

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS  
PARA POSTES AUTOSOPORTADOS

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

CARLOS ENRIQUE JUAREZ JIMENEZ

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1997

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

T(4149)  
C.A

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS  
PARA POSTES AUTOSOPORTADOS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 18 de Octubre de 1,995.

Atentamente



CARLOS ENRIQUE JUAREZ JIMENEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA:

DECANO	:	ING. HERBERT RENE MIRANDA BARRIOS
VOCAL PRIMERO	:	ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL SEGUNDO	:	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORIZANO
VOCAL TERCERO	:	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL CUARTO	:	BR. VICTOR RAFAEL LOBOS ALDANA
VOCAL QUINTO	:	BR. WAGNER GUSTAVO LOPEZ CACERES
SECRETARIO	:	ING. GILDA MARINA CASTELLANOS DE ILLESCAS

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

DECANO	:	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	:	ING. JUAN MIGUEL RUBIO ROMERO
EXAMINADOR	:	ING. JULIAN ANTONIO DUARTE JIMENEZ
EXAMINADOR	:	ING. TONIO MICHELLE BONATO MERIDA
SECRETARIO	:	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ

Guatemala,  
25 de septiembre de 1997

Ingeniero  
Ricardo Ibarra  
Jefe de Área de Estructuras  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

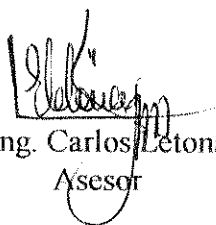
Estimado Ingeniero Ibarra:

Por este medio le informo que he revisado el trabajo de tesis titulado: **CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS PARA POSTES AUTOSOPORTADOS**, desarrollado por el estudiante universitario Carlos Enrique Juárez Jiménez, de la carrera de Ingeniería Civil.

El Trabajo en referencia satisface los requisitos establecidos para la presentación de trabajos de graduación.

Por lo anterior, recomiendo que se sigan los trámites necesarios para aprobación e impresión.

Atentamente,



Ing. Carlos Letona  
Asesor

**CARLOS E. LETONA**  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO 3601



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, octubre 24 de 1997

Ingeniero  
Jack Douglas Ibarra,  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil,  
Facultad de Ingeniería,  
U S A C.

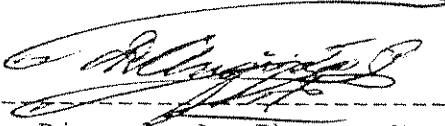
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS PARA POSTES AUTOSOPORTADOS, elaborado por el estudiante universitario Carlos Enrique Juarez Jimenez y asesorado por el Ingeniero Carlos E. Letona Mejia.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,

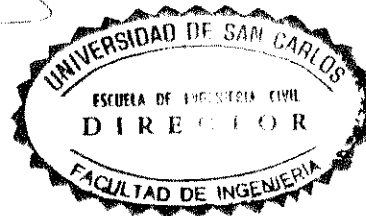
  
-----  
Ing. Ricardo A. Ibarra M.  
Coordinador del Area de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Carlos E. Letona y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Carlos Enrique Juárez Jiménez, titulado CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS PARA POSTES AUTOSOPORTADOS, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

  
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, noviembre de 1,997.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE CIMIENTOS PARA POSTES AUTOSOPORTADOS**, del estudiante Carlos Enrique Juárez Jiménez, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

  
Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra  
DECANO EN FUNCIONES



Guatemala, noviembre de 1,997

/bbdeb.

## ACTO QUE DEDICO

A:

DIOS: Le agradezco por iluminar los senderos y el libre albedrillo.

MIS PADRES: Maria Ester Jimenez  
Roque Armando Juarez Rodas (Q.E.P.D.)  
Porfirio Enrique Jerez (Q.E.P.D)

MI TIO: Angel Virgilio Rodas Mazariegos

MI ESPOSA: Ana Julieta Guevara Guerra de Juarez

MIS HIJAS: Karla Julieta y Andrea Guadalupe

MIS HERMANOS: Luis, Juan, Aracely, Darwin, Roque, Julio y Carlos

MIS PRIMOS

MIS CUÑADOS

TODA MI FAMILIA EN GENERAL

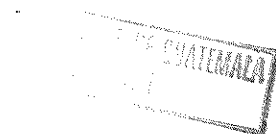
TODOS MIS AMIGOS SINCEROS

MIS COMPAÑEROS

LA FACULTAD DE INGENIERIA

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

MI PATRIA GUATEMALA





# INDICE

	Página No.
GLOSARIO .....	I
SIMBOLOGIA .....	IV
INTRODUCCION .....	1
OBJETIVOS .....	2

## CAPITULO 1

1.1 NATURALEZA DE LOS SUELOS.....	3
1.1.1 Definición de Suelo.....	3
1.1.2 Tipos de Suelo .....	4
1.1.3 Clasificación Geográfica del Suelo del Valle de Guatemala.....	5
1.2 ANALISIS DE SUELOS.....	6
1.2.1 Tipos de Ensayos.....	6
1.2.2 Sondeo y Toma de Muestras.....	6
1.2.3 Pruebas de Penetración.....	7
1.2.4 Análisis de Resultados.....	9
1.3 CONCRETOS.....	11
1.3.1 Tipos.....	11
1.3.2 Aplicaciones del Concreto.....	19
1.4 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE POSTES METALICOS.....	20
1.4.1 Normas Recomendadas.....	20
1.4.2 Diseño.....	20
1.4.3 Fabricación.....	21
1.4.4 Materiales.....	23
1.4.5 Soldadura.....	25
1.4.6 Galvanización.....	26
1.4.7 Controles de Fabricación.....	26
1.4.8 Pruebas.....	27
1.4.9 Transporte.....	29

## CAPITULO 2

2.1	CALCULO DE CARGAS MECANICAS.....	30
2.1.1	Cargas de Viento en Conductores.....	36
2.1.2	Cargas de Viento en Poste.....	37
2.1.3	Cargas Verticales.....	39
2.1.4	Momentos en la Base.....	39
2.1.5	Análisis de Sismo.....	41
2.2	CONDUCTORES.....	43
2.2.1	Tipos.....	44
2.2.2	Características.....	46

## CAPITULO 3

3.1	DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	49
3.1.1	Diámetro de Cimentación.....	49
3.1.2	Profundidad del Cimiento.....	50
3.1.3	Refuerzo Necesario.....	59
3.1.4	Volumen de Concreto.....	59

## CAPITULO 4

4.1	DESARROLLO DE EJEMPLO.....	60
4.1.1	Poste Metálico para Líneas de Transmisión.....	61
4.1.2	Determinación de Altura.....	63
4.1.3	Tramo Máximo.....	63
4.1.4	Cálculo de Cimentación.....	63
4.1.5	Presentación de Planos de Cimentación.....	70
	CONCLUSIONES.....	72
	RECOMENDACIONES.....	73
	BIBLIOGRAFIA.....	74

## INDICE DE TABLAS

Tabla No.		Página No.
1	Ensayos de laboratorio para investigación de suelos.....	9
2	Requisitos químicos y físicos para el cemento Portland.....	12
3	Flechas para conductores 477.0 ACSR.....	30
4	Flechas para conductores 336.4 ACSR.....	30
5	Descripción de categorías de exposición.....	35
6	Coefficientes de fuerza para superficies cilíndricas.....	35
7	Factor de exposición de terreno.....	35
8	Requerimientos de carga por distrito.....	37
9	Características de conductores ACSR.....	47
10	Características de conductores AA,A.....	47
11	Características de conductores AAAC.....	48
12	Características técnicas y físicas de postes autosoportados.....	50
13	Momentos generados por análisis de sismo.....	68

## INDICE DE FIGURAS

Figura No.		Página No.
1	Cono holandés, para pruebas de penetración estática en suelos.....	8
2	Punta cónica o esférica para penetración dinámica en suelos.....	8
3	Representación gráfica de los resultados de un estudio de suelos.....	10
4	Perfil del suelo o sección transversal geológica.....	11
5	Resistencia del concreto en base a la relación agua cemento.....	17
6	Resistencia del concreto con adiciones de aire.....	17
7	Desarrollo de la resistencia del concreto en base al tipo de cemento..	18
8	Resistencia del concreto según las condiciones de curado.....	19
9	Mapa de curvas de igual velocidad básica del viento.....	32
10	Exposición B de respuesta de los conductores a ráfagas de aire.....	33
11	Exposición C de respuesta de los conductores a ráfagas de aire.....	33
12	Exposición D de respuesta de los conductores a ráfagas de aire.....	34
13	Factor de respuesta de estructuras a ráfagas de aire.....	34
14	Determinación de las fuerzas transversales.....	38
15	Comportamiento del pilote en suelo granular.....	54
16	Distribución de las reacciones en suelo granular.....	54
17	Comportamiento del pilote en suelo cohesivo.....	55
18	Distribución de las reacciones en suelo cohesivo.....	55
19	Distribución de las reacciones del suelo en sus diferentes capas.....	57
20	Poste metálico para líneas de transmisión.....	62
21	Diagrama de cargas para caso de carga normal.....	66
22	Diagrama de cargas, corte y momento del pilote.....	69
23	Detalle del armado estructural del pilote.....	71

## GLOSARIO

### ADITIVO

Material que se usa mezclándolo en el concreto para modificar alguna de sus propiedades y darle mejores cualidades según el fin para el que se destine.

### AGLOMERANTE

Agregación natural de sustancias minerales.

### AGREGADO PARA CONCRETO

Materiales pétreos, inertes, resultantes de la desintegración natural de rocas o que se obtienen de la trituración de las mismas.

### ALUVIALES

Depósitos arcillosos o arenosos que quedan después de evaporarse las aguas.

### ANALISIS

Método para desarrollar un todo, hasta llegar a conocer sus principios o elementos.

### ANALOGA

Similitud o relación que existe entre dos materiales.

### ANCLAJE

Fijación de un elemento de construcción a una base.

### ANGULO

Abertura formada por dos líneas que parte de un mismo punto.

### CARGA

Peso que soporta una viga, estructura, etc.

### CATENARIA O FLECHA

Curva formada por los conductores suspendidos por dos puntos, que no están en la misma vertical.

### COHESION

Propiedad de atracción intermolecular, suelos cohesivos.

### CONCRETO

Piedra artificial resultante de la combinación de cemento, agua y agregados pétreos dosificados adecuadamente.

### CONSOLIDACION

Proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso, provocado por el aumento de las cargas en el suelo.

**CORTE BASAL**

Es la fuerza lateral total de diseño o corte en la base de una estructura.

**CURADO DEL CONCRETO**

Se refiere al mantenimiento de un ambiente favorable para las reacciones químicas del concreto, de lo que depende el incremento de su resistencia.

**DEFINICION**

Explicación clara y exacta de una palabra.

**DENUDACION**

Estado de la tierra privada de la vegetación.

**DINAMOMETRO**

Instrumento para medir las fuerzas aplicadas a las diversas secciones que se desean ensayar.

**ELASTICIDAD**

Propiedad de los cuerpos en virtud de la cual tienden a recobrar su forma y extensión cuando cesa de obrar la fuerza que los modifica.

**ESBELTEZ**

Estatura airosa y buena proporción de los cuerpos y figuras.

**ESPECIFICACION**

Es el conjunto de normas, disposiciones, requisitos, condiciones e instrucciones que se estipulan para la fabricación y/o ejecución de algo en proyecto.

**ESTRATO**

Masa mineral dispuesta en capas uniformes que constituyen los terrenos sedimentarios.

**ESTRUCTURA**

Es una armazón de elementos interconectados, diseñados para soportar cargas gravitatorias y resistir fuerzas horizontales.

**FUERZA**

Cualquier causa capaz de producir un efecto.

**GALVANIZACION**

Aplicación de un recubrimiento metálico de cinc a otro metal, con el fin de preservarlo de la humedad para que no se oxide.

**GENERICICO**

Común a muchas especies.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

**HETEROGENEO**

Caracterización de naturaleza diferente.

**HOMOGENEO**

De naturaleza o condición semejante.

**HUMUS**

Estrato de suelo, formado por la descomposición de materias, generalmente de origen vegetal.

**INERCIA**

Propiedad que poseen los cuerpos de permanecer en el estado de reposo o de movimiento, hasta que los saca una causa extraña.

**LIXIVIACION**

Acción de disolver en agua una sustancia alcalina.

**PERFIL**

Corte que permite ver la disposición y la naturaleza de las capas de un terreno.

**RAFAGAS**

Movimiento repentino y violento del aire.

**RESISTENCIA**

Es la capacidad usable de una estructura o de sus miembros para resistir cargas, dentro de los límites de deformación prescritos en sus diferentes reglamentos.

**SEDIMENTACION**

Depósitos de material situados en el fondo de una masa de agua.

**SONDEO**

Reconocimiento de las características y naturaleza de un terreno.

**TIXOTROPIA**

Acción de un suelo arcilloso en recuperar parcialmente con el tiempo la resistencia, la cual ha sido perdida por el remoldeo.

**TOPOGRAFIA**

Ciencia que permite efectuar las mediciones necesarias para localizar la posición relativa de puntos situados en la superficie de la tierra.

**TURBA**

Mezcla de fósil formado por materias vegetales y carbón mineral.

## SIMBOLOGIA

"	=	Pulgadas.
°	=	Grados.
° C	=	Grados centígrados.
° F	=	Grados Fahrenheit.
a	=	Profundidad del suelo inapropiado.
A/C	=	Relación agua cemento.
As	=	Area de acero.
b	=	Franja tributaria.
C	=	Esfuerzo cortante, no drenado.
C <sub>F</sub>	=	Coefficiente de fuerza de viento para superficie cilíndrica.
cm	=	Centímetros.
cm <sup>2</sup>	=	Centímetros cuadrados.
C <sub>t</sub>	=	Factor aplicable a otros edificios o estructuras.
d	=	Peralte para colocación del refuerzo.
D	=	Diámetro del cimiento pilote.
D <sub>c</sub>	=	Diámetro del conductor en m.
F	=	Fuerza resultante debida a cada conductor.
f <sub>c</sub>	=	Esfuerzo máximo soportable por el concreto.
f <sub>y</sub>	=	Esfuerzo de cedencia del acero.
F <sub>n</sub>	=	Fuerza aplicada en el nivel n.
F <sub>t</sub>	=	Fuerza de tope.
G <sub>a</sub>	=	Factor de respuesta a golpes súbitos de aire.
gms	=	Gramos.
h <sub>i</sub>	=	Espesor de la n capa.
h <sub>n</sub>	=	Altura del nivel n en m.
H <sub>u</sub>	=	Fuerza horizontal calculada en la parte superior del cimiento pilote.
I	=	Factor de importancia.
K	=	Valor constante.
kg	=	Kilogramos.
K <sub>p</sub>	=	Coefficiente de Rankine para presión pasiva del suelo.
kv	=	Kilo voltios.
L	=	Profundidad del empotramiento del cimiento pilote.
lbs	=	Libras.
m	=	Metros.
M	=	Momento en la parte superior del cimiento pilote.
m <sup>2</sup>	=	Metros cuadrados.
m <sup>3</sup>	=	Metros cúbicos.
mm	=	Millímetros.
M <sub>max</sub>	=	Momento máximo actuante en el cimiento pilote.
M <sub>u</sub>	=	Momento ultimo calculado en la parte superior del cimiento pilote.
Ø	=	Angulo de fricción interna.
P <sup>b</sup> <sub>i</sub>	=	Presión efectiva de sobre carga en la parte de abajo de la n capa.
psi	=	Libras por pulgada cuadrada.
P <sup>t</sup> <sub>i</sub>	=	Presión efectiva de sobre carga en la parte de arriba de la n capa.



$P_u$	=	Fuerza vertical calculada en la parte superior del cimientto pilote.
$P_v$	=	Presión del viento.
$Q$	=	Carga horizontal en la parte de arriba del cimientto pilote.
$r$	=	Espesor radial del hielo m.
$R_w$	=	Coefficiente numérico.
$S$	=	Coefficiente del lugar.
$t$	=	Tracción máxima de tendido para los conductores.
$T$	=	Período fundamental de vibración de la estructura en segundos.
$V$	=	Fuerza lateral total de diseño, o corte basal.
$V_c$	=	Corte actuante.
$\%_c$	=	Corte resistente del concreto.
$V_i$	=	La velocidad básica del viento.
$w$	=	Peso específico unitario del suelo.
$W$	=	Peso total de la estructura.
$Y_n$	=	Localización del momento máximo.
$Z$	=	Factor de zona sísmica.
$Z_v$	=	Factor del terreno para determinar presión de viento.

## INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis tiene su origen en la creciente demanda de energía eléctrica; la cual debe ser satisfecha por medio de la construcción de nuevas plantas de generación y de nuevos circuitos de líneas de transmisión que transporten el fluido eléctrico hacia los centros de mando, esta necesidad provoca, que los Ingenieros encargados del diseño de las estructuras soporte, analicen todas las características particulares de las mismas que estén a su alcance, que éstas cumplan con los diferentes requisitos técnicos de calidad y que a la vez en la selección, éstas se acomoden al entorno del medioambiente.

En la actualidad es común diseñar una línea de transmisión tipo compacta, esto se logra con una estructura sencilla, autosoportada, de alto montaje, que sea capaz de soportar las diferentes cargas y momentos que provoca el tendido eléctrico con sus diferentes accesorios.

El diseño de cimientos para éste tipo de estructuras soporte particularmente sujeto a esas cargas laterales, es para un ingeniero civil considerado como un desafío, por lo tanto, éste es el mas interesante propósito del presente trabajo de tesis, el cual analiza los diferentes criterios a utilizar en el diseño de cimientos pilotes para postes autosoportados.

Para la determinación de la profundidad del cimiento pilote, el ingeniero necesita tener bajo su control detalles muy importantes, como lo son la valoración de los suelos, la determinación de las cargas involucradas y los factores de seguridad empleados en el método de diseño aplicado.

Dentro de los procedimientos técnicos se puede mencionar que la investigación de suelos tiene que hacerse por un ingeniero experimentado de suelos, que tenga concepto completo de la transmisión de cargas de la estructura hacia el suelo; que las cargas deberán ser determinadas, cumpliendo con todos los factores de seguridad, recomendados por los fabricantes de materiales y los diferentes códigos de seguridad y que el método de diseño aplicado para la cimentación debe de ser confiable, seguro y de fácil comprensión.

## **OBJETIVOS**

- **Dar a conocer un método de diseño estructural para el cálculo de cimientos pilotes que proporcione seguridad, confianza, economía y que a la vez sea de aceptación dentro de la comunidad de ingeniería.**
- **Establecer un procedimiento técnico, el cual proporcione criterios de diseño para la cimentación de pilotes sometidos a esfuerzos provocados por cargas laterales y momentos de volteo.**
- **Proporcionar, dentro de los métodos de diseño de cimientos pilotes, una alternativa económica, la cual esté fundamentada en las características propias de la resistencia de los diferentes estratos de suelo, que se encuentran sobre la corteza terrestre.**
- **Dar a conocer los procedimientos técnicos para la determinación de las cargas involucradas en el diseño de éste tipo de cimentación, respetando las diferentes normas impuestas por los códigos de seguridad.**
- **Eliminar con el sistema de construcción de línea tipo compacta los anclajes dentro del perímetro urbano y/o en vas de mucho tránsito.**
- **Proponer un sistema constructivo de nuevos circuitos de líneas de transmisión que sea de fácil aceptación por el público, no alterando el entorno del medioambiente.**
- **Reducir los costos de introducción de nuevos circuitos de líneas de transmisión eliminando la adquisición de terrenos a ser utilizados como servidumbre de paso y/o derechos de vía.**

## **CAPITULO 1**

### **1.1 NATURALEZA DE LOS SUELOS**

#### **1.1.1 Definición de Suelo.**

La palabra suelo representa todo tipo de material terroso, sin embargo el termino "suelo" ha sido definido de diferentes maneras, ya que dicha definición puede venir del geólogo, del agrónomo o del ingeniero civil.

El geólogo define el suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos.

El agrónomo define el suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas y de donde éstas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia.

Algunos ingenieros definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. Otro autor, doctor en Ingeniería, lo define como sedimentos no consolidados y depósitos de partículas sólidas derivadas de la desintegración de las rocas.

El término suelo tiene una significación más amplia la cual se trata de describir a continuación.

Tierra o suelo se define, en ingeniería, como cualquier material no consolidado, compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos. El tamaño de las partículas que pueden calificarse como suelo no es fijo, pero lo determina la función en que ellas están implicadas.

El suelo contiene una amplia variedad de materiales tales como la grava, la arena y las mezclas arcillosas depositadas por glaciares, las arenas aluviales y los limos y arcillas de los depósitos aluviales de los ríos, las arcillas marinas blandas y las arenas de las playas de la costa. Los suelos pueden ser mezclas bien definidas de unos cuantos minerales específicos o mezclas heterogéneas de cualquier cosa.

Un suelo cualquiera puede exhibir propiedades sólidas, viscosas, plásticas o líquidas; por tanto, cuando es posible predecir su verdadero estado físico, el diseño estructural de las cimentaciones se realiza tomando en cuenta esa información.

### **1.1.2 Tipos de Suelo.**

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos, suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual; en caso contrario, forman un suelo transportado, donde no importa cualquiera que haya sido el agente transportador.

En cuanto a los suelo orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

#### **Gravas**

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en los márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm (3") hasta 2.00 mm.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose desde elementos rodados hasta los poliédricos.

#### **Arenas**

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

## **Arcillas**

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

En general, las arcillas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-química. Se puede decir que en contenido mínimo del 15% de arcilla en suelo le dará a éste las propiedades de la arcilla.

## **Suelos Cohesivos y Suelos no Cohesivos**

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en "cohesivos" y "no cohesivos". Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

### **1.1.3 Clasificación Geográfica del Suelo del Valle de Guatemala.**

El sistema de clasificación de suelos del valle de Guatemala se encuentra con criterios definidos por una nomenclatura de suelos y una lista en la que éstos se agrupan dentro de divisiones fijas conforme al tamaño de sus partículas y conforme a los resultados de pruebas de laboratorio acerca de sus características físicas, ésta clasificación es similar a la Clasificación Unificada de Suelos.

PROPIEDAD DE LA INSTITUCIÓN  
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSOS  
GUATEMALA

## **1.2 ANALISIS DE SUELOS**

### **1.2.1 Tipos de Ensayos.**

En realidad es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde el diseñador ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular.

El objetivo de una investigación detallada, incluyendo pruebas de campo, es facilitar al ingeniero los datos cuantitativos necesarios para el diseño y ejecución de un proyecto o una obra de ingeniería. El sistema estructural del suelo y de la roca en su totalidad se definen en la fase exploratoria, la etapa final es evaluar las propiedades pertinentes de los estratos críticos que se hayan identificado previamente, utilizando los resultados de los ensayos de laboratorio de muestras inalteradas y los datos de pruebas de campo, correlacionando estrato por estrato con los ensayos de identificación, los parámetros geofísicos y la resistencia a la penetración.

### **1.2.2 Sondeo y Toma de Muestras.**

Tanto en la etapa de diseño como de ejecución se desprende de una manera obvia la necesidad de contar con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos sirven para adquirir una concepción razonable de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en su análisis.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible como lo es la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio.

Se han desarrollado muchas técnicas de exploración diferentes; algunas son apropiadas para una gran variedad de condiciones, mientras que otras están limitadas a casos especiales.

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes.

### 1.2.3 Pruebas de Penetración.

Los cambios en las condiciones del subsuelo se pueden advertir por las diferentes resistencias que oponen los estratos a ser atravesados por un penetrómetro. Cuando los antiguos hincaban una estaca en el fango blanco de un pantano para localizar una veta firme de arena, practicaban esta técnica. Aunque los equipos son más elaborados el fundamento es el mismo.

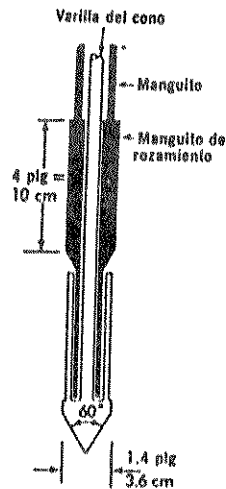
La mayoría de los penetrómetros modernos consisten en una punta cónica unida a una barra de pequeño diámetro que sirve para hincarla. La penetración del cono fuerza al suelo hacia los lados, produciendo una compleja falla por esfuerzo cortante, que se parece a la penetración de la punta de un pilote de una cimentación. El ensayo, por lo tanto, es una medida indirecta de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo en el lugar.

Existen dos técnicas para realizar pruebas de penetración; la estática y la dinámica. En la estática, la punta es forzada hacia adelante a una velocidad regulada y se mide la fuerza necesaria para producir el movimiento. En la dinámica se hinca el penetrómetro una distancia especificada a golpes de maza de igual energía. El número de golpes o la energía total que se requiere para que el penetrómetro recorra la distancia especificada, es la medida de la resistencia. La prueba estática es muy sensible a pequeñas diferencias en la consistencia del suelo y no es probable que la operación del ensayo cambie seriamente la estructura de las arenas sueltas o de las arcillas susceptibles. La prueba dinámica es aplicable a una amplia variedad de consistencia y se pueden penetrar las gravas y la roca blanda, las cuales detendrían el avance del aparato en una prueba estática.

#### Estática.

El cono holandés, es el penetrómetro más ampliamente usado para pruebas estáticas. El cono tiene un ángulo en la punta de 60 grados, un diámetro de 3.6 cm y una área en proyección de  $10 \text{ cm}^2$ . Hay en uso diferentes formas que se diferencian en el ángulo del cono y en el diámetro. En la forma que se muestra en la figura # 1, un manguito independiente está hundido a la parte superior del cono. La fuerza que se desarrolla por fricción entre el manguito y el suelo se puede medir independientemente de la resistencia del cono. La razón entre la resistencia en el manguito y la resistencia en el cono es más alta en los suelos coherentes que en los no coherentes. Esta razón se puede usar para estimar el tipo de suelo. Los sistemas mecánicos para medir la resistencia varían con el fabricante. Estos sistemas van desde una simple cremallera con un piñón donde se aplica la fuerza y un aparato de balanza de muelle para pesar, hasta máquinas automáticas hidráulicas para hincar el penetrómetro con indicadores que dan las cargas continuamente. En todos ellos la fuerza de penetración que pueden desarrollar está limitada desde media tonelada en los equipos simples, hasta varias toneladas en las máquinas grandes; estas últimas se anclan al terreno.

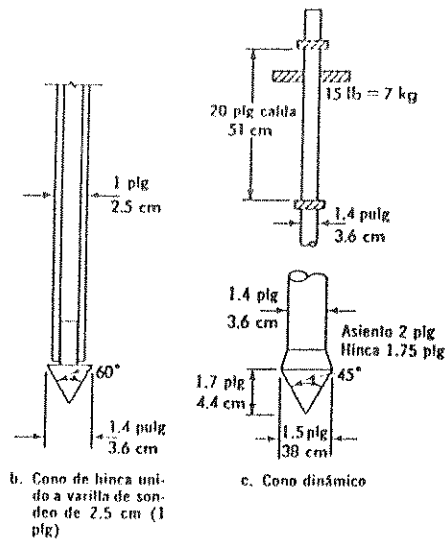




**Figura # 1**  
Cono holandés con manguito de rozamiento.

### Dinámico.

El ensayo dinámico se utiliza en muchas formas. El Ensayo normal de penetración tiene una doble función, las cuales son el ensayo de penetración y toma de muestras, lo cual permite conocer los cambios del suelo por dos métodos independientes; es por esto que tiene gran utilidad en la exploración. Los conos y puntas de distintos tamaños y formas también se usan para medir la resistencia dinámica solamente, debido a su simplicidad y adaptabilidad a una amplia variedad de condiciones. En la forma mostrada en la figura # 2, una punta cónica o esférica no recuperable de 3.6 cm de diámetro se coloca en una barra para sondeo de 2.5 cm de diámetro exterior y se hinca con una maza de 64 kg. cayendo de 76 cm de altura. El número de golpes que se necesita para hincar el cono 30 cm, es comparable a la resistencia estándar de penetración N. En el penetrómetro de cono, portátil, mostrado en la siguiente, se emplea una maza de 7 kg. que cae de 50 cm de altura. El número de golpes que se requieren para hincar el toma muestras de 4.4 cm de diámetro, es aproximadamente la resistencia estándar de penetración N. Si bien los ensayos dinámicos pueden alterar algunos suelos por el choque y la vibración, son simples y se adaptan, tanto a los suelos muy blandos como a los muy duros.



**Figura # 2**  
Punta cónica o esférica para una barra de sondeo.

## 1.2.4 Análisis de Resultados.

Aunque el examen visual de las muestras de suelo obtenidas en los sondeos de exploración puede darle al ingeniero una imagen preliminar de las condiciones del suelo, el estudio de los resultados de las pruebas o ensayos de laboratorio aclara esa imagen y permite analizar las condiciones del suelo basándose en datos reales.

El ingeniero encargado de los sondeos y de tomar las muestras, corrientemente describe las muestras en la propia obra, pero éstas deben examinarse nuevamente en el laboratorio para comprobar la identificación que se hizo en la obra. Entonces se ensayan las muestras para confirmar su identificación y para determinar sus propiedades físicas. En la tabla 1 se relacionan las pruebas más útiles para los trabajos exploratorios.

Otros ensayos, como el de la pérdida de peso por ignición, para identificar los materiales orgánicos o el tratamiento con ácido clorhídrico para determinar la existencia de carbonos solubles, pueden ser útiles para identificar algunos suelos. Un examen microscópico de los suelos gruesos y de las partículas más gruesas que 0.074 mm de los suelos de grano fino, puede ser muy útil para correlacionar estratos similares de sondeos diferentes.

**TABLA 1 (1:362)**  
**ENSAYOS DE LABORATORIO PARA INVESTIGACIONES DE EXPLORACION**

Ensayo	Tipo de suelo	Peso de muestra	Tipo de muestra	Uso de los datos
Peso Específico relativo de los sólidos	Todos	50 gms.	Barrena o muestreador partido	Determinar composición relación de vacíos
Tamaño de los granos	No cohesivo arenas gravas	125 gms.	Barrena o muestreador partido	Clasificación. estimar permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compactaciones, acción de las heladas.
Forma de los granos	No cohesivo arenas gravas	125 gms.	Barrena o muestreador partido	Clasificación. estimar resistencia al esfuerzo cortante.
Límites líquido y plástico	Cohesivo limos, arcillas	125 gms.	Barrena o muestreador partido	Clasificación. estimar compresibilidad y compactación
Humedad	Cohesivo	125 gms.	Barrena o muestreador partido	Correlacionar con resistencia, compresibilidad y compactación
Relación de vacíos	Cohesivo	125 gms.	Muestreador partido *	Estimar compresibilidad y resistencia
Compresión sin confinar	Cohesivo	125 gms.	Muestreador partido *	Estimar resistencia al esfuerzo cortante.

\* Las muestras deben ser relativamente inalteradas.

## Representación Gráfica de los registros de los sondeos.

El primer paso para analizar los datos obtenidos en una investigación de exploración es representar gráficamente los registros de los sondeos, en una hoja de papel preparada a tal efecto, hoja de trabajo como la que se muestra en la figura # 3. Cada sondeo se representa en una faja vertical en la que se indican los diferentes suelos por símbolos o abreviaturas. Todos se deben dibujar a la misma escala, con las elevaciones ( sobre el plano de referencia local ) como ordenadas. Los sondeos que sean colindantes en el terreno se deben dibujar, si es posible, uno al lado del otro, dejando un espacio de 5 a 8 cm. entre ellos para los datos de laboratorio.

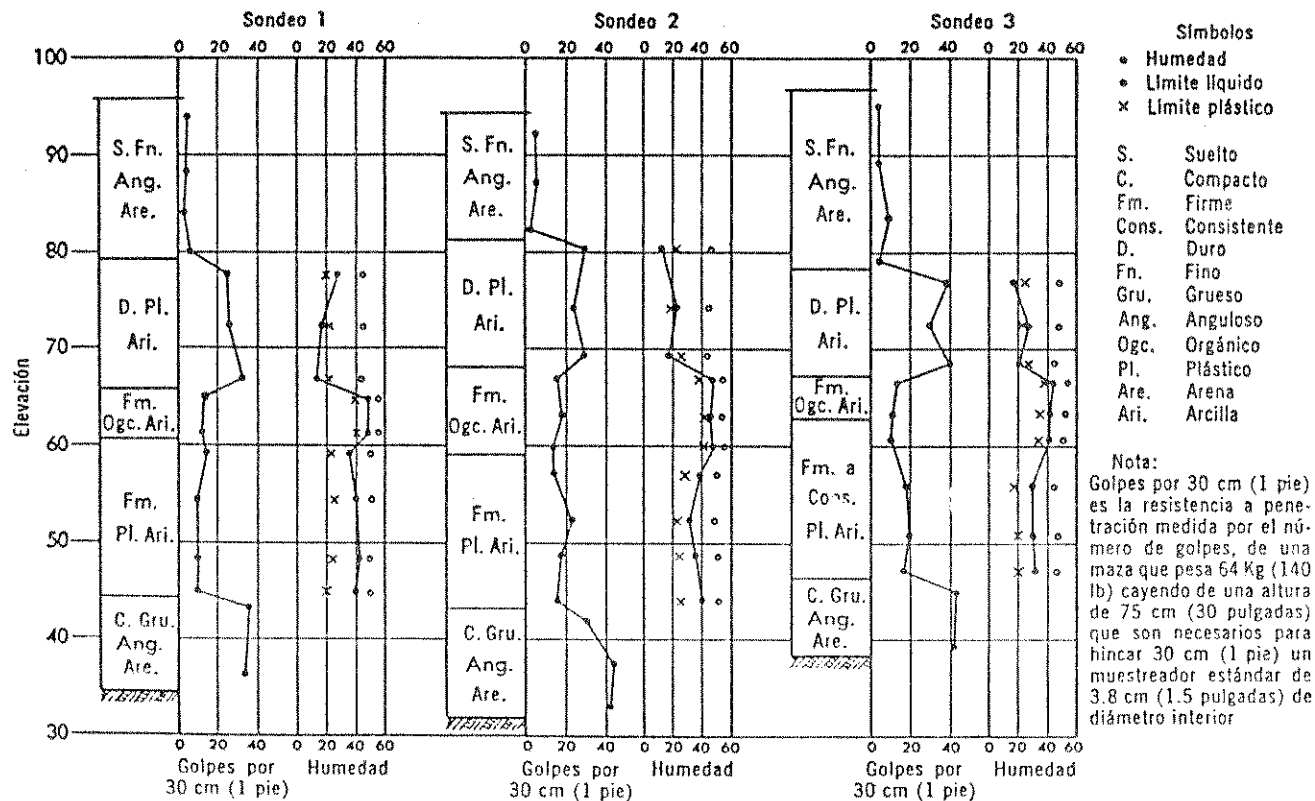


Figura # 3 Representación gráfica de los resultados de las fases exploratorias de una investigación de suelos.

Aunque la descripción del suelo se puede hacer por símbolos gráficos, es preferible un sistema símbolos por letras.

La resistencia a penetración del suelo se representa por una línea quebrada que se dibuja junto a los datos del sondeo; esto permite correlacionar la resistencia de los diferentes suelos encontrados. En el mismo gráfico se pueden representar los datos de resistencia a compresión sin confinar, obtenidos en las pruebas de laboratorio.

Un segundo gráfico, adyacente al anterior, contiene los datos de humedad y los límites líquido y plástico. La humedad se puede representar por una línea quebrada y los límites por puntos aislados. Las características de los suelos no cohesivos, como son el tamaño y forma de los granos, no se pueden representar fácilmente en ese gráfico, pero se pueden indicar por notas o símbolos.

### Preparación de los perfiles del suelo.

El perfil del suelo o sección transversal geológica (figura # 4) de las partes críticas del lugar se representa correlacionando los suelos encontrados en cada uno de los sondeos. Por ejemplo: una capa de arcilla dura que se encuentre en cada uno de tres sondeos adyacentes a la misma elevación, es probablemente el mismo estrato continuo, especialmente si los límites líquido y plástico son los mismos. Haciendo interpolaciones entre los sondeos se puede establecer un perfil razonable del suelo.

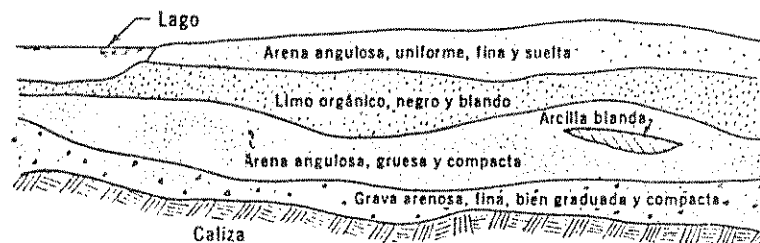


Figura # 4 Perfil del suelo o sección transversal geológica.

## 1.3 CONCRETOS.

### 1.3.1 Tipos.

#### Tipos de cemento Portlan.

Los cementos Portland, por lo general, se fabrican en cinco tipos cuyas propiedades se han normalizado sobre la base de la especificación AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), de normas para el cemento Portland (C150). Los tipos se distinguen según los requisitos tanto químicos como físicos. En la tabla 2 se muestran algunos requisitos, resumidos de ASTM C150. La mayoría de los cementos superan ampliamente los requisitos de resistencia de la especificación.

**TABLA 2 (8:6- 4)**  
**REQUISITOS QUIMICOS Y FISICOS PARA EL CEMENTO PORTLAND**

Tipo:	I y IA, de uso común	II y IIA, modificado	III y IIIA, Resistencia alta inicial	IV, Bajo calor	V, Resistente a sulfatos
C <sub>3</sub> S, máx. en %				35	
C <sub>2</sub> S, mín. en %				40	
C <sub>3</sub> A, máx. en %		8	15	7	5
Finura, superficieb específica, m <sup>2</sup> /kg, promedio, mínimo con turbidímetro	160	160		160	160
Resist. a la comp. en psi, cubos de mortero 1:2.75 de cemento y arena estándar graduada, después de:					
1 día estándar			1800		
con aire retenido			1450		
3 días estándar	1800	1500	3500		1200
con aire retenido	1450	1200	2800		
7 días estándar	2800	2500		1000	2200
con aire retenido	2250	2000			
28 días estándar				2500	3000

C<sub>3</sub>S (Silicato tricálcico), es uno de los componentes que produce la alta resistencia inicial en el cemento Portland hidratado.

C<sub>2</sub>S (Silicato dicálcico), este componente se considera como el causante principal de la resistencia posterior de la pasta de cemento Portland.

C<sub>3</sub>A ( Aluminio tricálcico), este componente es el causante primario del fraguado inicial del cemento Portland y desprende grandes cantidades de calor durante la hidratación.

### **Tipo I.**

Cemento para usos generales, es el que más se emplea para fines estructurales cuando no se requieren las propiedades especiales especificadas para los otros cuatro tipos de cemento.

### **Tipo II.**

Cemento modificado para usos generales y se emplea cuando se prevé una exposición moderada al ataque por sulfatos o cuando se requiere un moderado calor de hidratación. Estas características se logran al imponer limitaciones en el contenido de  $C_3A$  Y  $C_3S$  del cemento. El cemento tipo II adquiere resistencia con más lentitud que el tipo I; pero al final, alcanza la misma resistencia.

### **Tipo III.**

Cemento de alta resistencia inicial, recomendable cuando se necesita una resistencia temprana en una situación particular de construcción. El concreto hecho con el cemento tipo III desarrolla una resistencia en 7 días, igual a la desarrollada en 28 días por concretos hechos con cementos tipo I y II. Esta alta resistencia inicial se logra al aumentar el contenido de  $C_3S$  y de  $C_3A$  en el cemento y al molerlo más fino. Las especificaciones no exigen un mínimo de finura: pero se advierte un límite práctico cuando las partículas son tan pequeñas, que una cantidad muy pequeña de humedad prehidratará el cemento durante el almacenamiento y manejo. Dado que el cemento tipo III tiene un gran desprendimiento de calor, no se debe usar en colados masivos. Con un 15% de  $C_3A$  presenta una mala resistencia a los sulfatos. El contenido de  $C_3A$  puede limitarse al 8% para obtener una resistencia moderada a los sulfatos o a 5% cuando se requiere alta resistencia.

### **Tipo IV.**

Cemento de bajo calor de hidratación. Se ha desarrollado para usarse en concreto masivo. Si se utiliza cemento tipo I en colados masivos que no puedan perder calor por radiación, el cemento libera suficiente calor durante la hidratación aumentando la temperatura del concreto hasta unos 10 o 16 grados centígrados. Esto causa un aumento relativamente grande de las dimensiones mientras el concreto está todavía en estado plástico; posteriormente, su enfriamiento diferencial después de endurecer ocasiona que se produzcan grietas por contracción. El bajo calor de hidratación en el cemento tipo IV se logra limitando los compuestos que más influyen en la formación de calor por hidratación, o sea  $C_3A$  y  $C_3S$ . Dado que estos compuestos también aportan la resistencia inicial de la mezcla de cemento, al limitarlos se tiene una mezcla que gana resistencia con lentitud. El calor de hidratación del cemento tipo IV suele ser de, más o

menos, 80% del tipo II, 65% del tipo I y 55% del tipo III después de la primera semana de hidratación los porcentajes son un poco mayores después de, más o menos, un año.

### **Tipo V.**

Cemento resistente a los sulfatos, se especifica cuando hay exposición intensa a los sulfatos. Las aplicaciones típicas comprenden las estructuras hidráulicas expuestas a aguas con alto contenido de álcalis y en estructuras expuestas al agua del mar. La resistencia al sulfato del cemento tipo V se logra minimizando el contenido de  $C_3A$ , pues éste compuesto es el más susceptible al ataque por sulfatos.

Las resistencias relativas de los concretos preparados con cada uno de los cinco tipos de cemento se comparan en la tabla 1.3, a tres edades diferentes; en cada edad, se han normalizado los valores de resistencia para comparación con el concreto de cemento tipo I.

### **Cementos Portland con retenedores de aire.**

Estos están disponibles para la producción de concreto expuesto a heladas severas. Estos cementos están disponibles en los tipos I, II y III, pero no en los tipos IV y V. Cuando se han agregado al cemento en fábrica un agente inclusor de aire, se designa como tipo IA, IIA o IIIA.

### **Concreto de cemento Portland.**

El concreto de cemento Portland y sus agregados, es una mezcla temporalmente plástica que puede colarse o moldearse y, más tarde, se convierte en una masa sólida por reacción química. El usuario del concreto desea resistencia adecuada, facilidad de colocación y durabilidad, al mínimo costo. El proyectista de concreto puede variar las proporciones de los cinco componentes dentro de límites amplios, para lograr esos objetivos. Las variantes principales son la relación agua-cemento, la proporción cemento-agregados, tamaño del agregado grueso, proporción entre agregado fino y agregado grueso, tipo de cemento y uso de aditivos, las cuales deben cumplir con ciertas características y/o especificaciones dadas por los reglamentos internacionales de construcción vigentes.

Algunas relaciones básicas establecidas y resultados de pruebas de laboratorio proporcionan información para diseñar las mezclas de cemento adecuadas. En las publicaciones ACI 211.1 y ACI 211.2, se pueden obtener datos para el diseño de mezclas bajo una gran variedad de condiciones específicas.

En común, con la producción de otros materiales, el problema de la elaboración del concreto consiste en obtener el mejor producto al mínimo costo, usando los

materiales adecuados. El término mejor concreto implica aquí uno que posea las propiedades necesarias deseadas, tales como la manejabilidad y homogeneidad del material fresco y la resistencia, impermeabilidad, durabilidad y constancia volumétrica del producto endurecido. El logro de las propiedades deseadas, así como la economía de trabajo que involucra la selección de una adecuada combinación de materiales y el control del proceso de elaboración y colocación, hasta que el concreto alcance la resistencia deseada, en función de su período de fraguado, según las especificaciones.

Las propiedades del concreto, tanto recién mezclado como en su estado endurecido, están íntimamente asociadas con las características y las proporciones relativas de sus componentes; los cuales vienen a definir los diferentes tipos de los mismos.

### **Aditivos.**

Un aditivo es un material diferente del agregado, cemento Portland o agua que se añade como ingrediente al concreto antes o durante la mezcla. Están disponibles muchos aditivos para concreto para modificar, mejorar o impartir propiedades especiales a las mezclas de concreto. Los aditivos sólo se deben utilizar cuando realmente se necesita alguna característica especial en el concreto, y ésta no puede obtenerse en forma económica ajustando la mezcla básica. Debido a que la utilización de un aditivo produce, a menudo, un efecto adverso en otras características del concreto, se debe tener cuidado al usar aditivos.

### **Los agentes retenedores de aire.**

Estos aumentan la resistencia del concreto a la acción de las heladas porque introducen innumerables burbujas diminutas en la mezcla de cemento endurecida. Estas burbujas actúan como amortiguadores para los esfuerzos inducidos por la acción de congelamiento y deshielo. Los agentes inclusores de aire por lo general, están compuestos por jabones naturales o sintéticos. Además de aumentar la durabilidad del cemento endurecido, también reducen la cantidad requerida de agua en el concreto y mejoran la trabajabilidad de la mezcla.

### **El cloruro de calcio.**

Este se utiliza para acelerar el fraguado y el desarrollo de la resistencia en el concreto. Ofrece ventajas al mezclar y colocar el concreto en tiempo muy frío, porque acelera el fraguado a bajas temperaturas y reduce el tiempo durante el cual se necesita la protección del concreto contra el clima. Cuando se utiliza en las cantidades acostumbradas (menos de 2% por peso de cemento) no actúa como agente anticongelante que reduzca el punto de congelación. Cuando se utiliza 2% de cloruro de calcio en condiciones normales, reduce el tiempo inicial de fraguado de tres horas a una



hora y el tiempo de fraguado final de seis a dos horas; a 21.5 grados centígrados (70 ° F), duplica la resistencia del concreto a un día. El uso del cloruro de calcio como aditivo mejora la trabajabilidad, reduce el sangrado y da por resultado una superficie de concreto más durable. Los problemas en su uso pueden surgir por afectar la estabilidad volumétrica (la contracción por secado puede aumentar hasta un 50%) y por el incremento en la cantidad de liberación de calor. Los iones del cloro pueden contribuir también a la corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto. Los límites de concentración del ion cloruro no deben rebasar el 0.04% del peso del concreto.

#### **Las puzolanas.**

Estas pueden usarse en combinación o como sustituto parcial del cemento Portland. Pueden lograrse varias ventajas con su uso: trabajabilidad con menos agua, reducción en el costo por ahorro de cemento, reducción en el calor de hidratación, aumento de resistencia a los sulfatos y prevención de la acción de lixiviación. Los materiales puzolánicos son sustancias silíceas (por ejemplo, ceniza volante o pumicita) que reaccionan con la cal en presencia de agua. A menudo se utilizan en grandes volúmenes de concreto, en los cuales el ahorro en cantidad de cemento y la reducción en la cantidad de calor de hidratación son de importancia capital. Las desventajas de las puzolanas consisten en el lento desarrollo de la resistencia final, mayor contracción por secado y menor durabilidad del concreto en climas fríos, causada por la alteración del contenido de aire.

#### **Los aditivos reductores de agua y los de control de fraguado.**

Estos están disponibles a través de diversos fabricantes. Los aditivos dispersantes (fluidizantes) cubren cada partícula de cemento en la mezcla con cargas positivas o negativas y ocasionan que las partículas de cemento se repelan entre sí y faciliten que llegue el agua a cada partícula. El retardo del fraguado se atribuye a la formación de un gel de alúmina y sílice que se deposita sobre los granos de cemento y hace más lento el proceso de hidratación. Estos aditivos, por lo general, mejoran la trabajabilidad y también pueden incluir aire. Los tiempos de fraguado del cemento pueden prolongarse varias horas mediante estos aditivos y la cantidad de agua necesaria en la mezcla puede reducirse en 5% o más. La resistencia a la compresión puede mejorarse con estos aditivos, debido a la reducción. Los nuevos tipos de aditivos reductores de agua se conocen como superplastificantes, y tienen la propiedad de reducir considerablemente los requerimientos de agua para el concreto. Sin embargo, el tiempo en cual son efectivos puede ser limitado.

## Factores que afectan la resistencia.

El término hidráulico, utilizado en conjunción con el cemento portland, significa que puede desarrollar su resistencia en presencia de agua. Por contraste, los materiales aglomerantes no hidráulicos, como el yeso, que desarrollan su resistencia por la pérdida de agua, no tienen resistencia en presencia de agua.

### - La relación agua-cemento (A/C).

Esta relación es el factor principal que influye en la resistencia del concreto, En la figura # 5 se ilustra la forma como A/C, expresada como relación por peso, afecta la resistencia a la compresión de los concretos con y sin aire retenido. La resistencia, en ambos casos, disminuye con el aumento de A/C.

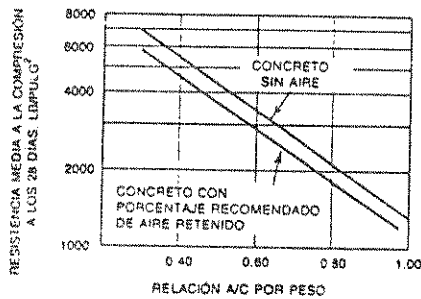


Figura # 5

La resistencia del concreto disminuye cuando se aumenta la relación agua-cemento para concreto con o sin aire retenido.

### - El contenido de cemento.

Este en sí afecta la resistencia del concreto; la resistencia disminuye conforme se reduce el contenido de cemento. En el concreto con aire incluido, esta disminución en la resistencia puede contrarrestarse, en forma parcial, al aprovechar la mejoría de trabajabilidad por la inclusión de aire, que permite reducir la cantidad de agua. En la figura # 6 aparecen curvas de resistencia, por contenido de cemento, para dos tipos de concreto: uno con aire incluido y otro sin él. Debido a la posibilidad de reducción de agua, las resistencias de los concretos con aire incluido no disminuyen tanto como las del concreto sin aire incluido, como los indicados en la figura anterior.

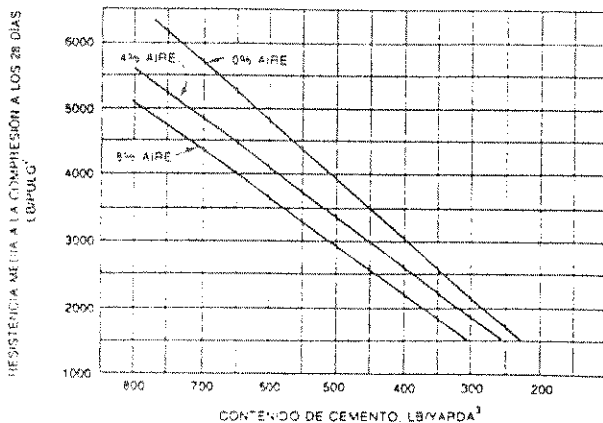
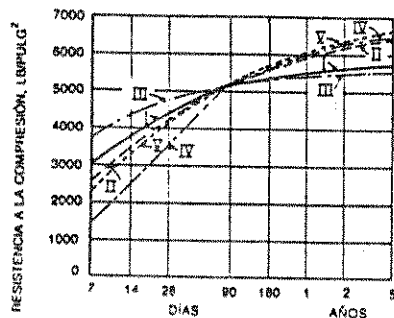


Figura # 6

La resistencia del concreto aumenta con el contenido de cemento, pero disminuye con las adiciones de aire. La gráfica se preparó para concretos con agregados de 3/4 de pulg. de tamaño máximo, 43% de arena y revenimiento máximo de 7.5 cm. (3 pulg.).

- **El tipo de cemento.**

Afecta la manera en que se desarrolla la resistencia y la resistencia final. En la figura # 7 se muestra una comparación de concretos hechos con los cinco tipos de cemento Portland, al prepararlos y curarlos en condiciones similares.

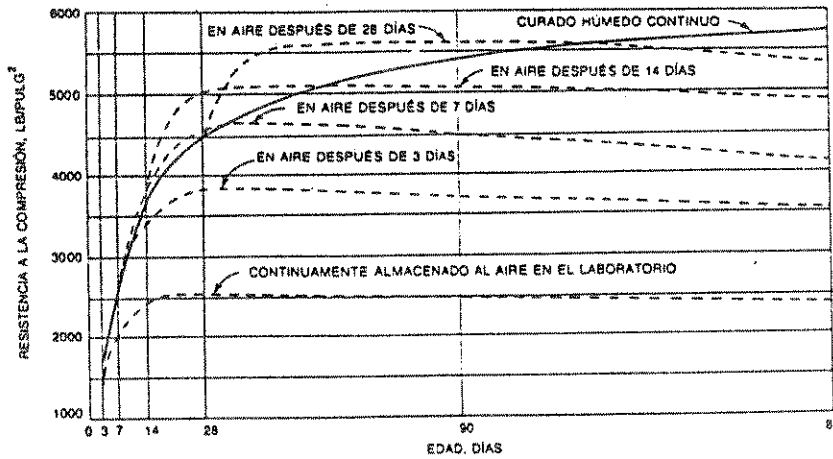


**Figura # 7**

La rapidez de desarrollo de la resistencia varía para los concretos hechos con diferentes tipos de cemento. Las pruebas se hicieron en cilindros de 15x30 cm (6x12 pulg), curados en cuarto húmedo a 21.5° C (70° F). Los cilindros se hicieron con concretos semejantes que tenían agregados de 1-1/2 pulg. de tamaño máximo y 6.6 sacos de cemento por metro cúbico.

- **Las condiciones del curado.**

Son vitales para el desarrollo de la resistencia del concreto. Dado que las reacciones de hidratación del cemento sólo ocurren en presencia de una cantidad adecuada de agua, se debe mantener la humedad en el concreto durante el periodo de curado. En la figura # 8 se ilustra el perjuicio en la resistencia del concreto al cambiarlo prematuramente de una atmósfera húmeda a una seca. La temperatura del curado también afecta la resistencia del concreto, se requieren periodos más largos de curado húmedo a temperaturas más bajas, para desarrollar una resistencia dada. Aunque el curado continuo a temperaturas elevadas produce un desarrollo más rápido de resistencia hasta los 28 días, para edades mayores se invierte la tendencia; el concreto curado a temperaturas más bajas desarrolla resistencias mayores.



**Figura # 8**

La resistencia a la compresión del concreto varía según las condiciones de curado. Las mezclas ensayadas tenían una relación agua-cemento de 0.50, revenimiento de 7.5 cm. (3.5 pulg.) contenido de cemento 6.6 sacos de cemento por por metro cúbico, 36% de contenido de arena y 4% de contenido de aire.

### 1.3.2 Aplicaciones del concreto.

Las diferentes aplicaciones que se le pueden dar al concreto, se encuentran basadas en su resistencia; siendo ésta, un índice importante de su calidad general. Además la resistencia es un requisito fundamental para los parámetros de diseño, los cuales deberán satisfacer las necesidades a las que éste se proyecte. Una resistencia dada se escoge con base en la estabilidad de la estructura, pero tomando en cuenta consideraciones de economía, peso, generación de calor (concreto masivo), refuerzo disponible, etc., se puede tomar una resistencia usual que oscile entre 140 kg/cm<sup>2</sup> (2000 psi) a 420 kg/cm<sup>2</sup> (6000 psi).

Dentro de las diferentes aplicaciones, basadas en la resistencia a la compresión deseada se pueden mencionar las siguientes:

Concreto estructural	210 - 420 kg/cm <sup>2</sup> .
Concreto premoldeado o prefabricado	246 - 350 kg/cm <sup>2</sup>
Concreto para Pavimentos	246 - 281 kg/cm <sup>2</sup>
Trabajos de poca importancia (donde no se prueba la resistencia)	140 kg/cm <sup>2</sup>
Concreto para obras hidráulicas (expuesto al agua de mar)	281 kg/cm <sup>2</sup>
Concreto con aire incluido (expuesto a bajas temperaturas)	281 kg/cm <sup>2</sup>

## **1.4 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE POSTES METALICOS**

Estas especificaciones establecen los requerimientos mínimos en condiciones estándar, que deben cumplir en su fabricación los postes auto soportados galvanizados.

Los postes estarán formados por uno o más elementos cónicos, empalmados, de sección poligonal con un mínimo de 8 lados para los brazos y 12 lados para el cuerpo, además estarán equipados con los dispositivos necesarios para la fijación de los conductores y el elemento inferior del poste estará equipado con una placa de base para permitir la fijación de éstos.

### **1.4.1 Normas recomendadas.**

Para propósitos de diseño, calidad de materiales, pruebas y normas de manufactura, los postes deberán cumplir o exceder la últimas revisiones aprobadas de la siguientes normas y publicaciones.

NFA 91.12	Especificación Francesa para Galvanización
ASTM A123	Especificación para Galvanización
NFA 35.501	Especificación Francesa de Acero grado 24
NFA 03.157	Especificación Francesa de Acero grado 36
ASTM A441	Especificación Americana de calidad de Acero
AWS D1.1-74	Especificación Americana para Soldadura
NFE 04.021	Especificación Francesa de Soldadura
IFS CM56	Especificación del Instituto Francés de Soldadura

### **1.4.2 Diseño.**

Los postes se diseñarán con factores de seguridad, para cumplir con las normas preestablecidas y cubrir ciertos criterios de aceptación que se mencionan a continuación:

- Criterio de estética
- Características geométricas y eléctricas
- Condiciones de carga
- Factores de seguridad
- Normas y especificaciones
- Prescripciones generales relativas a este tipo de obra

- Necesidades particulares del cliente.

El cálculo de los postes estará de acuerdo con las fórmulas de estática.

Todos los cálculos de los postes estarán de acuerdo con los esquemas de cargas aplicadas en las condiciones técnicas particulares de éstos; tomando en cuenta como mínimo los siguientes factores:

- Presión de viento
- Carga de diseño
- longitud
- Momento de inercia de la sección
- Esfuerzos máximo de diseño
- Sección de cada uno de los elementos

El cálculo de los factores de seguridad reales para los elementos en compresión tendrá en cuenta la hipótesis más desfavorable de pandeo natural o pandeo combinado para flexión y torsión. Los cálculos darán el detalle de los métodos utilizados y los valores de tensiones de deformación por pandeo en un cuadro o representados por una curva.

Para prevenir el pandeo local, será aplicado un factor de reducción para tensión combinado admisible en las fibras extremas en función del esbeltez relativo.

### 1.4.3 Fabricación.

Los postes serán fabricados en chapa de acero, formados de uno o varios elementos cónicos. En el caso de postes compuestos de varios elementos, el tipo de empalme será telescópico, soldado o ensamblado. Serán de sección poligonal únicamente.

El elemento superior de los postes estará equipado de los dispositivos necesarios para la fijación de los conductores y cables.

El elemento inferior llevará una placa soldada para la fijación del poste sobre un bloque de hormigón por medio de los pernos de anclare.

Los postes serán galvanizados en caliente.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

## **Cuerpo del Poste.**

### **Realización:**

El diseño general del cuerpo estará determinado por la estética y aprobado por el cliente. Estará compuesto por uno o varios elementos hechos de chapa de acero plegado de sección poligonal, la conicidad será determinada por los cálculos.

Cada elemento estará compuesto de una o varias chapas soldadas longitudinalmente. Ninguna soldadura será tolerada durante su fabricación.

### **Sección:**

La sección del cuerpo será poligonal de 12 lados.

### **Espesor:**

El espesor de cada elemento será determinado en función de los esfuerzos que serán aplicados a los postes. En ningún caso, será inferior a 3 mm.

### **Longitud:**

La longitud de cada elemento será calculada para reducir al máximo su número. La longitud máxima de cada elemento será de 12 metros, excepto casos especiales.

La longitud podrá ser disminuida por condiciones de peso y transporte según necesidad del cliente.

### **Empalme:**

El empalme de los elementos será del tipo telescópico. El traslape mínimo de las uniones deslizantes será como mínimo 1,5 veces diámetro de la sección macho inmediatamente encima de la unión. El empalme será realizado en fábrica o en obra.

El elemento inferior estará equipado de una placa de base de acero soldada. Esta placa de base tendrá agujeros para permitir el montaje de los pernos de anclaje. Las dimensiones y el espesor de la placa de base, así como el número, el diámetro y la longitud de los pernos de anclaje serán determinados con el cálculo.

## **Brazos del Poste**

### **Realización:**

La parte superior del cuerpo estará diseñada para recibir los brazos cuyos tipos, dimensiones y distancias serán determinados por el cliente. Los brazos serán diseñados según estas indicaciones y los cálculos obtenidos de las cargas. Su forma estará de acuerdo a la estética del poste.

### **Espesor:**

El espesor estará determinado en la misma forma que se determinó el espesor del poste.

### **Dimensiones:**

Las dimensiones de cada brazo estarán de acuerdo con las distancias verticales y horizontales indicadas por el cliente o de acuerdo con las reglamentaciones, especificaciones, libranzas o fórmulas que se aplican a las características de la línea de transmisión de la que los postes son parte integrante.

### **Accesorios del Poste.**

Las estructuras estarán equipadas de los accesorios siguientes:

- Punto de puesta a tierra.
- Dispositivos para la fijación de las placas de identificación, número, señalización de alto voltaje (todos éstos suministrados por el cliente).
- Los postes constarán de un dispositivo de escalonamiento removible preferentemente o fijo, con escalones a cada 30 cm. a partir de 3 m. del suelo. Ninguna soldadura o taladrado será permitido para la fijación de los accesorios posterior a la galvanización.

### **1.4.4 Materiales**

Las calidades de los aceros utilizados para la fabricación de las estructuras estarán de acuerdo con las normas ASTM (A441), NFA (35.501) o cualquier otra norma que determine calidades equivalentes. Los aceros utilizados serán de alta soldabilidad y permitirán un plegado en frío sin requebradura ni punto inicial de rotura, de acuerdo con



las normas ASTM (A441) Y NFA (35.501), (plegado a 180 grados). En ningún caso, el límite de deformación elástica será inferior a 24 kg/mm<sup>2</sup>

Las clases de acero corrientemente utilizados serán:

- a) E-24 (calidades 1,2,3 ó 4) según el caso de utilización de las estructuras con las características siguientes:
- Límite de elasticidad Re: 235 N/mm<sup>2</sup> (37 hasta 45 kg/mm<sup>2</sup>).
  - Límite de rotura R: 360 hasta 440 N/m<sup>2</sup> (37 hasta 45 kg/m<sup>2</sup>).
  - Alargamiento a %: 24 hasta 28%.
- b) E-36 (calidades 2,3 ó 4) según el caso de utilización de las estructuras con las características siguientes:
- Límite de elasticidad Re: 355 N/mm<sup>2</sup> ( 36 kg/mm<sup>2</sup>).
  - Límite de rotura R: 510 hasta 610 N/mm<sup>2</sup> (52 hasta 62 kg/mm<sup>2</sup>).
  - Alargamiento a %: 20 hasta 22%.

Las clases de acero serán definidas por el fabricante, de acuerdo a los parámetros de diseño.

#### **Poste y Brazos:**

Los aceros utilizados para la fabricación de los postes y brazos, serán los del primer párrafo de éste punto.

#### **Placa de Base:**

Las placas de base serán realizadas en una calidad de acero con una resistencia mínima a 20 grados centígrados. sobre una probeta de tal modo que las características mecánicas sean las mismas que las de origen a pesar del aumento del espesor.

#### **Pernos de Anclaje:**

Los pernos de anclaje serán de barras corrugadas. El acero utilizado deberá ser como mínimo de calidad equivalente a la del acero utilizado para el poste.

No se admitirá soldadura en los pernos de anclaje.

#### **1.4.5 Soldadura.**

Excepto especificaciones especiales, todas las soldaduras serán realizadas antes de la galvanización. Estarán de acuerdo con los procedimientos de la norma francesa NFE 04.021, a las especificaciones CM 56 y a la norma AWS 01.1-74.

Todas las soldaduras serán del tipo eléctrico, según la norma NFE 04.021 y utilizarán los procedimientos siguientes:

- Soldadura por arco con electrodo recubierto.
- Soldadura por arco sumergido.
- Soldadura por arco con atmósfera gaseosa.

Los electrodos utilizados deberán estar de acuerdo con la calidad del acero a soldar.

#### **Tipos de Soldaduras:**

##### **- Soldaduras Transversales**

Placa de base y soldadura longitudinal, traslape de las uniones deslizantes.

- 100 % de penetración entre las chapas cualquiera que sea el espesor.
- Sin fisura interior o exterior.
- Burbujas, porosidades e inclusiones esféricas que exceden 5% del espesor de la chapa serán rechazadas.

##### **- Soldaduras Longitudinales**

Cuerpo y Brazos

- 80% de penetración entre las chapas cualquiera que sea el espesor.
- Sin fisura interior o exterior.
- Sin poros al exterior.
- Sin burbuja superficial.

## - **Inspección**

Las calidades de las soldaduras serán controladas cualquiera que sea el método de soldadura empleado. El fabricante utilizará el método y los aparatos de control para verificar la calidad de las soldaduras, realizadas. El método de control con ultrasonido será considerado como el mínimo admitido. Sin embargo, se podrán exigir los métodos de control radiográfico (rayos X o gama).

### **1.4.6 Galvanización.**

Todas las estructuras serán galvanizadas en caliente, de acuerdo con la norma ASTM A.123, y la norma francesa NFA 91.121.

Otros sistemas pueden ser realizados a petición del cliente.

#### **Procedimiento:**

Todos los elementos serán galvanizados en caliente después de la fabricación completa. Ningún retoque, adición o modificación de los elementos será realizado después de la galvanización.

#### **Control:**

El control de la galvanización estará de acuerdo con la norma ASTM A.123 y la norma francesa NFA 91.121 por:

- Adherencia
- Masa de zinc
- continuidad de recubrimiento

### **1.4.7 Controles de Fabricación.**

Las dimensiones de las estructuras estarán de acuerdo con las especificaciones antes mencionadas, planos y los parámetros de diseño.

Las tolerancias de fabricación serán:

- Elementos del poste: Longitud: -25, + 75mm  
Linealidad: 2%  
Torsión: 1 grado cada/3 mts.  
Diámetro en la unión por manguito:  
más o menos 5 mm

Longitud total (con elementos ensamblados) + 400 -300 mm.

- Brazos Longitud: + 1.5 -0.5mm  
Distancia vertical entre 2 brazos:  
más o menos 10 mm.
- Taladrados: Taladrado de agujeros:  
diámetro nominal: -0.0 + 0.5 mm.  
Taladrado oxicotado:  
diámetro nominal: -0.0 + 3 mm.

#### 1.4.8 Pruebas

##### Acero:

Se realizará una prueba del plegado por cada 20 toneladas de chapa o por cada tipo de acero si la cantidad es inferior a 20 toneladas. Esta prueba será efectuada antes de la fabricación. El fabricante comunicará al cliente con 8 días de anticipación la fecha de la realización de las pruebas.

Un informe será enviado al cliente.

Si esta prueba no es satisfactoria, serán efectuadas las pruebas complementarias siguientes:

- Análisis químico del acero de una muestra tomada sobre el mismo lote que la muestra tomada para la prueba mecánica.
- Ensayo de tensión de una muestra del mismo lote.
- Nuevo ensayo de plegado de una muestra del mismo lote. Según los resultados de los ensayos, el lote será aceptado o rechazado.

Cuando se vaya a utilizar chapa de existencia, primeramente se realizarán las pruebas indicadas en el punto anterior.

Sin embargo, la determinación del contenido de fósforo y de azufre se efectuará independientemente de los resultados de las pruebas tecnológicas.

### **Pernos - Tuercas - Arandelas:**

Las pruebas se efectuarán sobre el 0.5% de las piezas de cada tipo de poste con mínimo de 3 piezas.

### **Postes:**

Las pruebas se realizarán en el laboratorio del fabricante, el cual deberá proveer todo el material, instrumentos de medida necesarios para la realización de las pruebas.

Las medidas serán corregidas de los errores sistemáticos.

El dispositivo de prueba será diseñado de tal manera que elimine errores de medida importante (fricción, razonamiento, etc.). Por eso, los dinamómetros serán colocados de tal forma que registren directamente los esfuerzos. Hay que tener en cuenta las deflexiones originadas en el dispositivo de empotramiento y efectuar la oportuna corrección.

En todos casos el empotramiento del poste será el más perfecto posible y previsto para resistir a los esfuerzos máximos de las pruebas.

### **Pruebas en dimensiones efectivas:**

- a) Se efectuará una prueba por cada tipo de poste, el cliente se reserva el derecho de presenciar la ejecución de las mismas.

Para definir los esfuerzos aplicados a los postes durante las pruebas, hay que considerar las cargas en los árboles de carga.

cada ensayo será efectuado de la siguiente manera y orden:

- Subida de la carga aplicada hasta un valor igual al de la carga de trabajo.
- Medida de deformaciones del poste en el sentido longitudinal, transversal y de torsión.
- Subida de la carga, del valor de la carga de trabajo a la carga límite indicada, teniendo en cuenta el coeficiente de seguridad en 5 minutos o si es imposible, la velocidad máxima permitida.

- El mantenimiento de esta carga límite durante 3 minutos sin deformación o desfallecimiento en los diversos elementos del poste. En el caso contrario, el elemento defectuoso sería reemplazado por un elemento de mismas características y el ensayo hecho de nuevo.
- Caída de la carga hasta un valor próximo de 0.
- Se permitirá un 10% de la deformación máxima admitida, debido al ajuste de los elementos del poste y la tensión residual en los cables de tensión.

Estas deformaciones serán medidas con instrumentos indicadores de lectura directa en centímetros.

La prueba será considerada positiva si no hay ningún tipo de deformación como consecuencia de las diversas cargas.

- b) Después de cada prueba en diferente tipo de poste, se procederá a una verificación de las características del acero de los elementos, elegidos por el cliente y con procedencia del poste verificado. Esta verificación incluye la determinación del límite elástico de la carga de rotura y el alargamiento.
- c) De acuerdo con el cliente, una de las pruebas se realizará hasta la rotura del poste, aumentando una o algunas cargas más allá de los valores prescritos. Las cargas que provocan la rotura serán indicadas en los informes de ensayo.

#### **1.4.9 Transporte.**

El marcado y empaquetamiento serán realizados de manera que faciliten su identificación.

Particularmente:

- a) Todas las piezas o elementos serán marcados de una manera inalterable y visible, incluso después de la galvanización, con símbolos idénticos a los tomados en los planos de ensamblaje con el fin de facilitar al máximo el montaje.
- b) Durante el transporte, todos los elementos constitutivos de un mismo soporte serán transportados completos y cargados en el mismo camión o vagón, listos para la descarga en el lugar de destino.

## CAPITULO 2

### 2.1 Cálculo de Cargas Mecánicas.

En algunos casos la determinación de las cargas mecánicas tiene como resultado un proceso de cálculo bastante tedioso, el cual significa recopilar toda la información necesaria para el diseño completo de una línea de transmisión, involucrando con ella las características propias de los conductores, aisladores, estructuras soporte y relacionarlas con las condiciones ambientales para alcanzar el objetivo propuesto.

Las condiciones de carga a las que es sometido el conductor, le provocan ciertos trastornos físicos como por ejemplo, contracciones y elongaciones debido a los cambios por temperatura a los que se ve expuesto.

El diseño del tramo consiste en determinar la flecha con la que habrá de tenderse el conductor, en algunos casos se emplean los mismos valores de la flecha para un rango de tamaños de conductores; de modo que se mejore el aspecto de una línea en la que se tienen diferentes tamaños de conductores. A menudo las flechas para tramos convencionales son proporcionadas por los diferentes fabricantes, las cuales tienen un rango de tolerancia, de acuerdo al cambio de temperatura ambiental, al voltaje a transportar y a la velocidad de viento a la que será expuesto. Como ilustración se presentan a continuación las tablas 3 y 4.

TABLA 3 (4.9.3251)  
CONDUCTOR HAWK 477.0 ACSR

TRAMO	TEMP. ° C	INICIAL		FINAL	
		FLECHA M.	TENSION Kg.	FLECHA M.	TENSION Kg.
150	50	2.13	1200	2.51	1096
200	50	3.5	1307	3.94	1241
250	50	5.18	1476	5.67	1348
300	50	7.18	1535	7.71	1429
350	50	9.5	1579	10.07	1491
400	50	12.18	1613	12.76	1539
450	50	15.17	1639	15.78	1578
500	50	18.52	1659	19.15	1608

TABLA 4 (4.9.3252)  
CONDUCTOR LINNET 336.4 ACSR

TRAMO	TEMP. ° C	INICIAL		FINAL	
		FLECHA M.	TENSION Kg.	FLECHA M.	TENSION Kg.
150	50	2.08	932	2.47	766
200	50	3.42	1000	3.87	800
250	50	5.08	1065	5.57	908
300	50	7.01	1100	7.57	1027
350	50	9.20	1140	9.88	1072
400	50	11.80	1184	12.5	1107
450	50	14.81	1183	15.45	1134
500	50	18.08	1198	18.74	1156

Es importante hacer conocer que los vientos fuertes, las acumulaciones de hielo o nieve y las temperaturas, aun cuando se sostengan durante varios días no produzcan un esfuerzo en el conductor que rebase su límite elástico, no ocasionen un estiramiento permanente ni resulten en fallas por fatiga por vibraciones continuas.

Los siguientes procedimientos para calcular las cargas extremas en conductores y estructuras de líneas de transmisión se basan en metodología de diseño apoyada en confiabilidad que se describe en el manual 74 de la AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). Estos procedimientos representan los niveles mínimos de carga para los que deben diseñarse las líneas de transmisión. Para líneas críticas o importantes deben especificarse requisitos más estrictos que los que se dan a continuación, para tener mejor confiabilidad en las líneas.

La presión de viento  $p$  considerada como carga para vientos extremos, a la altura  $z$  por encima del nivel del terreno, en libras por pie cuadrado, la da la fórmula siguiente:

$$(1) \quad P_v = 0.00256 (Z_v V_i)^2 G_a C_F \quad (9:14-37)$$

en donde:

- $V_i$  = la velocidad básica del viento, en kilómetros por hora, determinada a partir del mapa de curvas de igual velocidad del viento de la figura 9
- $C_F$  = el coeficiente de fuerza dado en la tabla 6
- $Z_v$  = factor del terreno de la tabla 7
- $G_a$  = factor de respuesta a golpes súbitos de aire de las figuras 10 a la 13

Las categorías de exposición que se requieren para la determinación de la presión del viento, se definen en las tablas 5, 6 y 7, conjuntamente con el mapa de velocidades básicas del viento de la región centroamericana, sin embargo para líneas críticas deberán conducirse estudios meteorológicos especiales para establecer las cargas de viento apropiadas al sector.

El mapa de curvas de igual velocidad básica del viento de la figura 9 está tomado del Manual de Normas Eléctricas para el Istmo Centroamericano, volumen 2. (10:11-71)





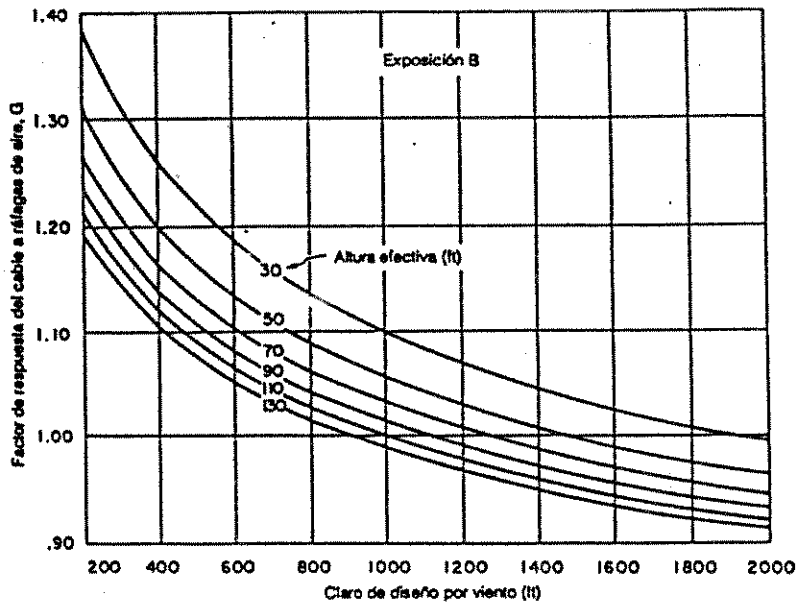


FIGURA 10  
Factor de respuesta de los conductores  
a ráfagas de aire, exposición B.

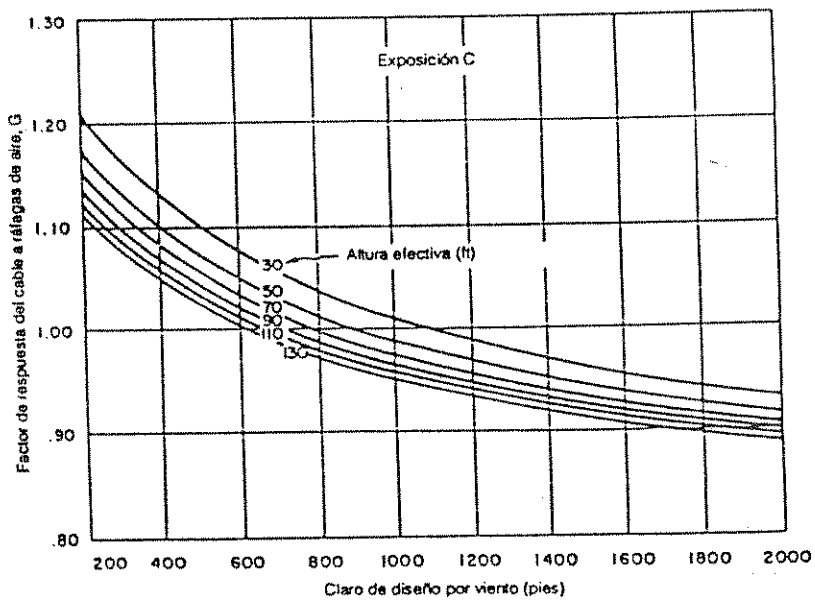


FIGURA 11  
Factor de respuesta de los conductores  
a ráfagas de aire, exposición C.

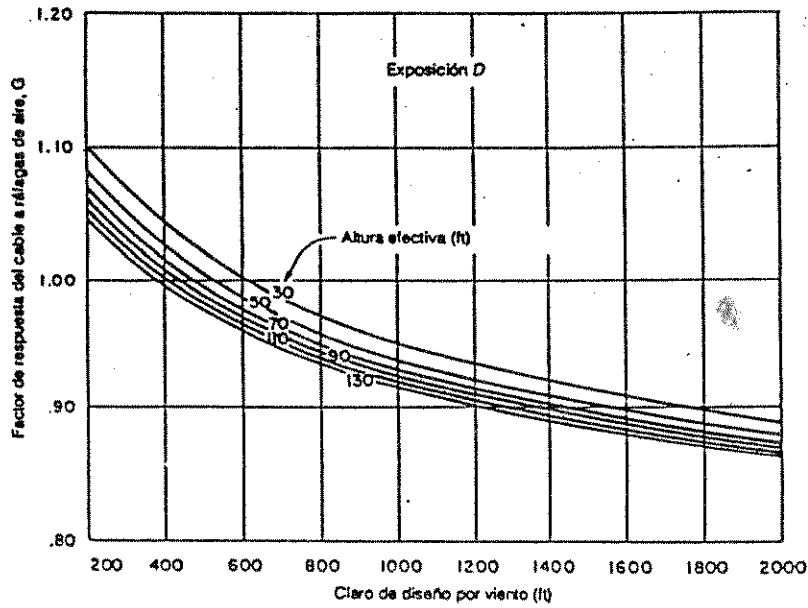


FIGURA 12  
Factor de respuesta de los conductores a ráfagas de aire, exposición D.

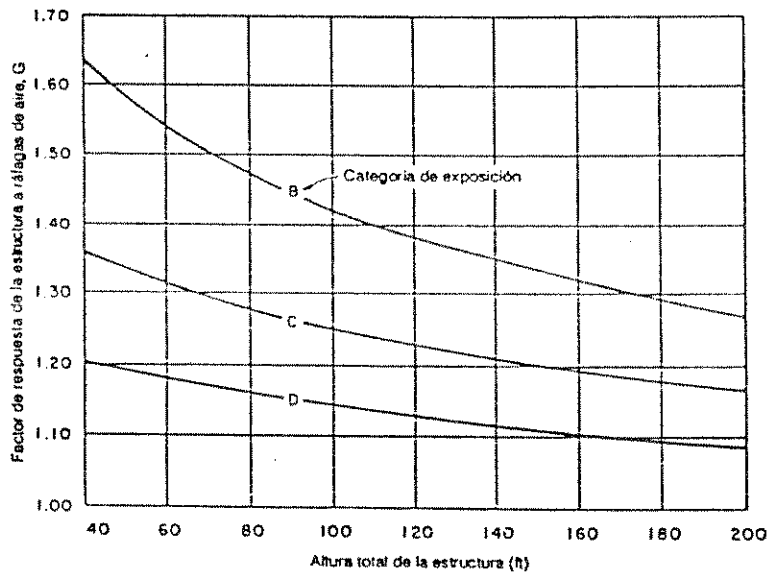


FIGURA 13  
Factor de respuesta estructuras a ráfagas de aire.

**TABLA 5 (9:14-40)**  
**Descripción de categorías de exposición.**

Categoría de exposición	Descripción
B	Áreas suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con abundantes obstrucciones a espaciamiento cerrado que sean del tamaño de casas para una sola familia o mayores.
C	Terreno abierto con obstrucciones dispersas de alturas en general menores de 9.15 m. (30 pies), por ejemplo campos cultivados y pastizales.
D	Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas directamente al viento que sopla sobre grandes cuerpos de agua.

**TABLA 6 (9:14-39)**  
**Coefficientes de fuerza para superficies cilíndricas**

Descripción de la superficie	$C_F$
Cilindro circular liso	0.9
Cilindro circular rugoso	1.2
Cables de torones (conductores, cables guarda, anclas)	1.0
Polígono de 16 lados	0.9
Polígono de 12 lados	1.0
Octágono	1.4

**TABLA 7 (9:14-39)**  
**Factor de terreno,  $Z_v$**

Altura arriba del nivel del terreno Z		Exposición $Z_v$		
en metros	(en pies)	B	C	D
0 - 10.06	(0 - 33)	0.72	1.00	1.18
	(40)	0.75	1.03	1.21
	(50)	0.78	1.06	1.23
	(60)	0.82	1.09	1.26
	(70)	0.85	1.11	1.28
	(80)	0.88	1.14	1.29
	(90)	0.91	1.16	1.31
	(100)	0.93	1.17	1.32
	(120)	0.96	1.20	1.35
	(140)	0.99	1.23	1.37
	(160)	1.02	1.26	1.39
	(180)	1.05	1.28	1.40
	(200)	1.08	1.30	1.42

Nota: Es aceptable la interpolación lineal para valores intermedios de altura  $Z_v$ . Las categorías de exposición se definen en la tabla 5.

La altura efectiva  $Z_v$  para determinar el factor de terreno y el factor de respuesta a las ráfagas de aire es la distancia arriba del nivel del terreno al centro de presión del conductor o estructura. Para conductores, puede tomarse aproximadamente como la altura promedio arriba del terreno de los puntos de sujeción del conductor a la estructura menos un tercio de la suma de la longitud del aislador (para aisladores de suspensión únicamente) y la flecha de los conductores. Para estructuras de soporte con alturas totales de 60 m. (200 pies) o menos, la altura efectiva puede considerarse igual aproximadamente a dos tercios de la altura total de la estructura. Para estructuras de altura mayor de 60 m. (200 pies), se debe variar el factor del terreno sobre la altura de la estructura para representar el incremento que experimenta la velocidad del viento con la altura sobre el terreno.

### 2.1.1 Cargas de viento en conductores.

Las cargas de viento y por hielo para los conductores se determinan por medio de las fórmulas siguientes:

$$(2) \quad \text{Carga de viento (kg./m)} = P_v \times (D_c) \quad (9:14-37)$$

$$(3) \quad \text{Carga de hielo (kg./m)} = 1.244 \times (D_c r + r^2) \quad (9:14-37)$$

En donde  $P_v$  es la presión del viento, en kilogramos por metro cuadrado,  $D_c$  es el diámetro del conductor, en metros y  $r$  es el espesor radial del hielo, en metros. Se supone que el hielo es transparente con peso unitario de  $913 \text{ kg/m}^3$  ( $57 \text{ lb/ft}^3$ ). Sin embargo las cargas de hielo no se profundizaran debido al clima del país.

Es conveniente mencionar que en Guatemala no existe a la fecha una legislación o códigos que regulen y establezcan las reglas y normas mínimas de seguridad, a las cuales deberán regirse las compañías de servicio eléctrico público; razón por la cual éstas deberán cumplir con normas de seguridad de los E.E.U.U.

Las cargas distritales del NATIONAL ELECTRICAL SAFETY CODE (NESC), han sido aceptadas en general como una guía para la determinación de los valores mínimos de diseño para el espesor del hielo, la velocidad del viento y la temperatura en cualquier lugar del país. Estas suposiciones de carga que se dan en la tabla 6 son convenientes como base de diseño, porque se supone que ocurren en forma simultánea las cargas producidas por el hielo, el viento y las bajas temperaturas; sin embargo, deben tomarse en consideración la experiencia anterior y las condiciones locales. La presión del viento  $p$  y el espesor del hielo  $r$ , tomados de la tabla 6, se emplean en las ecuaciones 2 y 3 para dar las cargas unitarias de viento y de hielo que obran en los conductores para las cargas distritales del NESC. La constante  $K$  de esta tabla se suma a la resultante de las fuerzas unitarias horizontal y vertical que actúan en la dirección de la resultante.

Deben usarse las temperaturas de la tabla 8 para calcular las tensiones en los cables asociadas con las cargas distritales.

**TABLA 8 (9:14-44)**  
**Requerimientos de carga de los distritos NESC**

	Distritos de carga		
	Intensa	Intermedia	Ligera
Espesor radial del hielo, plg.	0.50	0.25	0
Presión hor. del viento, lb/pie <sup>2</sup>	4	4	9
Temperatura ° F	0	+15	+30
Constante K, lb/pie *	0.30	0.30	0.05

\* Para ser agregados a la resultante de las fuerzas horizontales y verticales en la dirección resultante.

Para nuestro país es conveniente mencionar que se está dentro del rango de carga ligera; ya que no se tienen consideraciones en las cargas de hielo.

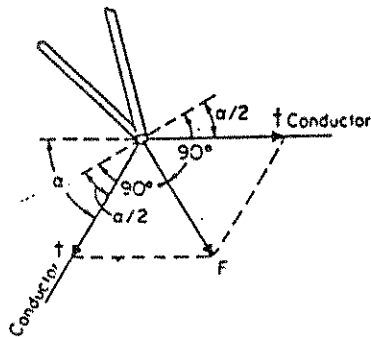
### 2.1.2 Cargas de viento en poste.

La presión debida al viento varía con la velocidad, la dirección y la rapidez, con que cambia y en cierto grado con la presión barométrica y la temperatura. En determinado momento la velocidad puede ser mayor, dado que la producen una serie de soplos cuya rapidez y dirección varían dentro de muy amplios límites. La velocidad del viento crece con la altura sobre el suelo; sin embargo para diseñar en relación a la presión del viento deben estudiarse y evaluarse los datos de los observatorios meteorológicos locales en un período largo de tiempo respecto a frecuencia, velocidad y duración del viento.

Las cargas que actúen sobre los postes o estructuras de soporte y sobre todo el material usado para sostener los conductores, se calcularán como sigue.

### Fuerzas transversales que actúan en las estructuras de soporte.

Las fuerzas transversales que actúan en los postes se deben al viento que actúa sobre los conductores y cables de tierra, al viento que actúa sobre las estructuras o postes y a las componentes horizontales de las tensiones a que están sometidos los cables en los quiebres a un cierto ángulo que haya en la línea (figura 14).



**Figura # 14**  
Determinación de las fuerzas transversales.

La fuerza debida a un ángulo de quiebre en la línea se calcula determinando la fuerza resultante que producen los cables que hay en los dos tramos adyacentes. Por ejemplo en la figura 14, si el cambio de dirección de la línea es el ángulo  $a$  y los esfuerzos  $t$  en los tramos adyacentes son iguales entre sí, la fuerza resultante es:

$$(4) \quad F = 2t \operatorname{sen} (a/2) \quad (9:14-63)$$

La fuerza resultante debida a cada conductor puede calcularse así, no obstante la tracción máxima de tendido en un tramo queda limitada por la resistencia mecánica del conductor y los soportes. Las flechas de los conductores, bajo las condiciones de carga supuestas para el distrito de carga en particular, deben ser tales que la tracción en el conductor no exceda del 60% de su resistencia última. También, la tracción a 16 grados centígrados, sin carga externa, no debe ser mayor del 35% de la resistencia última del conductor, en su condición inicial de carga.

Es poco común diseñar que la tracción del conductor sobrepase este porcentaje, o bien, existe una limitación de  $t/4$  la cual, es una recomendación del fabricante para la tensión final del conductor expuesto a climas tropicales como el de la región de Guatemala, siendo el valor de  $t$  la tensión de ruptura (ver tabla 7). Así la ecuación 4 se transforma en:

$$(4 a) \quad F = 2 t/4 \operatorname{sen} (a/2) \quad (9:14-63)$$

Además, ya determinadas las tensiones pueden determinarse los momentos respecto a la línea del terreno. Estos momentos pueden sumarse a los producidos por la presión del viento para hallar la fuerza máxima.

Al aplicar las cargas de viento a la estructura o poste deben usarse los coeficientes de fuerza apropiados, los coeficientes de exposición y los factores de respuesta a ráfagas de aire que se mencionaron en los procedimientos anteriores.

## **Fuerzas longitudinales que actúan en las estructuras de soporte.**

Las fuerzas longitudinales que actúan en los postes se deben principalmente a la tensión máxima que se supone que existe en los cables conductores y los de tierra si se rompen. Ordinariamente, y en especial con las cadenas de los aisladores de suspensión, se equilibran estas tensiones en los tramos adyacentes; pero si se rompe un conductor, se produce una fuerza distinta a lo largo de la línea como consecuencia del desbalanceo de la tensión. Si ocurre la ruptura en un conductor en el extremo de un travesaño, se introduce, además de la fuerza longitudinal, una fuerza de torsión que debe ser resistida por la estructura de soporte o poste. El viento que actúa en la dirección de la línea no es ordinariamente un factor preocupante, ya que la tensión máxima en el conductor se produce cuando el viento sopla transversalmente a la línea. En cuanto a la reducción de esfuerzo que ocurre en un tramo al romperse el conductor y desviarse la cadena del aislador de suspensión en la dirección de la línea, lo mejor es olvidarse de esta reducción de tensión, ya que la fuerza debida a la rotura puede producir un impacto que compense en exceso la reducción de tensión.

### **2.1.3 Cargas verticales.**

Las fuerzas verticales que actúan en los postes son las causadas por el peso de las porciones de los conductores que soportan, más la carga de hielo si la hay. Adicionalmente, se tienen los pesos de los aisladores y accesorios y el peso de la estructura misma. Si una estructura está localizada en un valle, puede actuar sobre ella una fuerza que realmente trate de levantarla, si las componentes verticales de las tensiones que obran en los conductores son mayores que las cargas que obran hacia abajo.

Como es lógico el peso muerto del conductor actúa verticalmente; la carga de viento se supone que actúa horizontalmente y a escuadra con el tramo; la resultante es la suma vectorial. Bajo la acción combinada de cargas horizontales y verticales, el conductor oscila en un plano inclinado cuyo ángulo vertical es el ángulo comprendido entre la dirección de la fuerza vertical y la fuerza resultante. La deflexión resultante se mide en éste plano inclinado.

### **2.1.4 Momentos en la base.**

En la forma en que se utiliza en una línea, el poste es una viga en voladizo, fija en el terreno en una punta y soportando la carga de viento transversal procedente de los conductores de una longitud igual a la mitad de la suma de los tramos adyacentes. El cálculo de la carga segura que puede soportar es asunto de mecánica analítica simple; a sabiendas de que el esfuerzo máximo del poste se debe al momento flexionante que se presentará al nivel del piso.



Para determinar las fuerzas máximas que actúan en los postes es necesario combinar las fuerzas transversales, las fuerzas longitudinales y las fuerzas verticales de manera que actúen todas en forma simultánea. Pueden resultar convenientes varias combinaciones diferentes de condiciones de carga, como sigue:

- a) Una condición con todos los conductores intactos y las fuerzas transversales y verticales completas en acción. Estas fuerzas deben corresponder a las cargas extremas apropiadas de viento y de hielo y a las cargas distritales del NESC descritas en los párrafos del inciso 2.1.1, respectivamente.
- b) Una condición con todos los conductores intactos, excepto el número que se desea suponer como roto, con las fuerzas transversales y verticales calculadas para cada conductor particular, atendiendo a que se suponga o no como roto. Las fuerzas longitudinales debidas a conductores rotos deben combinarse con las fuerzas transversales y verticales en todos los puntos de soporte en que se suponga que se rompen los conductores. Cuando se supone que se tiene más de un conductor roto, se acostumbra considerar todas las roturas en el mismo tramo y en los soportes que produzcan el máximo momento de volteo, el par de torsión máximo o una combinación de ambos.
- c) Una condición en algunos lugares en los que pueden ocurrir cargas verticales extraordinariamente grandes, producidas por formaciones de hielo anormalmente grandes sobre los conductores. Estas cargas se combinan con el peso de la estructura.
- d) Una condición con cargas verticales actuando hacia arriba en los soportes de los conductores.

Nota: No se acostumbra combinar las cargas transversales y longitudinales con las cargas especificadas bajo c y d.

Pueden entrar otros factores en la determinación de las fuerzas máximas que actúan en las estructuras de soporte en casos especiales, como por ejemplo, las componentes horizontales y verticales de las tensiones que obren en retenidas y la adición de transformadores, interruptores y plataformas de trabajo en la parte superior de los postes.

El número adecuado de conductores que deban suponerse rotos es una cuestión debatible y depende de qué margen de seguridad se desea y de la cantidad de dinero que se desee invertir en dicha seguridad. En términos generales, el mínimo número de conductores que deban suponerse rotos para postes de circuito único y suspensión en tangente debe ser un cable de tierra o cualquiera de los conductores, y para postes de circuito doble ya sea un cable de tierra y un conductor o dos conductores cualesquiera del mismo lado del poste y en el mismo tramo, usando los diferentes soportes de cable para la aplicación de las fuerzas para determinar el esfuerzo máximo en cada miembro del poste.

Las consideraciones anteriores tomadas en conjunto con la longitud de los tramos que ha de usarse y con la altura requerida para los conductores arriba del nivel del terreno, determinarán la altura y el tipo de poste a utilizar para los casos seleccionados en los diferentes puntos de ubicación de los soportes.

### 2.1.5 Análisis de sismo.

Para efectos de aplicación del análisis del sismo se utilizará el CODIGO PARA DISEÑO SISMICO 1988; UNIFORM BUILDING CODE, UBC 88.

Es importante mencionar que para la clase de estructura que se analiza, el factor viento compite a gran escala con el factor sismo, para su evaluación se puede mencionar, de estudios realizados, que las perturbaciones sísmicas no producen sobreesfuerzos en las estructuras de transmisión diseñadas de conformidad con los reglamentos existentes.

Al volverse más elaborados los estudios de los efectos sísmicos, los investigadores han establecido criterios de diseño sísmico para Guatemala, que dividen al país en tres zonas de probabilidad sísmica, siendo la más severa la región del valle donde se encuentra situada la ciudad capital.

Por lo tanto se analiza el caso donde la carga crítica de sismo para la región es más significativa.

#### Proceso de cálculo de la carga sísmica:

A esta carga se le llama corte basal, cuando se analiza para una estructura de marco o configuración similar, pero cuando se calcula para una pieza individual suele llamársele fuerza lateral.

Es importante que se tengan a mano todas las especificaciones que se han recabado para diseño sísmico en trabajos para la región centroamericana, especialmente para Guatemala, y de ello puede darse un mejor resultado para el análisis de la formula siguiente:

$$(5) \quad V = \frac{(Z I C)}{R_w} \times W \quad (12:7)$$

y,

$$(6) \quad C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}} \quad (12:7)$$

donde,

- V = fuerza lateral total de diseño, o corte basal (corte en la base de la estructura)
- Z = factor de zona sísmica
- I = factor de importancia (requisitos de ocupación)
- W = peso total de la estructura (incluyase porciones de conductores, aisladores y accesorios de sujeción)
- R<sub>w</sub> = coeficiente numérico (factor para estructuras que no son para edificios)
- S = coeficiente del lugar (características propias del tipo de suelo del lugar)
- T = período fundamental de vibración de la estructura en segundos, en la dirección bajo consideración

Además el valor de C no es necesario que sea mayor que 2.75 y puede usarse para cualquier estructura sin importar el período o tipo de suelo.

Excepto para aquellas disposiciones donde el código UBC prescribe fuerzas que sean escaladas hasta multiplicarlas por 3R<sub>w</sub>/8, el valor mínimo de la relación C/R<sub>w</sub> será 0.075.

Con relación al período T de la estructura se determinará por el método siguiente:

$$(7) \quad T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (12:7)$$

donde,

C<sub>t</sub> = 0.020 (factor aplicable a otros edificios o estructuras)

h<sub>n</sub> = altura del edificio en metros.

#### Distribución de fuerza vertical.

En ausencia de un procedimiento riguroso, la fuerza total se distribuirá en la altura de la estructura de acuerdo con las fórmulas siguientes:

$$(8) \quad V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (12:9)$$

La fuerza concentrada F<sub>t</sub> en la parte superior la cual es adicional a F<sub>n</sub> se calculará con la fórmula.

$$(9) \quad F_t = 0.07 T V \quad (12:9)$$

El valor de T usado en el cálculo de F<sub>t</sub> puede ser el valor del período calculado anteriormente para el corte en la base. F<sub>t</sub> no es necesario que exceda 0.25 V, y puede considerarse 0 cuando T es 0.7 segundos o menos. La porción restante del corte en la base se distribuirá en la altura del edificio, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$(10) \quad F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (12:9)$$

En cada nivel designado como x, la fuerza  $F_x$  se aplicará sobre el área del edificio de acuerdo con la distribución de masas en ese nivel. Los esfuerzos en cada elemento estructural se calcularán para los efectos de las fuerzas  $F_x$  y  $F_t$  aplicadas en el nivel apropiado sobre la base.

Es importante mencionar que las estructuras soporte de líneas de transmisión han sido evaluadas en dicho código bajo la característica de otras estructuras que no son de edificios, sección 2312(i), inciso 4.

## 2.2 Conductores.

Las selección de un conductor para una línea de transmisión, al igual que el tipo de estructura, depende de la aplicación específica de éstos, ya que deben satisfacer los requisitos de resistencia mecánica. Para la selección de éstos se considera el costo total que representan, ya que debido al diámetro variarán las normas de construcción, las libranzas y además los posibles derechos de vía. En este caso, que se considera una línea de transmisión con construcción tipo compacta, los efectos ambientales eléctricos relacionados con el conductor y el efecto de corona relacionado con las pérdidas se dejará para otros estudios específicos.

El tamaño equivalente de un conductor puede incrementarse, recurriendo ya sea a un conductor de mayor diámetro o a varios conductores más pequeños, conectados eléctrica y físicamente (conductores ligados en haz). Si bien un conductor único muy grande sería eléctricamente adecuado, varios conductores más pequeños ofrecen ventajas prácticas, como la facilidad de manufactura y transporte, la facilidad de construcción de las líneas y la reducción al mínimo del uso de material y de los esfuerzos mecánicos en las estructuras de soporte cuando hay vientos y/o hielo sobre los conductores.

La catenaria o la flecha del conductor entre estructuras dependerá de los materiales del conductor, de su peso, de su resistencia mecánica, de la tensión del conductor en tendido inicial, de su temperatura y de la acumulación de hielo, si la hay sobre el conductor.

Los conductores muy resistentes pueden instalarse a tensiones mayores y tienen catenaria de menor flecha.

Al aumentar la corriente que pasa por un conductor, aumentan las pérdidas, y como resultado aumenta también la temperatura del conductor y ésta ocasiona un

aumento en la flecha, la cual se conoce como curva en caliente. Si el conductor lleva una carga eléctrica considerable, en un día caluroso, pueden tener flechas de 0.61 m. a 0.91 m. (2 a 5 pies). Los tramos largos de 300 m. a 450 m. (1000 a 1500 pies) pueden tener flechas de 12 m. (40 pies) o mayores.

Un criterio limitante en el diseño es la altura mínima del conductor arriba del terreno; la cual se conoce como libranza de fase a tierra (por razones de seguridad), las flechas máximas durante la operación pueden determinar las alturas de las estructuras y las longitudes de los tramos.

La mejor relación de todos los factores que intervienen para seleccionar al conductor óptimo, es aquella que presenta el costo más bajo al sumar los costos relacionados con las pérdidas, efectos eléctricos, normas de construcción, libranzas y cargas mecánicas. Para este caso particular se estudiarán únicamente las cargas mecánicas, ya que éstas son las que provocan los esfuerzos en las estructuras.

De todos los componentes que intervienen en la fabricación de un sistema de transmisión. Ninguno es tan importante como los conductores, ya que ellos definen las cargas aplicadas a la estructura. Hay algunas variables y factores importantes que considerar como los siguientes:

- tipos de conductor
- calibre del conductor
- tensión del conductor
- consideraciones por corrosión atmosférica

### 2.2.1 Tipos.

Hay una variedad de conductores pero solo se considerarán 3 tipos, que a criterio personal son los conductores de uso más común en líneas de transmisión; los conductores de aluminio con refuerzo de acero (ACSR, aluminum conductor steel-reinforced), los conductores que son exclusivamente de aluminio (AAC, all-aluminum conductor), los conductores que son exclusivamente de una aleación de aluminio (AAAC, all-aluminum alloy conductor), y los conductores de aluminio reforzados con aleación (ACAR, aluminum conductor alloy-reinforced).

## **ACSR (Aluminum Conductor Steel-Reinforced)**

Este es el más común de todos los conductores utilizados hoy en día. Es un conductor compuesto por varios hilos concéntricamente, de una o más capas de aluminio 1350 Hard-Draw, el núcleo está compuesto de varios hilos concéntricos de acero galvanizado, de alta resistencia a la tensión. El núcleo puede ser de un hilo o varios hilos, dependiendo del calibre del conductor. Se pueden tener numerosas combinaciones de capas de aluminio trenzado o acero en el núcleo pero eso dependerá del rango de la capacidad de corriente que llevará y las características mecánicas de tensión.

El núcleo de acero puede ser fabricado de tres diferentes capas de peso de zinc. La norma para esta cubierta de zinc se especifica clase "A". Para proveer de mayor protección donde se presentan condiciones de corrosión se puede utilizar clase "B" o "C" donde "C" es la capa más gruesa. Las capas exteriores son de aluminio, aluminizado. Se tiene una ligera reducción en el rango de tensión del conductor cuando se usan capas de zinc y aluminizado.

## **AAC (All Aluminum Conductor)**

Este tipo de conductor está compuesto exclusivamente de aluminio, trenzado, con capas concéntricas, es un conductor liviano, fácil de manejar (comparado con un ACSR) y su construcción es para propósitos eléctricos, donde la capacidad de conducción debe ser mantenida y la resistencia mecánica no es un factor crítico.

## **AAAC-6201 (All Aluminum Alloy Conductor - 6201 alloy)**

Este tipo de conductor está compuesto enteramente de hilo de una aleación de aluminio 6201 - T81 de alta resistencia a la tensión. El trenzado es concéntrico y su tensión es comparable con la del ACSR.

Este conductor fue desarrollado por la necesidad de utilizar un conductor de alta resistencia mecánica que pueda obtenerse con el aluminio 1350 pero sin núcleo de acero.

Su construcción está diseñada para tener un diámetro igual a los calibres normados de los ACSR trenzados. La resistencia de los conductores 6201 en DC y los conductores de igual diámetro ACSR's es aproximadamente la misma. Estos conductores pueden ser utilizados donde existen problemas de contaminación y corrosión en los cables de acero. Estos pueden presentar algunos problemas por ser más susceptibles a la vibración que los conductores ACSR normados en el tendido de los cables con una misma tensión.

## **ACAR (Aluminum Conductor Alloy Reinforced)**

Este tipo de conductores consiste en aluminio 1350 trenzado reforzado en el núcleo y/o otros alambres distribuidos alrededor, de alta resistencia de aleación 6201. Por que los alambres reforzados 6201 en ACAR pueden ser utilizados variando las cantidades, casi todas las propiedades deseadas de la resistencia a la tensión y la conductividad en la construcción usando alambres 1350 y aquellos que usan toda aleación 6201 pueden ser logrados. Las características de la resistencia a la tensión y la conductividad del ACAR están entre los conductores de aluminio 1350 y 6201.

### **2.2.2 Características.**

#### **Aluminio aleación 6201**

##### **Resistencia a la corrosión:**

El ACSR no cuenta con una excelente resistencia a la corrosión como la de la aleación 6201 de aluminio. La construcción bimetálica del ACSR es altamente susceptible a la corrosión galvánica. Por otro lado la aleación 6201 es extremadamente resistente a la corrosión industrial y ambiental.

##### **Relación tensión a peso:**

La relación de tensión y peso de un conductor de aluminio de aleación 6201 es superior a un ACSR (con alma de acero), las tensiones mayores y el peso ligero es principalmente de menor tensión para soportar las estructuras, o la estructura debe soportar menos carga para alimentadores principales o líneas de distribución. La relación tensión-peso de un 6201 puede significar en costos de instalación más bajos para una flecha dada.

##### **Tensión mecánica:**

La resistencia a la tensión mecánica y la habilidad de soportar las cargas mecánicas define el comportamiento de un conductor para obtener las curvas de catenarias y flechas.

## Selección del calibre del conductor

### - Tamaño mínimo del conductor:

El tamaño mínimo de un conductor está basado en la combinación de varias consideraciones eléctricas y mecánicas como: ruido de radio interferencia, efecto de corona, flechas y tensiones mecánicas, para nuestro caso particular se evalúan las consideraciones mecánicas y de un tipo de conductor en específico para el ejemplo desarrollado.

Las tablas de las características eléctricas y propiedades mecánicas de los conductores que a nuestro criterio son de uso más común en una línea de transmisión se presentan a continuación. Las características de los demás conductores pueden consultarse en los manuales de conductores o en la literatura de los fabricantes.

**TABLA 9 (3:11-5)  
CONDUCTORES ACSR**

Palabra Código	Diámetro	Número Hilos	Diámetro (plg)				Peso por 1000 pies (lbs)			% Contenido		Tensión Ruptura (lbs)
			Cables Indiv.		Alma	Cable	Alum.	Acero	Total	Alum.	Acero	
			Alum.	Acero	Acero	Completo						
Partridge	266.8	26/7	0.1013	0.0769	0.2364	0.642	251.7	115.6	368	69.53	31.47	11,300
Linnet	336.4	26/7	0.1137	0.0884	0.2652	0.720	317.3	145.7	462	68.53	31.47	14,100
Hawk	477.0	26/7	0.1354	0.1053	0.3159	0.859	450.0	208.8	655	68.53	31.47	19,500
Dove	556.5	26/7	0.1463	0.1138	0.3414	0.927	525.0	241	765	68.53	31.47	22,800
Eagle	556.5	30/7	0.1362	0.1362	0.4086	0.853	526.0	346	871	60.35	39.65	27,800

**TABLA 10 (3:11-3)  
CONDUCTORES AA,A**

Palabra Código	Diámetro	Número de Hilos		Diámetro (plg)		Área de Sección plg. cua.	Peso por 1000 pies (lbs)	Tensión Ruptura (lbs)
		Alum.	Clase	Cable	Cable			
				Individual	Completo			
Poppy	1/0	7	AA,A	0.1228	0.368	0.0829	99.1	1,990
Oxlip	4/0	7	AA,A	0.1739	0.522	0.1662	199.6	3,830
Tulip	336.4	19	A	0.1331	0.666	0.2642	315.8	6,150
Syringa	477.0	37	A	0.1135	0.795	0.3746	447.8	8,690
Mistletoe	556.5	37	AA,A	0.1228	0.858	0.4371	522.4	9,940



**TABLA 11 (3:11-1)  
CONDUCTORES AAAC**

Palabra Código	Diámetro	Número De hilos	Diámetro (plg)		Area de Sección plg. cua.	Peso por 1000 pies (lbs)	Tensión Ruptura (lbs)
			Cable Individual	Cable Completo			
Butte	312.6	19	0.1283	0.642	0.2458	293.6	11,000
Calro	465.4	19	0.1585	0.783	0.3655	436.9	15,600
Elgin	652.4	19	0.1853	0.927	0.5124	612.4	21,900
Flint	740.6	37	0.1415	0.991	0.5818	695.5	24,400

## CAPITULO III

### 3.1 Diseño de la Cimentación.

La cimentación es la parte soportante de una estructura. Este término se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la estructura soporte al suelo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos.

Las estructuras de líneas de transmisión tipo compacto, de un cuerpo o poste único tienen sólo una cimentación. Las reacciones de la cimentación constan de un gran momento de volteo y, por lo general, cargas relativamente pequeñas horizontales, verticales o de torsión, preocupando en éste tipo de cimentación la rotación angular en el plano vertical y el desplazamiento horizontal de la parte superior de la cimentación.

#### 3.1.1 Diámetro de la cimentación.

En la experiencia, usar el diámetro mínimo del cimiento pilote, requerido para acomodar convenientemente el armado del refuerzo de acero para los pernos de anclaje, ha sido el diseño más económico.

Es, sin embargo, recomendado que el diseñador debe proponer un cimiento pilote, para por lo menos dos diámetros diferentes. Uno para el diámetro mínimo necesario para fácilmente acomodar el armado del refuerzo y para los pernos de anclaje, y otro de diámetro mayor, variando con esto la profundidad del cimiento; ya que las propiedades del suelo y las cargas se mantienen constantes.

El diámetro mínimo de la cimentación está determinado generalmente por la placa de base del poste metálico autosoportado, la cual debe ser proporcionada por el fabricante, de materiales que cumplan con las especificaciones de los códigos que regulan su fabricación y características de resistencia a las fuerzas y momentos de volteo, a los que será expuesto. Para esto se definen los tipos de poste metálico de acuerdo al ángulo de deflexión, ya que dependiendo de éste se incrementarán en ciertos porcentajes las fuerzas transversales y longitudinales, y con ellas los momentos de volteo. A continuación se muestra un cuadro de características técnicas proporcionadas por el fabricante, de acuerdo a dicho ángulo, y para un proyecto específico.

**TABLA 12 (5:22)**  
**CUADRO DE CARACTERISTICAS TECNICAS**  
**Y FISICAS DE POSTES AUTOSOPORTADOS**

CARACTERISTICAS	ANGULO DE DEFLECCION EN GRADOS						
	0	4	24	30	47	60	90
Altura total (mm)	32350	26750	26200	27600	25200	24300	24200
Diámetro en la cima (mm)	225	262	318	238	369	447	474
Diámetro en la base (mm)	860	882	1128	1368	1290	1290	1454
No. de elementos	3	3	3	3	3	3	3
No. de pernos de anclaje	30	30	28	34	24	22	28
Longitud de pernos de anclaje	1200	1200	1600	1400	1800	1800	2100
Diámetro de pernos de anclaje	30	30	39	38	52	52	52
Diámetro total de la placa de base (mm)	1150	1150	1390	1700	1790	1710	1780
Peso total de la estructura completa (kg.)	3032	2966	5220	6180	7575	7387	9666
Esfuerzo transversal al límite de elasticidad (kg.)	3000	4600	12000	15000	20800	22300	34300
Momento de volteo al límite de elasticidad (Mkg)	62500	108000	255000	336000	419300	426000	644000

### 3.1.2 Profundidad del cimiento.

Hay literatura y muchos informes disponibles de presentaciones en varios seminarios y conferencias por organizaciones de industria interesados en el diseño de cimientos pilotes. A pesar de la inundación de literatura disponible, y a pesar del hecho de que miles de excavaciones para estructuras de transmisión han sido y están siendo diseñadas y construidas, hay una escases de métodos racionales de diseño que explican la condición de un estrato de suelo. Las propiedades de los suelos muy raramente, tienen uniformidad con la profundidad. Métodos basados sobre la teoría de elasticidad, donde se necesitan parámetros elásticos del suelo, módulo de elasticidad y relación de Poisson pueden estar también disponibles o pueden fácilmente desarrollarse si se asume que el suelo puede ser reemplazado por una colección de resortes elásticos discretos. Varias teorías las cuales defienden el uso del subgrado de reacción del conocido coeficiente de Terzaghi también están disponibles.

Cuando estos escritores confrontaron por primera vez un problema de cimientos para una estructura de transmisión tipo compacto autosoportable, tenían evidencia, desde el inicio, que la causa era la severidad de las cargas involucradas, las técnicas convencionales propuestas por varios autores no producirían un cimiento económico. Como una materia de hecho, algunos de los diseños preliminares hicieron indicar que los métodos convencionales produjeron una profundidad de por lo menos 30% más grande que el método que se adoptará como resolución (El incremento promedio en la profundidad de excavación era acerca de 50%). Después de adoptar inicialmente el

método de Broms, el cual supone falla en una sola capa de suelo, se decidió que un método de multisuelos se aproximaba al método basado sobre el modelo de Broms, el cual podría ser mejorado.

Las distintas ventajas que ofrece el modelo de falla de Broms son:

- 1o. Está basado sobre un criterio de falla de suelo.
- 2o. Los parámetros de suelo pueden ser obtenidos bastante reales y en un costo muy razonable, y
- 3o. El modelo de falla en una sola capa de suelo ha sido confirmado por pruebas completas a escala.

En la discusión que sigue, se repasa el método original de Broms y entonces se propone un procedimiento nuevo para extender el método de broms para diseñar cimientos pilotes en un sistema de capas de suelo.

### **ADAPTACION DEL METODO DE BROMS**

Las suposiciones de falla seguidas por Broms en excavaciones son:

- 1o. El suelo es homogéneo e isotrópico.
- 2o. El pilote de cimentación se deflecta como un cuerpo rígido (hay un centro de rotación sobre el cual, el pilote de cimentación gira como un cuerpo rígido, para una condición de carga dada). La resistencia pasiva del suelo por debajo del centro de rotación es invertida hacia arriba del centro de rotación. (ver figuras 15 a 18).
- 3o. La resistencia de suelo desarrollada en carga última es como se muestra en figuras 16 y 18. Ellas muestran que la resistencia última de suelo es equivalente a tres veces la presión pasiva de Rankine para suelo granular o nueve veces el esfuerzo cortante no drenado (fuerza cohesiva) para suelo cohesivo.
- 4o. El esfuerzo cohesivo de las arcillas, son mostrados en la figura 18, y son equivalentes a un medio del esfuerzo de compresión no confinado.
- 5o. La carga vertical que es usualmente más pequeña es transportada por el soporte final del cimiento pilote.
- 6o. En cargas últimas, el pilote de concreto reforzado no falla, pero la causa de la falla ocurre al exceder la resistencia última del suelo.

Basados sobre las suposiciones de Broms, usando estática se puede mostrar que:

Para suelo granular:

$$(11) \quad L^3 - \frac{2Q(a+L)}{wK_p D} - \frac{2M}{wK_p D} = 0 \quad (11:2-11)$$

$$(12) \quad Y_m = a + (2Q / 3WK_p D)^{1/2} \quad (11:2-11)$$

$$(13) \quad M_{\max} = M + Qa + QY_m - Qy_m / 3 \quad (11:2-11)$$

y, para suelo cohesivo:

$$(14) \quad L = 1.5D + q [ 1 + (2 + 1/q (6D + 4(M/Q + a)))^{1/2} ] \quad (11:2-11)$$

$$(15) \quad Y_m = a + 1.5D + q \quad (11:2-11)$$

Donde:

L = Profundidad del empotramiento del cimiento pilote, bajo el estrato de suelo inapropiado. Las experiencias muestran que la profundidad real del empotramiento de suelo granular tiene que ser incrementada en un orden de un 10% para desarrollar la fuerza de resistencia F en el pie del cimiento por debajo del centro de rotación, ver figura 16.

Q = Carga horizontal en la parte de arriba del cimiento pilote.

a = Profundidad del suelo inapropiado, (se asume que debe ser mínimo 0.61 m.)

w = Peso específico unitario del suelo.

K<sub>p</sub> = Coeficiente de Rankine para presión pasiva del suelo.  
 $\tan^2 (45 + \varnothing/2)$ ,  $\varnothing$  = Angulo de fricción interna.

D = Diámetro del cimiento pilote.

M = Momento en la parte superior del cimiento pilote.

Y<sub>m</sub> = Localización del momento máximo debajo de la parte superior del cimiento pilote.

q = Q / 9CD

C = Esfuerzo cortante, no drenado.

El método de Broms, descrito anteriormente produce resultados muy aceptables para un solo estrato de suelo, de esfuerzo uniforme. Comparaciones con datos actuales de pruebas muestran que la medida de resistencia última del suelo excede consecuentemente la resistencia última del suelo asumida por casi el 50%, para suelo granular, otros investigadores han observado el valor de la resistencia última de suelo granular tan grande como 10 veces la presión pasiva de Rankine. Broms asume de tres veces la presión de Rankine, sin embargo, es bien aceptada porque éste valor produce resultados consistentes todo el tiempo, como se explicó anteriormente. El incremento en el valor de presión de Rankine es atribuido al arqueo del suelo, a la fricción de la base del cimiento pilote, y la rugosidad de la cara de la cimentación; además de esto, la cuña pasiva no está limitada a una línea recta, como se asumió en la teoría de Rankine, pero puede tomar la forma de una curva espiral, la cual podría movilizar más presión pasiva de suelo. En el desarrollo de la teoría de estratos o capas de suelo que sigue, se asume por lo tanto, que la última resistencia lateral de suelo granular es tres veces la presión pasiva de Rankine en el suelo.

En la teoría de capas que se describe a continuación, se asume que a 0.61 mts. (2 pies) bajo la superficie del terreno la resistencia lateral desarrollada por un suelo cohesivo tiene 4 CD y es uniforme más allá de la profundidad de tres veces el diámetro del cimiento bajo la superficie del terreno, bajo el cual es 8 CD y que no se incrementa la profundidad. Si se asume, que la primera capa de arcilla se encuentra por debajo de 1.5 D de la superficie del terreno, entonces la resistencia lateral proveída es uniformemente 8 CD, esta suposición, de acuerdo a la resistencia obtenida por suelos cohesivos, por lo tanto se aprovecha la mejor de las dos situaciones, ver figura 18 y en el mismo tiempo producen resultados razonables

La suposición de Broms era descuidar completamente la resistencia lateral de suelo proveído por el suelo cohesivo arriba de 1.5 D por debajo de la superficie del terreno. Aunque esa suposición es real para pilas de cimentación, donde el valor de D es pequeño, y se cree que sería irreal para cimientos pilotes para postes de transmisión porque el valor de D para tales cimientos pilotes es usualmente mínimo 1.22 mts. (4 pies) hasta un máximo arriba de 3.66 mts. (12 pies), los rangos de diámetros normales de pilotes varían entre 1.52 a 2.74 mts. (5 a 9 pies).

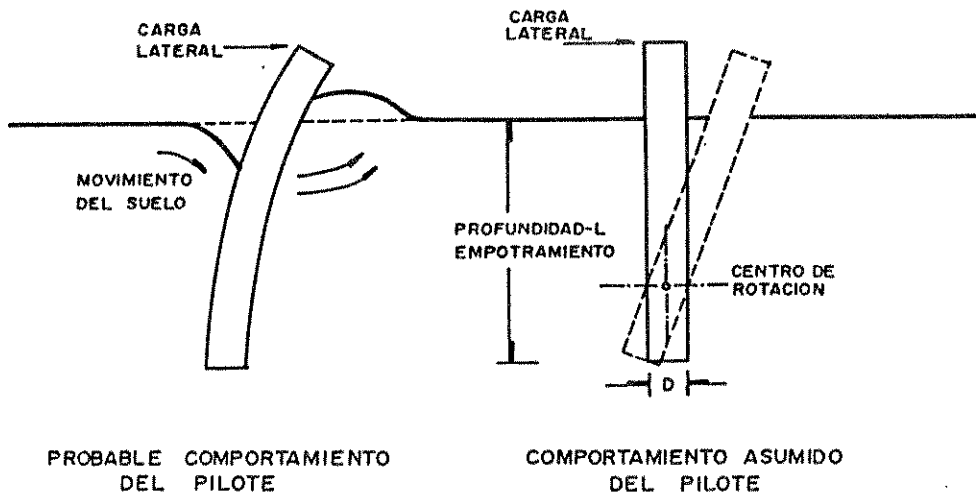
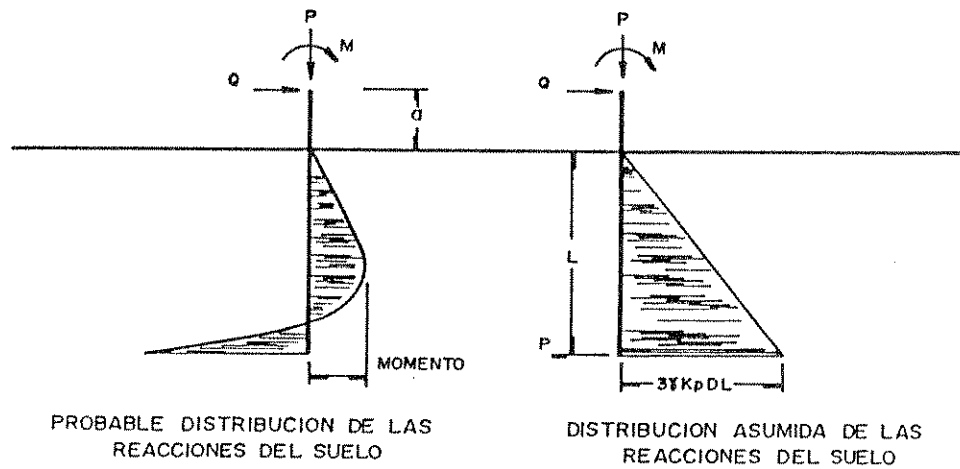


FIGURA 15  
Comportamiento del pilote en Suelo Granular.



W PESO ESPECIFICO  
Kp PRESION PASIVA  
D DIAMETRO DEL PILOTE  
L LONGITUD DEL PILOTE

FIGURA 16  
Distribución de reacciones en Suelo Granular.

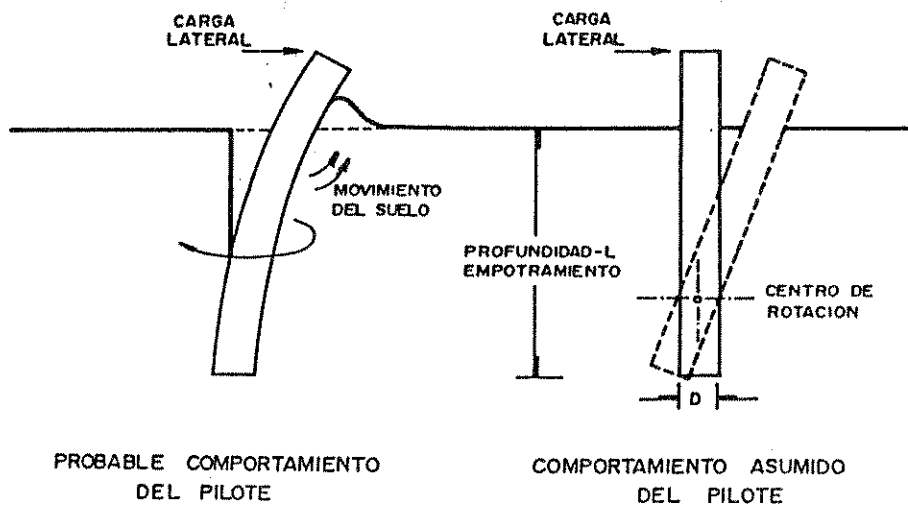


FIGURA 17  
Comportamiento del pilote en  
Suelo Cohesivo.

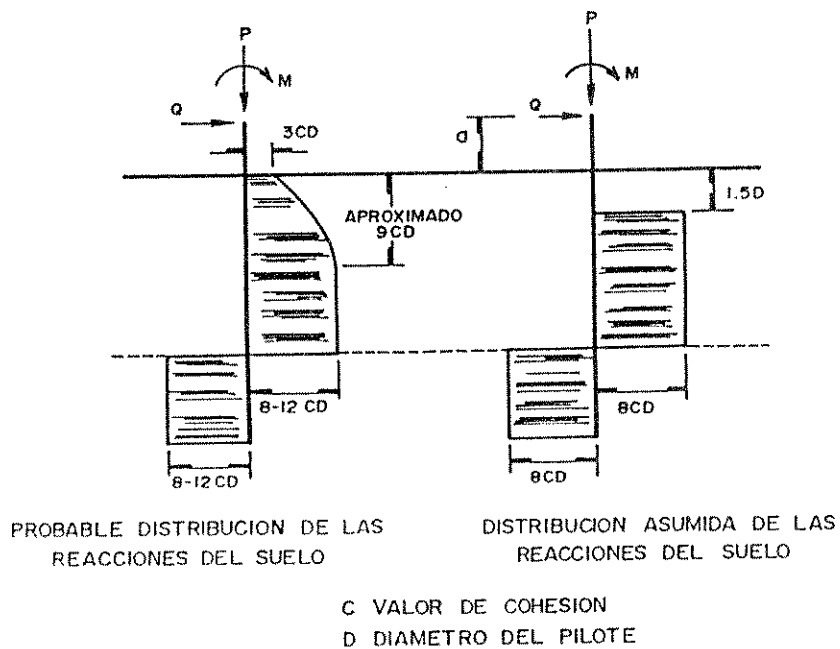


FIGURA 18  
Distribución de reacciones en  
Suelo Cohesivo.



## TEORIA DE CAPAS

En las secciones anteriores, la necesidad de un modelo real de suelo, para predecir el comportamiento del cimiento pilote en un sistema de capas de suelo ha sido demostrado.

Las suposiciones de Broms modificadas como se detalló en la sección anterior, forman las bases para la teoría de capas presentada aquí. Se supone que el cimiento pilote debe ser diseñado con suficiente resistencia. La falla del cimiento, por lo tanto, resulta de un completo desplazamiento del suelo que rodea el cimiento pilote, el cimiento se moverá bajo cargas externas tanto como un cuerpo rígido. La teoría de capas viene a ser clara a partir de las siguientes ilustraciones numéricas, ver figura 19.

$i$  = n número de capa.

$P_i^t$  = presión efectiva de sobre carga en la parte de arriba de la n capa.

$P_i^b$  = presión efectiva de sobre carga en la parte de abajo de la n capa.

$w_i$  = densidad de la n capa.

$\phi_i$  = ángulo de fricción interna de la n capa.

$C_i$  = esfuerzo cortante no drenado de la n capa.

$h_i$  = espesor de la n capa.

$K_{pi}$  = presión pasiva de Rankine [ $\tan^2(45+\phi_i/2)$ ]

$D$  = diámetro del cimiento.

$H_u$  = fuerza horizontal calculada en la parte superior del cimiento pilote para mantener el equilibrio horizontal en la falla.

$M_u$  = momento calculado en la parte superior del cimiento pilote para mantener el momento en equilibrio en la falla.

Los siguientes ejemplos explican las suposiciones usadas para encontrar la distribución de presión lateral del suelo en un cimiento pilote que falla girando sobre el centro de rotación (cor), ver figura 19.

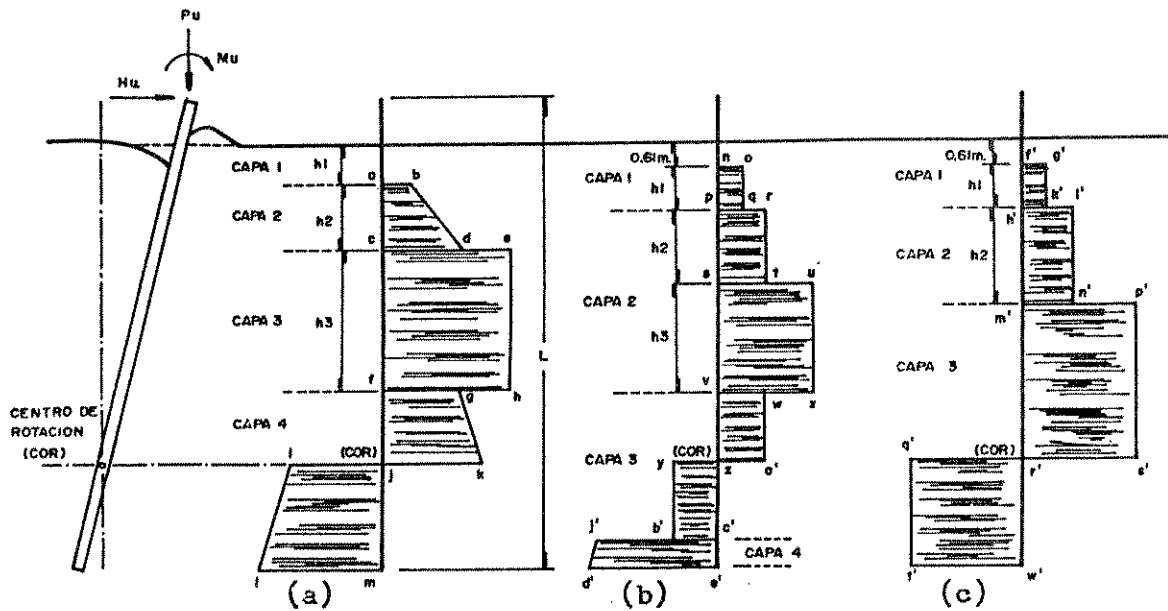


Figura # 19  
Distribución de las reacciones del suelo en diferentes capas

De figura 19(a).

- capa 1 = suelo pobre sin resistencia.
- capa 2 = suelo no cohesivo, arena.
- capa 3 = suelo cohesivo, arcilla.
- capa 4 = suelo no cohesivo, arena.

Entonces,

$$\begin{aligned}
 ab &= (3K_{p2}) (D_{p2})^t \\
 cd &= (3K_{p2}) (D_{p2})^b \\
 ce = fh &= 8C_3D, \text{ (aquí se asume que } h1 + h2 \geq 1.5D) \\
 fg &= 3K_{p4} (D_{p4})^t \\
 ij = jk &= 3K_{p4}D \text{ multiplicado por la presión efectiva de} \\
 &\text{sobrecarga en la profundidad } L.
 \end{aligned}$$

De figura 19(b).

- capa 1 = suelo cohesivo, arcilla.
- capa 2 = suelo cohesivo, arcilla.
- capa 3 = suelo cohesivo, arcilla.
- capa 4 = suelo no cohesivo, arena.

Entonces,

$$no = pq = 4C_1D$$

$$pr = st = 4C_2D, (2 + h_1 < 3D)$$

$$su = vx = 8C_2 D, (2 + h_1 + h_2 = 3D)$$

$$vw = yz = za' = b'c' = 8C_3Da$$

$$j'c' = 3K_{p4} (K_{p4})^t$$

$$d'e' = 3K_{p4}D \quad \text{multiplicado por la presión efectiva de sobrecarga a la profundidad L}$$

De figura 19(c).

capa 1 = suelo cohesivo, arcilla.

capa 2 = suelo cohesivo, arcilla.

capa 3 = suelo cohesivo, arcilla.

Entonces,

$$fg' = h'k' = 4C_1D, (2 + h_1 < 3D)$$

$$h'l' = m'n' = 4C_2D$$

$$m'p' = 8C_3D, (2 + h_1 + h_2 = 3D)$$

$$8C_3D = \text{para todos los otros valores.}$$

Como puede verse de las figuras 19 (b) y (c) las capas de arcilla cerca de la superficie del terreno no son completamente eficientes. A un suelo pobre con poca resistencia se le asigna un valor de  $C = 0$ ; los parámetros de suelo, cohesión, ( $C$ ), ángulo de fricción interna, ( $\phi$ ), y el peso unitario específico del suelo ( $W$ ), pueden ser obtenidos fácilmente de un análisis de laboratorio de suelos.

Una vez determinada la distribución de presión del suelo para varias capas, la profundidad de la cimentación, ( $L$ ), puede ser evaluada por el procedimiento siguiente.

Para determinar la profundidad del cimiento pilote  $L$  propuesto por el procedimiento de esfuerzo último, las cargas de diseño  $P_u$ ,  $H_u$ , y  $M_u$  en la parte superior del cimiento pilote tienen que obtenerse primero por multiplicar las correspondientes cargas de servicio por apropiados factores de sobrecarga o de seguridad. Un diseño satisfactorio es uno para el cual la reacción horizontal última calculada  $H_u$  y el momento resistente último calculado  $M_u$  excedan los valores correspondientes de  $H$  y  $M$ .  $H_u$  es simplemente la suma algebraica de las áreas de esfuerzos mostradas en el diagrama de carga en la parte superior del cimiento pilote. La longitud última de diseño  $L$  es la longitud más corta para la cual ambas desigualdades mostradas abajo son satisfactorias.

$$M \leq Mu \text{ y } H \leq Hu.$$

L se determina por medio de una técnica de búsqueda directa, en la cual el momento provocado por las áreas del diagrama de carga es equivalente a cero, con lo que se incrementa la longitud del cimiento pilote hasta encontrar un centro de rotación para que  $H_u$  sea equivalente a o pequeñamente en un exceso de  $H$  y  $M_u \geq M$ . Una vez determinada la longitud y el punto de rotación, la incógnita está resuelta, cumpliendo con todos los requisitos y características de las diferentes capas de suelo.

### 3.1.3 Refuerzo Necesario.

Una vez determinadas las presiones de las diferentes capas de suelo, se obtienen los diagramas de corte y diagramas de momento para el cimiento pilote enterrado, encontrando por medio de éstos, el momento máximo para el cual se deberá diseñar el armado del refuerzo; para la combinación de carga axial y momento flexionante a resistir. Los factores de sobrecarga para el diseño del cimiento pueden ser diferentes de los factores empleados para el diseño del refuerzo del acero en el cimiento pilote.

El refuerzo de corte necesario puede también ser diseñado por medio del diagrama de corte, para el cual se deberán aplicar los factores de seguridad.

Todo el acero de refuerzo deberá tener una resistencia de  $4220 \text{ kg/cm}^2$  (grado 60) y además debe cumplir con las calidades y características definidas en la sección 3.5 del Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-83).

### 3.1.4 Volumen de Concreto.

El volumen del concreto dependerá tanto del diámetro del cimiento pilote como de la longitud de la profundidad de éste, se deberá tomar en cuenta el recubrimiento de concreto para protección del refuerzo contra la acción del clima y otros efectos, el recubrimiento debe medirse hasta el borde de los estribos, anillos, espirales o hasta los dispositivos metálicos que formen parte estructural del cimiento.

El concreto a utilizarse en la fundición deberá elaborarse de acuerdo a las especificaciones dadas por el capítulo 4 del Reglamento ACI 318-83, teniendo en cuenta que para la fundición del cimiento, se recomienda utilizar un concreto cuyo agregado grueso sea de al menos  $\frac{1}{2}$ " pulgada de diámetro y como máximo de un diámetro de  $\frac{3}{4}$ " de pulgada. Así mismo, se recomienda que el revenimiento en cono de Abrahams no sea mayor de 0.10 m.

## CAPITULO IV

### 4.1 Desarrollo de Ejemplo.

Para alcanzar el objetivo de este capítulo, es necesario asumir las características de una línea de transmisión, enfocadas directamente desde el punto de vista mecánico, dentro de lo cual se puede mencionar; las condiciones ambientales, la ruta, las características del conductor, las libranzas de acuerdo a los códigos de seguridad que las regulan, los aisladores de acuerdo al voltaje y lo más importante dentro de los aspectos físico mecánicos como lo es la estructura soporte; sin embargo hay que analizar los requerimientos eléctricos de acuerdo a la demanda de energía; los cuales vienen a definir todos los componentes físicos antes mencionados.

Un factor eléctrico muy importante para la definición de una línea de transmisión es el voltaje a transportar, ya que de éste dependerá el conductor, las libranzas, el aislamiento y con ello la estructura soporte.

A continuación se dan las características de la línea de transmisión sobre la cual se analizarán las cargas que actúan sobre la estructura soporte; para así determinar la cimentación de ésta.

1o. Tipo de voltaje a utilizar:

- Voltaje : 69 kv

2o. Características de los cables:

a) Conductor: (ver tabla 9)

- A.C.S.R : HAWK 477 MCM  
- Sección : 241.7 mm<sup>2</sup>  
- Diámetro : 21.79 mm  
- Peso : 0.975 kg/m  
- Tensión de ruptura : 8845 kg  
- Módulo de elasticidad : 6700 kg/mm<sup>2</sup>

b) Cable de guardia :

- Acero galvanizado : 5/16"  
- Sección : 38.36 mm<sup>2</sup>  
- Diámetro : 7.94 mm  
- Peso : 0.310 kg/m  
- Tensión de ruptura : 5100 kg  
- Módulo de elasticidad : 19300 kg/mm<sup>2</sup>

3o. Características del aislador :

a) Cadena de suspensión :

- 6 discos de Porcelana
- Diámetro del disco : 250 mm
- Peso total : 50 kg
- Longitud total : 1100 mm

4o. Condiciones ambientales :

- Temperatura max. : 55° centígrados
- Temperatura min. : 5° centígrados
- Velocidad del viento max. : 84 km/h

5o. Libranzas:

- Cable de guardia a fase : 1.43 m.
- Fase a Fase vertical : 2.85 m.
- Fase a tierra : 18.52 m.

6o. Longitud del tramo:

- Longitud L : 300 m.

7o. Angulo de deflexión:

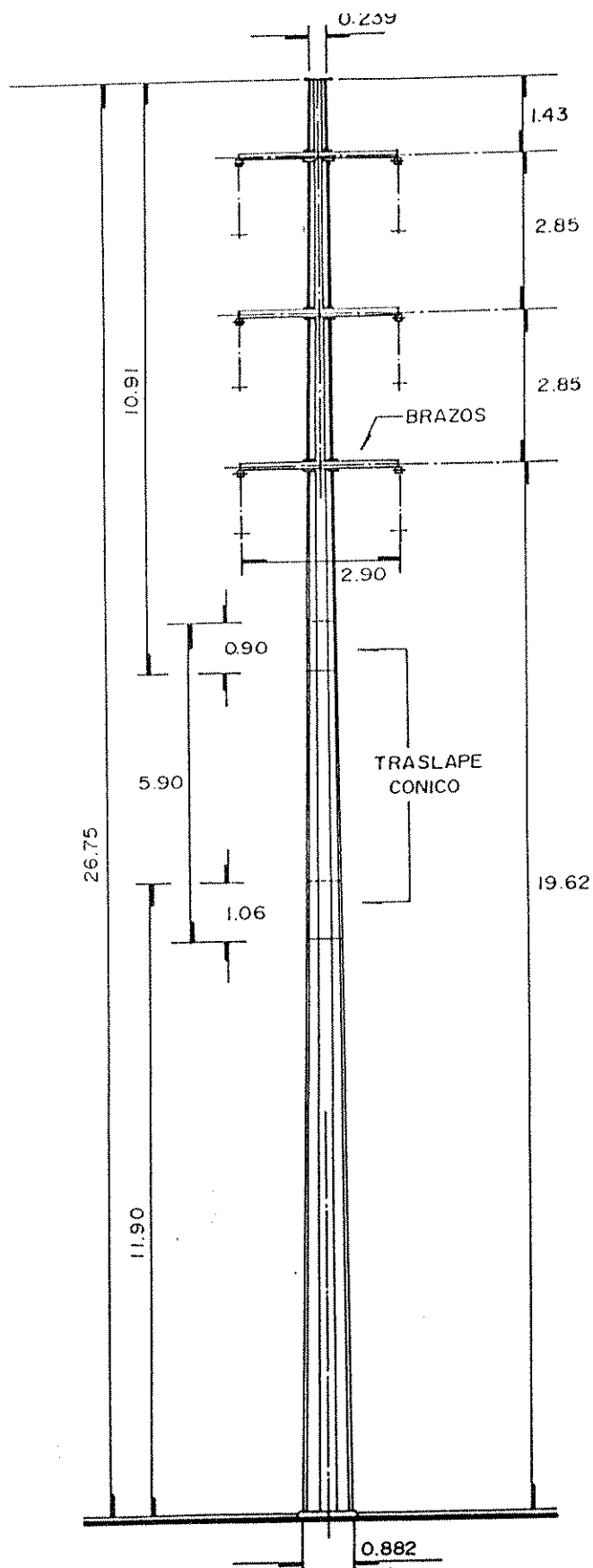
- Angulo a : 4 grados.

8o. Factores de seguridad:

- Por carga de viento : K = 2.5
- Por peso propio : K = 1.5
- Por ángulo : K = 1.65
- Por carga ultima : K = 1.4

**4.1.1 Poste metálico para Líneas de Transmisión.**

A continuación se presenta en la figura # 20 la silueta de un poste metálico autosoportado para líneas de transmisión, el cual cumple con todas las especificaciones y normas que regulan su fabricación (ver incisos 1.4.1 al 1.4.9 y tabla 12).



SECCION POLIGONAL  
DE 12 LADOS

PROYECTO DE LINEAS DE TRANSMISION Y SUBESTACIONES  
B. L. GARCIA

**Figura # 20**  
Poste Metálico para líneas de transmisión autoportado

#### 4.1.2 Determinación de Altura.

Cuando los conductores están dispuestos en configuración vertical, se aplican los conceptos eléctricos de libranza de acuerdo al voltaje, cuidando que las tensiones aplicadas a éstos sean equivalentes para mantener la separación necesaria al centro del tramo entre conductores; los cables de tierra o de guarda; van situados arriba de éstos para protección contra rayos y en una posición tal que no ofrezca peligro de contacto con los conductores al centro del tramo a cubrirse. Como los cables de tierra se tensan, por lo general, con menos flecha que los cables conductores, se puede obtener con facilidad una amplia holgura en el centro del tramo; manteniendo así el concepto eléctrico de libranza de fase a tierra.

Las consideraciones anteriores tomadas en conjunto con la flecha vertical máxima que ha de usarse y con la altura requerida para los conductores arriba del nivel del terreno (libranza fase a tierra), determinarán la altura y el ancho de la estructura soporte (ver figura 20).

#### 4.1.3 Tramo Máximo.

El terreno abrupto puede necesitar claros considerablemente más largos que los que contempla el diseño de una línea de transmisión y puede implicar diversos factores que incluyen (1) la distancia correcta entre conductores, (2) tensiones excesivas bajo carga máxima, y (3) estructuras adecuadas para soportar las cargas adicionales.

La distancia horizontal máxima está regida para este caso, en el diseño de la estructura soporte, ya que estos postes autosoportados están diseñados para resistir los esfuerzos que obran sobre él; incluyendo cierto factor de sobrecarga previsto contra fallas (ver longitud del tramo mencionado en el inciso 4.1).

#### 4.1.4 Cálculo de Cimentación.

Para efectuar los cálculos de la cimentación de un poste metálico autosoportado, es necesario apoyar en el desarrollo de los capítulos anteriores; tomando en cuenta las características propias del tramo de la línea de transmisión que se detalló en el inciso 4.1.

Aplicando ecuación 1:

$$P_v = 0.00256 (Z_v V)^2 G C_f$$

$$V_l = 84 \text{ km/h (Figura 9)}$$

$$C_f = 1.00 \text{ (Tabla 6)}$$

$$Z_v = 1.18 \text{ (Tabla 7)}$$

$$G = 0.95 \text{ (Figura 12)}$$



De donde:

$$P_v = (0.00256) (1.18 \times 84)^2 (0.95) (1.00)$$
$$P = 23.90 = 24 \text{ kg/m}^2$$

**Para conductor 477 ACSR en un tramo de 300 mts.**

Aplicando ecuación 2:

$$V_l = 24 \text{ kg/m}^2 \times 0.02179 \text{ m.}$$
$$V_l = 0.523 \text{ kg/m}$$
$$V_l (\text{tramo}) = 0.523 \text{ kg/m} \times 300 \text{ m}$$
$$V_l (\text{tramo}) = 156.89 \text{ kg.}$$

Aplicando ecuación 2 para aislador:

$$V_l = 1.1 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 24 \text{ kg/m}^2$$
$$V = 6.6 \text{ kg.}$$

Aplicando ecuación 4a:

$$F = 2 t/4 \times \text{Sen} (a/2)$$
$$F = 2 (8845/4) \times \text{Sen} (4/2)$$
$$F = 154.34 \text{ Kg.}$$

Cargas Verticales del conductor.

Peso del conductor	0.975 kg x 300	=	292.50 kg
Peso del aislador	50 kg x 1	=	50 kg

**Para cable de Guardia en un tramo de 300 mts.**

Aplicando ecuación 2:

$$V_l = 24 \text{ kg/m}^2 \times 0.00794 \text{ m.}$$
$$V_l = 0.019056 \times 300 \text{ m.}$$
$$V_l = 57.17 \text{ Kg.}$$

Aplicando ecuación 4a:

$$F = 2 (t/4) \times \text{Sen} (a/2)$$
$$F = 2 (5100/4) \times \text{Sen} (4/2)$$
$$F = 89 \text{ kg.}$$

Carga vertical del cable de Guardia

Peso del conductor      0.31 kg x 300      =      93 kg

**Aplicando factores de seguridad:**

Cargas Horizontales y Transversales del Conductor 477 ACSR.

- Viento sobre conductor	156.89 kg x 2.50 = 392.23 kg.
- Viento sobre aislador	6.60 kg x 2.50 = 16.50 kg.
- Carga por ángulo	154.34 kg x 1.65 = 254.66 kg.
- Total	317.83 kg      663.39 kg.

Cargas Verticales del Conductor 477 ACSR.

- Peso del conductor	292.50 kg x 1.50 = 438.75 kg.
- Peso del aislador	50.00 kg x 1.50 = 75.00 kg.
- Total	342.50 kg      513.75 kg.

Cargas Horizontales y Transversales del Cable de Guardia.

- Viento sobre cable guardia	57.17 kg x 2.50 = 142.93 kg.
- Carga por ángulo	89.00 kg x 1.65 = 146.85 kg.
- Total	146.17 kg      289.78 kg.

Cargas Verticales del Cable de Guardia.

- Peso del conductor	93.00 kg x 1.50 = 139.50 kg.
- Total	93.00 kg      139.50 kg.

Es importante establecer que el viento ejerce una presión sobre el área expuesta del poste, la cual se aplica al centroide geométrico de éste.

Aplicando ecuación 2:

$$V_i (\text{sobre poste}) = 24 \text{ kg/m}^2 \times 14.98 \text{ m}^2 = 359.52 \text{ kg.}$$

Aplicando factor de seguridad para la presión de viento en el poste:

- Viento sobre el poste      359.52 kg x 2.50 = 898.80 kg.

Ya con los resultados anteriores se determina el diagrama de cargas sobre el poste de acuerdo a las características propias de éste, ver figura # 21.

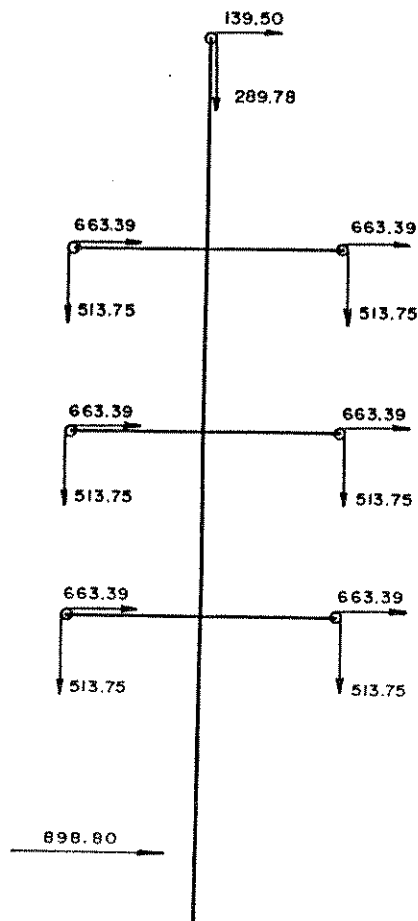


Figura # 21

- Caso de carga normal,  
con coeficiente de seguridad para
- Carga por ángulo de 1.65
  - Carga por viento de 2.50
  - Carga por peso de 1.50
  - Todas las cargas están en kg

Ya con las cargas horizontales determinadas se procede a calcular los momentos generados por éstas, los cuales se obtienen simplemente aplicando conocimientos de mecánica analítica.

- M1 = Momento 1 (Cable de guardia)	$289.78 \text{ kg} \times 26.75 \text{ m}$	=	751.62 kg.m
- M2 = Momento 2 (Conductores)	$663.39 \text{ kg} \times 25.32 \text{ m} \times 2$	=	33594.07 kg.m
- M3 = Momento 3 (Conductores)	$663.39 \text{ kg} \times 22.47 \text{ m} \times 2$	=	29812.75 kg.m
- M4 = Momento 4 (Conductores)	$663.39 \text{ kg} \times 19.62 \text{ m} \times 2$	=	26031.42 kg.m
- M5 = Momento 5 (Viento sobre poste)	$898.80 \text{ kg} \times 10.24 \text{ m}$	=	9204.61 kg.m

- Momento total de volteo por cargas horizontales. = 106394.47 kg.m

Este momento está generado únicamente por cargas horizontales multiplicadas por sus respectivos brazos; éste se compara con el momento que a continuación se analizará con fuerzas de sismo, de acuerdo a los factores aplicados según el código UBC.

## Análisis de Sismo:

Para la distribución de la fuerza vertical sobre la estructura, es necesario apoyarse en la figura # 20, donde se identifican los diferentes traslapes con que cuenta la estructura; así en cada nivel designado la fuerza se aplicará sobre el área del poste de acuerdo con la distribución de masas en ese nivel.

Alturas	Pesos
- h1 = 26.75 m.	w1 = 139.50 kg. (cable de guardia)
- h2 = 21.30 m.	w2 = 3590.50 kg. (conductores + sección 1 poste)
- h3 = 13.34 m.	w3 = 483.00 kg. (sección 2 poste)
- h4 = 5.42 m.	w4 = 1684.00 kg. (sección 3 poste + pernos + placa de base)
<hr/> h total = 26.75 m.	<hr/> W = 5897.00 kg.

Aplicando ecuación 5:

$$V = \frac{ZIC}{Rw} \times W$$

$$\text{Factor } C / Rw = 2.75 / 4 = 0.69 > 0.075 \text{ .....ok}$$

$$V = 0.35 \times 1.25 \times 0.69 \times 5897 \text{ kg.} = 1773.71 \text{ kg.}$$

Aplicando ecuación 6:

$$C = \frac{1.25 \times S}{t^{2/3}}$$

$$C = 1.25 \times 1.75 / 0.24^{2/3} = 5.66$$

Como  $C > 2.75$  entonces el código recomienda usar  $C = 2.75$

Aplicando ecuación 7:

$$t = C_t \times h^{3/4}$$

$$t = 0.02 \times 26.75^{3/4} = 0.24 \text{ seg.}$$

Como  $t < 0.7$  seg. entonces el código recomienda que  $F_t = 0$

Por lo tanto, el momento de volteo se determina de la manera siguiente.

**TABLA 13**

$h_i$	$w_i$	$w_i \times h_i$	$a = \frac{w_i \times h_i}{\text{Sum}(w_i \times h_i)}$	$F_i = a \times V$	$M_v = F_i \times h_i$
26.75	139.50	3731.63	0.039	69.18	1850.43
21.30	3590.50	76459.70	0.798	1416.12	30156.49
13.34	483.00	6443.22	0.067	119.37	1592.41
5.42	1684.00	9127.28	0.095	169.04	916.17
Suma =	5897.00	95761.83		Momento por sismo	34515.50 kg.m

**Comparando momentos actuantes en estructura soporte:**

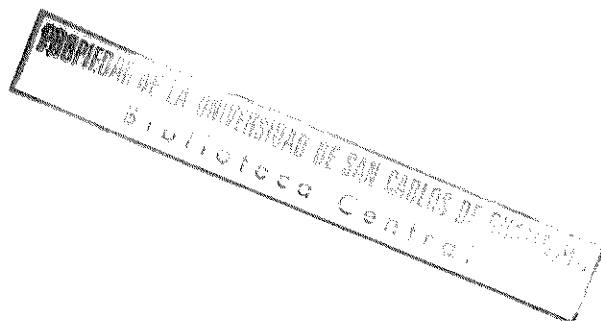
- Momento total de volteo por análisis de sismo. = 34515.50 kg.m
- Momento total de volteo por cargas horizontales. = 106394.47 kg.m

Por lo tanto la recomendación es diseñar la cimentación con el momento total de volteo por cargas horizontales y transversales.

**Aplicando factor de carga última para diseño de cimentación:**

- Carga vertical  $P_u = 3222.00 \text{ kg.} \times 1.40 = 4510.80 \text{ kg.}$
- Carga Horizontal  $H_u = 4270.12 \text{ kg.} \times 1.40 = 5978.17 \text{ kg.}$
- Momento  $M_u = 106.39 \text{ T.m} \times 1.40 = 148.95 \text{ T.m}$

A continuación en la figura # 22 se presenta el diagrama de carga, corte y momento generado por las cargas calculadas anteriormente, las cuales son aplicadas conjuntamente con la teoría de capas de un estudio de suelos para un poste metálico autosoportado, determinando así la profundidad del cimiento pilote.



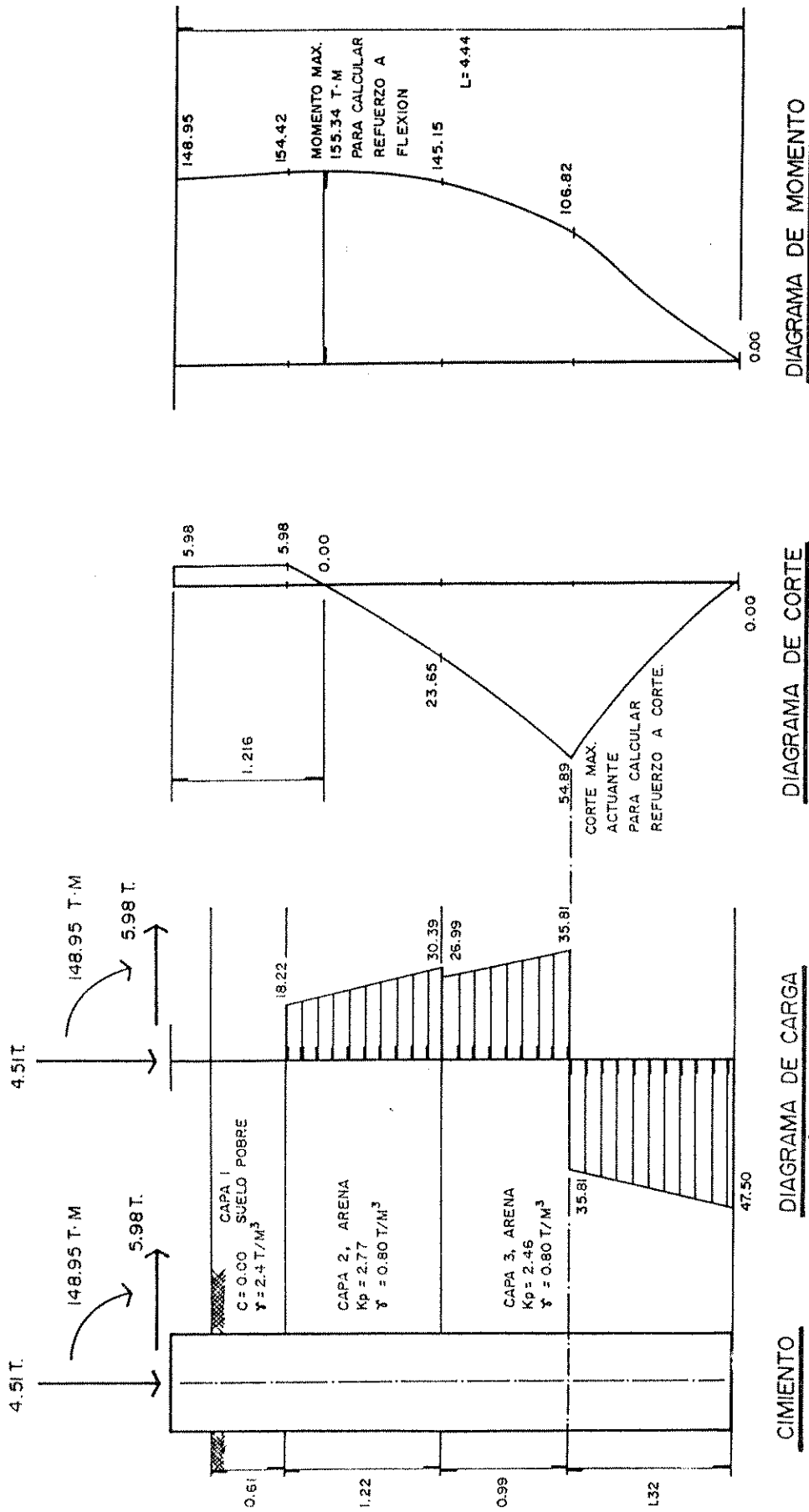


Figura # 22 Diagrama de carga, corte y momento , para determinar la profundidad del cimientto pilote de acuerdo a las diferentes capas de suelo y cargas aplicadas.

Con los resultados de los diferentes diagramas de corte y momento se efectúa el cálculo por el procedimiento acostumbrado para obtener las respectivas áreas de acero necesarias para complementar la estructura de cimentación.

Para calcular el refuerzo a flexión:

$$(16) \quad (7:10-3) \\ \text{As} = (0.85 \times f_c / f_y \times b \times d) \times (1 - (M_u / 0.003825 \times f_c \times b \times d^2))^{1/2}$$

Mu	= 155,340	kg.m	
fc	= 281	kg / cm <sup>2</sup>	
fy	= 4210	kg / cm <sup>2</sup>	de donde As = 29.08 cm <sup>2</sup>
b	= 100	cm.	
d	= 142	cm.	

Por lo tanto 25 varillas # 8 cubren el área de acero calculada, la cual debe ser distribuida en un perímetro del interior del cimiento pilote que tenga como mínimo 8 cm. de recubrimiento.

Para calcular el refuerzo a corte:

Se conoce que el concreto es capaz de resistir una fuerza cortante la cual se determina de la siguiente manera:

$$(17) \quad v_c = 0.85 \times 0.53 \times (f_c)^{1/2} = 7.55 \text{ kg / cm}^2 \quad (7:11-3)$$

Por lo tanto la fuerza de corte que resiste la sección de concreto es:

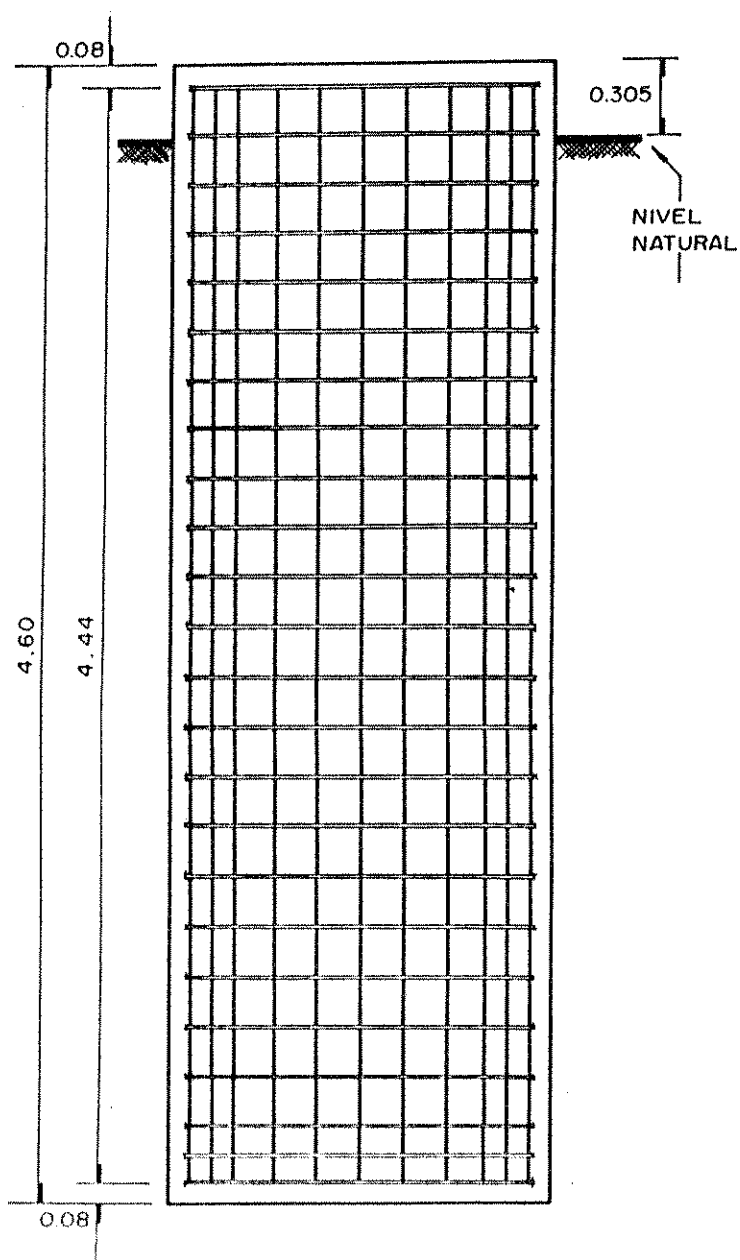
$$(18) \quad V_c = v_c \times \text{área de la sección expuesta.} \quad (7:11-3)$$

$$V_c = 7.55 \text{ kg / cm}^2 \times 3.1416 \times 5625 \text{ cm}^2 = 133.45 \text{ T.} \gg 54.89 \text{ T.}$$

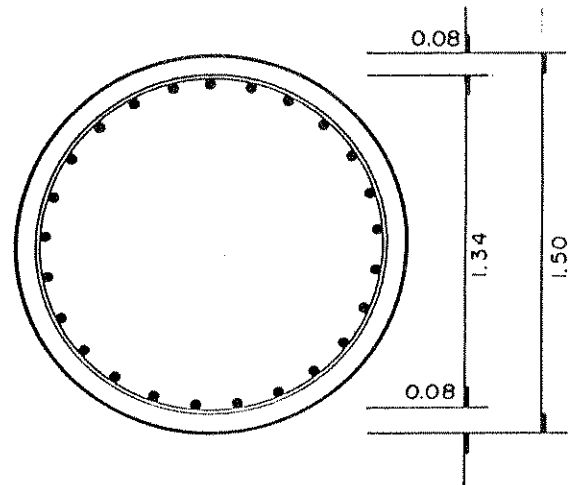
De donde el corte resistente es mucho mayor que el corte actuante el cual se determino en el diagrama de corte, por lo que se recomienda colocar refuerzo de corte # 3 por armado únicamente.

#### 4.1.5 Presentación de Planos de Cimentación.

Los cálculos efectuados anteriormente determinan el refuerzo con que serán armados los cimientos pilotes, dicho refuerzo debe ser indicado en el plano final de la cimentación, el cual debe contener en forma clara la cantidad, el espaciamiento y el tipo de refuerzo sometido a flexión (longitudinal), así también el espaciamiento y el tipo de refuerzo a sometido a corte (transversal), además dicho plano debe contener tanto las especificaciones de la resistencia del acero como del concreto. A continuación se presenta la figura # 23 la cual muestra un detalle en forma concisa de lo que debe contener un plano de esta naturaleza.



ELEVACION



PLANTA

REFUERZO:

25  $\emptyset$  No. 8 +

Estribo No. 3 @ 0.20

ESPECIFICACIONES

CONCRETO  $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

ACERO  $f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$

EMPALMES DE ESTRIBO 0.40 m.

**Figura # 23**

Detalle del Armado Estructural para el Cimiento Pilote de un Poste Metálico Autosoportado



## CONCLUSIONES

- El presente trabajo de tesis pretende dar a conocer un método de diseño de fácil comprensión y aplicación para estructuras que estén sometidas a las distintas presiones de viento y que a la vez se pretendan construir en cualquier región del país.
- El cálculo y diseño de las cimentaciones para los postes autoportados está desarrollado básicamente por un método que toma en cuenta las capas de suelo, identificando las características y comportamiento de éstas, ya que son factores importantes para la determinación de la profundidad del cimiento pilote.
- Se realizó un análisis detallado de los factores más críticos como lo son el factor de la presión de viento y la fuerza de sismo, los cuales pueden afectar la estructura; seleccionando el más crítico para el diseño de la cimentación.
- Con la determinación de los momentos últimos actuantes en el cimiento se encontró la cuantía de acero necesario para formar un detalle completo del armado de acero a utilizar, así también se determinó la resistencia del concreto para éste tipo de estructura.
- Al efectuar el análisis para encontrar la profundidad del cimiento, se determinó que el diámetro es un factor importante, el cual afecta directamente los diagramas de cargas y con ello varía la distribución de presiones laterales y momentos de volteo.
- El corte actuante en el cimiento pilote, debido a las presiones de las diferentes capas de suelo y a las cargas a las que se encuentra sometido, lo resiste perfectamente la sección de concreto; por lo que se recomienda el refuerzo a corte solamente por armado.

## **RECOMENDACIONES**

- Utilizar el modelo presentado, en lugares donde se tenga restricciones acerca de los terrenos.
- Utilizar como guía el presente trabajo por los profesionales que desarrollan proyectos similares y así facilitar el diseño y cálculo de las cimentaciones.
- Se recomienda la implementación del presente modelo a ramas a fines como lo son estructuras de alumbrado público y rótulos publicitarios.
- Que la facultad de ingeniería implemente en los cursos de las carreras afines el contenido mínimo sobre la cimentación de postes autosoportados.

## BIBLIOGRAFIA

1. George B. Sowers, George F. Sowers. Introducción a la mecánica de suelos y cimentación. Primera edición. Editorial LIMUSA S. A. México, 1980.
2. Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos. Tercera edición. Editorial LIMUSA S.A. México, 1981.
3. Southwire Company. Catalogo de características técnicas de cables de cobre y aluminio. Georgia, 1993.
4. Southwire Company. Wire & Cable Technology Technical Service Group. Sag & Tension Data, Chart No: 9-3251 and 9-3252. Georgia, Septiembre de 1987.
5. PETITJEAN & CIE, Troyes Francia. Manual de especificaciones de materiales para construcción de soportes tubulares para líneas de transmisión de energía. Enero de 1982.
6. ASCE. (1990b). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE Standard 7-88 (Revision of ANSI Standard A58.1-1982) American Society of Civil Engineers, New York, N.Y.
7. ACI 318-95. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95). P.O. Box 9094 Farmington Hills, MI 48333. Third Printing. October 1996.
8. Frederick S. Merritt. Manual del Ingeniero Civil, Tomo I. Tercera edición. Editorial McGRAW-HILL. México, noviembre de 1992.
9. Donald-G. Sink, H. Wayne Beaty. Manual de Ingeniería Eléctrica, Capítulo 14. Décimo tercera edición. Editorial McGRAW-HILL. México, 1994.
10. Naciones Unidas, Consejo Económico y Social. Manual de Normas Eléctricas para el Istmo Centroamericano, Volumen II. Julio de 1976.
11. University of Wisconsin Milwaukee. Design of Transmission Line Structures and Foundations. Orlando, Florida, February 1993.
12. International Conference of Building Officials. Uniform Building Code. UBC. Third printing. USA, 1988.
13. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74. Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading. American Society of Civil Engineers, New York, N.Y. 1991.