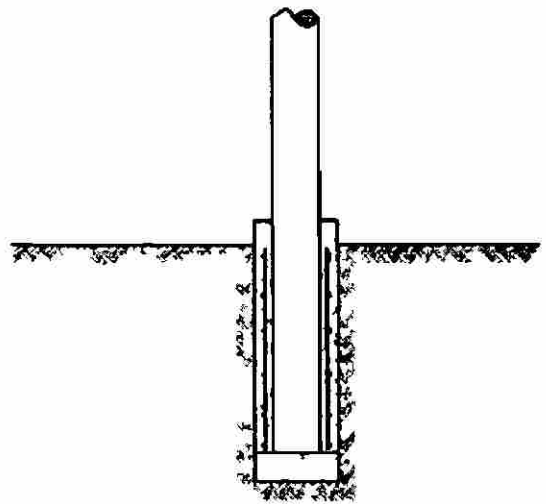
**Nomenclatura.-** La simbología que se usará en este trabajo se irá definiendo al aparecer por primera vez y se agrupará alfabéticamente, en el listado de Nomenclatura.

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



a) Cimentación con zapatas y pedestal.

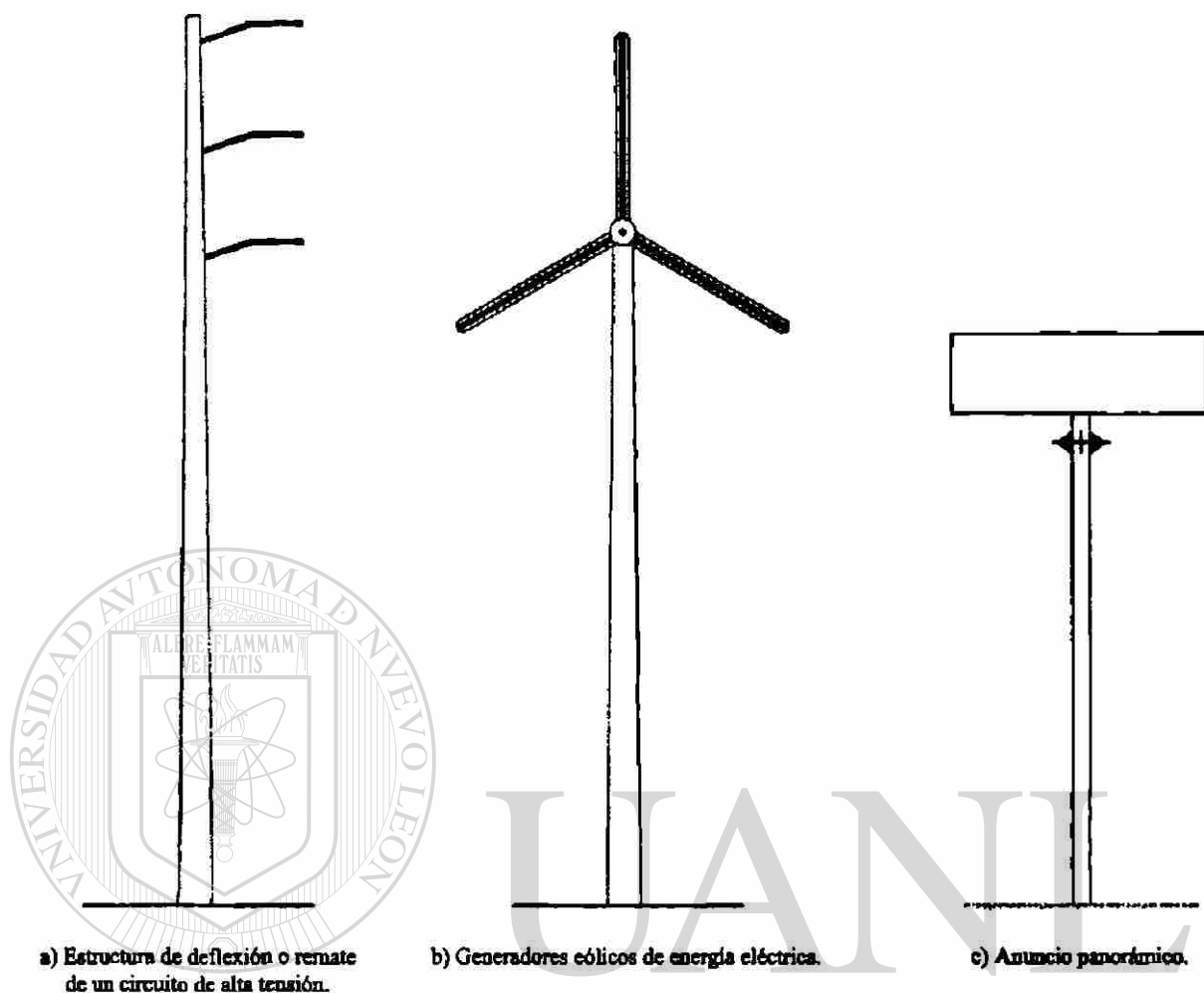


b) Cimentación autosoportada con tubo empotrado.



c) Cimentación autosoportada con placa base y anclas.

Figura 1.1.- Soluciones de cimentación para estructuras monotubulares.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

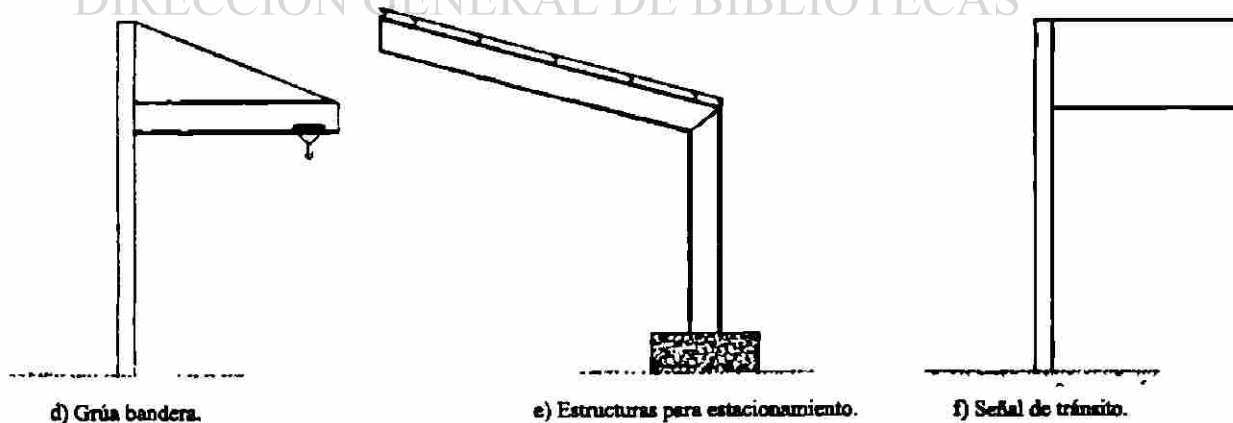


Figura 1.2.- Diferentes casos en los que se puede usar cimentación de tipo "pilote".

## CAPITULO 2

---

### DETERMINACION ANALITICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES PARA LOS SUELOS FRICCIONANTES.

#### 2.1 Introducción.

Este capítulo presenta el desarrollo de ecuaciones, que rigen el comportamiento de pilotes cortos sujetos a cargas laterales, enterrados en suelos friccionantes, también se deducen fórmulas para el cálculo de la profundidad del pilote y para las deformaciones horizontales del suelo.

Consideremos un poste rígido vertical, enterrado en cualquier tipo de suelo (Fig. 2.1), sujeto a una carga horizontal  $P$ . Las solicitaciones a las que estará sujeta la cimentación consisten en una fuerza cortante en el nivel del suelo y un momento. Aquí se desprecia el peso propio del poste; ya que, por una parte, no genera fuerza cortante en la base y, por la otra, los momentos de segundo orden que se generan son pequeños, comparados con los que produce la fuerza horizontal  $P$ . La línea punteada representa la posición del poste, después de aplicada la carga  $P$ .

Es lógico suponer que existe un punto "0" alrededor del cual gira el poste, desarrollando empujes pasivos a ambos lados de la cimentación cuyas resultantes  $R_1$  y  $R_2$  proporcionan el equilibrio estático del conjunto cimentación - poste, de tal manera que la carga  $P$  y la reacción  $R_2$  de la parte inferior de la

cimentación se equilibran por la reacción en la parte superior de la cimentación

$$R_1 = P + R_2.$$

La posición del punto pivote "0", y la distribución de presiones del suelo dependen primordialmente de las características físicas del suelo, de la rigidez de la cimentación y del brazo de palanca de la fuerza aplicada.

Al empujar el poste al suelo se genera en dirección contraria al movimiento un empuje pasivo y en el sentido del movimiento un empuje activo.

De tal manera que tendremos empujes pasivos por el lado derecho del tramo OA y por el lado izquierdo del tramo OC. Los empujes activos se presentarán en dirección contraria a los pasivos.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

De acuerdo con la teoría clásica de empujes de tierra, las presiones activas y pasivas a cualquier profundidad "y" se pueden calcular con :

$$(q_a)_y = K_a \gamma y \quad (2.1)$$

$$(q_p)_y = K_p \gamma y \quad (2.2)$$



Donde:

$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) =$  Coeficiente de empuje pasivo.

$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$  Coeficiente de empuje activo.

$\phi =$  Angulo de fricción interna.

$\gamma =$  Peso volumétrico del suelo.

$y =$  Profundidad de un punto en consideración medido desde la superficie del suelo.

La presión de suelo resultante a cualquier profundidad es la combinación de las presiones actuando a cada lado de la cimentación.


$$q = (q_p)_y - (q_a)_y = (K_p - K_a) \gamma y \quad (2.3)$$

Bajo las cargas de servicio se puede suponer que las reacciones unitarias del suelo  $q$  y las deformaciones laterales  $x$  tienen una relación directamente proporcional (Ref. 1 y 2).

$$q = K_h x \quad (2.4)$$

Donde  $K_h$  es el coeficiente de reacción horizontal del suelo.

Para obtener el módulo de reacción horizontal (Ref. 1) deberá llevarse a cabo una prueba de placa, la cual para el caso de suelos friccionantes deberá efectuarse bajo empujes horizontales. Para el caso de suelos cohesivos

Terzaghi (Ref. 2), ha encontrado que el módulo de reacción horizontal se puede considerar similar al vertical e independiente de la profundidad.

## 2.2 Desarrollo de presiones en suelos friccionantes.

### 2.2.1 Pilote sujeto a corte y momento.

Para éste tipo de suelo se considera que el módulo de reacción del suelo

(1) se incrementa en proporción lineal con la profundidad.

$$(K_h)_y \propto y \quad (2.5)$$

$$(K_h)_y = a y \quad (2.6)$$

Donde  $a$  es el factor empírico de proporción, el cual es independiente de la profundidad "y". La presión resistente unitaria  $q$  se puede expresar como una función del desplazamiento "x" y de la profundidad "y" abajo de la superficie del suelo. En este caso es la diferencia entre las presiones pasivas y activas actuando a ambos lados de la cimentación a un mismo nivel.

Debido a que la presión de suelo actúa en dirección contraria al desplazamiento  $x$ , la función recibe un signo negativo.

$$q = -f(x, y) \quad (2.7)$$

Para una profundidad dada donde el módulo de reacción es ( $K_h$ )

$$q = - (K_h) x \quad (2.8)$$

$$K_h = - q/x \quad (2.9)$$

El cual representa la relación entre la presión horizontal  $q$  y su desplazamiento horizontal correspondiente "x", que es precisamente la definición del módulo de reacción del suelo.

Para encontrar la curva de distribución de presiones se harán las siguientes hipótesis.

1. La distribución de presiones es parabólica.
2. Las presiones de suelo actúan horizontalmente.
3. El poste dentro del suelo es rígido, y se desprecia su peso propio en las ecuaciones de equilibrio.
4. El punto pivote "0" está localizado a una distancia  $y_0$  de la superficie del suelo.
5. A nivel de la superficie del suelo éste reacciona con cero presión.
6. Para la estabilidad se deben cumplir las siguientes condiciones de equilibrio.
  - 6.1 La suma algebraica de todas las fuerzas horizontales es cero.

$$\sum F_x = 0$$

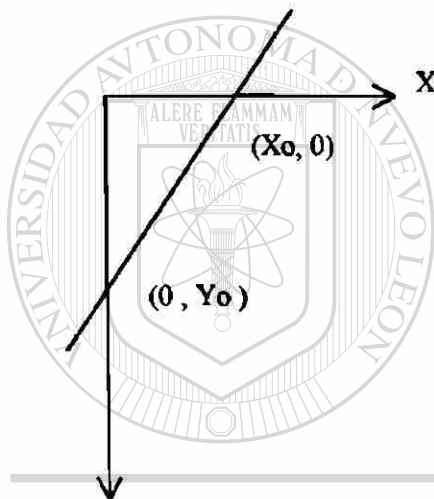
- 6.2 La suma de momentos en cualquier punto es cero (Por ejemplo el punto A).

$$\Sigma M_A = 0$$

De acuerdo con Terzaghi (2)

$$a = \frac{\gamma (K_p - K_a)}{x} \quad (2.10)$$

La ecuación de la recta que representa el eje de la cimentación que gira alrededor del punto 0 se puede deducir como:



$$\frac{x}{a'} + \frac{y}{b'} = 1 \quad (\text{Ecuación de la recta})$$

$$\frac{x}{x_0} + \frac{y}{y_0} = 1$$

$$x y_0 + y x_0 = x_0 y_0$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$x = \frac{x_0}{y_0} (y_0 - y)$$

(2.11)

$x_0$  es el desplazamiento lateral en la superficie del suelo y  $y_0$  es la profundidad del punto pivote "0" sustituyendo (2.11) en (2.8)

$$q = -k_h \cdot \frac{x_0}{y_0} (y_0 - y)$$

$$q = ay \frac{x_0}{y_0} (y - y_0)$$

$$q = a \frac{x_o}{y_o} (y^2 - yy_o) \quad (2.12)$$

La ecuación (2.12) se reconoce como la ecuación de una parábola y en la cual una vez conocidos  $x_o$  y  $y_o$  se puede calcular la presión del suelo a cualquier profundidad  $y$ . Para encontrar  $x_o$  y  $y_o$  disponemos de 2 ecuaciones de estática que son:  $\Sigma F_x = 0$  y  $\Sigma M = 0$

Haciendo suma de fuerzas horizontales igual a cero tenemos:

$$P + \sum_1^2 R = 0$$

La sumatoria de R es la suma algebraica de  $R_1$  y  $R_2$ , se obtiene

integrando los empujes de suelo entre los límites  $y = 0$ ,  $y = D$ .

$$P + \int_0^D q b dy = 0$$

Donde  $b$  es el ancho o diámetro de la cimentación.

$$P + b \int_0^D a \frac{x_o}{y_o} (y^2 - yy_o) dy = 0$$

$$P + \frac{abx_o}{y_o} \int_0^D (y^2 - yy_o) dy = 0$$

$$P + \frac{abx_o}{y_o} \left[ \frac{y^3}{3} - \frac{y_o y^2}{2} \right]_o^D = 0$$

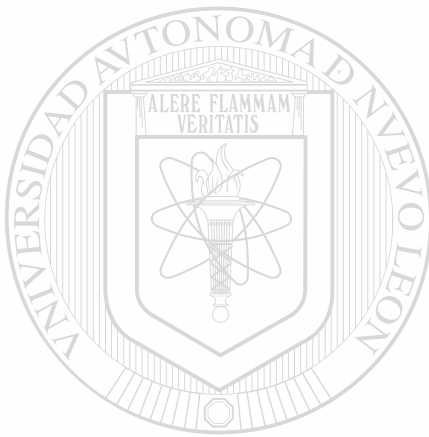
$$P + \frac{abx_o}{y_o} \left( \frac{D^3}{3} - \frac{y_o D^2}{2} \right) = 0$$

(2.13)

Haciendo  $\Sigma M_A = 0$

$$PH - \int_o^D qb \cdot y dy = 0$$

$$PH - \int_o^D ab \frac{x_o}{y_o} (y^2 - yy_o) y dy = 0$$



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$PH - \frac{abx_o}{y_o} \int_o^D (y^3 - y^2 y_o) dy = 0$$

$$PH - \frac{abx_o}{y_o} \left[ \frac{y^4}{4} - \frac{y_o y^3}{3} \right]_o^D = 0$$

$$PH - \frac{abx_o}{y_o} \left( \frac{D^4}{4} - \frac{y_o D^3}{3} \right) = 0$$



$$PH - \frac{abx_o}{12y_o}(3D^4 - 4y_o D^3) = 0 \quad (2.14)$$

Haciendo simultáneas las ecuaciones (2, 13) y (2, 14) nos permiten obtener  $x_o$  ,  $y_o$ .

$$x_o = \frac{6P}{abD^3}(3D + 4H) \quad (2.15)$$

$$y_o = \frac{D}{2} \cdot \left( \frac{3D + 4H}{2D + 3H} \right) \quad (2.16)$$

Expresando  $y_o$  en función de H/D tenemos

$$y_o = \frac{3+4\frac{H}{D}}{4+6\frac{H}{D}} \cdot D$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

A través de la Fig. 2.4 podemos observar que la posición del punto

pivote depende de la relación H/D y varía entre los límites  $\frac{2}{3}D$  a  $\frac{3}{4}D$  con

una fuerte tendencia a  $\frac{2}{3}D$  a partir de valores de  $H = 4D$ .

Sustituyendo (2.15) y (2.16) en (2.12) tenemos:

$$q_y = \frac{6Py}{D^4b} [2y(2D + 3H) - D(3D + 4H)] \quad (2.17)$$

que representa la presión del suelo en cualquier punto.

Analizando (2.17) podemos concluir:

1. Cuando  $y = 0$   $q = 0$
2. Cuando  $y = y_0$   $q = 0$
3. Derivando  $q$  con respecto a  $y$  e igualando a cero obtenemos la posición de la presión  $q_1$ .

$$y_1 = \frac{D(3D+4H)}{4(2D+3H)} \quad (2.18)$$

4. Sustituyendo (2.18) en (2.17) obtenemos la presión  $q_1$  que es la presión máxima del tramo AO.

$$q_1 = \frac{3P(3D+4H)^2}{4D^2b(2D+3H)} \quad (2.19)$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5. En el punto C la presión  $q_2$  la calculamos haciendo  $y = D$ , la cual representa la presión máxima en la base de la cimentación.

$$q_2 = \frac{6P}{D^2b}(D+2H) \quad (2.20)$$

Supongamos que  $P$  tiene una magnitud tal que provoca un diagrama de presiones según la curva 1 Fig. 2.5, a una profundidad "y" tendremos una presión  $q_y$ , por el punto A podemos pasar una tangente a la curva.

Cuando aumentamos la magnitud de  $P$  se desarrolla el diagrama de presiones según la curva 2, aumenta el valor de  $q_y$  y la tangente de la curva en A tiende a ponerse horizontal. Podemos incrementar más la carga  $P$  hasta llegar a producir el diagrama de la curva 3, sin embargo el máximo valor de  $q$  está dado por:

$$(q_y)_{máx} = (K_p - K_a) \gamma y$$

(2.21)

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

A una profundidad  $D$  la presión es:

$$q_D = (K_p - K_a) \gamma D$$

(2.22)

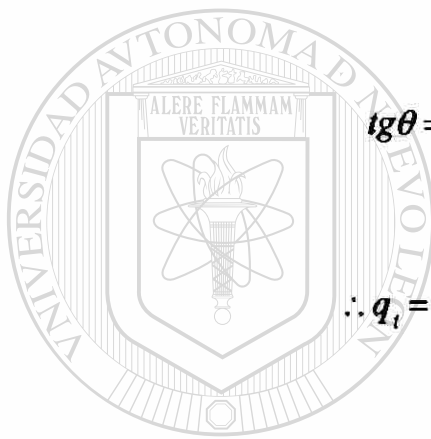
La primera derivada ( $dq/dy$ ) de la función parabólica representa la ecuación general de la pendiente de la tangente en el punto  $(y, q)$  sobre la parábola.

Diferenciando la ecuación (2.17)

$$\frac{dq}{dy} = \frac{24P(2D+3H)y - 6PD(3D+4H)}{D^4b}$$

Para encontrar la tangente a la curva en el punto ( $y = y_o$ ,  $q = 0$ )

tenemos:



$$\operatorname{tg}\theta = \frac{q_t}{y_o} = \frac{dq}{dy}$$

$$\therefore q_t = y_o \frac{dq}{dy}$$

UANL (2.23)

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

$$q_t = \frac{D}{2} \left( \frac{3D+4H}{2D+3H} \right) \left( \frac{24P(2D+3H)y_o - 6PD(3D+4H)}{D^4b} \right)$$

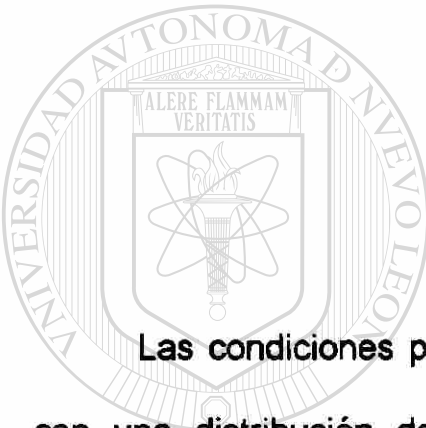
$$q_t = \frac{D}{2} \left( \frac{3D+4H}{(2D+3H)(D^4b)} \right) \left( 24P(2D+3H) \frac{D}{2} \left( \frac{3D+4H}{2D+3H} \right) - 6PD(3D+4H) \right)$$

$$q_t = \frac{D}{2} \left( \frac{3D+4H}{2D+3H} \right) \left( \frac{12PD(3D+4H) - 6PD(3D+4H)}{D^4b} \right)$$

$$q_t = \frac{D(3D+4H)}{2(2D+3H)} \frac{6PD(3D+4H)}{D^4 b}$$

$$q_t = \frac{3P(3D+4H)^2}{D^2 b (2D+3H)} \quad (2.24)$$

$$\frac{q_t}{q_1} = \frac{\frac{3P(3D+4H)^2}{D^2 b (2D+3H)}}{\frac{3P(3D+4H)^2}{4D^2 b (2D+3H)}} \quad \therefore q_t = 4q_1 \quad (2.25)$$



Las condiciones permisibles de estabilidad para este tipo de cantiliver con una distribución de presión parabólica se muestra en la Fig. 2.5 y

ecuaciones 2.26.

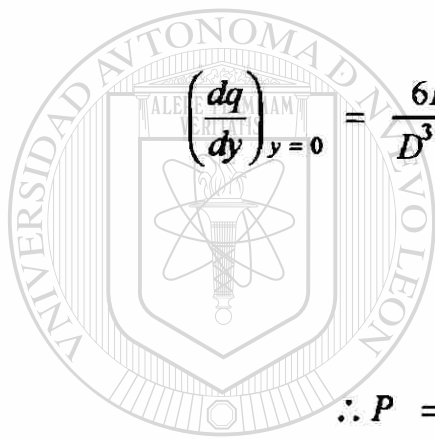
$$q_1 \leq (K_p - K_a) \gamma \frac{y_o}{2} \quad (2.26a)$$

$$q_2 \leq (K_p - K_a) \gamma D \quad (2.26b)$$

$$q_{y_{\max}} \leq (K_p - K_a) \gamma y \quad (2.26c)$$

Donde  $q_{y_{\max}}$  es la presión límite o máxima a una profundidad  $y$ .

El suelo friccionante empezará a fluir tan pronto como la pendiente a la curva en el punto A sea igual a la pendiente de la línea  $(K_p - K_a)\gamma y$ , representado por los valores de  $q_{y_{\max}}$ . Esta condición se cumple cuando en la primer derivada de la función  $q_y$  y en la primer derivada de la línea  $(K_p - K_a)\gamma y$  el valor de  $y = 0$



$$\left(\frac{dq}{dy}\right)_{y=0} = \frac{6P}{D^3 b} (3D+4H) = (K_p - K_a)\gamma$$

$$\therefore P = \frac{(K_p - K_a)\gamma D^3 b}{6(3D+4H)}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$D^3 = \frac{6P(3D+4H)}{(K_p - K_a)\gamma b}$$

$$D^3 - \frac{6P(3D+4H)}{(K_p - K_a)\gamma b} = 0$$

$$D^3 - \frac{18P}{(K_p - K_a)\gamma b} D - \frac{24PH}{(K_p - K_a)\gamma b} = 0$$

(2.27)

De la ecuación 2.27 se puede calcular la profundidad de cimentación "D", conociendo  $\phi$ ,  $\gamma$  así como las solicitaciones P y PH. El ancho b se propone dependiendo del diámetro del poste.

Para facilitar los cálculos se elaboraron las gráficas 2.1 a 2.4 en las cuales conociendo la relación P/b y H se puede encontrar la profundidad de la cimentación "D".

### 2.2.2 Pilote sujeto a momento.

En la Fig. 1.2 d. se muestra uno de los casos en los cuales la cimentación va a estar sometida a momento, también existe carga axial, pero ésta no participa en las ecuaciones de estabilidad. Realmente el análisis a realizarse corresponde a un caso particular del pilote sujeto a corte y momento.

Haciendo  $P = 0$  en la ecuación (2.13) se obtiene:

$$\frac{abx_o}{y_o} \left[ \frac{D^3}{3} - \frac{y_o D^2}{2} \right] = 0$$

Del cual se despeja el valor de  $y_o$

$$y_o = \frac{2}{3} D$$

(2.28)

De la ecuación (2.14) Haciendo  $M = PH$

$$M - \frac{abx_o}{12 y_o} \left[ 3D^4 - 4y_o D^3 \right] = 0$$

(2.29)

Sustituyendo (2.28) en (2.29) y despejando  $x_o$

$$x_o = \frac{24M}{ab D^3}$$

(2.30)

Sustituyendo (2.28) y (2.30) en (2.12)

$$q_y = \frac{36M}{bD^4} \left[ y^2 - \frac{2}{3} D y \right]$$

(2.31)



El valor de la presión  $q_1$  se determina sustituyendo en la Ec. (2.31) el valor de:

$$y = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} D = \frac{D}{3} \quad \text{lo cual se convierte en } q_1 = -4 \frac{M}{bd^2} \quad (2.32)$$

El valor de la presión  $q_2$  se determina sustituyendo  $y = D$  en la Ec. (2.31).

$$q_2 = \frac{12M}{bD^2} \quad (2.33)$$

En la ecuación (2.27) Haciendo  $P = 0$  y  $PH = M$  obtenemos:

$$D = \sqrt[3]{\frac{24M}{(K_p - K_a) \gamma b}} \quad (2.34)$$

con la cual se puede calcular la profundidad del cimiento.

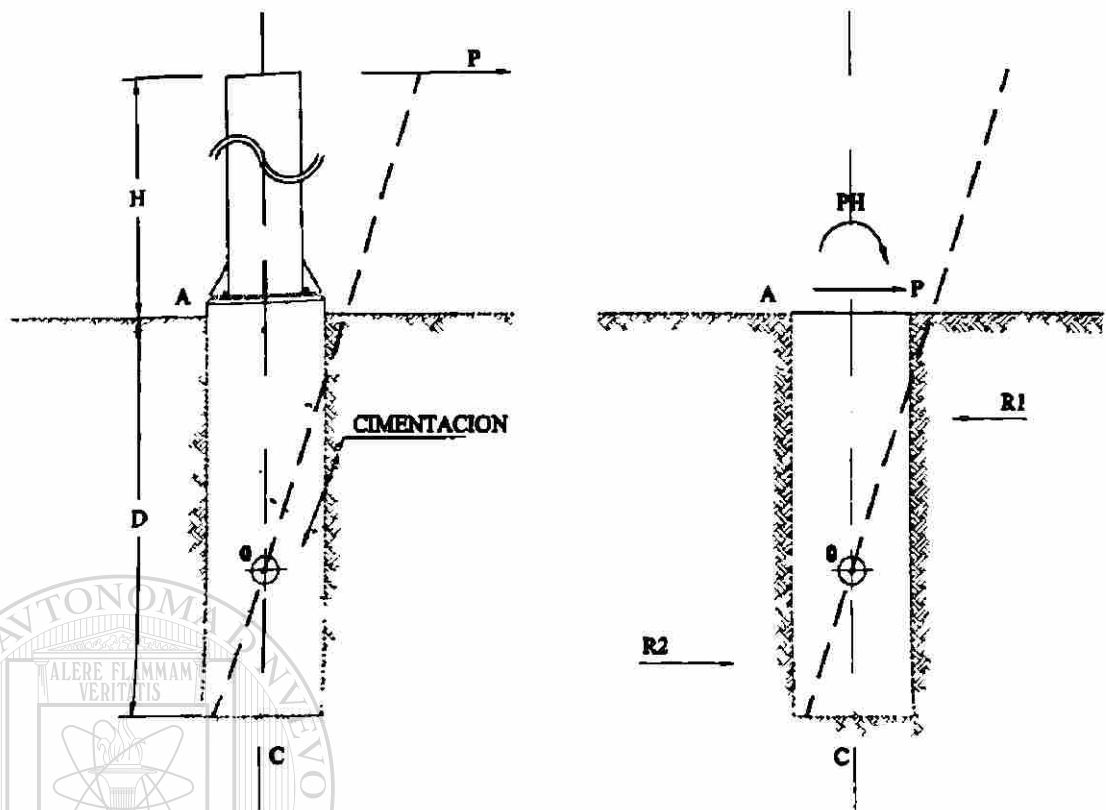


Figura 2.1 Poste cargado lateralmente.

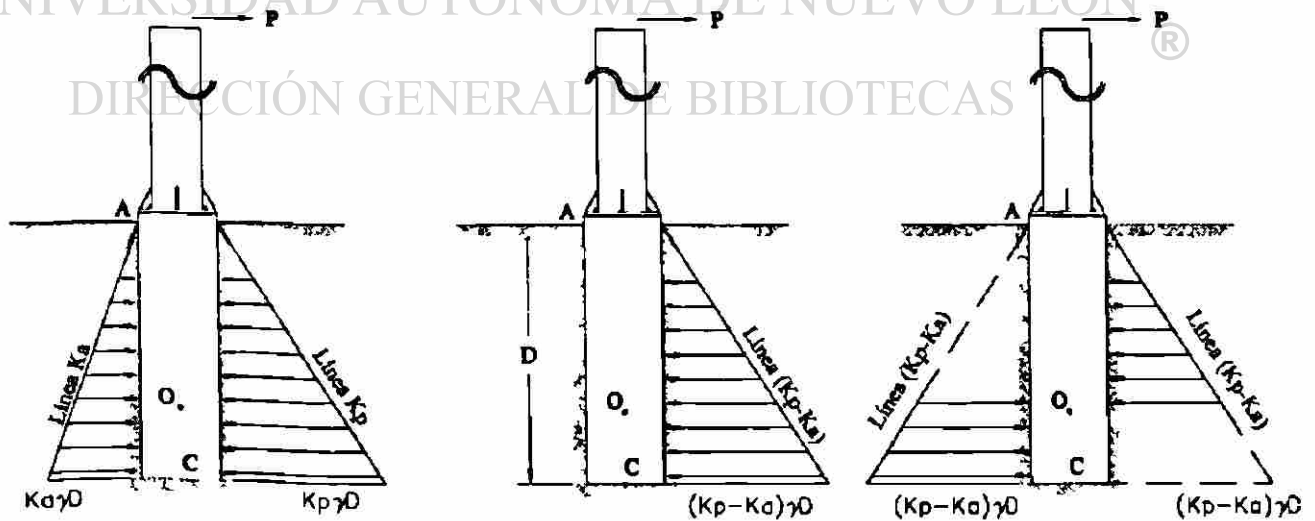
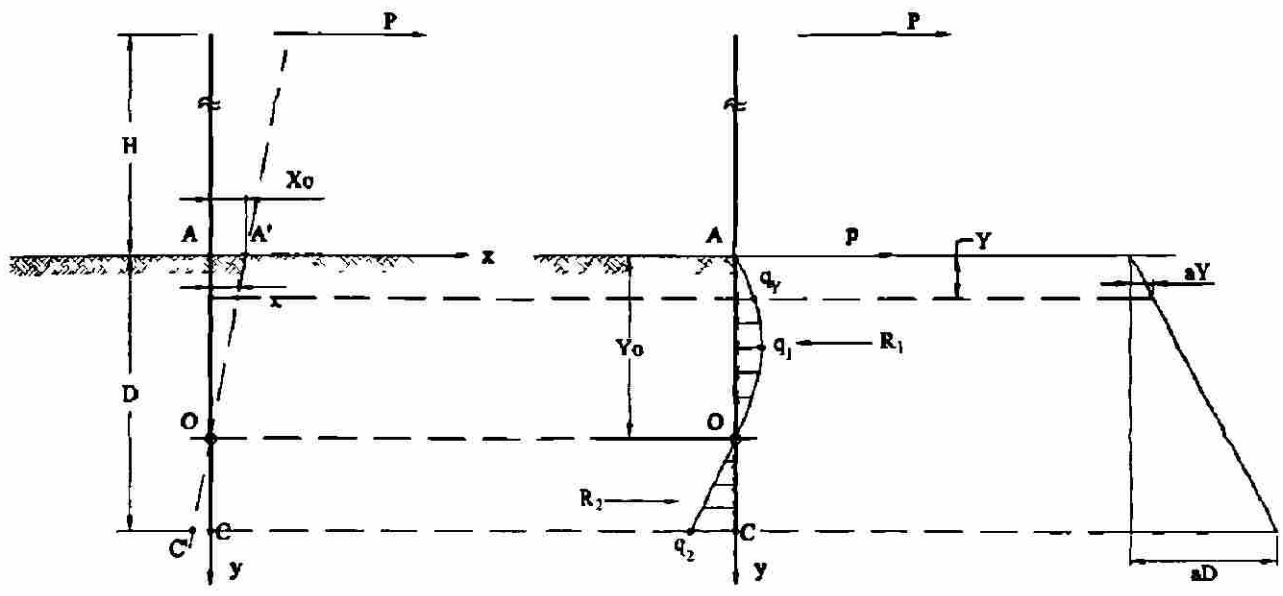


Figura 2.2 Representación de los empujes activos y pasivos del suelo sobre la cimentación.



a) Desplazamientos

b) Diagrama resultante de la distribución de presiones

c) Diagrama del módulo de reacción del suelo.

Figura 2.3 Resistencia del suelo a la rotación del poste.

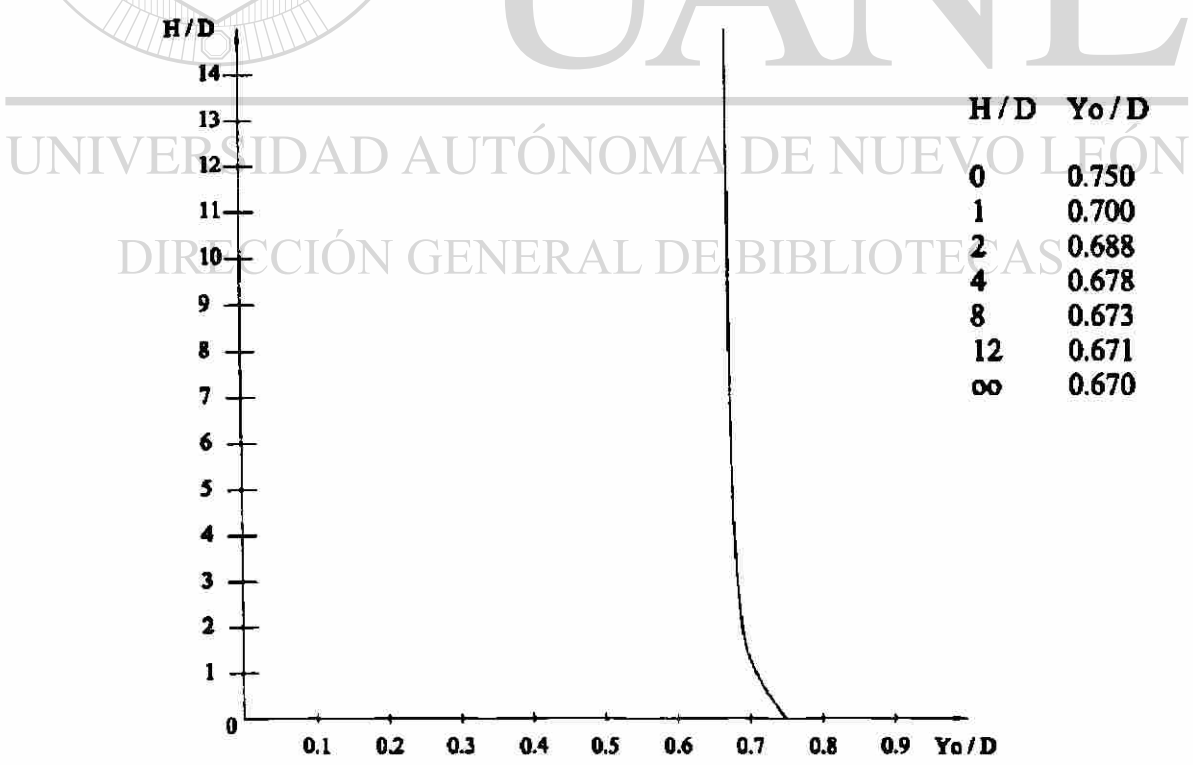


Figura 2.4 Variación de Y0 con H.

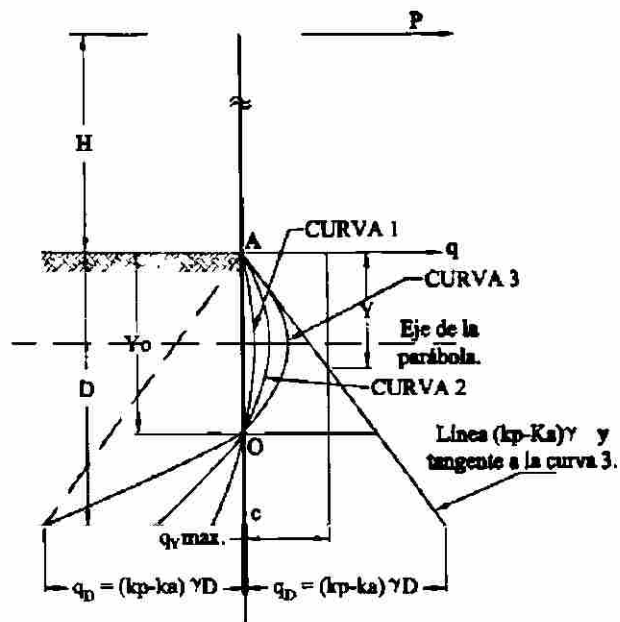
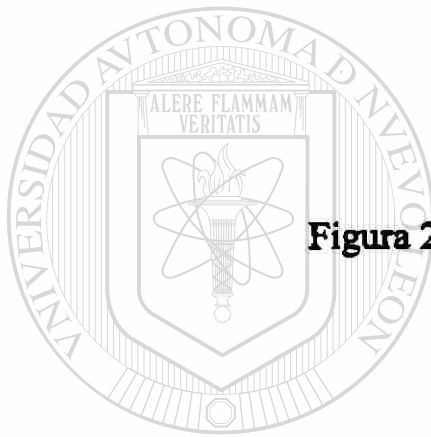


Figura 2.5 Variación de las presiones  $q$  vs.  $P$ .



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

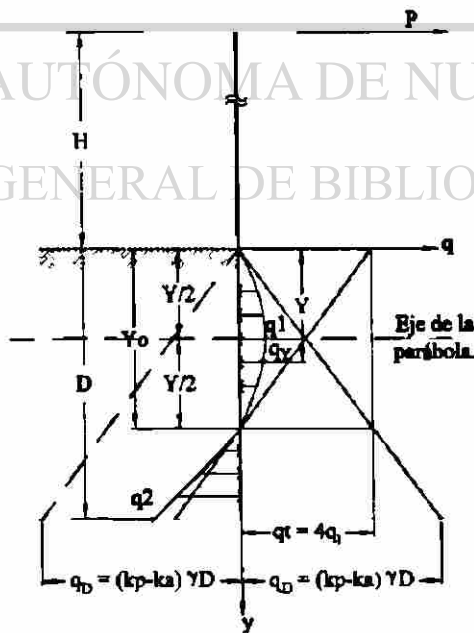
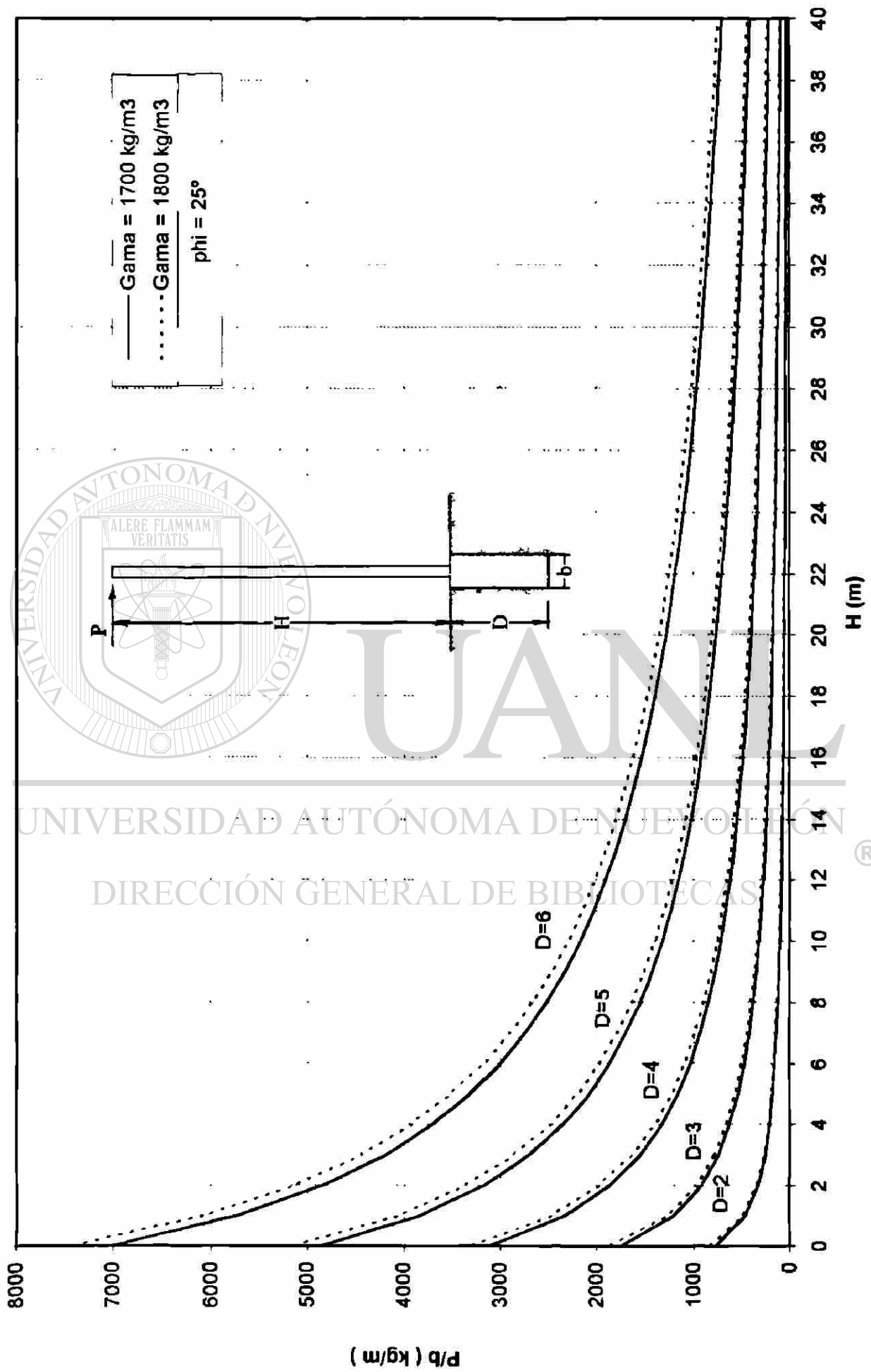
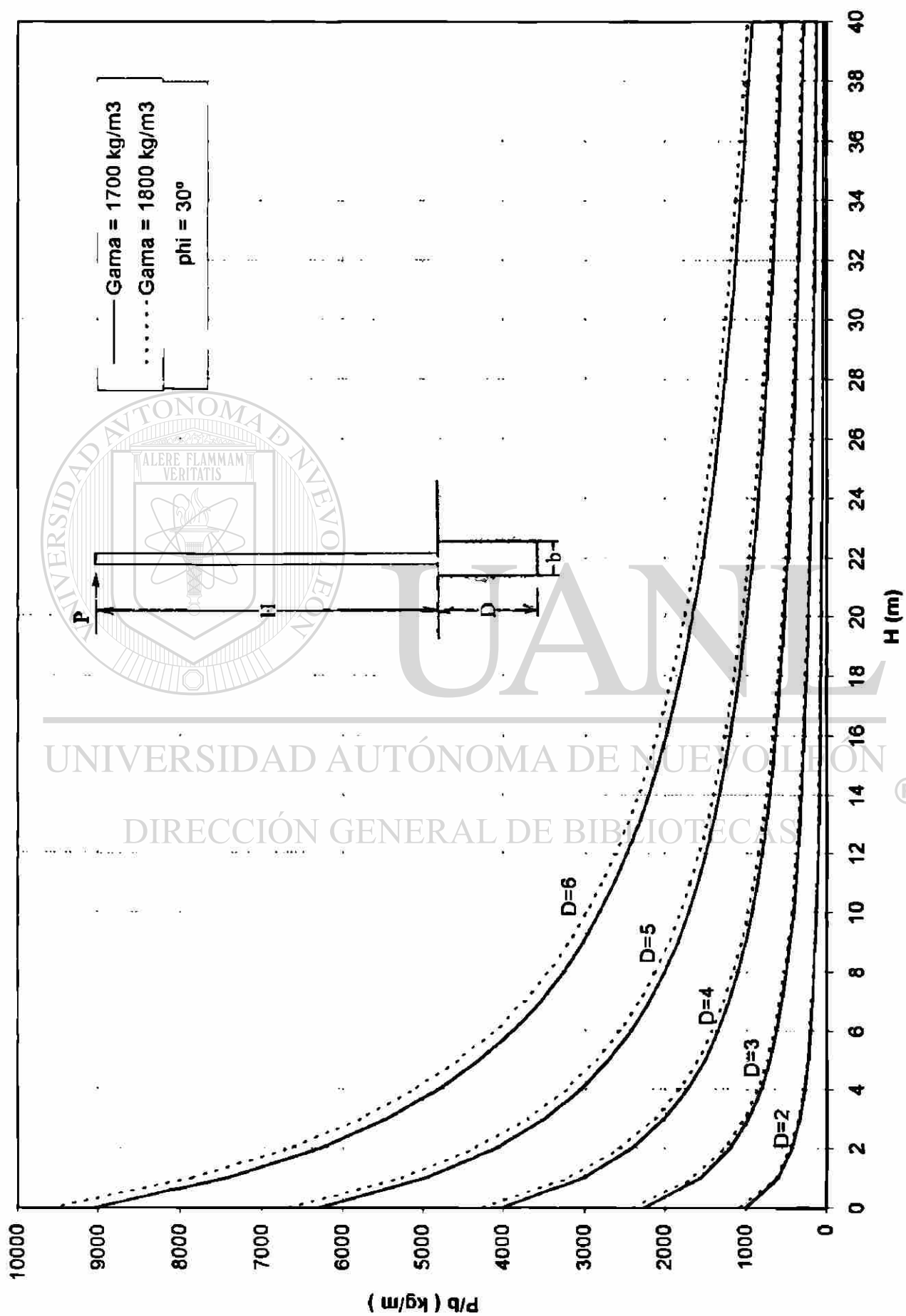


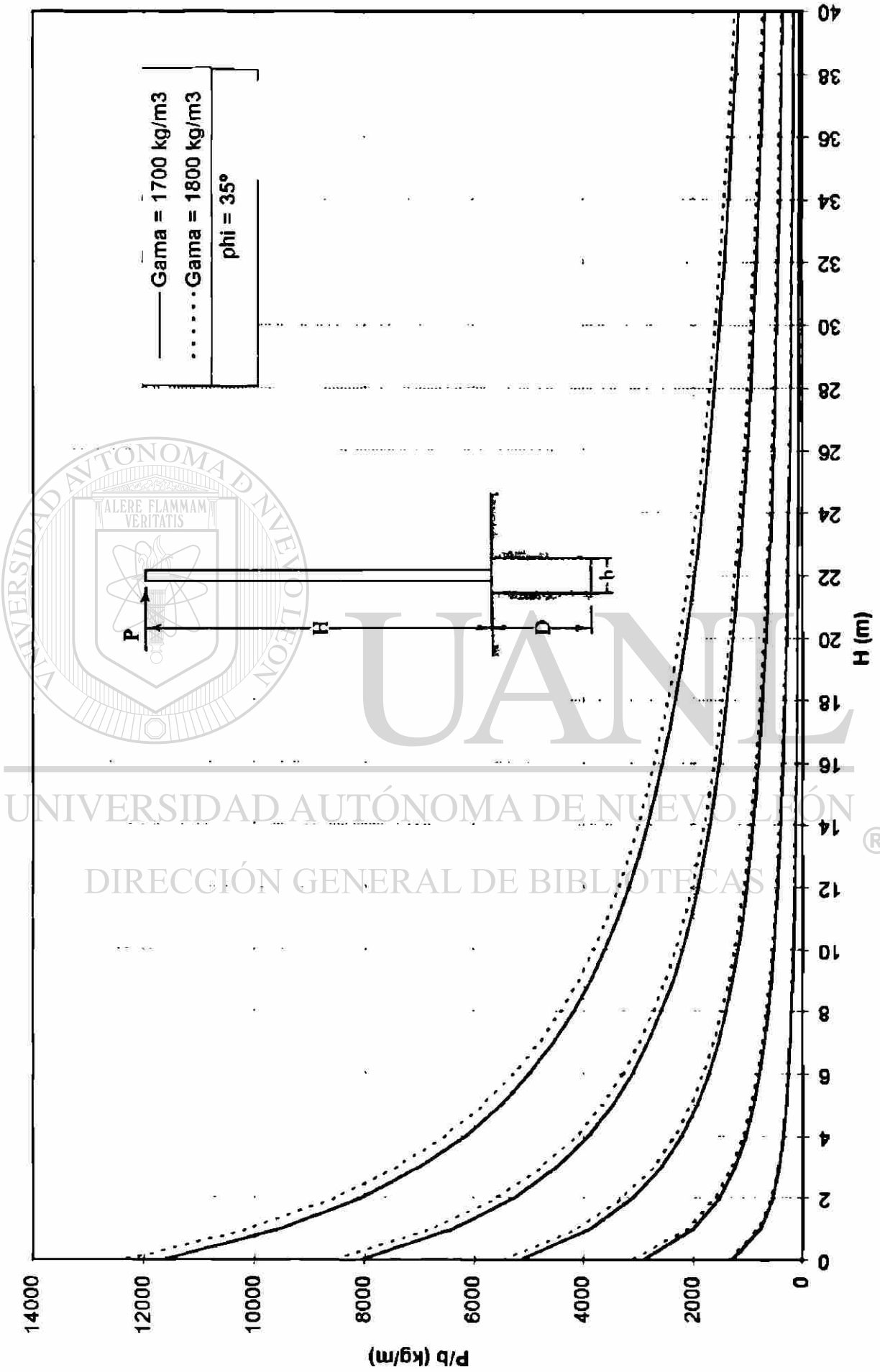
Figura 2.6 Presiones  $q_1$ ,  $q_2$ ,  $q_y$



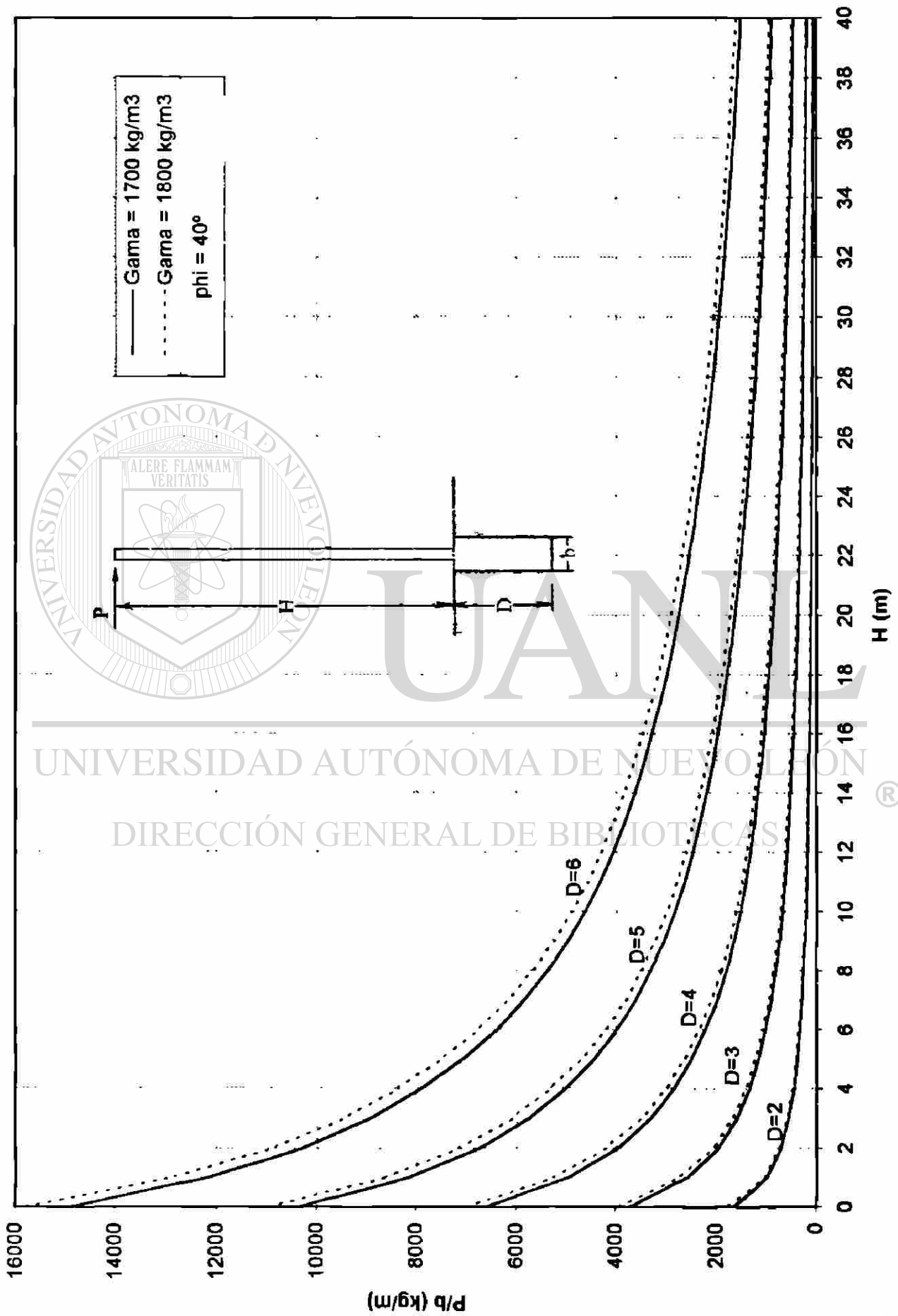
Grafica 2.1 Cálculo de la profundidad de cimentación



Gráfica 2.2 Cálculo de la profundidad de cimentación



Gráfica 2.3 Cálculo de la profundidad de cimentación



Gráfica 2.4 Cálculo de la profundidad de cimentación



## CAPITULO 3

---

### DETERMINACION ANALITICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELOS COHESIVOS.

#### 3.1 Introducción.

Resulta muy frecuente el desplantar una cimentación en suelos cohesivos, por lo cual en el presente capítulo se desarrollarán ecuaciones mediante las cuales se puedan calcular las presiones y deformaciones en el suelo que permitan determinar las dimensiones de la cimentación.

#### 3.2 Desarrollo de presiones en suelos cohesivos.

##### 3.2.1 Pilote sujeto a corte y momento.

En este tipo de suelo se considera que el módulo de reacción del suelo se mantiene constante con la profundidad (Ref. 1):

$$K_h = \text{Constante}$$

En este caso la presión resistente unitaria  $q$  es función solamente del desplazamiento " $x$ ".

$$q = k_h x \quad (3.1)$$

Para encontrar el diagrama de distribución de presiones se harán las siguientes hipótesis(ver Fig. 3.1).

1. La distribución de presiones es lineal.
2. Las presiones de suelo actúan horizontalmente.
3. El poste dentro del suelo es rígido y se desprecia su peso propio en las ecuaciones de equilibrio.
4. El punto pivote "0" está localizado a una distancia  $y_o$  de la superficie del suelo.
5. En el nivel de la superficie del suelo éste reacciona con una presión  $q_o$ .
6. Para la estabilidad se deben cumplir las siguientes condiciones de equilibrio:
  - 6.1.- La suma algebraica de todas las fuerzas horizontales es cero:  $\sum F_x = 0$
  - 6.2.- La suma de momentos en cualquier punto es cero:  $\sum M = 0$

Del diagrama de desplazamiento.

$$\frac{y_o}{x_o} = \frac{D - y_o}{x_D}$$

$$x_D = \frac{x_o}{y_o}(D - y_o)$$

(3.2)

$$q_o = k_h x_o$$

(3.3)

$$q_D = k_h x_D \quad (3.4)$$

Sustituyendo (3.2) en (3.4)

$$q_D = k_h \frac{x_o}{y_o} (D - y_o) \quad (3.5)$$

De la Fig. 3.1

$$R_1 = \frac{1}{2} q_o y_o b = \frac{1}{2} k_h x_o y_o b$$

$$R_2 = \frac{1}{2} q_D (D - y_o) b = \frac{1}{2} k_h \frac{x_o}{y_o} (D - y_o)^2 b$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  $\Sigma F_x = 0$   
 Haciendo  $P + R_2 - R_1 = 0$   
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$\frac{1}{2} k_h x_o y_o b - \frac{1}{2} k_h \frac{x_o}{y_o} (D - y_o)^2 b = P$$

$$\frac{1}{2} b k_h \frac{x_o}{y_o} (y_o^2 - (D - y_o)^2) = P$$

$$\frac{1}{2} b k_h \frac{x_o}{y_o} (y_o^2 - D^2 + 2Dy_o - y_o^2) = P$$

$$b k_h x_o (2Dy_o - D^2) = 2P y_o$$

$$P = \frac{b k_h x_o D (2y_o - D)}{2y_o} \quad (3.6)$$

El brazo de palanca para  $R_2$  con respecto a A es:

$$D - \frac{D - y_o}{3} = \frac{2D + y_o}{3}$$

Haciendo

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_1 \frac{y_o}{3} + PH - R_2 \left( \frac{2D + y_o}{3} \right) = 0$$

$$PH = \frac{1}{2} k_h \frac{x_o}{y_o} (D - y_o)^2 b \left( \frac{2D + y_o}{3} \right) - \frac{1}{2} k_h x_o y_o b \cdot \frac{y_o}{3}$$

$$6PH = k_h b \frac{x_o}{y_o} (D - y_o)^2 (2D + y_o) - k_h x_o y_o^2 b$$

$$6PH = k_h b \frac{x_o}{y_o} \left[ (D - y_o)^2 (2D + y_o) - y_o^3 \right]$$

$$6PH = k_h b \frac{x_o}{y_o} \left[ (D^2 - 2Dy_o + y_o^2)(2D + y_o) - y_o^3 \right]$$

$$6PH = k_h b \frac{x_o}{y_o} (2D^3 - 4D^2y_o + 2Dy_o^2 + D^2y_o - 2Dy_o^2 + y_o^3 - y_o^3)$$

$$6PH = k_h b \frac{x_o}{y_o} (2D^3 - 3D^2y_o) \quad (3.7)$$

Sustituyendo (3.6) en (3.7)

Despejando  $y_o$  tenemos:

$$y_o = \frac{D}{3} \cdot \frac{2D+3H}{D+2H} \quad (3.8)$$

Sustituyendo (3.8) en (3.6) y despejando  $x_o$

$$x_o = \frac{2P}{k_h b D^2} (2D + 3H) \quad (3.9)$$

Expresando  $y_o$  en función de  $H/d$

$$y_o = \frac{2+3H/D}{3+6H/D} \cdot D$$

La posición del punto pivote  $y_o$  depende de la relación  $H/D$  y varía entre

los límites  $1/2D$  a  $2/3D$  con tendencias a valores de  $0.5 D$  para alturas de carga del orden de  $12D$ , como se puede apreciar en la Fig. 3.2.

Sustituyendo (3.9) en (3.3) y (3.8) en (3.4).

$$q_o = \frac{2P}{bD^2}(2D+3H) \tag{3.10}$$

$$q_D = \frac{2P}{bD}(D+3H) \tag{3.11}$$

El hecho de que  $y_o$  sea mayor que  $D/2$  implica que las presiones máximas se desarrollarán a nivel de superficie del suelo.

La capacidad máxima del suelo está dado por:

$$q = K_p \gamma y + 2c\sqrt{K_p} \tag{3.12}$$

Donde  $c$  = Cohesión del suelo.

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \text{Coeficiente de empuje pasivo}$$

$$q = 2c\sqrt{K_p}$$

Cuando  $y = 0$

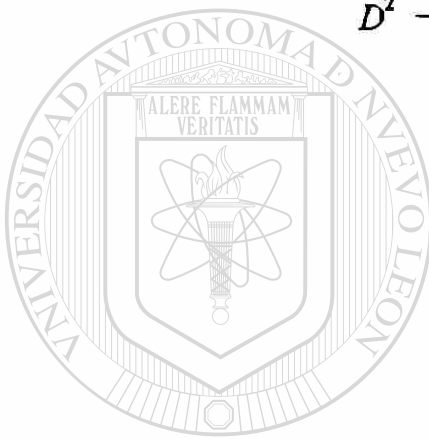
Igualando ecuaciones (3.11) y (3.12)

$$\frac{2P}{b D^2} (2D + 3H) = 2c\sqrt{K_p}$$

$$4PD + 6PH = 2c\sqrt{K_p} b D^2$$

$$D^2 - \frac{2P}{c\sqrt{K_p} b} D - \frac{3PH}{2c\sqrt{K_p} b} = 0$$

(3.13)



UANL

### 3.2.2 Pilote sujeto a momento

El presente análisis corresponde a un caso particular del pilote sujeto a corte y momento.

Haciendo  $P = 0$  en la Ec. 3.6

$$Y_o = D/2 \tag{3.14}$$

En la Ec. 3.7 hacemos  $M = PH$  y sustituimos el valor de  $y_o$  de la Ec. 3.14 para obtener:

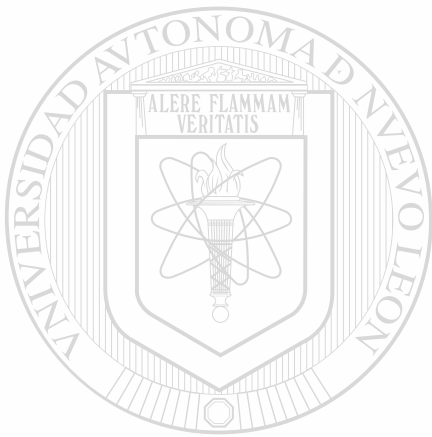
$$x_o = \frac{6M}{k_h bD^2}$$

3.15

Haciendo  $P = 0$  y  $M = PH$  en la Ec. 3.13 y despejando  $D$  obtenemos:

$$D = \sqrt{\frac{3M}{2c\sqrt{k_p} b}}$$

(3.16)



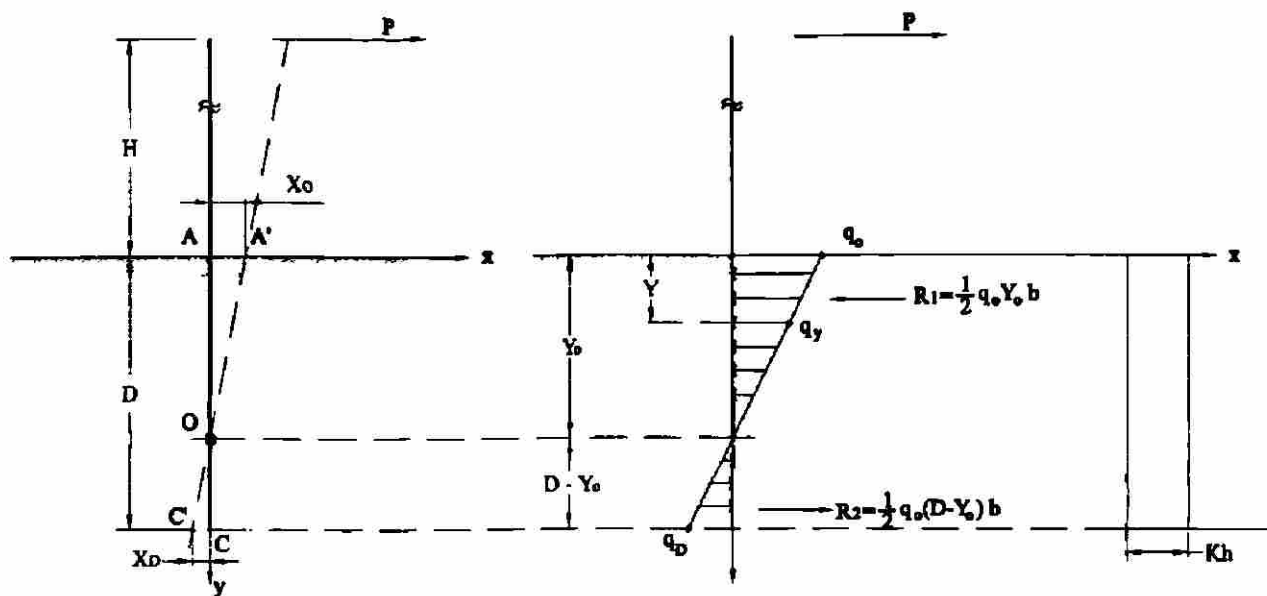
# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



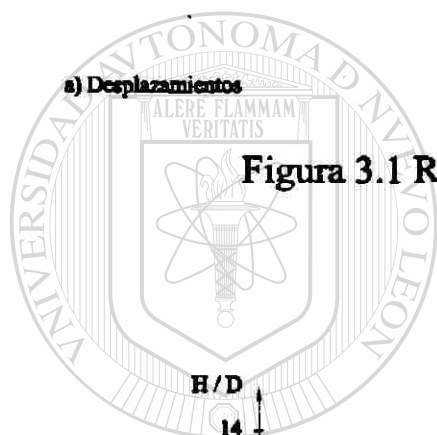


a) Desplazamientos

b) Diagrama resultante de la distribución de presiones

c) Coeficiente de reacción del suelo =  $K_h$  = constante.

Figura 3.1 Resistencia del suelo a la rotación del poste.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

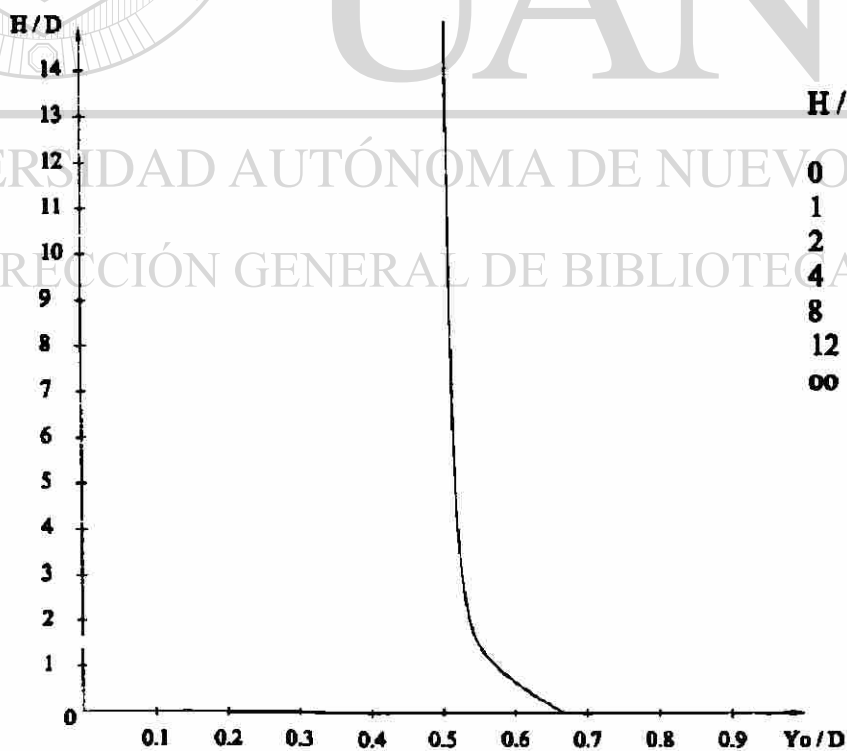
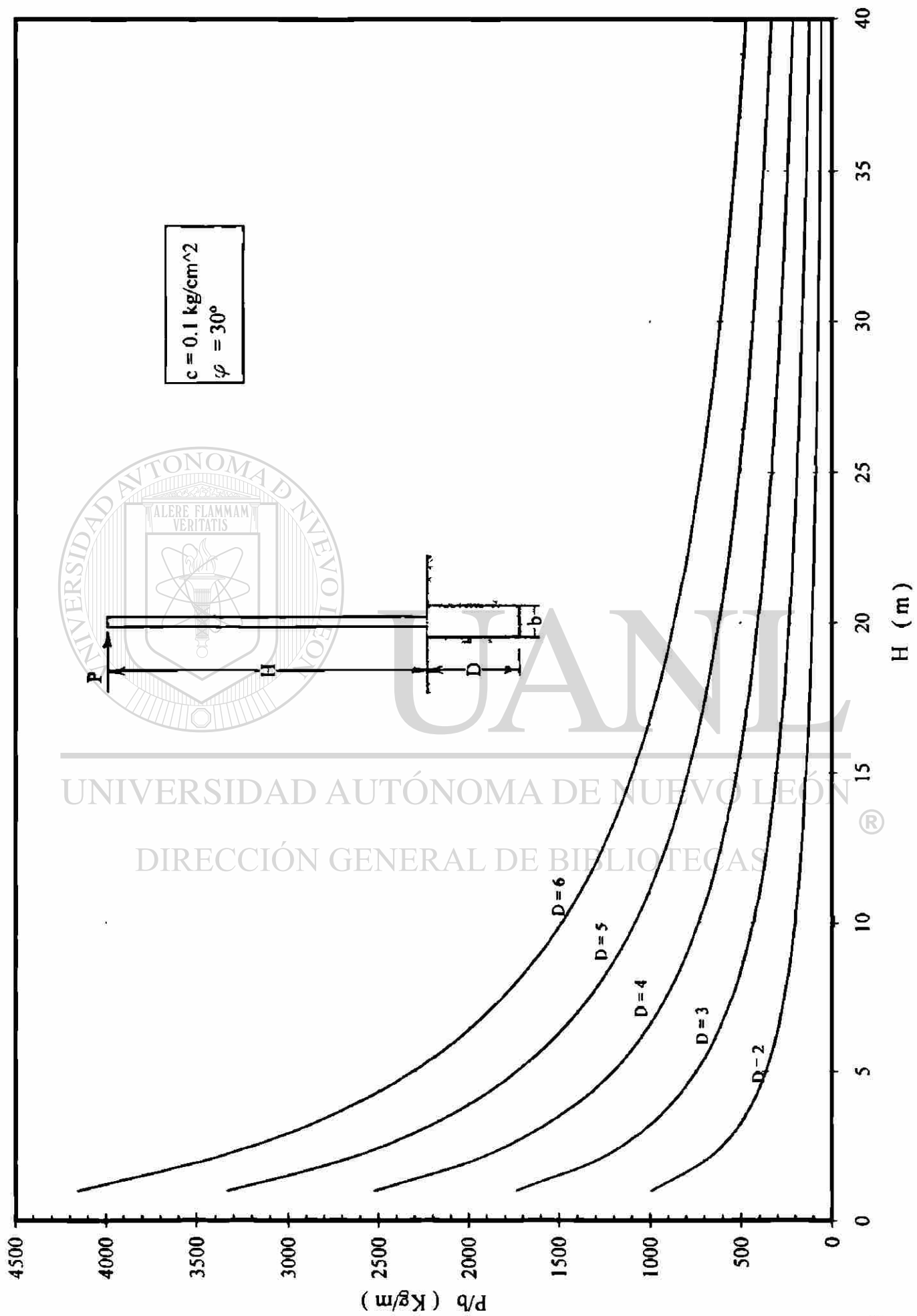
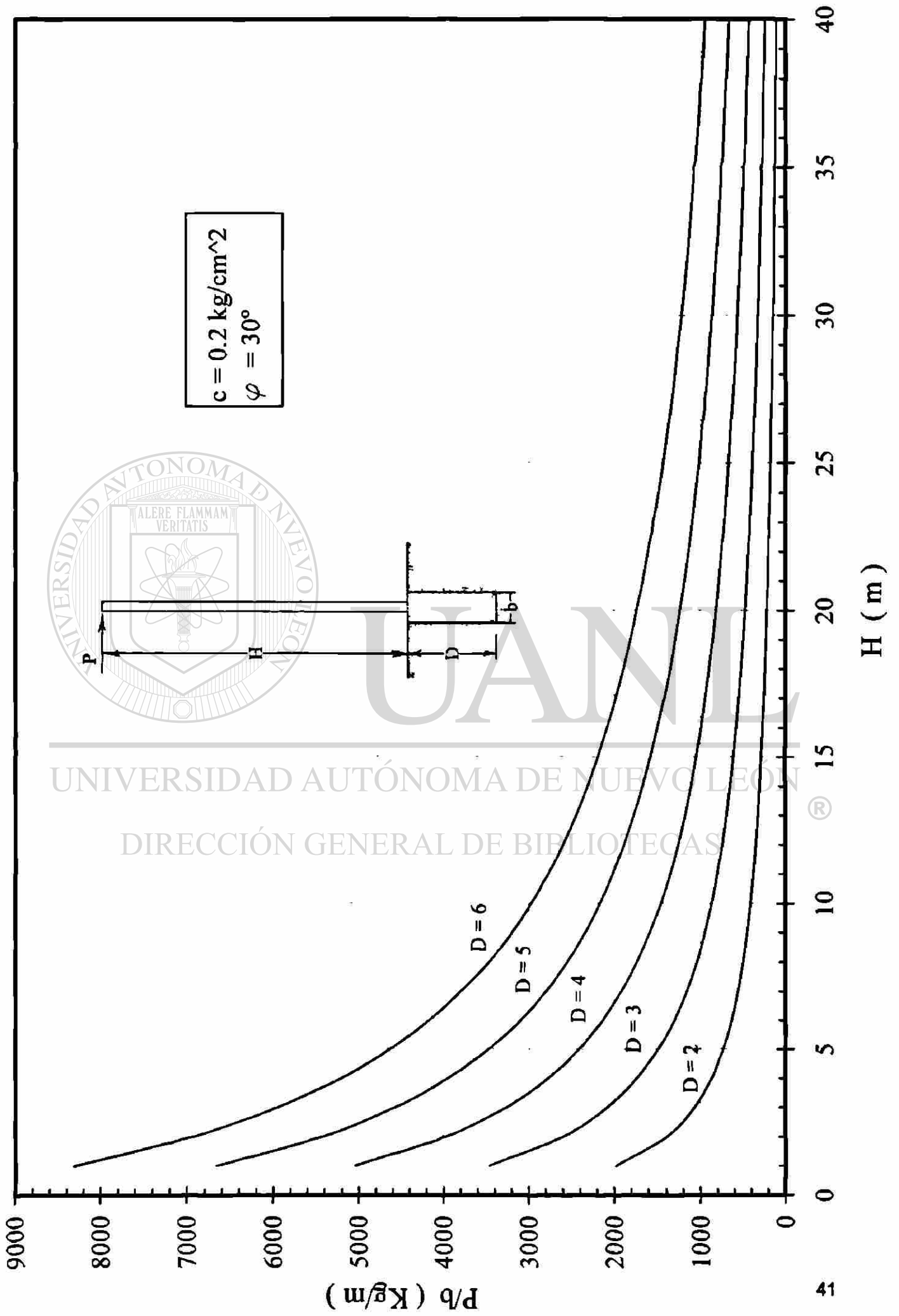


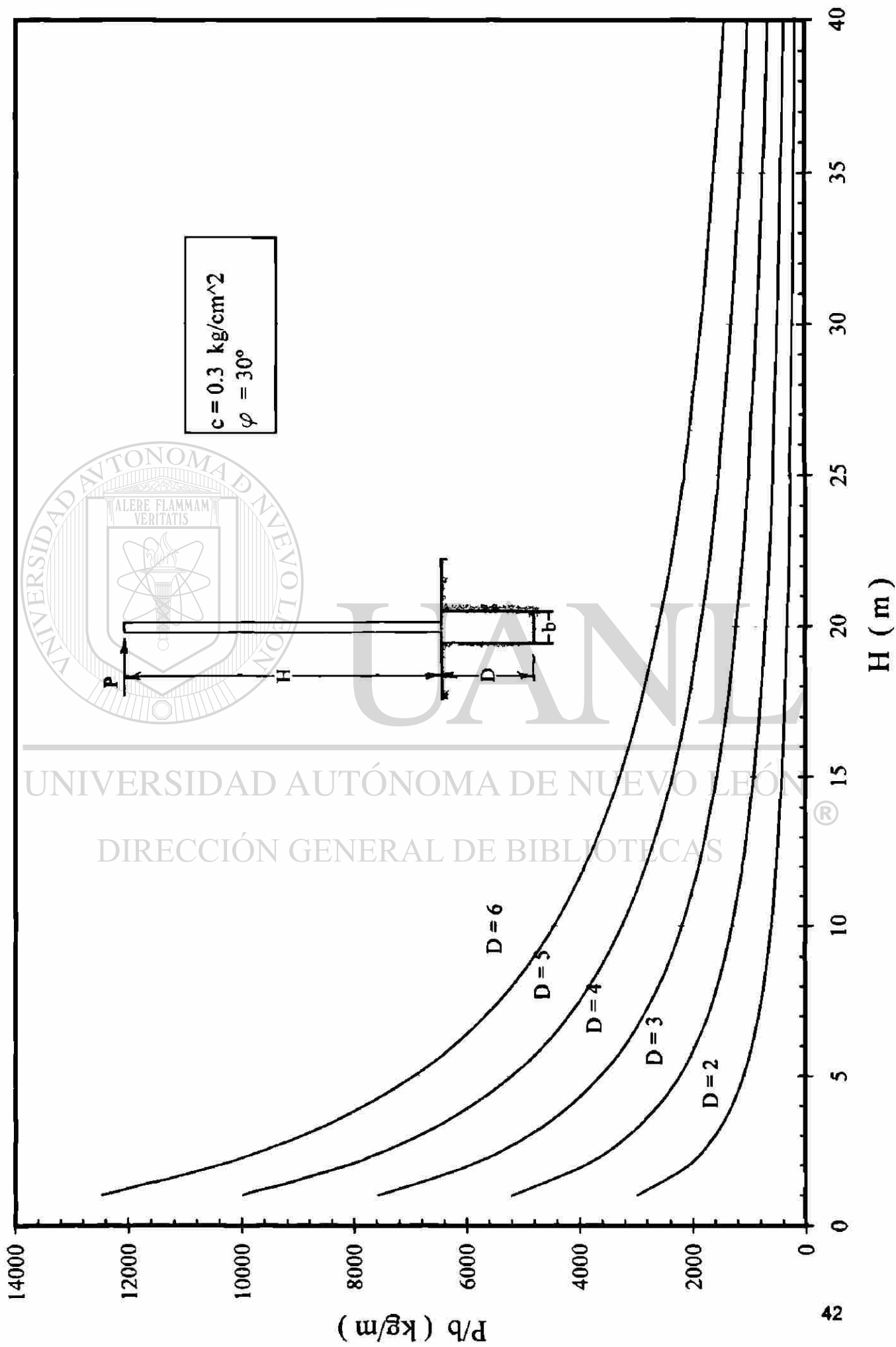
Figura 3.2 Variación de  $Y_0$  con  $H$ .



Gráfica 3.1. Cálculo de la profundidad de cimentación.



Gráfica 3.2. Cálculo de la profundidad de cimentación.



Gráfica 3.3. Cálculo de la profundidad de cimentación.

## CAPITULO 4

---

### DISTRIBUCION DE PRESIONES POR EL METODO DE BROMS

#### 4.1 Introducción.

En los capítulos 2 y 3 se desarrollaron ecuaciones para el cálculo de la profundidad de la cimentación tomando como base la resistencia pasiva del suelo bajo comportamiento elástico.

Broms (Ref. 5), desarrolló ecuaciones con base en la resistencia última lateral del suelo para pilotes cortos los cuales tienen relativamente poca profundidad, suponiendo un módulo de reacción que varía linealmente con la profundidad en el caso de suelos friccionantes y para suelos cohesivos considera un módulo de reacción constante con la profundidad.

---

#### 4.2 Suelos cohesivos.-

Para pilas cortas en suelos cohesivos Fig. 4.1 Broms encontró las siguientes ecuaciones:

$$M_{\max}^{\text{pos}} = P(H + 1.5b + f) - 9 cu b f^2 / 2$$

(4.1)

El punto donde el cortante vale cero es:

$$f = \frac{P}{9 \text{ cu } b}$$

(4.2)

Por lo tanto:

$$M_{\max}^{\text{pos}} = P(H + 1.5 b + 0.5f)$$

(4.3)

Integrando la parte inferior del diagrama de cortante

$$M_{\max}^{\text{pos}} = 2.25 \text{ cu } b g^2$$

(4.4)

Se puede ver que

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

$$D = 1.5 b + f + g$$

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

(4.5)

El valor de  $f$  puede ser obtenido de Ecuación (4.2) y sustituido en (4.5) para obtener  $g$  en términos de  $P$ .

Igualamos las ecuaciones (4.3) y (4.4) en las que se sustituye  $g$  para obtener una ecuación cuadrática de la cual se obtiene  $P_{\text{ult}}$  que producirá la falla total del suelo.

Una vez calculado  $P_{ult}$ . El momento máximo puede ser calculado y comparado con la capacidad de momento del pilote. Es importante usar factores de seguridad apropiados.

#### 4.3 Suelos friccionantes.-

Para las pilas cortas Broms considera falla en el suelo cuando la resistencia última lateral es igual a tres veces la presión pasiva de Rankine. A una profundidad y debajo de la superficie del suelo se puede obtener la resistencia del suelo por unidad de longitud  $q_y$  de las siguientes ecuaciones:

$$q_y = 3 b \gamma Y K_p \quad (4.6)$$

Para pilotes cortos sin restricciones contra rotación, la falla ocurre en el suelo. En la Fig. 4.2 se puede observar la reacción del suelo con la profundidad.

La falla ocurre cuando el pilote gira de tal manera que se desarrolla la resistencia última del suelo desde la superficie del suelo hasta el punto de rotación del pilote.

Los valores altos de resistencia del suelo que se desarrollan en la punta interior del pilote son reemplazados por una fuerza concentrada como se muestra en la Fig. 4.3.

La siguiente ecuación resulta de tomar momentos alrededor del extremo inferior del pilote.

$$P(H + D) + M_a = 3\gamma b D K_p \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{3} \quad (4.7)$$



Resolviendo para  $P_{ult}$  cuando  $M_a = 0$

$$P_{ult} = \frac{\gamma b D^3 k_p}{2(H + D)}$$

UNANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

(4.8)

y resolviendo para  $M_{ult}$  Cuando  $P = 0$

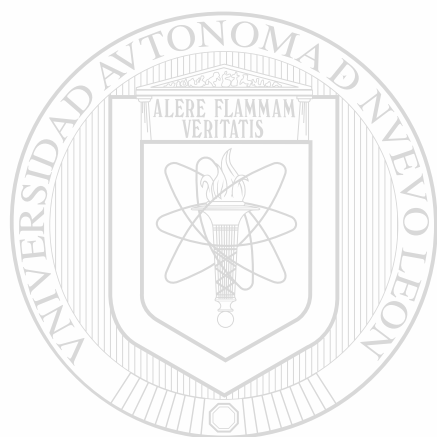
$$M_{ult} = 0.5\gamma b D^3 k_p \quad (4.9)$$

Las ecuaciones (4.7), (4.8) y (4.9) se pueden resolver para la carga o el momento o para una combinación de las dos, que causarán una falla en el suelo.



El momento máximo puede ser calculado a una profundidad  $f$  por debajo de la superficie del suelo y comparado con el momento resistente del pilote.

La distancia  $f$  se puede calcular resolviendo para el punto donde el cortante es igual a cero.



$$P - (3\gamma b f k_p) \frac{f}{2} = 0 \quad (4.10)$$

$$\therefore f = 0.816 \sqrt{\frac{P}{\gamma b k_p}} \quad (4.11)$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

El momento máximo positivo se puede calcular con referencia a la DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Fig. 4.3

$$M_{\max}^+ = P(H + f) - \frac{k_p \gamma b f^3}{2} + M_o \quad (4.12)$$

o sustituyendo la expresión de la ecuación (4.10) en (4.12) se obtiene una expresión para el momento máximo.

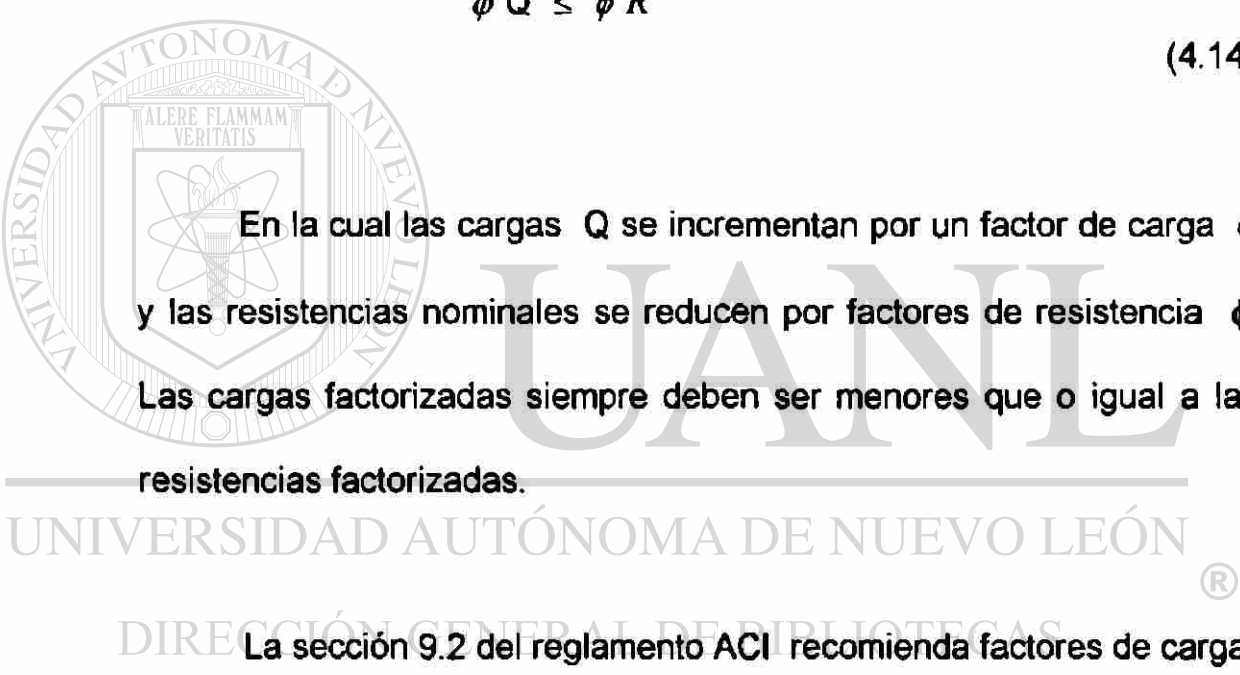
$$M_{\max}^+ = P(H + f) - \frac{Pf}{3} + M_o$$

(4.13)

Aquí también deberá usarse un factor de seguridad apropiado.

Diseño por resistencia última. El American Concrete Institute para dar seguridad a las estructuras de concreto reforzado propone la siguiente ecuación básica.

$$\phi Q \leq \phi R \quad (4.14)$$



En la cual las cargas  $Q$  se incrementan por un factor de carga  $\phi$  y las resistencias nominales se reducen por factores de resistencia  $\phi$ . Las cargas factorizadas siempre deben ser menores que o igual a las resistencias factorizadas.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La sección 9.2 del reglamento ACI recomienda factores de carga, combinaciones de carga y factores e reducción.

#### 4.4 Desplazamientos Laterales.-

Broms considera que bajo las cargas de servicio (aproximadamente de un medio a un tercio la resistencia lateral última) las desplazamientos laterales

pueden ser estimadas suponiendo que la reacción unitaria del suelo "x" se puede expresar como:

$$q = k_h x \quad (4.15)$$

#### 4.4.1 Suelos Cohesivos.-

Las desplazamientos laterales bajo las cargas de servicio pueden ser estimadas suponiendo que el módulo de reacción horizontal es aproximadamente constante con la profundidad.

En la gráfica 4.1 conociendo la relación  $\frac{H}{D}$  y  $\beta L$  se puede encontrar

$$\frac{x_o k_h b D}{P} \quad \text{Del cual se puede despejar } x_o$$

$\beta$  se define de la siguiente manera:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h b}{4 E_\rho I_\rho}} \quad (4.16)$$

Broms considera que son pilotes cortos aquellos en los que  $\beta D \leq 2.25$  los cuales considera son infinitamente rígidos y que el pilote gira como una unidad alrededor de un punto localizado a cierta profundidad de la superficie.

#### 4.4.2 Suelos Friccionantes.-

El desplazamiento lateral de un pilote en un suelo friccionante puede ser calculado suponiendo que el módulo de reacción horizontal varía linealmente con la profundidad.

$$k_h = \frac{n_h y}{b} \quad (4.17)$$

Donde  $y$  es la profundidad bajo la superficie,  $n_h$  es un coeficiente que depende de la densidad relativa del suelo.

En la gráfica 4.2 conociendo la relación  $H/D$  y  $\eta D$  se puede determinar la expresión:

$$\frac{x_o (EI)^{0.6} (n_h)^{0.4}}{PD} \quad \text{UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN}$$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

de donde se puede despejar  $x_o$ .

$\eta$  se define de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\eta = \sqrt[3]{\frac{n_h}{E_p I_p}}$$

Donde:

$n_h$  = Coeficiente de variación del módulo de reacción del suelo.

Para suelos friccionantes  $n_h$  toma los siguientes valores:

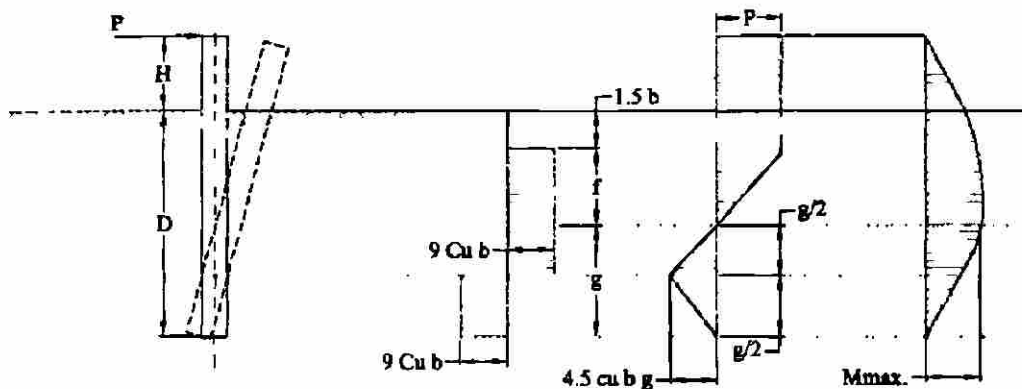
COMPACIDAD	$n_h$ Kg/cm <sup>3</sup>
Suelta	0.18
Media	0.67
Densa	1.30

TABLA 4.1 Valores de  $n_h$

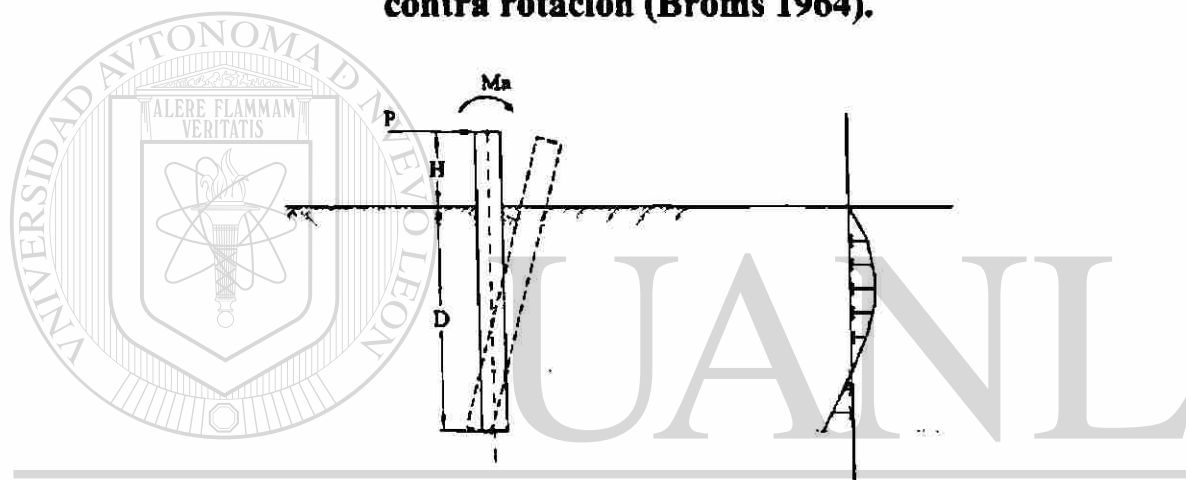
En arena sumergida estos valores se reducen aproximadamente a  $0.6 n_h$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

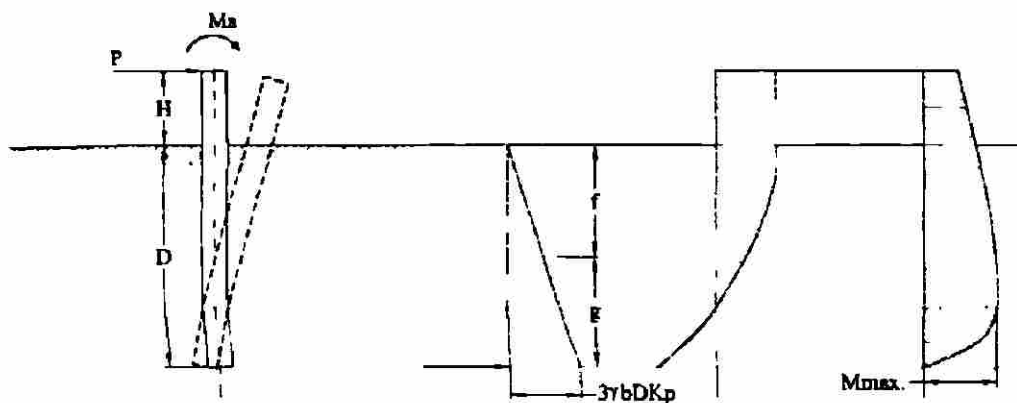
Broms considera que los pilotes con un valor de  $\eta D$  menor que 2.0 se comportan infinitamente rígidos considerándose como pilotes cortos.



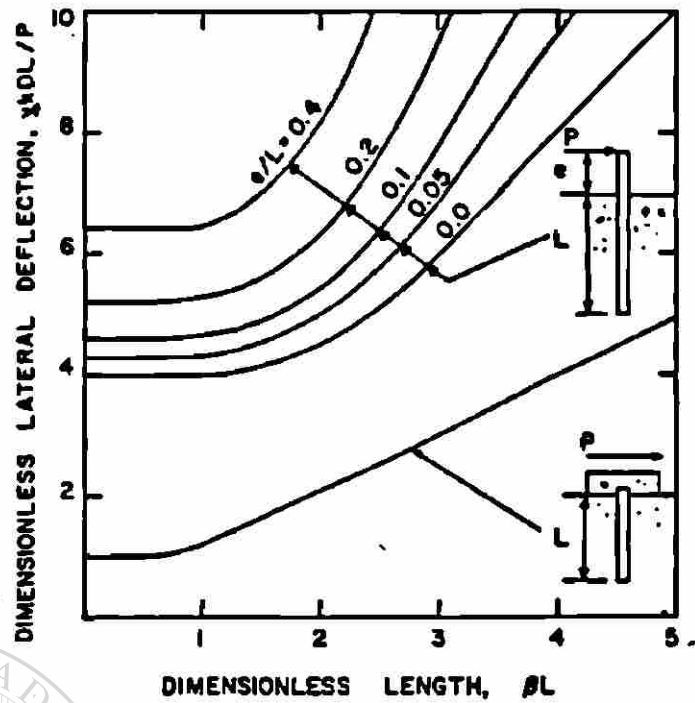
**Figura 4.1 Deflexión, diagramas de carga, corte y momentos para un pilote corto en suelos cohesivos sin restricciones contra rotación (Broms 1964).**



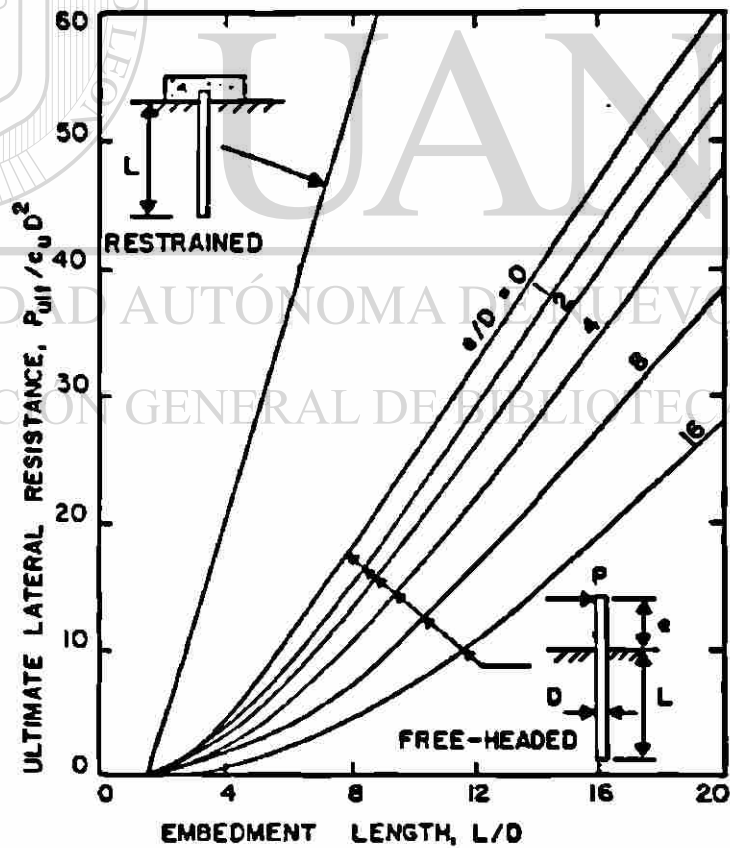
**Figura 4.2 Modo de falla de un pilote corto sin restricciones contra rotación en suelos friccionantes (según Broms 1964).**



**Figura 4.3 Deflexión, diagramas de carga, corte y momentos para un pilote corto en suelos friccionantes sin restricciones contra rotación (Broms 1964).**

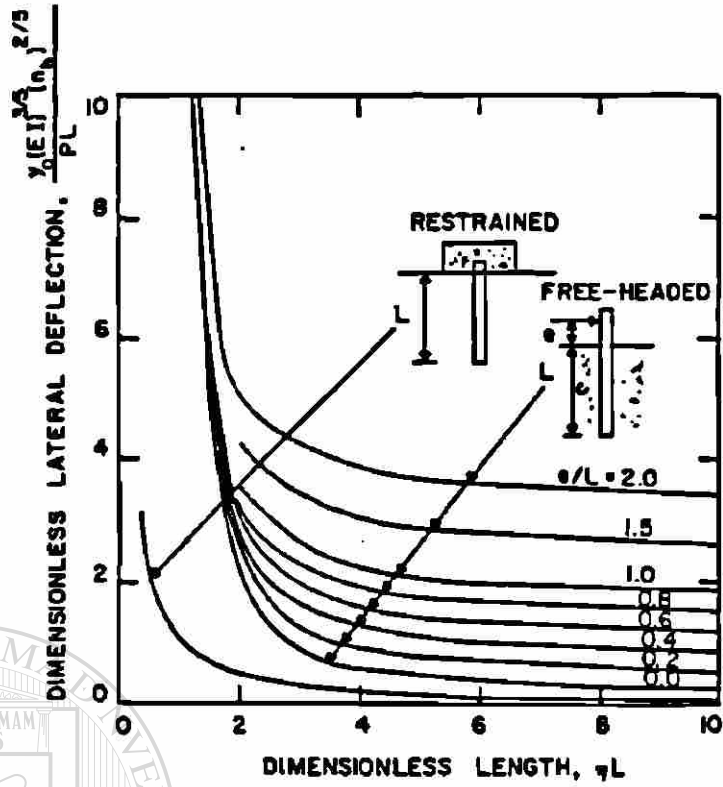


LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIVE SOILS

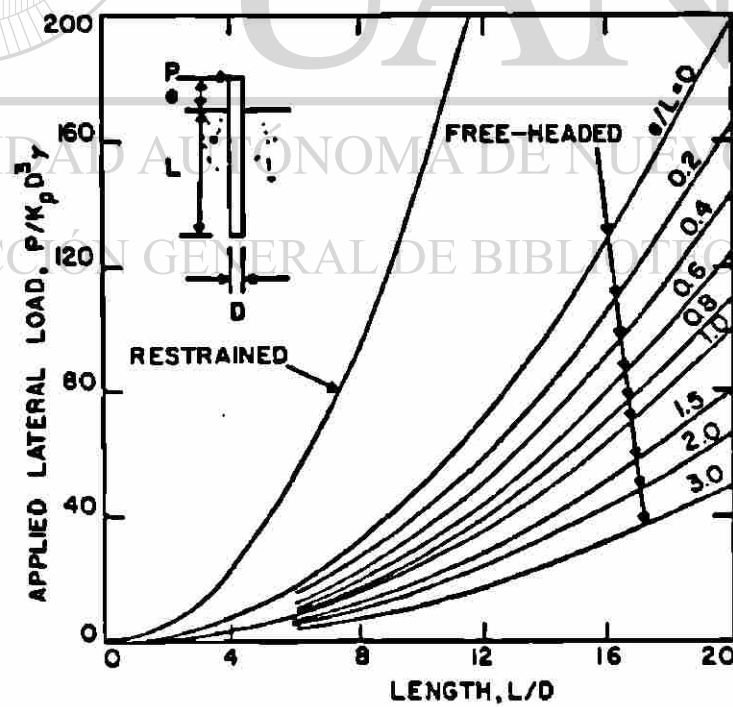


ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIVE SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

Figura 4.4 Curvas de diseo para suelos cohesivos (Broms 1964)



LATERAL DEFLECTIONS AT GROUND SURFACE FOR COHESIONLESS SOILS



ULTIMATE LATERAL RESISTANCE FOR COHESIONLESS SOILS RELATED TO EMBEDMENT LENGTH

Figura 4.5 Curvas de diseño para suelos friccionantes (Broms 1964)



#### 5.1 Introducción .-

Todo tipo de construcciones, (Edificios, puentes, etc.) descansan sobre lo que llamamos cimentación que es la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al suelo en contacto con ésta. A la cimentación comúnmente se le llama subestructura que es la parte de la estructura que se encuentra en contacto con el suelo.

La cimentación o subestructura debe tener dimensiones tales que los esfuerzos que se generan en la suelo producidos por las acciones de la superestructura y el peso propio de la cimentación no sobrepasen los valores admisibles o capacidad del suelo, así como las deformaciones en el mismo no sean excesivas.

#### 5.2 Clasificación de cimentaciones.-

Las cimentaciones pueden ser clasificadas en base a la profundidad o nivel del desplante, donde se transmiten las cargas al suelo.

**Cimentaciones superficiales.-** Son las más comunes, son conocidas como zapatas, o losas de cimentación con profundidades de desplante de algunos metros, esta cimentación distribuye la carga sobre una superficie horizontal.

**Cimentaciones profundas.-** Son aquellas que transmiten las cargas a estratos profundos del suelo. Las pilas y pilotes con relación longitudinal/diámetro mayores a 4, pertenecen a este tipo de cimentación. En éstas, las cargas se distribuyen verticalmente a lo largo del pilote, o bien en la punta del mismo o de ambas maneras.

**Cimentaciones intermedias.-** En algunas ocasiones, ciertas estructuras ligeras, están sujetas a cargas laterales principalmente, como sucede en el caso de las estructuras monopolares. Aquí las acciones se transmiten al suelo horizontalmente. Una solución para este tipo de cimentación es el uso de pilotes cortos ya que la carga axial muchas veces es insignificante y la estabilidad se logra con base en la resistencia pasiva del suelo.

### 5.3 Propiedades del suelo.-

Los parámetros que intervienen directamente en el diseño de cimentaciones para postes sujetos a cargas laterales son: el ángulo de fricción interna  $\phi$ , el peso volumétrico del suelo  $\gamma$  y el módulo de reacción horizontal  $k_h$ , cuando la carga axial sea importante será necesario obtener también la capacidad de carga del suelo. Sin embargo, para formarse una mejor idea del

tipo de suelo, es recomendable obtener las propiedades índice y la estratigrafía, ya que esta información complementa a la anterior y el especialista de mecánica de suelos puede con mayor certeza recomendar valores de diseño racionales.

#### 5.4 Módulo de reacción horizontal del suelo.-

Se puede obtener indirectamente, a través de otras propiedades del suelo, o directamente, mediante una prueba de placa.

Es difícil efectuar una prueba de placa, excepto para placas muy pequeñas, en virtud de la magnitud de la reacción requerida. A mayor tamaño de placa, ésta tiende a ser más flexible, por lo que se afecta el valor de  $x$  y, en consecuencia, el valor de  $k_h$ . Un tamaño de placa fácil de usar es el de 30 X 30 cm y con las recomendaciones de Terzaghi se puede extrapolar para obtener  $k_h$  para cimentaciones de mayor ancho.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Para pilas en arcillas, normalmente consolidadas, el módulo de reacción para una placa cuadrada de  $B_1 \times B_1$  cm es:

$$k_1 = \frac{q}{x} \quad (5.1)$$

Para un pilote cuyo ancho es  $b$  Terzaghi, propone la siguiente relación:

$$k_h = \frac{k_1}{1.5b}$$

(5.2)

Donde:  $k_1$  = Módulo de reacción usando prueba de placa para una placa de 30 X 30 cm.

$b$  = Ancho de pilote.

$K_h$  = Módulo de reacción del suelo para un pilote de ancho "b"

Para suelos friccionantes en los cuales el módulo de reacción

varía linealmente con la profundidad, Terzaghi propone:



$$k_h = k_1 \frac{y}{b} \quad (5.3)$$

Donde:  $y$  = Profundidad en la cual se obtuvo  $k_1$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Otra manera de obtener el módulo de reacción del suelo es de manera indirecta usando la fórmula de Vesic®  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$k_h^1 = 1.3 \sqrt[1.2]{\frac{E_s b^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

(5.4)

Donde:  $E_s$  = Módulo de Elasticidad del suelo.

$b$  = Ancho del pilote.

$E_p I_p$  = Rigidez del pilote.

$\mu$  = Relación de Poisson.

El módulo de Elasticidad puede ser obtenido de un ensaye de compresión triaxial. En el caso de suelos cohesivos suaves, el valor de "Es" puede ser considerado para dos condiciones de carga: para cargas instantáneas y para cargas sostenidas.

Para el primer caso, "Es" es determinado como el Módulo Secante al 50% de la carga última en un ensaye triaxial no drenado ( $\mu = 0.5$ ), siendo el módulo secante definido como la pendiente de la línea recta entre el origen y este punto de la gráfica esfuerzo-deformación.

Para cargas sostenidas se recomienda usar el Módulo de Elasticidad

$$E_s = \frac{3(1-2\mu)}{m_v}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Donde  $m_v$  es el coeficiente de compresibilidad de volumen de una prueba de consolidación.

Cuando el diseño está controlado por el criterio de deformaciones permanentes o de máximas deformaciones elásticas, es necesario efectuar la prueba de placa para poder obtener la curva presión – deformación la cual servirá para encontrar la presión correspondiente a una deformación dada.

Cuando se va a construir un gran número de cimentaciones, como el que se usaría para una línea de postes de transmisión, es muy costoso y tardado el obtener muchos valores del coeficiente de reacción mediante la prueba de placa, aquí es recomendable calcular los  $k_s$  a través del Módulo de Elasticidad del suelo, el cual se determina para los diferentes suelos encontrados.

En este tipo de proyecto, se pueden combinar pozos a cielo abierto, para la obtención de muestras inalteradas con pruebas de penetración en el sitio donde va ubicado cada poste. Es posible correlacionar la capacidad de carga o el número de golpes de la prueba de penetración con el Módulo de Elasticidad y, finalmente, con el Módulo de reacción del suelo.

El Módulo de Elasticidad se determina de las muestras inalteradas, con base en pruebas triaxiales.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

En una línea de postes de transmisión de alta tensión, se distinguen tres tipos: de remate ( R ), de deflexión ( D ) y de suspensión ( S ) Fig. 5.1. En los postes de remate, una parte importante de las cargas es permanente, por lo que sería deseable obtener el valor de  $K_s$  mediante prueba de placa para el cálculo más aproximado de las deformaciones de la cimentación en el nivel de superficie, para mantener estas deformaciones dentro de especificaciones ya que los valores excesivos pueden provocar un descenso peligroso o fuera de

especificación, a los cables de alta tensión. En las estructuras de deflexión ocurre algo de lo anterior, aunque en menor grado, sobre todo a aquellos postes con ángulos de deflexión de 90°. Los postes de suspensión no representan riesgo, por lo que el valor de  $k_b$  puede ser aproximado.

### 5.5 Resultados de los ensayos de laboratorio.

Para la obtención de datos para el diseño de cimentaciones, se realizaron pruebas de placa a diferentes profundidades.

En un pozo a cielo abierto, de 1 m de ancho, 4 m de largo y 3 m de profundidad, se efectuaron 3 pruebas en 3 niveles diferentes: a 1 m, 1.7 y 2.1 m de profundidad, en cada nivel se identificaron como norte, centro y sur.

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Se efectuaron ciclos de carga y descarga, los resultados de estas pruebas se muestran en las gráficas No. 5.1 a 5.8.

La veracidad de los resultados depende grandemente en el cuidado con que se realizan las pruebas. Se requiere de un laboratorista calificado y de equipo debidamente calibrado, es recomendable dos o más ciclos de carga y descarga, para que los desajustes iniciales de la prueba tomen lugar y se pueda, a través de ciclos sucesivos, determinar más aproximadamente la pendiente de la rama inicial de la curva que representa el valor de  $k_n$ .

La figura 5.2 muestra una curva típica presión – deformación, en la cual existe un tramo inicial aproximadamente recto que representa el intervalo elástico, seguido de un tramo curvo que es el intervalo elástico, dentro del cual las presiones producen deformaciones permanentes en el suelo.

En las gráficas No. 5.1, 5.2, 5.4, 5.6, 5.7 y 5.8 el valor de  $k_h$  se tomó en el segundo ciclo de carga, ya que se presentó algún reacomodo del suelo, dando valores no confiables en el primer ciclo de carga.

Las gráficas Nos. 5.3 y 5.5 muestran la forma típica de la curva presión – deformación.

La Fig. 5.3 resume los resultados de los valores de  $k_h$  obtenidos de los cuales se promedian horizontalmente para determinar los valores recomendados para diseño, éstos aparecen en la segunda columna de la tabla 5.1.

Se tomaron muestras inalteradas a profundidades de 1 m, 1.7 m y 2.1 m, de las cuales se labraron probetas vertical y horizontalmente, para efectuar pruebas de compresión triaxial y pruebas de compresión axial de las cuales, tanto para las probetas horizontales como para las verticales, se obtuvieron los parámetros  $k$ ,  $E$ ,  $c$ , y  $\phi$ .



En la tabla 5.1 se concentraron los resultados de los valores anteriores para su interpretación. También se obtuvieron las propiedades índice las cuales aparecen en la Tabla 5.2 y la estratigrafía del lugar en la Fig. 5.9.

### 5.6 El ángulo de fricción interna.

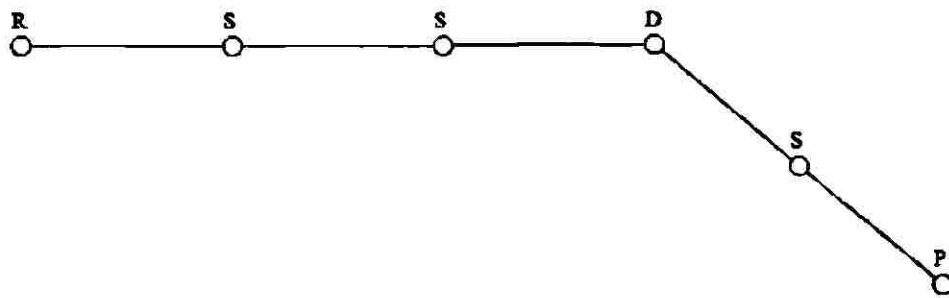
De las pruebas triaxiales se obtuvieron los datos para dibujar los círculos de Mohr. (Gráficas Nos. 5.9 a 5.13).

De las gráficas se deducen la cohesión y el ángulo de fricción interna. Al igual que para  $k_h$  aquí también es necesario la experiencia y el criterio del especialista en mecánica de suelos, para descartar valores erróneos, como el de la gráfica No. 5.12, así como para recomendar los parámetros de diseño.

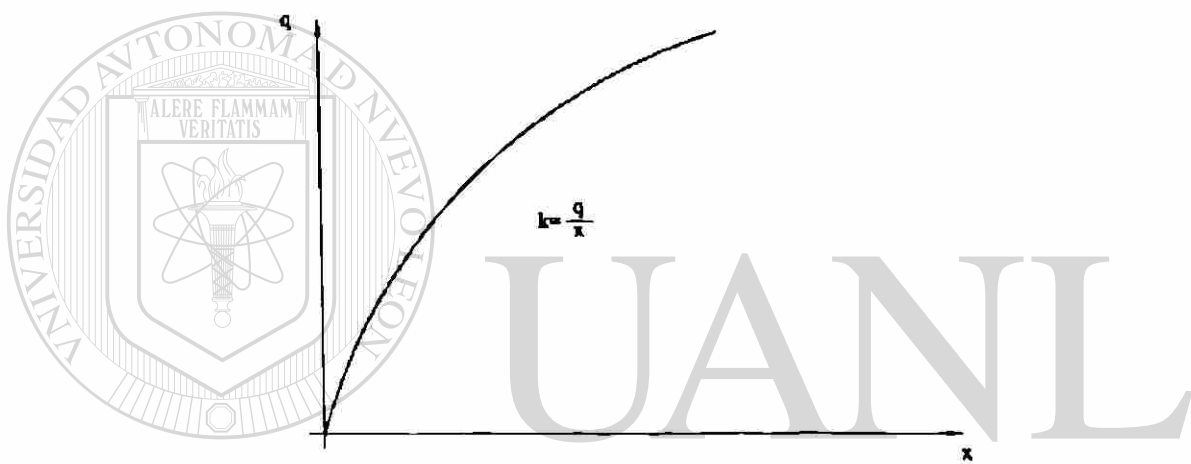
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



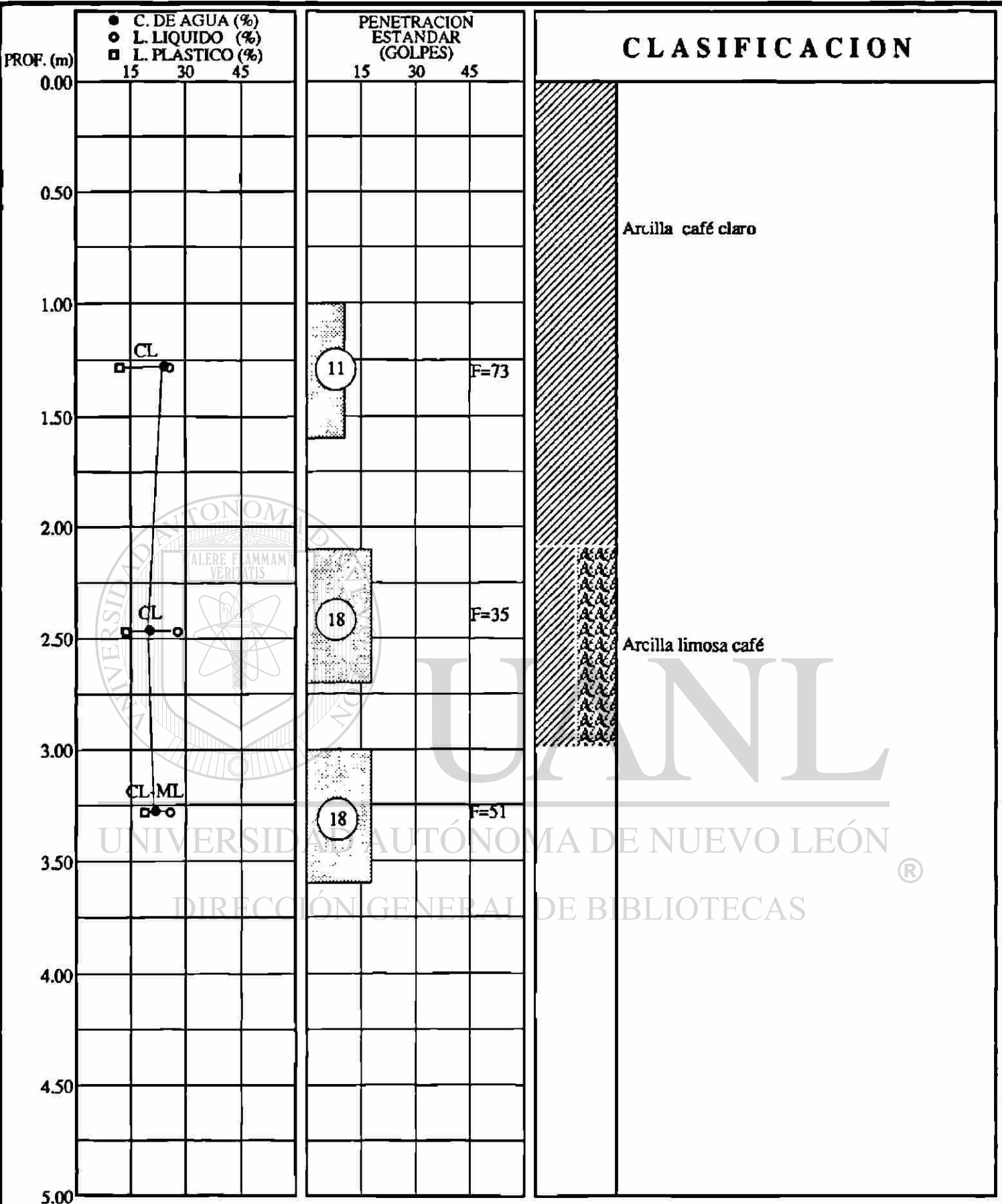
**Figura 5.1 Planta de un circuito de alta tensión.**



**Figura 5.2 Gráfica para determinar el módulo de reacción del suelo.**

	NORTE	CENTRO	SUR
1.00 m	2.30	4.33	3.30
1.70 m	NO SE OBTUVO	9.03	4.19
2.10 m	18.00	9.74	14.58

**Figura 5.3 Valores de  $K_h$  en  $\text{kg}/\text{cm}^3$  en pruebas de placa.**



**SIMBOLOGIA**

- ARCILLA
- CALICHE
- ARENA
- BOLEOS
- GRAVAS
- LIMO
- LUTITA
- ALMENDRILLA
- CONGLOMERADO
- NIVEL FREATICO

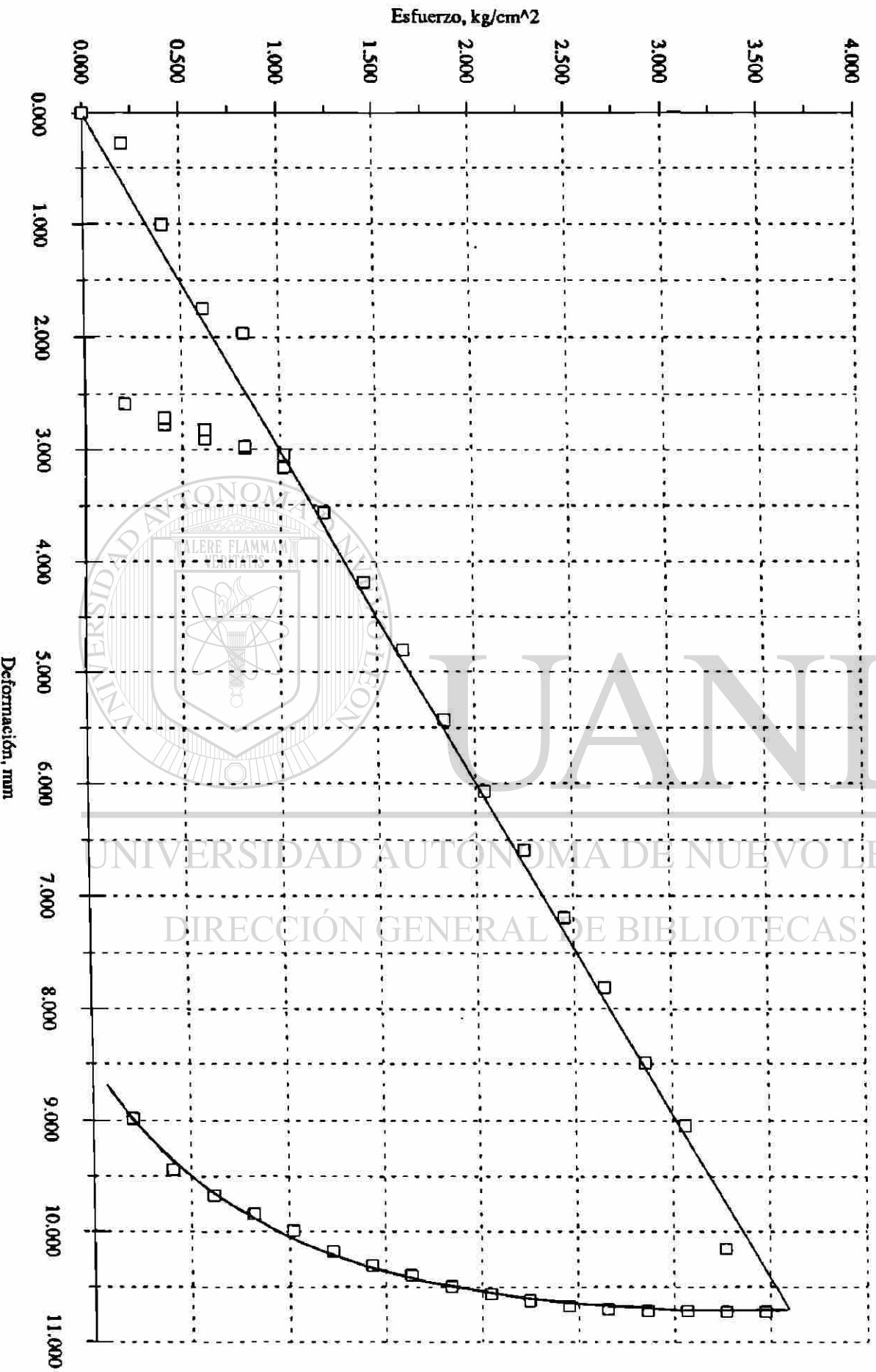
**PERFIL ESTATIGRAFICO**

MONTERREY, N.L. OCTUBRE DE 1998	SONDEO 1
	FIGURA 5.4

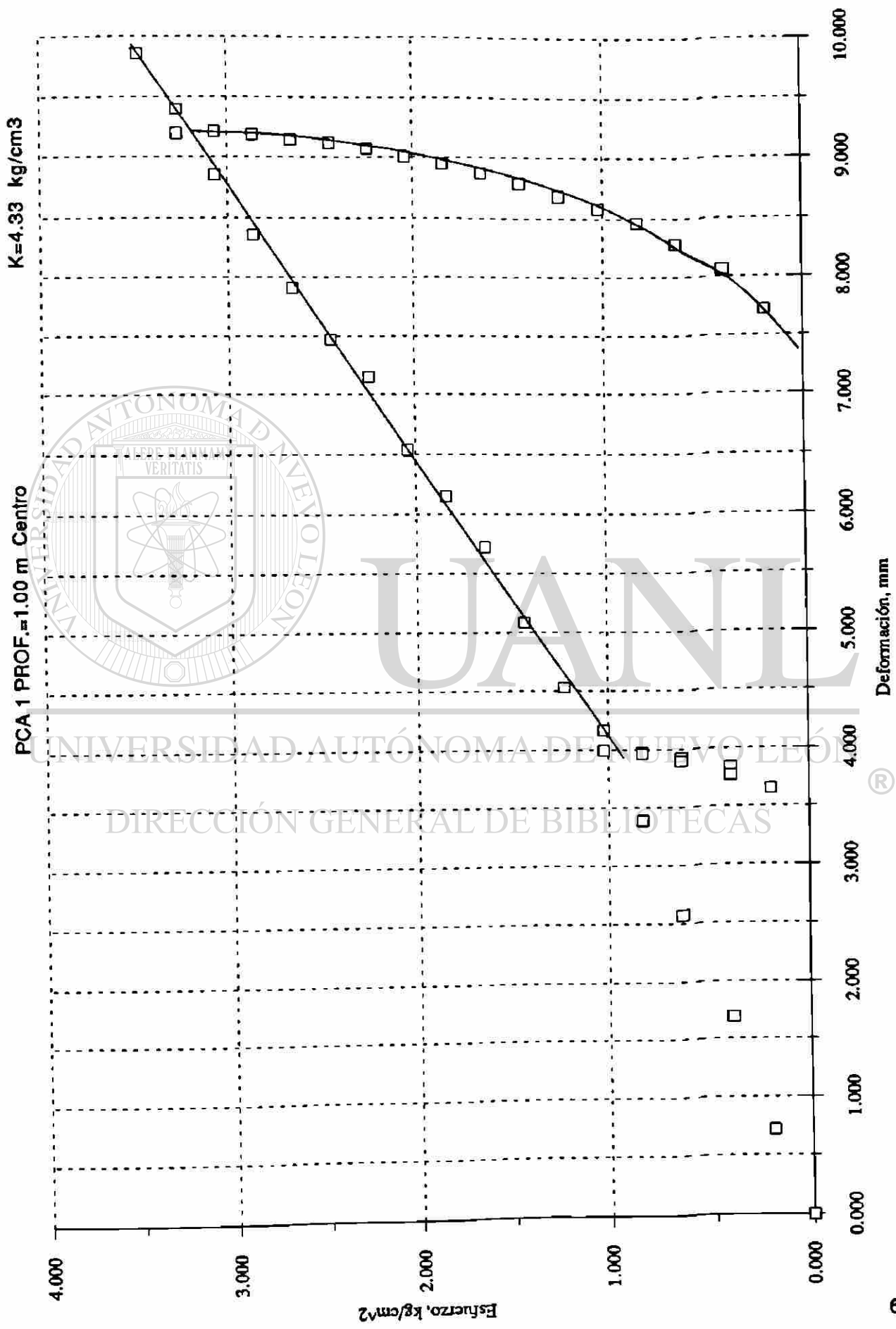
# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

PCA 1 PROF. = 1.00 m Norte

K=2.3 kg/cm<sup>3</sup>



# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

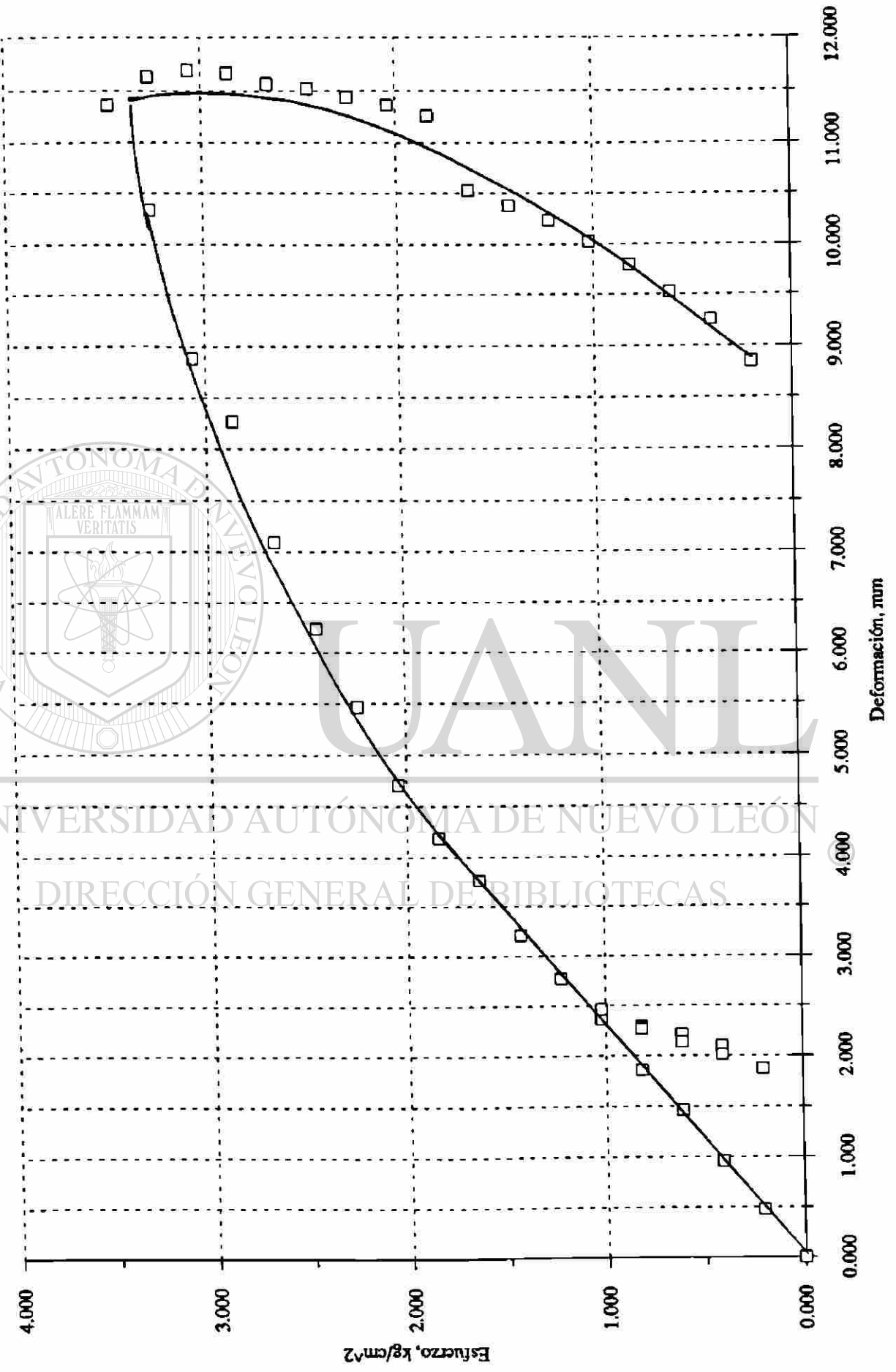


Gráfica Nº 5.2 Módulo de reacción Horizontal

# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

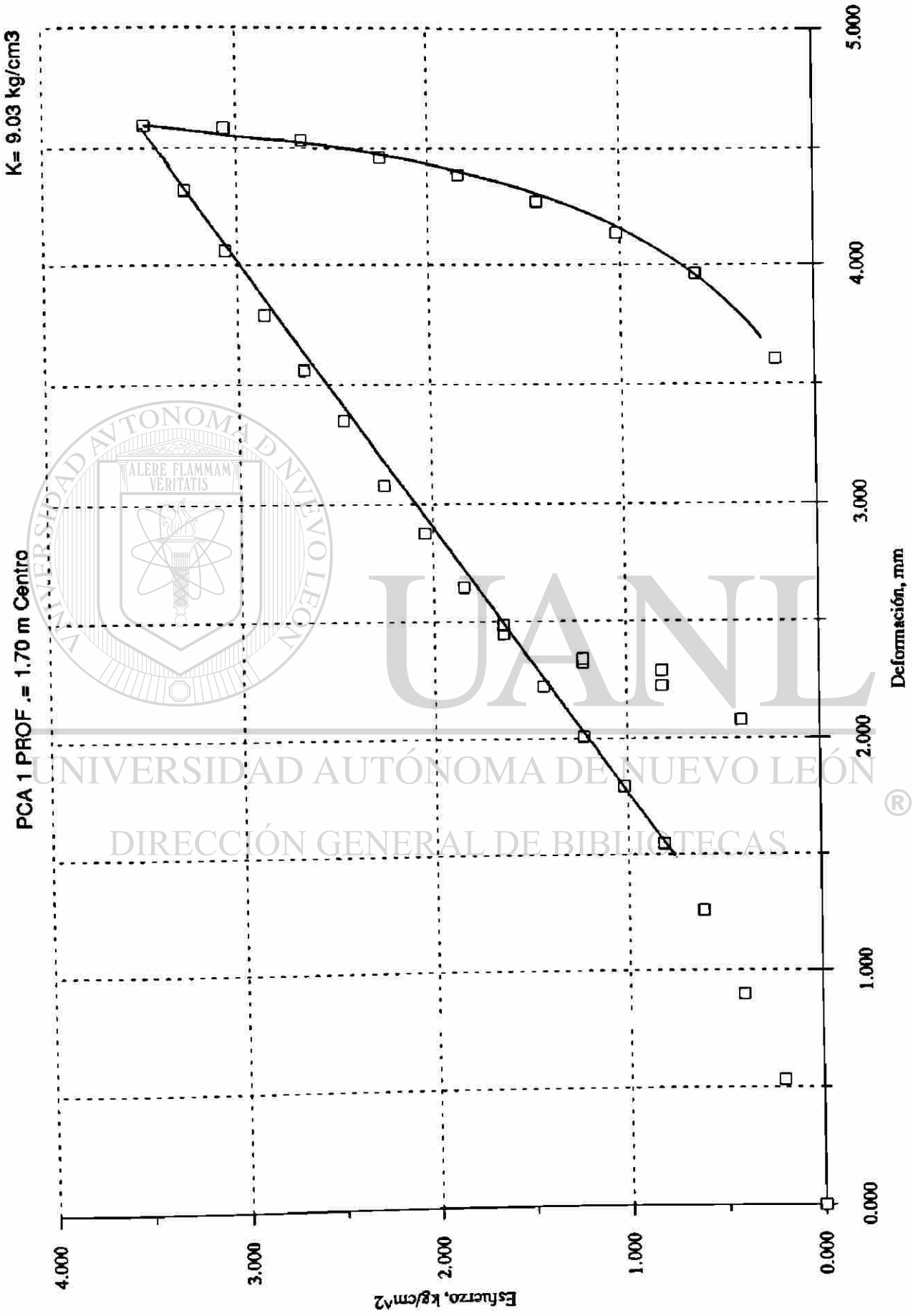
K=3.3 kg/cm<sup>3</sup>

PCA 1 PROF.= 1.00 m Lado Sur



Gráfica N° 5.3 Módulo de reacción Horizontal

# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

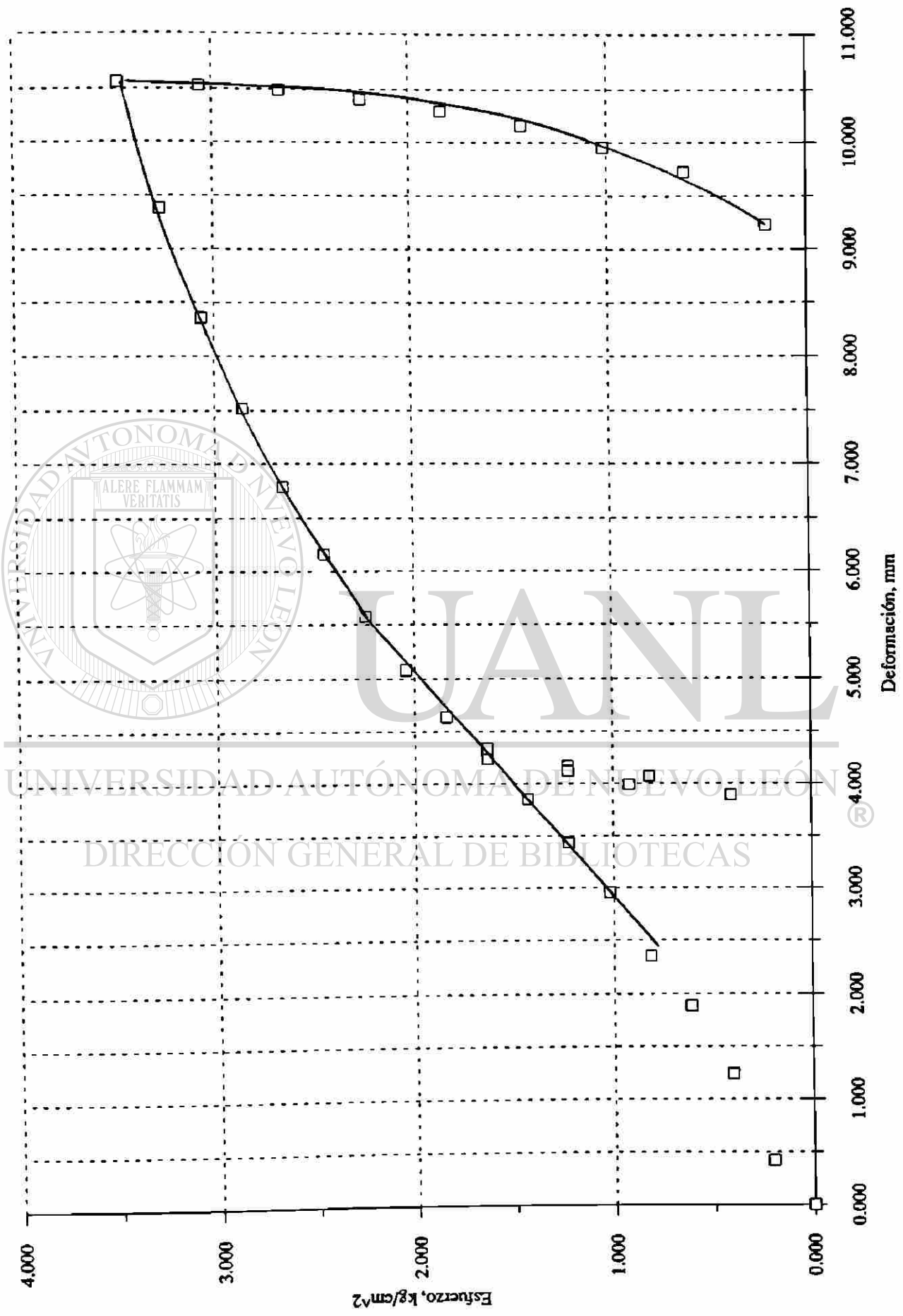


Gráfica Nº 5.4 Módulo de reacción Horizontal

# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

K= 4.19 kg/cm<sup>3</sup>

PCA 1 PROF.= 1.70 m Sur



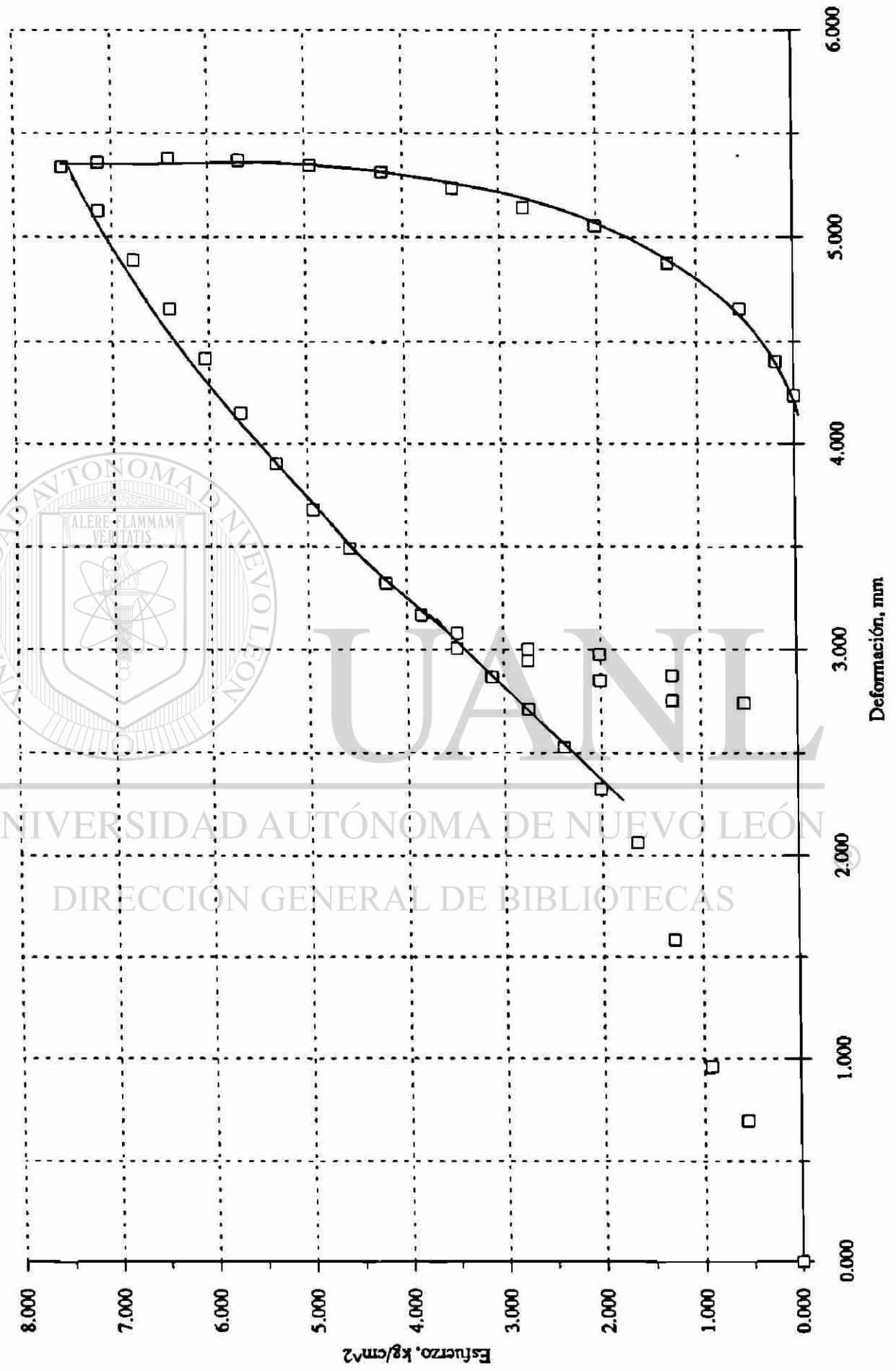
Gráfica Nº 5.5 Módulo de reacción Horizontal



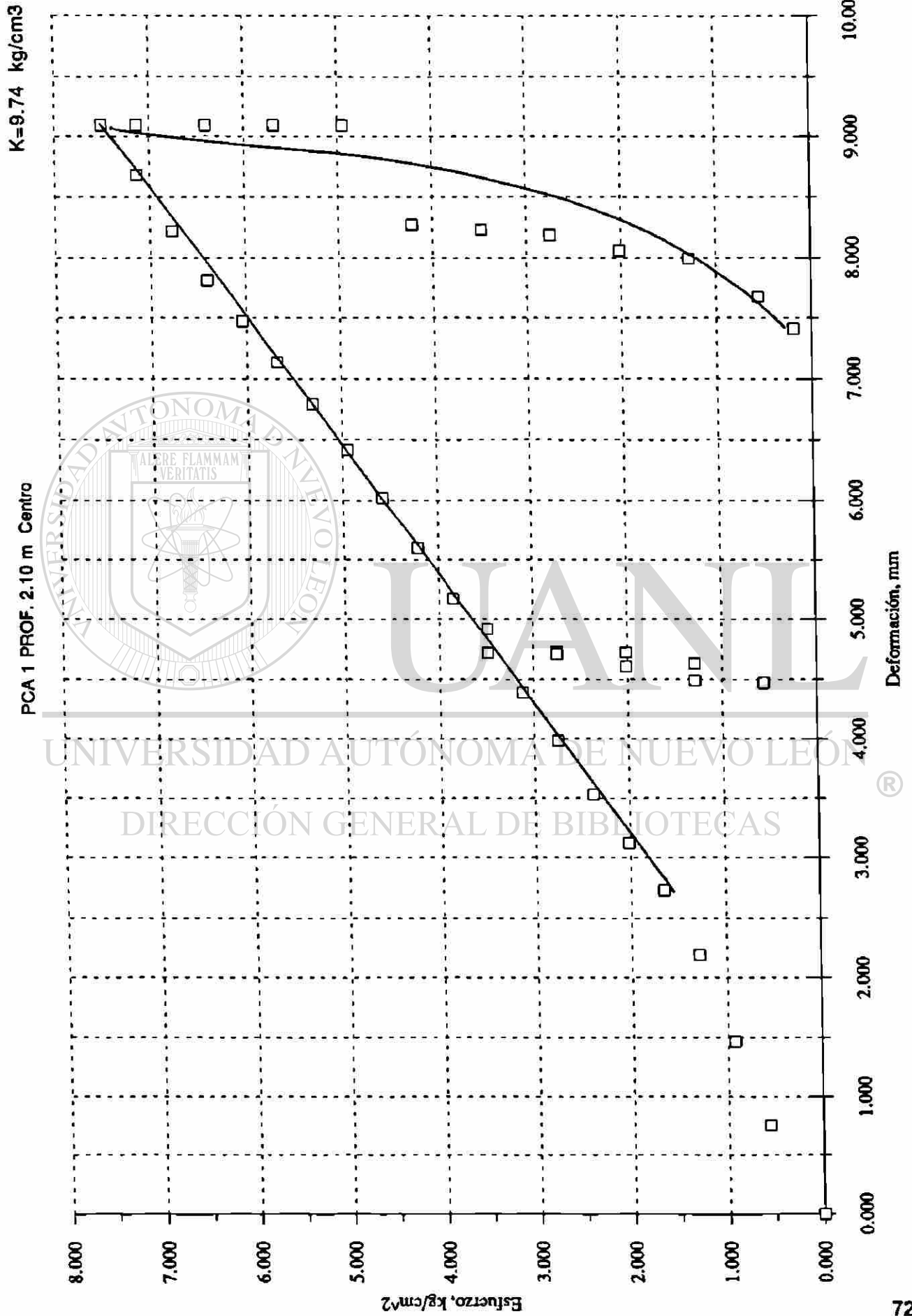
# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

K = 18 kg/cm<sup>3</sup>

PCA 1 PROF. = 2.10 m Norte



# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

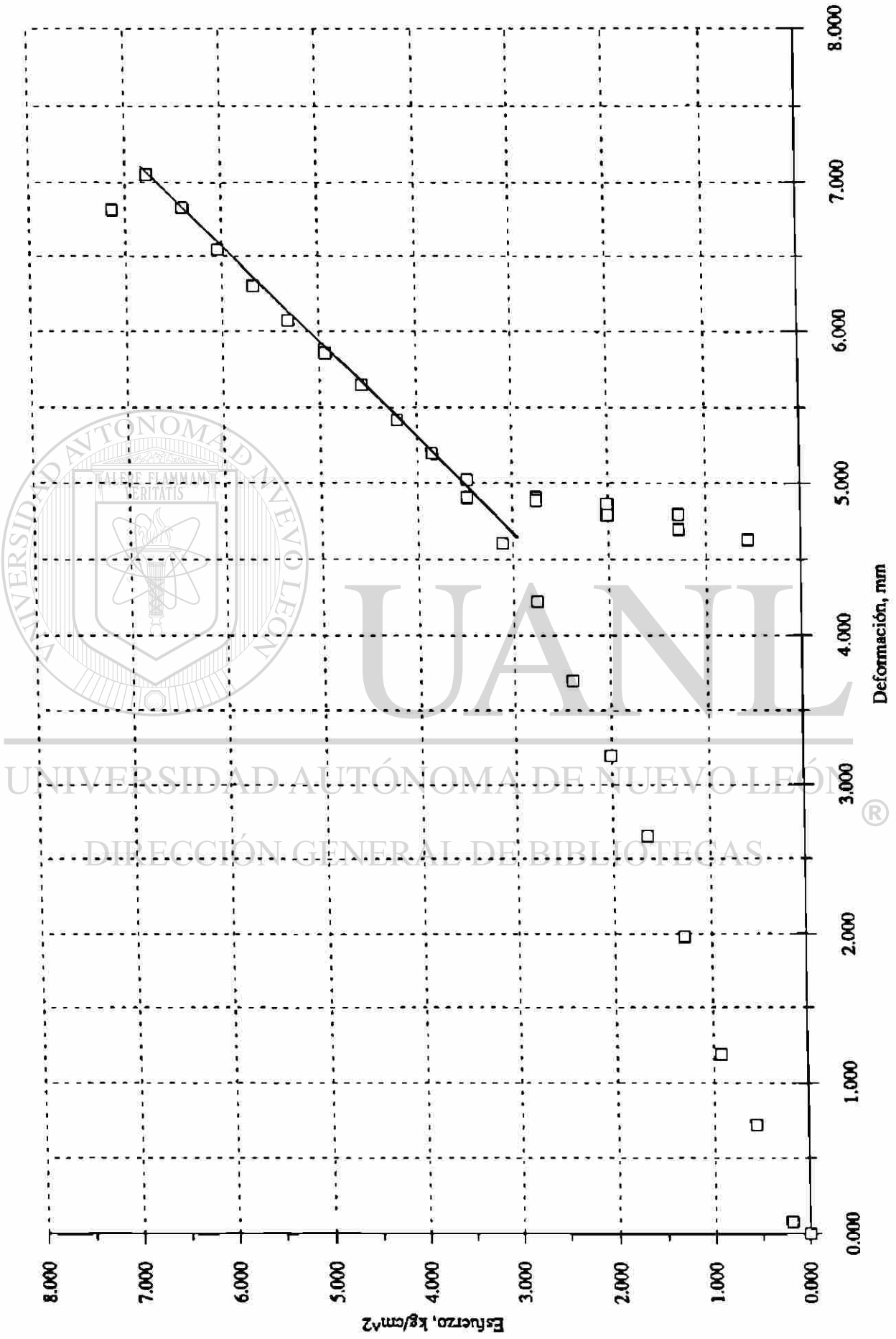


Gráfica Nº 5.7 Módulo de reacción Horizontal

# PRUEBA DE PLACA EN EL LUGAR

K= 14.58 kg/cm<sup>3</sup>

PCA 1 PROF. 2.10 m Sur



Gráfica N° 5.8 Módulo de reacción Horizontal

# Gráfica N° 5.9 Círculos de Mohr

P.C.A. N° 1 COND. HORIZONTAL

MUESTRA N° 1 PROF: 1.00 m



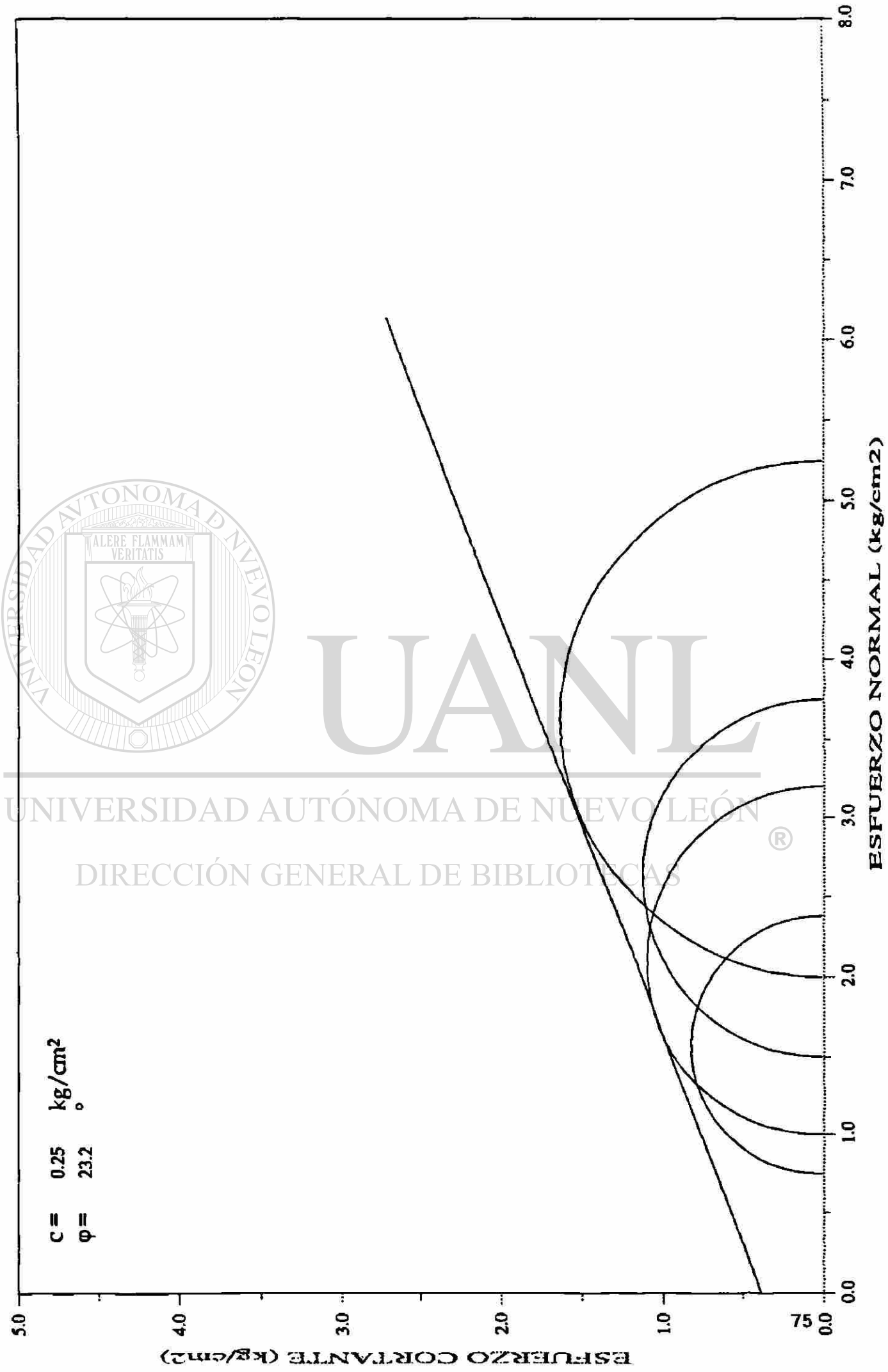
C = 0.057 kg/cm<sup>2</sup>

φ = 26.9 °

5.0 4.0 3.0 2.0 1.0 0.0 74.0 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0

Gráfica N° 5.10 Círculos de Mohr

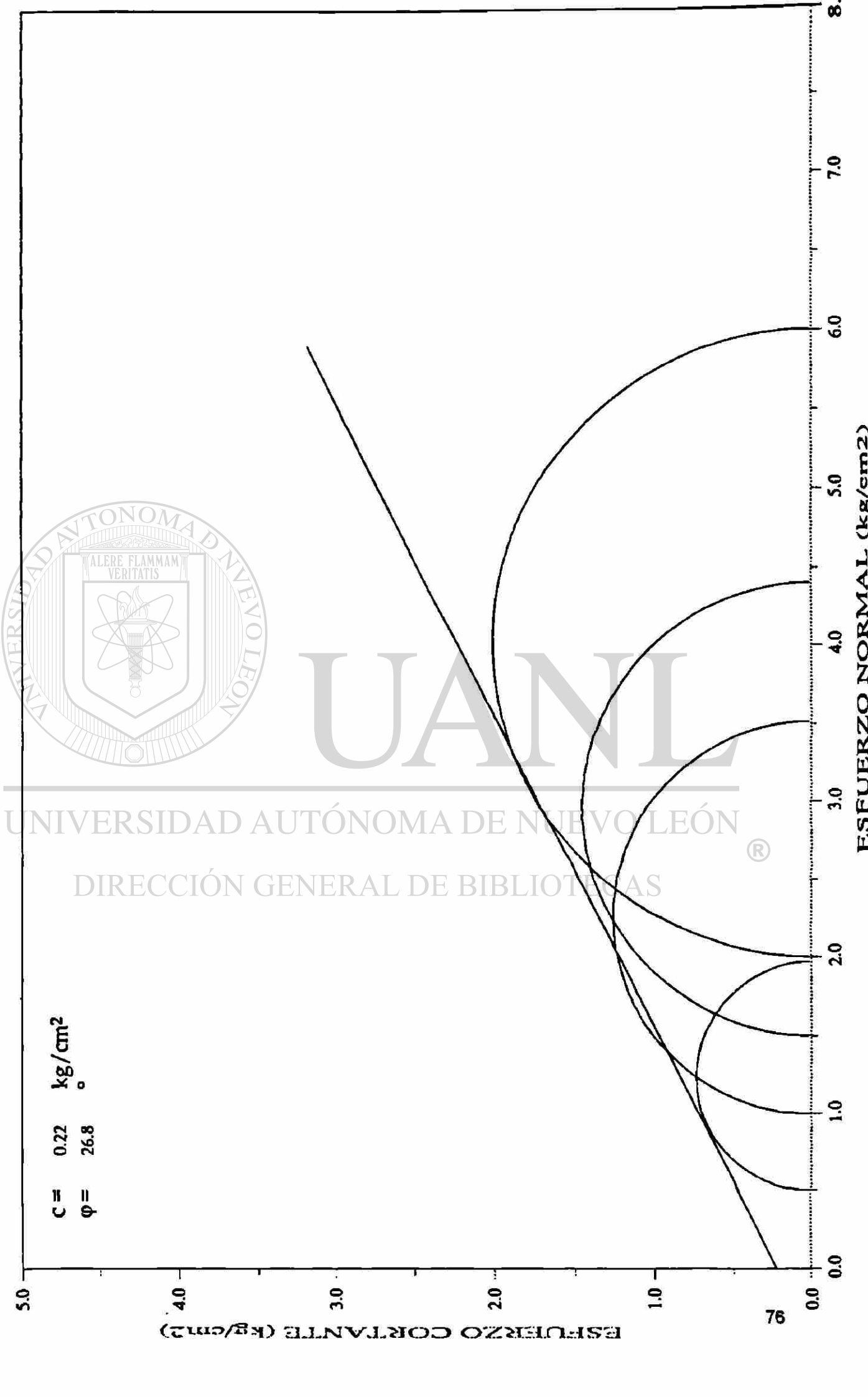
P.C.A. N° 1 COND. VERTICAL  
MUESTRA N° 1 PROF: 1.00 m



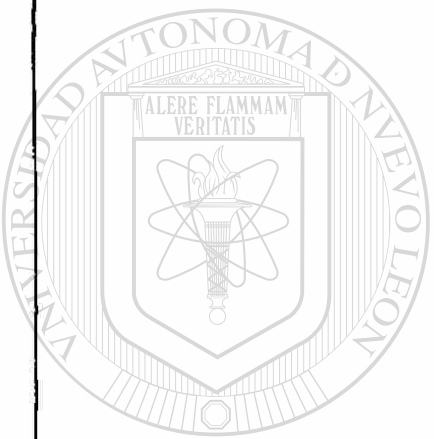
c = 0.25 kg/cm<sup>2</sup>  
φ = 23.2°

Gráfica N° 5.11 Círculos de Mohr

P.C.A. N° 1 COND. HORIZONTAL  
 MUESTRA N° 2 PROF: 1.70 m



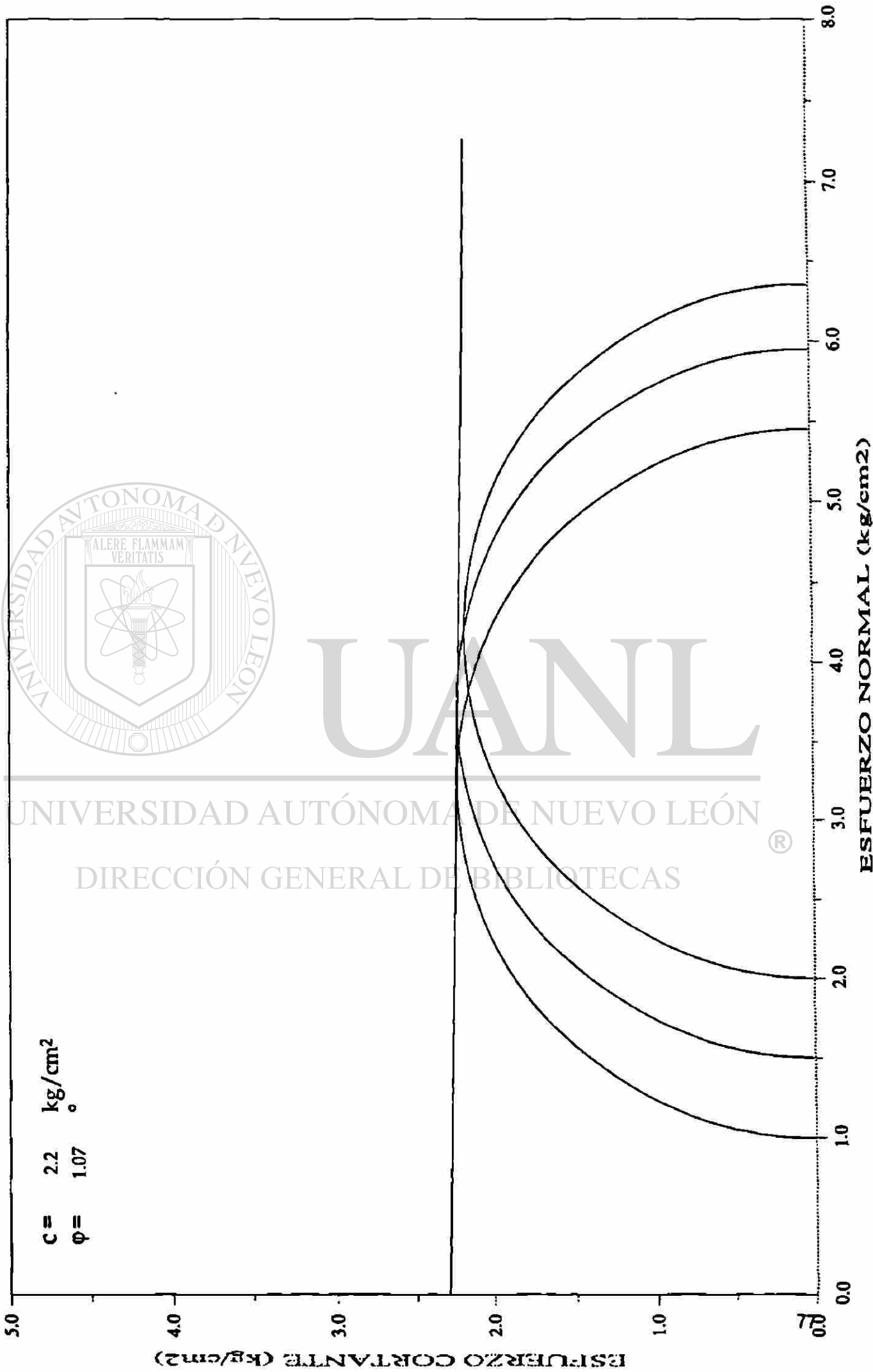
C = 0.22 kg/cm<sup>2</sup>  
 φ = 26.8



UANL

Gráfica N° 5.12 Círculos de Mohr

P.C.A. N° 1 COND. VERTICAL  
MUESTRA N° 2 PROF: 1.70

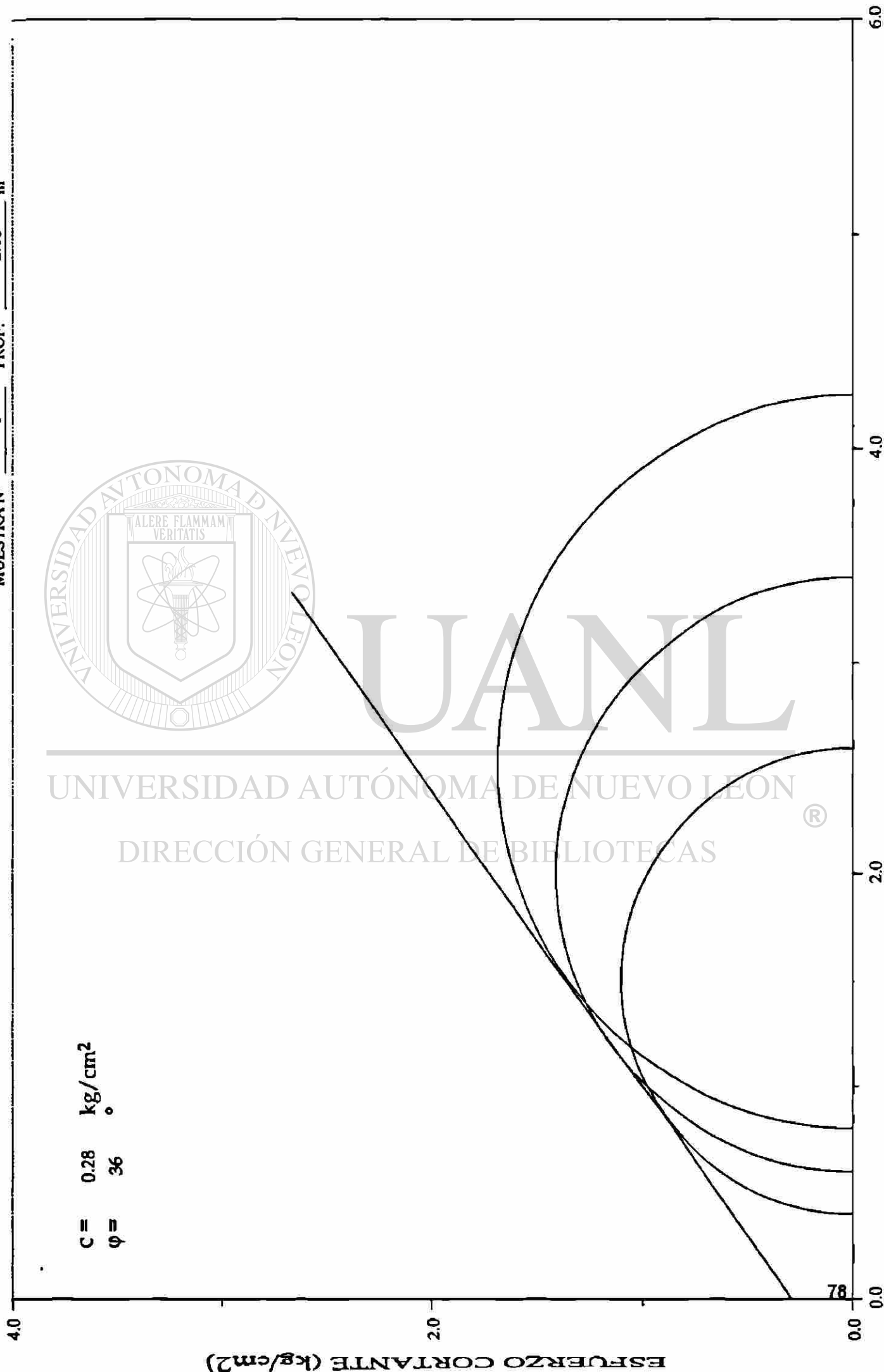


Gráfica N° 5.13 Círculos de Mohr

P.C.A. N° 1 COND. VERTICAL

MUESTRA N° 1 PROF: 2.10 m

$c = 0.28$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi = 36$  °



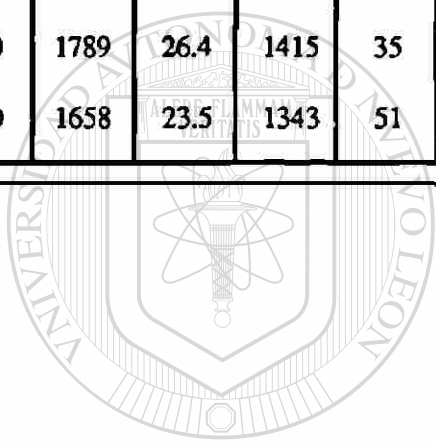


Profundidad (m)	P. Placa k	Prueba de Compresión Triaxial						Prueba de Compresión Axial						Prueba de penetración Estándar			
		Horizontal			Vertical			Horizontal			Vertical			N	c		
		k	E	c	$\phi$	k	E	c	$\phi$	k	E	c	k			E	c
1.00	3.31	4.89	36.41	0.057	26.9	6.511	43.45	0.25	23.2	3.20	54.44	0.175	4.98	43.90	0.13	11	0.305
1.70	6.61	7.22	63.38	0.22	26.8	17.36	156.35	2.2	1.07	3.01	49.36	0.305	5.77	98.71	0.305	-	-
2.10	14.10	-	-	-	-	87.43	86.58	0.28	36	3.60	58.65	0.382	4.22	77.60	0.445	18	0.50

- k Módulo de reacción, kg/cm<sup>3</sup>
- E Módulo de elasticidad, kg/cm<sup>2</sup>
- c Cohesión aparente, kg/cm<sup>2</sup>
- $\phi$  Angulo de fricción interna, grados
- N Número de golpes

Tabla 5.1 Resumen de resultados

Prof. (m)	Propiedades Índice							CLASIFICACION
	$\gamma$	%w	$\gamma_d$	%F	LL	LP	IP	
1.00	1589	28.9	1232	73	28.9	14.3	14.6	Arcilla color café claro
2.10	1789	26.4	1415	35	26.4	14.3	12.1	Arcilla color café claro
3.00	1658	23.5	1343	51	23.5	17.6	5.9	Arcilla limosa color café



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



$\gamma$  Peso Volumétrico, kg/cm<sup>3</sup>

%F Porcentaje que pasa la malla No.200

$\gamma_d$  Peso Volumétrico seco, kg/cm<sup>2</sup>

%W Porcentaje de humedad

LL Límite líquido

LP Límite plástico

IP Índice plástico

Tabla 5.2 Propiedades índice

Al igual que para cualquier estructura, el poste y su cimentación deben cumplir requisitos de resistencia y servicio; es decir, deberán de tener tales dimensiones que no fallen o se deformen excesivamente, en cualquier posible condición de carga.

Para el poste (y sus anclas cuando las hay) las capacidades de trabajo, las resistencias últimas y las deflexiones son función de propiedades como: las dimensiones del poste, la resistencia del material de que está hecho y de su flexibilidad. En cuanto a la cimentación se refiere, su comportamiento dependerá de las propiedades y las características de deformación del suelo que la rodea.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Por otro lado, para lograr un buen diseño (eficiente y económico) es importante anticipar las cargas a la que se va a ver sujeta la estructura durante su vida útil, y conocer con bastante certeza las propiedades del suelo. Cuando el número de pruebas realizadas sea insuficiente, se tenderá a subestimar sus valores. Lo mismo ocurre con las sollicitaciones, incertidumbres en los valores de éstas, que tienden a sobrestimar sus magnitudes.

El principio con el cual se debe diseñar el sistema poste-cimentación implica que éste no se colapsará bajo ninguna condición de carga ni el poste ni la cimentación y que las deformaciones sean elásticas o permanentes: Estas no deberán ser excesivas, como para considerarlas como una falla.

De hecho, un parámetro importante en el diseño de la cimentación es la definición de la magnitud de las deformaciones en el nivel de la superficie del suelo. Estas deformaciones son función del diámetro de la cimentación y su empotramiento en el suelo. Para un suelo dado, a mayor diámetro y/o profundidad, menor deformación en la superficie.

El grado de restricción de las deformaciones del suelo en la superficie dependerá del tipo de estructura, de su localización y del costo de la cimentación.

Por ejemplo, en un conjunto de postes de transmisión de energía ubicado en una zona rural pudiera permitirse una deformación mayor que en una zona urbana; de tal manera que, ante cargas, extremas en caso de presentarse deformaciones permanentes, los postes fuera de la zona urbana pudieran replomarse, lo cual no sería tan factible en zona urbana.

Las deformaciones permanentes en las estructuras pequeñas, como las de la Fig. 2e y 2f pudieran tener poca importancia, o bien, pudiera pensarse en proporcionar una contraflecha que contrarreste las deformaciones propias del poste y de la cimentación, para dar una presentación de verticalidad.

#### 6.1 Criterio de inmovilidad.-

Actualmente, para los sistemas telefónicos celulares, las transmisiones vía microondas y, en general, los sistemas de comunicación inalámbrico requieren de antenas de transmisión en lugares elevados, como lomeríos o cerros. Las estructuras de soporte pueden ser torres o postes de acero o concreto.

Una condición de trabajo necesaria para el buen funcionamiento de estos sistemas consiste en posibilitar desplazamientos limitados en el extremo superior de la estructura (del poste por ejemplo), lo cual implica contar con estructuras rígidas y cimentaciones con poco desplazamiento.

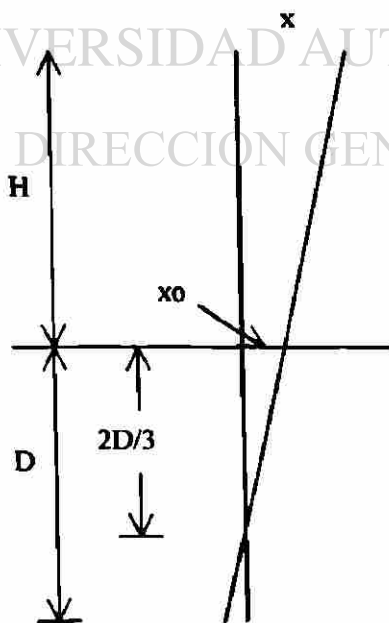
El criterio de diseño para la cimentación consiste, para una sección de poste dado, en limitar las deformaciones laterales a nivel de superficie a un valor tal que, para las cargas máximas esperadas, la deformación propia del poste, sumada con las deformaciones del suelo no excedan los límites permitidos.

Este tipo de cimentación deberá siempre trabajar dentro del intervalo elástico del suelo.

## 6.2 Criterio de analogía con estructuras convencionales.-

Algunas estructuras, como las mostradas en la Fig. 2d y 2e, pueden desarrollar deformaciones laterales en el nivel del suelo, totales bajo las cargas de servicio, en tal magnitud que produzcan un desplazamiento lateral en el extremo superior de la columna, hasta un límite, según se estipula en algunos códigos. El desplazamiento lateral de los extremos de una columna de un edificio se limita a  $L/600$ .

Se puede deducir de manera aproximada una recomendación para la deformación  $x_o$  de la cimentación que produzca un desplazamiento  $L/600$  en el extremo superior semejante al de una columna de un edificio.



$$x \cong \frac{H + \frac{2}{3}D}{600}$$

$$\frac{x_0}{x} = \frac{\frac{2}{3}D}{\frac{2}{3}D + H}$$

$$x_0 = \frac{\frac{2}{3}D}{600} = \frac{D}{900}$$

Fig. 6.1 Desplazamientos permisibles.

Conociendo  $x_0$ , de las ecuaciones (2.15) ó (3.9) podemos despejar el valor de D.

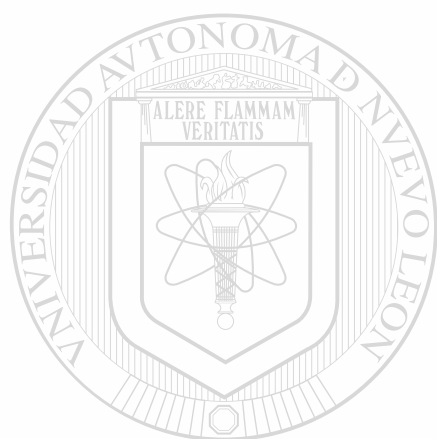
### 6.3 Criterio de Deformaciones permanentes.

Se han producido diseños (Ref. 14) con base en criterios de deformaciones permanentes, para combinaciones de carga críticas. En el caso de circuitos de alta tensión, en los que se usan postes troncocónicos, con cimentación del tipo pilote corto, la Comisión Federal de Electricidad regula tanto el cálculo de las presiones de viento como de las alternativas de carga para obtener las combinaciones más críticas. El período de retorno empleado para estos circuitos es de 200 años.

Diseñar para las velocidades de viento de estos períodos de retorno, simultáneamente con las combinaciones críticas de la carga, con presiones de viento perpendiculares a los conductores, implica tener en cuenta todas las consideraciones más desfavorables actuando simultáneamente y si, aunado a lo anterior, se pretendiera manejar deformaciones elásticas, el resultado sería manejar cimentaciones muy costosas.

En diseños anteriores (Ref. 14) se ha usado un valor de 2.54 cm. (1") de deformaciones permanentes para las combinaciones de carga más críticas, las cuales se podrán presentar en amplios períodos de retorno. En el caso de

vientos ligeros o moderados, la cimentación tendrá un comportamiento aceptable.



# UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



#### 7.1 Ejemplo No. 1 .-

Diseñar la cimentación para un anuncio de 5 x 3 m cuyo peso es de 5,000 Kg y se encuentra soportado por un poste tubular de acero de 50 cm de diámetro (78.9 Kg/m de Peso) y 10 m de longitud. El anuncio se construirá en una zona comercial de la Ciudad de Monterrey, N.L.

- a) Considerar el tubo empotrado en el concreto, sin anclas.
- b) Considerar el tubo unido a la cimentación con placa base y anclas.

Las presiones de viento, de acuerdo con el Manual de la Comisión Federal de Electricidad, resultan de 102 Kg/m<sup>2</sup> para el anuncio y de 93 Kg/m<sup>2</sup> para el poste.

Las características del suelo son las siguientes:

Suelo Limo arenoso

- Peso Volumétrico:  $\gamma = 1840 \text{ Kg/m}^3$
- $\phi = 30^\circ$
- $K_h = 6 \text{ Kg/cm}^3$
- Deformación en el límite pseudoelástico = 0.3 cm

Por tratarse de una estructura en zona urbana, donde se pueden tener limitaciones en los espacios, se usará el diámetro mínimo de cimentación, que esta dado por la medida del diámetro del poste, más 40 cm; para dejar como mínimo 20 cm de espesor de concreto perimetral al tubo y poder garantizar una mejor colocación del concreto.

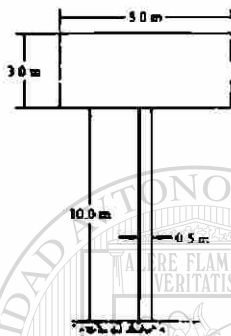
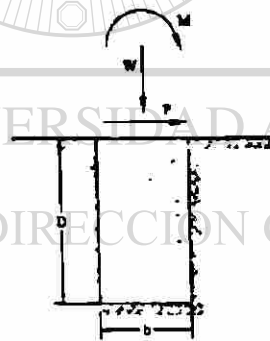


Figura 6.1 Dimensiones del anuncio.

	FUERZA DE VIENTO Kg	BRAZO M	MOMENTO Kgm
ANUNCIO	$102 \times 5 \times 3 = 1530$	11.5	17,595
POSTE	$93 \times 10 \times 0.5 = 465$	5.0	2,325
TOTAL	1995		19,920

Solicitaciones para la cimentación.



$$W = 5,000 + 10 \times 78.9$$

$$W = 5,789 \text{ Kg}$$

$$M = 19,920 \text{ Kgm}$$

$$P = 1,995 \text{ Kg.}$$

Figura .2 Solicitaciones.

$$\text{Altura Equivalente} = \frac{19920 \text{ Kgm}}{1995 \text{ Kg}} \cong 10 \text{ m}$$

De acuerdo con las características del suelo, se usarán el diagrama de presiones parabólico, que corresponde a suelos friccionantes. Para este tipo de estructura, ubicada en una zona urbana se usará el criterio de cero

deformación permanente, en el nivel de la superficie del suelo, por lo que, para la máxima presión de viento esperada, la deformación máxima elástica no debe de exceder de 0.3 cm.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 30/2) = 0.33$$

$$K_p = 1/K_a = 3$$

$$K_p - K_a = 3 - 0.33 = 2.67$$

**Cálculo de la Profundidad de la cimentación.**

Usando la ecuación (2.27)

$$D^3 - \frac{18P}{(K_p - K_a)\gamma b} D - \frac{24PH}{(K_p - K_a)\gamma b} = 0$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

$$D^3 - \frac{18 \times 1995}{2.67 \times 1840 \times 0.90} D - \frac{24 \times 1995 \times 10}{2.67 \times 1840 \times 0.90}$$

$$D^3 - 8.12D - 108.29 = 0$$

Usando la solución de Tartaglia para raíces cúbicas del tipo

$$D^3 + AD^2 + BD + C = 0 \quad \text{Donde } A = 0$$

$$D^3 + BD - C = 0$$

$$D = \sqrt[3]{-\frac{C}{2} + \sqrt{\left(\frac{C}{2}\right)^2 + \left(\frac{B}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{C}{2} - \sqrt{\left(\frac{C}{2}\right)^2 + \left(\frac{B}{3}\right)^3}}$$

$$B = -8.2$$

$$B/3 = -2.7$$

$$C = -108.29$$

$$C/2 = -54.15$$

$$D = \sqrt[3]{-(-54.15) + \sqrt{(-54.15)^2 + (-2.7)^3}} + \sqrt[3]{-(-54.15) - \sqrt{(-54.15)^2 + (-2.7)^3}}$$

$$D = 5.33 \text{ m} \sim 5.3$$

— Cálculo del desplazamiento del poste, en el nivel de la superficie: —

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
 Constante  $a = \frac{K_h}{y} = 6 \text{ Kg/cm}^3 / 100 \text{ cm} = 0.06 \text{ Kg/cm}^4$  ®  
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$x_o = \frac{6P}{abD^3}(3D+4H)$$

$$x_o = \frac{6 \times 1995}{0.06 \times 90(530)^3}(3 \times 530 + 4 \times 1000) = 0.083 \text{ cm} < 0.3 \text{ cm}$$

### Cálculo del refuerzo

- a) Para los casos en que el tubo se encuentre en toda la cimentación, el conjunto concreto-tubo de acero tiene una rigidez muy grande, por lo que el acero de refuerzo vertical está sujeto, a prácticamente, a cero esfuerzos (Ref. 9), (Ref. 12) y se colocará éste únicamente por temperatura y contracción del fraguado.

#### Acero Vertical

$$A_{\text{neta}} = \pi/4 ((90)^2 - (50)^2) = 4398 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{s temp}} = 0.0018 \times 4398 = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ (12 \# 3)}$$

$$\text{Separación} = \pi \times 75/12 \cong 20 \text{ cm}$$

Anillos # 3 @ 15 cm

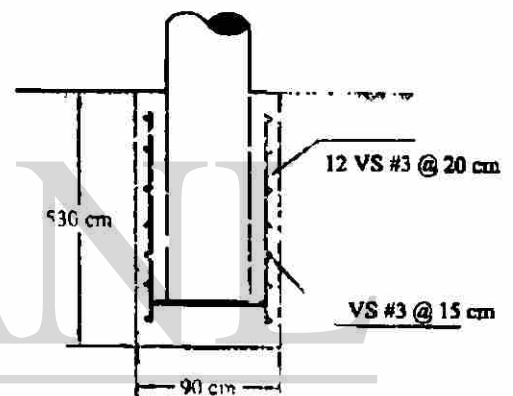


Fig. 7.3 Croquis de refuerzo

- b) Cuando el tubo se apoya en placa base y se conecta a la cimentación se calcularán las anclas y el refuerzo de la cimentación.

El cálculo de la Fuerza de Tensión en las anclas (ver apéndice AI) se efectúa como sigue:

$$\text{Carga axial total} = 5789 \text{ Kg} + \text{Placa base} \cong 6200 \text{ Kg}$$

Se propone un número de anclas,  $N = 12$

Se propone un diámetro del círculo de las anclas,  $D' = 65 \text{ cm}$

$$F \text{ tensión de ancla} = \frac{4 \times 19920 \times 100}{65 \times 12} - \frac{6200}{12} = 9700 \text{ Kg}$$

$$A \text{ neta} = \frac{9700}{(0.6 \times 2530) 1.33} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Usar anclas de  $1\frac{1}{4}$ " cuya área neta =  $5.73 \text{ cm}^2$

En este caso, el acero del refuerzo principal para la cimentación se calculó en la sección crítica a flexocompresión, que ocurre donde el momento flexionante es máximo.

Una manera sencilla y conservadora de calcular el momento máximo es considerar que éste ocurre en la posición en la resultante  $R_1$

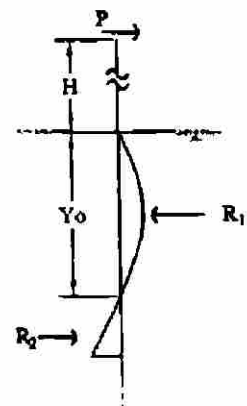
$$\begin{aligned} \text{Si } H &= 10 \text{ m} & H/D &= 10/5.3 = 1.89 \\ D &= 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$y_o = \frac{(3 + 4 \times 1.89)}{(4 + 6 \times 1.89)} \times 5.3$$

$$y_o = 3.65 \text{ m}$$

$$M_{\max} \cong P (H + \frac{1}{2} y_o)$$

$$M_{\max} = 1995 (10 + \frac{1}{2} \times 3.65) = 23.591 \text{ Kgm}$$



Carga axial a nivel de la sección de momentos máximos:

$$\text{Peso del cimiento} = \pi/4 \times (0.9)^2 \times (3.65/2) \times 2400 = 2785 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga axial} = 5789 + 2785 = 8574 \text{ Kg}$$

El cálculo el refuerzo se hará usando los diagramas de interacción, de la

Ref. 13

Datos para usar las gráficas.

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Diámetro} = 90 \text{ cm (} A_g = 6359 \text{ (cm}^2\text{))}$$

$$\gamma'b = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Carga axial} = 8574 \text{ kg}$$

$$\text{Momento} = 23,591 \text{ Kgm}$$

$$\gamma' = 75/90 = 0.83$$

$$0.1 f_c A_g = 0.1 \times 280 \times 6359 = 178,052 \text{ Kg}$$

$$\text{ya que } 8574 \text{ Kg} < 178,052 \text{ Kg}$$

se puede aumentar el valor de  $\phi$

$$\phi' = 0.9 - \frac{2W}{f_c A_g} = 0.9 - \frac{2 \times 8574}{280 \times 6359} \approx 0.89$$

$$\frac{\phi' P_n}{b^2} = \frac{0.89 \times 8574}{(90)^2} = 0.942 \text{ Kg/cm}^2 = 0.014 \text{ Ksi}$$

$$\frac{\phi' Mn}{b^3} = \frac{0.89 \times 2359100}{(90)^2} = 2.88 \text{ Kg/cm}^2 = 0.04 \text{ Ksi}$$

Usando la Gráfica con  $\gamma = 0.8$   $\rho_g = \text{Muy bajo}$

$\therefore$  Usar refuerzo mínimo longitudinal.

$$\text{As mínimo} = 0.005 \times 6359 = 31.8 \text{ cm}^2$$

Usar 12 Vs # 6 ( $A = 34.44 \text{ cm}^2$ )

Como refuerzo lateral se proponen

Vs # 4 @ 30 cm.

## 7.2 Ejemplo No. 2 .-

Usando las mismas solicitaciones del problema No. 1 diseñar la cimentación para un suelo cuyas propiedades son las siguientes:

$$c = 0.24 \text{ Kg/cm}^2, \phi = 24^\circ; k_n = 8.66 \text{ Kg/cm}^3$$

Considerar que el poste está unido a la alimentación mediante anclas. ®

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } 24^\circ}{1 - \text{sen } 24^\circ} = 2.37$$

Usando la ecuación 3.13, para suelos cohesivos, se puede calcular la profundidad de la cimentación.

$$D^2 - \frac{2 \times 1995}{0.24 \sqrt{2.37} \times 90} D - \frac{3 \times 1995 \times 1000}{0.24 \sqrt{2.37} \times 90} = 0$$

$$D^2 - 120D - 180,000 = 0$$



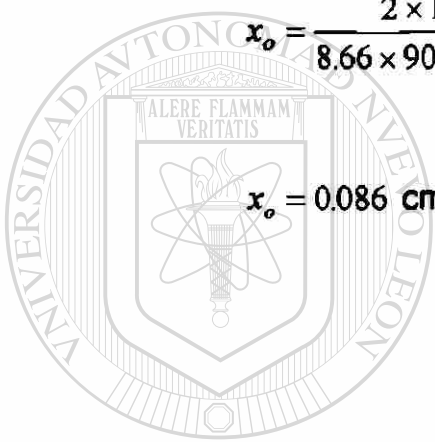
$$D = 60 + 428 = 486 \text{ cm}$$

Usar  $D = 4.9 \text{ m}$

Usando la ecuación 3.9 se calcula el desplazamiento en la superficie del suelo.

$$x_o = \frac{2 \times 1995}{8.66 \times 90 \times (486)^2} (2 \times 486 + 3 \times 1000)$$

$$x_o = 0.086 \text{ cm}$$



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

#### 8.1 Postes de empotramiento directo.-

Empotrar el poste en el concreto de la cimentación brinda ahorros significativos, tanto en los materiales como en la instalación.

Se puede mencionar que en el acero se elimina el uso de:

- a) Placas base, que generalmente son gruesas.
- b) Atiesadores
- c) Anclas
- d) Soldadura

En el caso del volumen de concreto, éste disminuye por la presencia del poste dentro de la cimentación.

Los Costos de instalación son menores.

Cabe mencionar, sin embargo, que se requiere usar una longitud mayor de tubo, así como una “chaqueta de acero” para proteger de la corrosión al poste y a la placa de apoyo (ver Fig. 8.1).

## 8.2 Descripción del Procedimiento de Construcción para postes troncocónicos de suspensión, deflexión y remate para circuitos de transmisión eléctrica de alta tensión.

Para estas líneas de transmisión, es común usar postes de tres piezas, troncocónicos, con sección octogonal, con los accesorios necesarios para instalar en campo las crucetas mediante tornillos. La primera pieza que va empotrada en la cimentación lleva una "chaqueta" de 5/16" de espesor y 762 mm de longitud, de los cuales, sobresalen 559 mm de la línea de la tierra.

Lleva, además, una placa de aproximadamente 1/4" de espesor por 15" de ancho, soldada en la base del poste, para ayudar a estabilizar la pieza inferior durante el colado de la cimentación.

El Procedimiento de Construcción consiste en: excavar una cepa a una profundidad y diámetro predeterminados en el diseño de la cimentación. Se coloca el refuerzo para el concreto, consistente en anillos circulares y varillas longitudinales, con la ayuda de una grúa. Se cuela una plantilla en el fondo de la cepa con un espesor de concreto de 20 cm, el cual es vibrado para asegurar su buena consolidación.

Se introduce la primera pieza del poste, centrándolo dentro del armado y apoyándola sobre la plantilla de concreto.

En seguida se vacía y se vibra el concreto en el espacio que queda entre la excavación y el poste, de manera uniforme, perimetralmente.

Durante el colado, se verifica la orientación del poste octagonal, midiendo con cinta las distancias a un hilo ubicado en posición paralela a una cara del octágono, ver Fig. 8.2 haciendo las correcciones, cuando se requiera.

El siguiente paso es plomear el primer segmento del poste, usando un nivel de carpintero de 48" con una ménsula y un tornillo en un extremo, para compensar el adelgazamiento del poste; colocándose en caras opuestas, en caso de detectar desplomes, se suspende el colado momentáneamente y, mediante el uso de la grúa, se logra dar una verticalidad correcta. En seguida se reanuda el colado y vibrado.

Una vez que se concluye el vaciado, la grúa sostiene la sección del poste por lo menos durante unos 15 minutos, para dar tiempo a que el concreto se endurezca. Mientras el concreto está fresco, se pueden colocar dentro de él los hilos de tierra, los cuales se conectarán a la varilla de tierra ubicada a 30 cm del concreto.

Después de que el concreto se haya endurecido, durante varios días, se colocarán las siguientes secciones del poste. Las crucetas se ensamblan al poste en el suelo y son izadas hasta su colocación final.

### 8.3 Postes con placa base y anclas.

Este procedimiento de construcción consiste en excavar una cepa de una profundidad y un diámetro predeterminados.

**Colocar el refuerzo del concreto, consistente en anillos horizontales y varillas verticales.**

**Colocar las anclas perfectamente orientados y nivelados siguiendo un procedimiento similar al de los postes empotrados.**

**El juego de anclas deben venir del taller ya armados como un solo elemento, para facilitar su colocación, orientación y plomeo.**

Después de colocadas las anclas, se procede al colado y vibrado del concreto.

Tres días después se puede montar y atornillar la primera pieza o sección del poste.

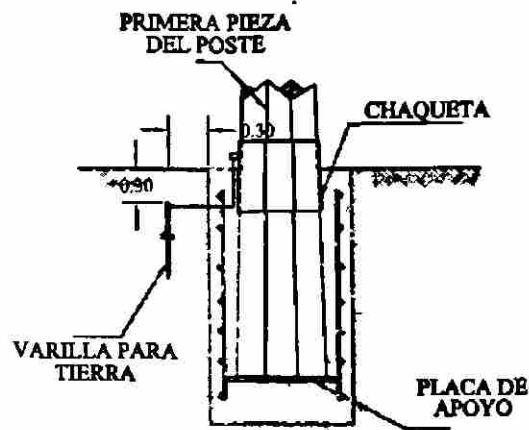


Figura 8.1 Poste de empotramiento directo.

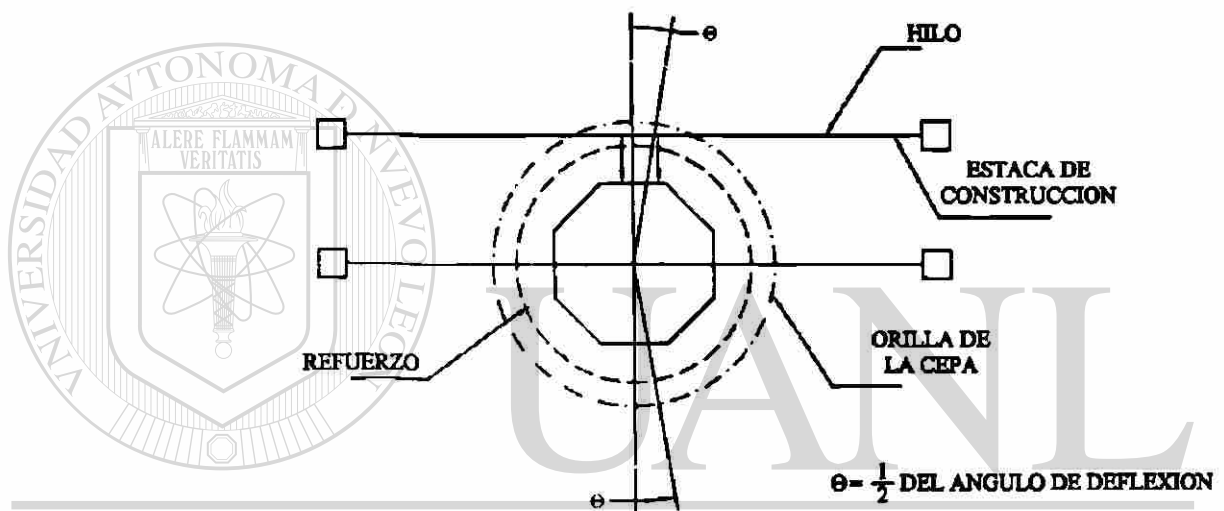


Figura 8.2 Planta

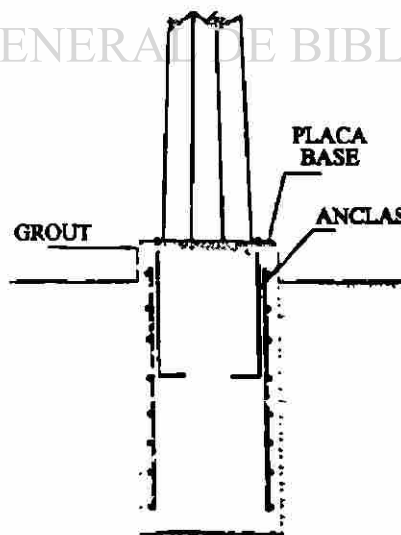


Figura 8.3 Poste con placa base y anclas.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Un buen diseño estructural, requiere de un amplio conocimiento del comportamiento de los materiales, así como de sus propiedades mecánicas, requiere el conocer las solicitaciones que van a actuar durante su vida útil y también el conocer los procedimientos constructivos. A mayor incertidumbre en los conceptos mencionados, mayores serán los factores de seguridad empleados y en consecuencia mayores costos en la estructura diseñada.

Un diseño estructural óptimo, implica por lo tanto, lograr que las Estructuras tengan características de resistencia, servicio y economía. Es muy común plantear diferentes alternativas de solución para resolver un problema estructural y en muchos casos será la economía quien señale la solución más adecuada. En el presente trabajo se desarrollaron ecuaciones que permiten conocer la distribución de presiones, tanto para comportamiento elástico como para comportamiento inelástico o de última resistencia en suelos friccionantes y cohesivos, lo cual sirve de base para el cálculo de la profundidad de la cimentación.

Las ventajas que resultan de usar los sistemas desarrollados en este trabajo como alternativas de diseño, comparados con los sistemas tradicionales se pueden enlistar a continuación:

1. Menor volumen de excavación.
2. Menor volumen de concreto empleado.
3. Menor cantidad de refuerzo empleado.
4. Menor tiempo de construcción.
5. No requiere uso de cimbra como lo necesitan los pedestales del sistema con zapata.
6. En algunos casos donde hay restricciones de espacio, es una mejor solución.

Como consecuencia de los puntos mencionados, el resultado consiste en una solución más económica.

Otra ventaja interesante, que vale la pena mencionar es la rapidez del diseño, ya sea usando las ecuaciones correspondientes o las ayudas de diseño proporcionadas.

Para un buen diseño de pilotes cortos, es altamente recomendable obtener de un estudio de Mecánica de Suelos, los parámetros de diseño que ayudarán a realizar un diseño confiable.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Bowles Joseph E.  
Foundation Analysis and Design, Tokio , Mc. Graw-Hill Kogakusha, Ltd.
- 2.- Terzaghi K. (1948)  
Theoretical Soil Mechanics, New York, Willey.
- 3.- Krynine Dimitri P (1947)  
Soil Mechanics 2 nd. Ed. New York Mc. Graw-Hill.
- 4.- Jumikis Alfreds R. (1964)  
Mechanics of Soils, New York D. Van Nostrand Company, INC.
- 5.- Broms Bengt B. (Mayo de 1965)  
Design of laterally loaded piles.  
Journal of the soil mechanics and foundation division.

---

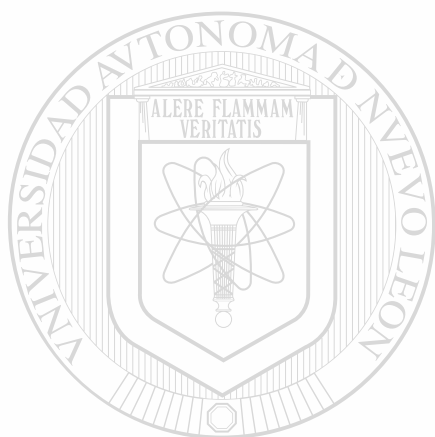
- 6.- Lummis J. (Mayo de 1977)  
"Cimentaciones para momento, sustentando postes de servicio pesado".  
Revista: Transmission & Distribution.
- 7.- Latanision M.T.  
"Ahorro con cimentaciones del tipo hincado en vez del tipo cajón" Meyer  
Industries y R.H. Wood, Georgia Power Co.
- 8.- Digioia, Lummis, Pohlman (Julio de 1977)  
"Las cimentaciones de postes de acero podrían costar menos", Revista:  
Transmission & Distribution.
- 9.- Ghosh, Senkin  
"Load Testing of Prestressed Concrete Transmission Pole and its Concrete  
Footing" Revista: Ontario Hydro No. 1 Vol. 29 1977

- 10.- Comisión Federal de Electricidad (Especificación No. DGN-0275 revisión DGN-ON 0376).  
Edificaciones para el diseño y fabricación de estructuras urbanas de 115 KV para uno y dos circuitos con postes tubulares de acero directamente empotrados.
- 11.- Dunham Clarence W. (1962)  
Foundations of structures, New York, Mc. Graw hill.
- 12.- Comisión Federal de Electricidad  
Reporte técnico ABC-B6 de prueba de poste tubular en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, 23 De Agosto de 1978.
- 13.- Mac Gregor James G (1997)  
Reinforced Concrete, Englewood Cliffs, New Jersey      Prentice Hall
- 14.- Aranda Maltez Luis Manuel (1978)  
"Diseño de la cimentación para postes del Circuito Industrial Monterrey"  
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Nuevo León.  
Edición mimeográfica.

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

DEDUCCION DE LAS FORMULAS PARA EL DISEÑO DE ANCLAS



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

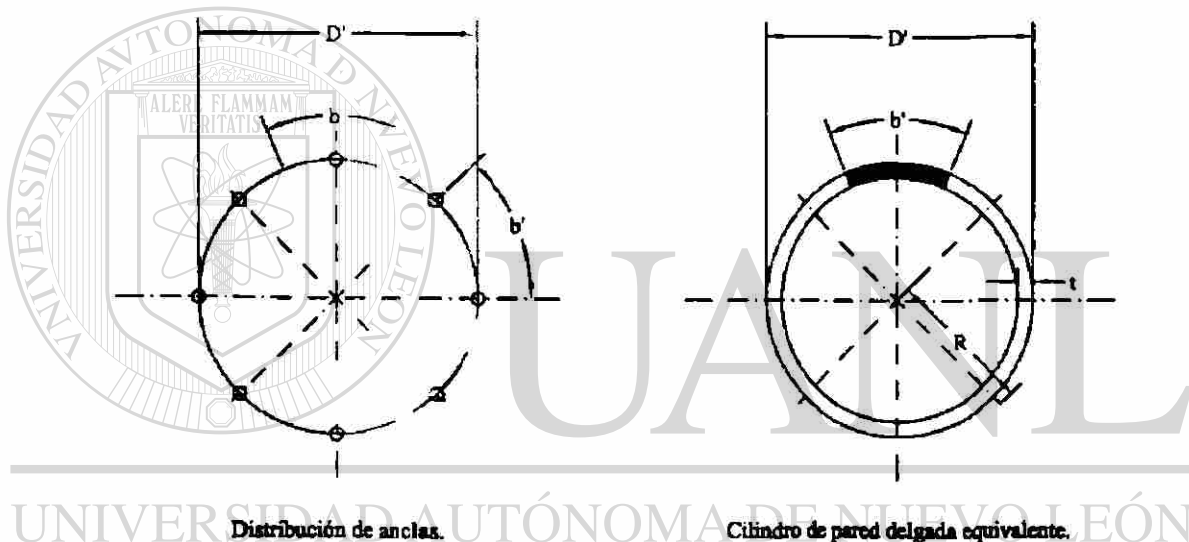
®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

## Desarrollo de la fórmula para encontrar la fuerza de tensión en las anclas.

Los esfuerzos se transmiten directamente a las anclas. Consideremos un poste sujeto a una carga axial al  $P_y$  un momento  $M$  en su base.

Una manera de simplificar los cálculos consiste en sustituir las anclas (mínimo 8) por un cilindro de pared delgada y encontrar los esfuerzos en éste.



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Figura A.1 Equivalencia de anclas por cilindro.

Cálculo de la inercia del tubo

$$I_e = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (2R)^4}{64} = \frac{\pi R^4}{4}$$

$$I_i = \frac{\pi (2R - 2t)^4}{64} = \frac{\pi (R - t)^4}{4}$$

$$I_{\text{tubo}} = I_e - I_i = \frac{\pi R^4}{4} - \frac{\pi (R - t)^4}{4}$$

$$I_{\text{tubo}} = \frac{\pi R^4 - \pi R^4 + 4 \pi R^3 t - 6 \pi R^2 t^2 + 4 \pi R t^3 - \pi t^4}{4}$$

Despreciando los últimos 3 términos del numerador por ser pequeños se obtiene:

$$I_{\text{tubo}} = \pi R^3 t$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
 Los esfuerzos máximos de tensión en el tubo son: ®  
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$\sigma_t = \frac{Mc}{I} = \frac{MR}{\pi R^3 t} = \frac{M}{\pi R^2 t} = \frac{4M}{\pi (D^1)^2 t}$$

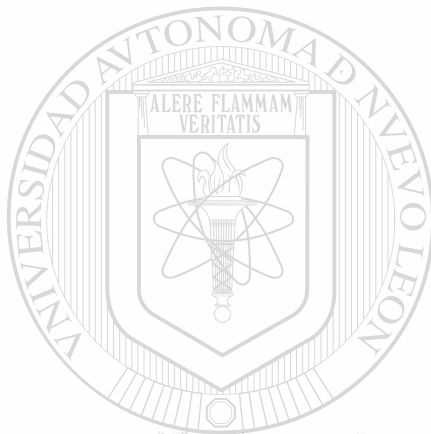
El área equivalente de una ancla es  $b t$

La fuerza de tensión en una ancla es

$$P = \sigma A = \frac{4M}{\pi (D)^2 t} \cdot bt = \frac{4Mb'}{\pi (D')^2}$$

Si  $N'$  es el número de anclas

$$N' = \frac{\pi D'}{b'} \quad \text{ó} \quad b' = \frac{\pi D'}{N'}$$



$$\therefore P = \frac{4M \frac{\pi D'}{N'}}{\pi (D')^2} = \frac{4M}{D' N'}$$

El esfuerzo de compresión en c/ancla

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$\sigma_c = \frac{\text{Peso total de la Estructura}}{N'}$$

$$\sigma_c = \frac{W}{N'}$$

$$P_{\text{tens.ancla}} = \frac{4M}{D' N'} - \frac{W}{N'}$$

$$P_{\text{tens.ancla}} = \frac{4M}{D'N'} - \frac{W}{N'}$$

Es importante hacer notar que la "P" ancla es válida si existen elementos que transmitan el peso de la estructura a las anclas, como se indica en la figura.



## CURRICULUM VITAE

### I.- DATOS PERSONALES.

Nombre: Luis Manuel Aranda Maltez  
Lugar de Nacimiento: Managua, Nicaragua  
Nacionalidad: Mexicano por Naturalización  
Estado Civil: Casado

### II.- ESTUDIOS:

Primaria	Escuela Loyola	1953-1960
Secundaria	Colegio Rubén Darío	1960-1963
Preparatoria	Colegio Rubén Darío	1963-1965
Profesional	Fac. Ing. Civil U.A.N.L.	1965-1970
Estudios de Postgrado	Fac. Ing. Civil U.A.N.L.	1970-1972

### III.- ASISTENCIA A CURSOS Y SEMINARIOS

Numerosos cursos sobre Tecnología del Concreto, Estructuras resistente a sismos, Estructuras de Acero, Concreto Presforzado, Educación continua, paquetes computacionales, etc.

### IV.- ACTIVIDADES PROFESIONALES

1970-1971 Calculista para Equipos Monterrey S.A.  
1970-1973 Calculista para Diseño Estructural S.A.  
1973-1980 Calculista de Estructuras  
1981-1982 Jefe de Sección en Bufete Industrial de Monterrey S.A.

### V.- ACTIVIDADES DOCENTES.

Maestro por horas de 1973 a 1974  
Maestro de planta de 1974 a la fecha  
Secretario Académico de 1983 a 1989  
Secretario del Instituto de Ingeniería Civil de 1990 a 1996  
Secretario de Servicios Escolares de 1996 a 1998

### VI.- SOCIEDADES

Miembro del American Concrete Institute  
Miembro del Colegio de Ingenieros Civiles de Nuevo León A.C.  
Miembro de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural de Nuevo León A.C.



