



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CIMENTACIONES PARA TORRES AUTOSOPORTADAS

WILIAM LISANDRO SACALXOT LÓPEZ
Asesorado por Ing. Juan Miguel Rubio Romero

Guatemala, julio de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

CIMENTACIONES PARA TORRES AUTOSOPORTADAS

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

WILIAM LISANDRO SACALXOT LÓPEZ
ASESORADO POR ING. JUAN MIGUEL RUBIO ROMERO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II:	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR:	Ing. Edgar Virgilio Ayala Zapata
EXAMINADOR:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
EXAMINADOR:	Ing. Fredy Enrique Ríos Godínez
SECRETARIO:	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

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 graduación titulado:

CIMENTACIONES PARA TORRES AUTOSOPORTADAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de julio de 2004.

William Lisandro Sacalxot López

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por todo lo que me ha concedido y por su infinito amor.

Al ingeniero Juan Miguel Rubio por su desinteresado apoyo para la realización de este trabajo de graduación.

A la arquitecta Dora Reyna Zimeri por haberme dado la oportunidad de iniciarme profesionalmente.

A Carlos Lemus, Alex, Jorge, Gustavo, Samuel y Carlos Figueroa, por su amistad y apoyo.

DEDICATORIA

A:

DIOS

MIS PADRES

María López Pocol

Felipe Sacalxot Pérez

Por su amor e incondicional apoyo; sin ustedes nunca habría llegado a este triunfo.

MIS HERMANOS

Wilson, Marisol, Michael, Verónica y Robert, por ser mi alegría y apoyo en todos estos años.

MIS TÍOS

Ventura Sacalxot y Catarina Sacalxot, gracias por su apoyo

LUZ Y ESPERANZA

Por brindarme su amistad incondicional y enseñarme el valor de la amistad

CUNOC Y LA USAC

Por ser la fuente de mis conocimientos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	v
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. ACCIONES QUE LA TORRE TRASLADA A LA CIMENTACIÓN	1
1.1 Tipos de torres.	1
1.2 Cargas sobre la torre.	2
1.2.1 Cargas gravitacionales.	2
1.2.2 Cargas laterales.	3
1.3 Acciones que la torre traslada a la cimentación por cargas gravitacionales.	4
1.4 Acciones que la torre traslada a la cimentación por cargas Laterales.	6
2. TIPO DE CIMENTACIÓN APROPIADO	9
2.1 Para torres con cimientó único.	9
2.1.1 Cuando la carga gravitacional predomina.	9
2.1.2 Cuando el momento predomina.	11
2.1.3 Solución apropiada cuando el momento predomina.	13
2.2 Para torres con 3 o más apoyos.	17
2.2.1 Cuando la carga gravitacional predomina.	17
2.2.2 Cuando el momento predomina.	18

3.	ESTUDIO DE SUELOS PARA ESTAS ESTRUCTURAS	35
3.1	Acciones que el suelo puede proveer.	35
3.1.1	Tipo de estudio a realizar.	35
3.1.2	Toma de muestras.	36
3.1.3	Ensayos necesarios y resultados.	37
4.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRES AUTOSOPORTADAS	39
4.1	Recomendación de códigos de diseño.	39
4.1.1	Recomendaciones de la norma TIA/EIA-22-F.	39
4.1.2	Recomendaciones del código ACI 318 Y 336.	43
4.1.3	Recomendaciones de AISI para cimientos.	44
4.2	Proceso de diseño de cimentaciones.	45
4.2.1	Procedimiento de diseño para torres con cimiento único.	45
4.2.2	Procedimiento de diseño para torres con 3 o más apoyos.	47
4.3	Elaboración de tablas y gráficas.	50
4.3.1	Limitaciones de las tablas.	51
4.3.2	Procedimiento empleado en la elaboración de tablas.	52
4.3.3	Procedimiento de uso de tablas.	52
4.4	Ejemplos de aplicación.	54
4.4.1	Ejemplos para torres con cimiento único.	54
4.4.2	Ejemplos de diseño para torres con 3 o más apoyos.	62

CONCLUSIONES	71
RECOMENDACIONES	73
BIBLIOGRAFÍA	75
APÉNDICES	77

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

01	Torre arriostrada.	2
02	Torre auto-soportada.	2
03	Cargas gravitacionales sobre la torre.	4
04	Cargas laterales sobre la torre.	6
05	Presiones de contacto bajo zapata con carga grande.	9
06	Presiones de contacto bajo zapata con momento grande.	12
07	Presiones de suelo sobre tablestaca.	14
08	Diagrama de fuerzas sobre tablestaca.	15
09	Comportamiento de pilote a compresión.	19
10	Área superficial del pilote.	23
11	Comportamiento de pilote a tensión.	24
12	Pilote con campana a tensión.	28
13	Volúmenes de suelo a calcular.	29
14	Dimensiones de las figuras.	31
15	Relación trigonométrica r_2 y L.	32
16	Diagrama de flujo para diseño de cimiento único.	46
17	Diagrama de flujo para diseño de cimiento de tres o más apoyos.	48
18	Esquema de cimiento a diseñar.	54
19	Esquema de torre a diseñar.	58
20	Esquema de torre a diseñar ejemplo 1.	63
21	Esquema de torre a diseñar ejemplo 2.	68
22	Tablas a compresión.	77
23	Tablas a tensión.	81

TABLAS

I	Pesos volumétricos medios de suelos.	37
II	Cálculo de cimiento único por tanteos.	56
III	Cálculo de profundidad de cimiento.	61

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
R'	Reacción en los apoyos de la torre.
FG	Fuerza o carga gravitacional sobre la torre.
F'	Fuerza lateral sobre la torre.
Mv	Momento de volteo sobre la torre.
T	Estado de tensión.
C	Estado de compresión.
V	Fuerza de corte.
d	Distancia entre fuerzas o peralte de viga de amarre.
P	Carga vertical.
L	Longitud de cimientó.
q _{max}	Presión de suelo máxima bajo zapata.
q _{mín}	Presión de suelo mínima bajo zapata.
A	Área.
A _s	Área de acero de refuerzo.
c	Centroide de una sección dada.
I	Inercia de una sección dada.
ϕ	Factor de reducción de resistencia.
V _{uf}	Corte flexionante.
V _{up}	Corte punzonante.
Fr	Fuerzas de fricción.
P _c	Carga de compresión.

F_s	Presiones de suelo sobre la punta del pilote.
ψ	Factor de reducción de resistencia de pilotes.
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo.
K_f	Coefficiente de fricción de suelo-pilote.
CS	Capacidad soporte del suelo.
W	Peso del pilote.
ω_c	Peso volumétrico del concreto reforzado.
W_s	Peso del suelo.
θ	Ángulo del cono de suelo.
ω_s	Peso volumétrico del suelo.
K_a	Coefficiente de presión activa del suelo.
K_p	Coefficiente de presión pasiva del suelo.
b	Ancho de viga de amarre.

GLOSARIO

Ángulo de fricción interna	Ángulo del plano de falla de un suelo a corte.
Arriostrado	Estructura que está auxiliada para soportar sus cargas por medio de arriostras.
Auto soportado	Que se soporta a si misma, sin ayuda externa.
Capacidad soporte	Resistencia de los suelos a la deformación.
Cimentación Superficial	Tipo de cimentación que se construye sobre el suelo, dada la alta capacidad de éste o a valores bajos de carga.
Cimentación profunda	Tipo de cimiento que se utiliza cuando las condiciones de carga son muy altas y el valor soporte del suelo es bajo.
Compresión	Fuerzas que actúan axialmente hacia el cuerpo.
Corte	Fuerza que actúa a lo largo de un plano que atraviesa un cuerpo.

Corte flexionante	Es el corte simple que se da en una zapata al trabajar como viga.
Corte punzonante	Es el corte en dos direcciones que se produce en la zapata debido a los esfuerzos provenientes de la columna, esto alrededor del perímetro de la columna.
Fricción	Oposición a una fuerza debido a la rugosidad de un cuerpo.
Momento de inercia	Respecto a un eje en un plano, es el producto del área del elemento y el cuadrado de la distancia entre el elemento y el eje.
Momento de volteo	Momento que tiende a voltear una estructura.
Peso volumétrico	Es la cantidad de peso de un cuerpo por unidad de volumen.
Pila o Pilares	Tipo de cimentación profunda parecida a los pilotes con la diferencia que son de mayor diámetro y se construyen excavando.
Pilote	Cimentación profunda que consiste en fustes relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno.

Presión activa	Es el empuje de tierras que se efectúa sobre un soporte que resiste, cediendo una cierta magnitud.
Presión pasiva	Es el empuje del suelo que actúa sobre un soporte que avanza contra el talud.
Recubrimiento	Es la capa de concreto que separa al refuerzo de la zapata del suelo circundante o del exterior.
Tensión	Fuerzas que actúan axialmente, dirigidas en sentido a alejarse del cuerpo.
Zapata	Tipo de cimentación superficial que se utiliza cuando el suelo tiene propiedades de soporte considerablemente altos.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se aborda lo referente al diseño de cimentaciones adecuadas para torres auto-soportadas, incluyendo éstas las torres de tres o más patas y los monopolos o postes.

En el capítulo 1 se hace un análisis de las principales cargas que afectan a éste, a las torres auto-soportadas y la forma en que la torre traslada éstas fuerzas a la cimentación y el suelo dependiendo del tipo de cimentación elegido.

En el capítulo 2 se hace un análisis de la cimentación adecuada para diferentes condiciones de carga predominantes y del tipo de apoyo de la torre (si tiene 3 o más patas o si es monopolo). Existen básicamente 2 formas de cimentaciones: cimentaciones con zapatas, cuando las cargas predominantes son gravitacionales y cuando la capacidad soporte del suelo es relativamente grande. El segundo tipo es mediante el uso de pilas o pilotes, que se construyen cuando la capacidad del suelo es relativamente baja y las cargas predominantes son laterales, que producen grandes momentos de volteo; además este cimientamiento puede ser único, en el caso de monopolos o torres con tres o más apoyos separados por una distancia muy corta, o pueden ser con pilotes o pilas independientes por cada apoyo.

En el capítulo 3 se describen las principales características del suelo que se hacen necesarias para el diseño de cimientamientos de este tipo, así como las recomendaciones de AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica) para realizar los estudios de suelo.

En el capítulo 4 se hace un resumen de las principales normas que rigen el diseño de este tipo de cimientos, empleando principalmente las normas ACI 336.3R-72, procedimiento sugerido para el diseño y construcción de cimentaciones tipo pilote y la norma ANSI-TIA/EIA-22-F, normas estructurales para Torres de acero para antenas y estructuras de soporte para antena, así como el Código ACI 318-95, las secciones que sean aplicables. Se elaboran guías por medio de diagramas de flujo para el diseño de cimentaciones con cimiento único y con pilotes o pilas independientes. Se elaboran además tablas y gráficas como ayudas de diseño para el ingeniero o estudiante que necesite diseñar este tipo de estructuras. Y finalmente se realizan ejemplos de aplicación, resueltos paso a paso de acuerdo al proceso de diseño sugerido.

En los apéndices se encuentran las tablas y gráficas de ayuda de diseño y además detalles de este tipo de cimentaciones que pueden servir de guía para un diseño correcto; además, las fotografías tomadas en la construcción de una torre ubicada en el municipio de Santa Catarina Ixtahuacán, Sololá.

OBJETIVOS

General

Elaborar una guía básica para el diseño de cimentación para torres auto soportadas (caso especial torres de telefonía celular), bajo determinadas condiciones de suelo de nuestro país.

Específicos

1. Presentar las bases teóricas del diseño de cimentaciones para torres auto-soportadas.
2. Describir las normas que rigen el diseño de cimentaciones para torres auto-soportadas.
3. Describir una opción de diseño de cimentación para torres auto-soportadas (caso especial torres de telefonía celular).
4. Ejemplificar el diseño de cimentación para torres auto-soportadas, bajo condiciones determinadas de suelo y carga.

INTRODUCCIÓN

El avance de la tecnología en los últimos años ha sido acelerado. Uno de los sectores más desarrollados es el de la comunicación que consigo trae la creación de vías modernas, cómodas y rápidas, como los son la comunicación por telefonía celular e Internet.

En Guatemala, dada la apertura comercial reciente, la telefonía celular ha tenido una gran demanda, y su crecimiento y desarrollo se ha acelerado. La construcción de infraestructura para dar la mayor cobertura y calidad de servicio es uno de los principales objetivos.

Investigar y describir una opción de diseño de cimentación adecuada para este tipo de estructuras, es el objetivo principal de este trabajo de graduación, para dar solución a la necesidad actual de construcción de infraestructura segura y económica para torres de comunicación.

Actualmente existen varias opciones de cimientos para torres auto-soportadas, la opción que se plantea en la presente tesis es el uso de pilas con campana en la parte inferior, lo cual provee una resistencia a tensión del cimiento debido a la participación como fuerza resistente del peso del suelo sobre la campana.

Además se dan las recomendaciones para el detallado de esta cimentación de acuerdo a las normas existentes, debido a que actualmente se cometen algunos errores en la construcción de esa cimentación, sobre todo en los anclajes y refuerzos.

1. ACCIONES QUE LA TORRE TRASLADA A LA CIMENTACIÓN.

1.1 Tipos de torres

Para el objetivo del presente documento interesa la clasificación de las torres desde el punto de vista de su utilización y de la forma de apoyo.

Por su utilización las torres pueden ser: Para transmisión de ondas, para transmisión de energía eléctrica, para destilación, etc.

De acuerdo a la forma de apoyo de las torres pueden ser básicamente: torres con apoyos compartidos o relativos y torres en voladizo o auto soportadas. La diferencia entre estas dos es que las cargas horizontales sobre las torres con apoyos compartidos no son soportadas en su totalidad por la estructura de la torre, debido a que son complementadas con elementos externos, ejemplo de este tipo son las torres arriostradas que cuentan con riostras formadas por cables, que trabajan a tensión y que transmiten parte de la carga a su propia cimentación (ver figura 1). Por el contrario las torres auto soportadas, no necesitan de elementos externos para lograr su estabilidad, de allí se desprende su nombre, dos características de estas torres son su gran rigidez y la poca área que necesitan para su construcción e instalación, características muy solicitadas en el medio (ver figura 2).

Figura 1. Torre arriostrada



Figura 2. Torre auto soportada



1.2 Cargas sobre la torre

Las cargas son las fuerzas exteriores e interiores que actúan sobre cualquier estructura, son el punto principal para el análisis y diseño. Estas pueden clasificarse de acuerdo a su origen en cargas muertas, vivas y ambientales; además pueden clasificarse de acuerdo a la forma en que actúan sobre la estructura en cargas gravitacionales y laterales. Para el presente trabajo interesa la segunda forma de clasificación ya que ésta influirá en el diseño final de la cimentación.

1.2.1 Cargas gravitacionales

Son las provocadas por la fuerza de atracción de la tierra sobre cualquier objeto. Entre este tipo se encuentran las cargas vivas y las muertas.

Las cargas vivas consisten principalmente en las provocadas por el peso del personal y el equipo que este utilice; durante la instalación, reparación o revisión rutinaria de la torre.

Las cargas muertas pueden ser básicamente de tres tipos: Las cargas debidas al peso propio de la estructura, las cargas debido a el equipo electrónico que se instalará y permanecerá fijo y las debidas a cables y otros accesorios.

1.2.2 Cargas laterales

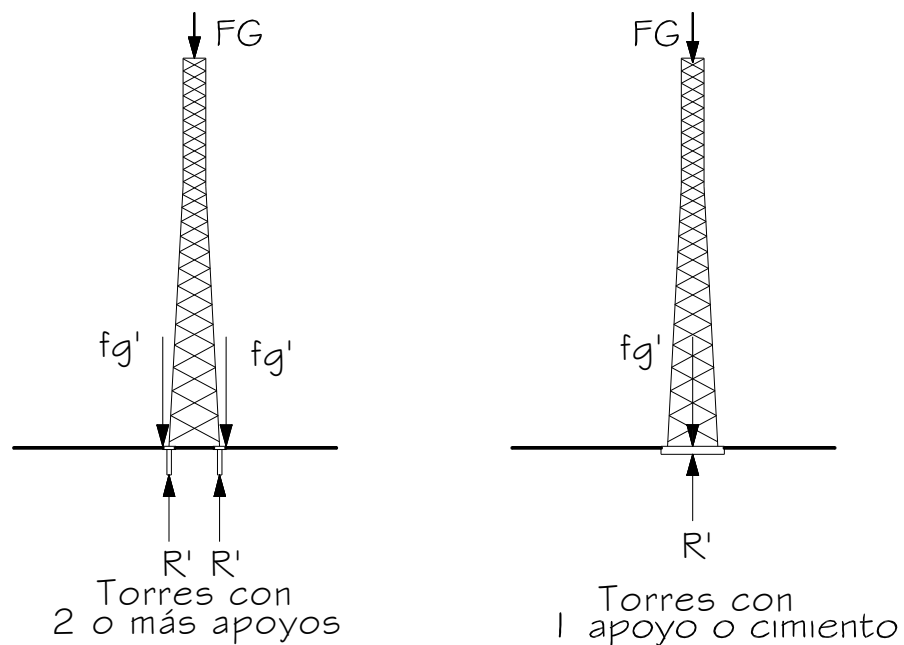
Las cargas laterales, también denominadas ambientales pueden ser básicamente debidas a: presión de nieve, hidrostáticas, presión de tierra, presión y succión de viento y por sismo. Para el análisis y diseño de la torre las que se toman en nuestro país son 2, las de sismo y las provocadas por el viento.

De las dos mencionadas la más importante a tomar en cuenta es la provocada por el viento, debido a que la carga de viento produce una acción sobre la estructura de aproximadamente 4 a 1 en relación a la de sismo, esto por ser las torres de estructura metálica: esbeltas, flexibles y ligeras.

1.3 Acciones que la torre traslada a la cimentación por cargas gravitacionales

Como se mencionó anteriormente las cargas gravitacionales son las provocadas por la fuerza de gravedad la cual tienen una trayectoria perpendicular a la superficie terrestre; por lo tanto la torre trasladará una carga puntual de compresión a sus cimientos a través de cada uno de sus apoyos, esto se puede comprender mejor si se observa y analiza la siguiente figura.

Figura 3. Cargas gravitacionales sobre la torre



Para torres con un cimiento o apoyo tenemos que:

$$\sum \text{carga muerta y viva} = FG$$

La cual se traslada como una carga fg' en el cimiento, que a la vez produce una fuerza de reacción igual R' , que es el producto de la Cs (capacidad soporte del suelo) por el área de la zapata.

$$R' = FG$$

Esta reacción se traslada al suelo en forma de una carga distribuida en el caso de las zapatas o losas de cimentación y en forma de carga distribuida y fuerzas de fricción en el caso de los pilotes.

Para torres con dos o más apoyos o cimientos tenemos que:

$$\sum \text{carga muerta y viva} = FG$$

La cual se traslada como varias fuerza o cargas fg' en cada apoyo así:

$$Fg'_1 + fg'_2 + fg'_3 + \dots + fg'_n = \sum fg' = Fg.$$

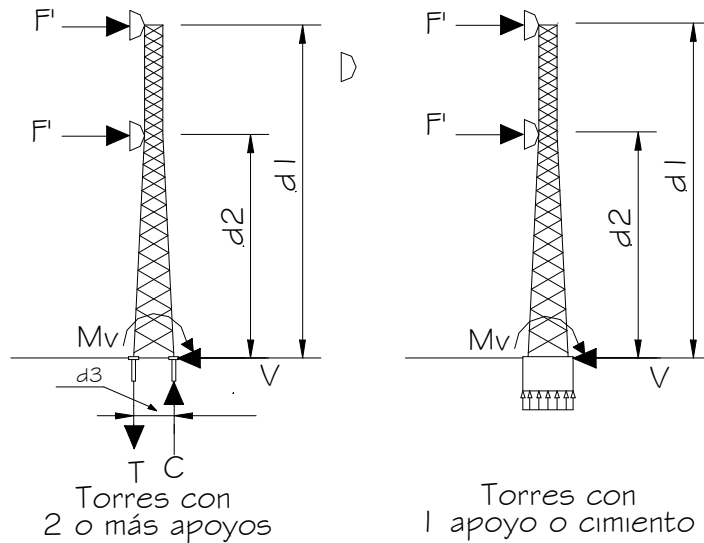
Para las torres generalmente será la suma de las fuerzas en los 3 o cuatro apoyos dependiendo de si son de sección triangular o cuadrada. Estas fuerzas en los apoyos, a su vez se trasladan a la cimentación y una reacción en cada apoyo igual y opuesta:

$$R'_1 = fg'_1$$

1.4 Acciones que la torre traslada a la cimentación por cargas laterales

Estas acciones o reacciones son provocadas por las fuerzas del viento y el sismo, como se mencionó el caso más crítico se da en la presencia del viento, las acciones se pueden visualizar mejor en la siguiente figura.

Figura 4. Cargas laterales sobre la torre



Para torres con un cimiento o apoyo, las fuerzas laterales provocadas por sismo o viento, provocan en la cimentación un momento M en el sentido de las cargas, además en la base de la torre en la unión con la cimentación aparece una fuerza de corte que es soportada por la reacción en los pernos V .

$$F'_1 + F'_2 + \dots + F'_n = \sum F' = V$$

Y el momento

$$F'_1 d_1 + F'_2 d_2 + \dots + F'_n d_n = \sum F' d = M$$

Para las torres con 2 o más apoyos o cimientos (caso pilotes) las fuerzas laterales se trasladan como fuerzas de compresión y tensión en los apoyos, que producen en la cimentación un par en sentido contrario al M_v (momento de volteo) que producen las fuerzas laterales, y al igual que en el caso de torres con un cimiento también existe una fuerza cortante en la base que se distribuye en el número de apoyos de la base.

$$F'_1 + F'_2 + \dots + F'_n = \sum F' = V$$

Donde F'_1 es la fuerza proporcionada por cada apoyo, igual a la suma de las fuerzas resistentes proporcionadas por los pernos.

Para el momento por análisis estático tenemos:

$$F'_1 d_1 + F'_2 d_2 + \dots + F'_n d_n = \sum F' d = M_v$$

Y finalmente este momento es resistido por el par proporcionado por los pilotes:

$$M_v = C \cdot d_3 \quad \text{ó} \quad T \cdot d_3$$

Donde C es la fuerza a compresión que proporciona el pilote bajo compresión y T la fuerza de tensión proporcionada por el pilote a tensión.

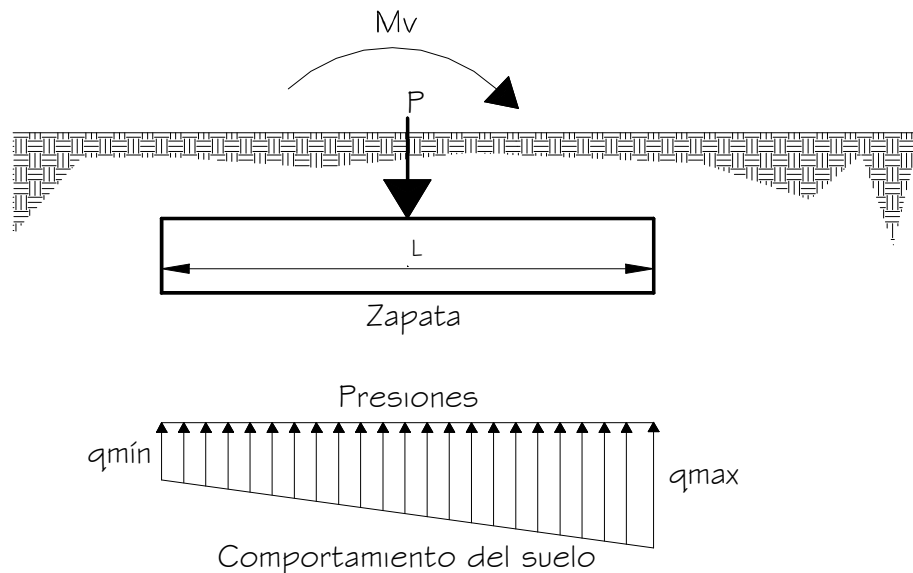
2. TIPO DE CIMENTACIÓN APROPIADO

2.1 Para torres con cimiento único

2.1.1 Cuando la carga gravitacional predomina

Este caso es muy inusual, pero puede darse en las torres, bajo las premisas establecidas en el capítulo anterior, podemos deducir fácilmente que en este caso la carga mayor que soportará la cimentación será a compresión y el tipo de cimentación recomendado son las ya conocidas zapatas que tienen una gran capacidad de acuerdo al área de las mismas. El comportamiento del suelo bajo estas condiciones se pueden observar en la siguiente figura.

Figura 5. Presiones de contacto bajo zapata con carga grande



Cuando la carga P no excede la excentricidad máxima, en el caso de existir solo fuerza gravitacional, o en el caso de ser la carga gravitacional predominante al momento de volteo Mv, el diagrama de reacción del suelo puede considerarse como en la figura anterior. Las presiones de contacto (suelo-cimiento) resultantes, se consideran distribuidas en forma lineal, y el suelo trabaja a compresión en toda el área de la zapata, esto se logra con un área adecuada, calculada mediante tanteos y la utilización de la siguiente ecuación:

$$q \text{ máx/min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde P es la carga gravitacional y M es el momento, A es el área, c es la distancia más lejana al centroide (generalmente L/2) e I el momento de inercia de la sección.

Después de determinadas las dimensiones de la zapata, se procede a determinar el peralte d y el espesor T del cimiento. El peralte requerido es el necesario para cumplir las condiciones de corte flexionante y corte punzonante:

Por corte flexionante: $V_{uf} \leq \phi V_c$

Por corte punzonante: $V_{up} \leq \phi V_{cp}$

Donde V_{uf} es el corte flexionante sobre la zapata debida al suelo, V_c es el corte que resiste el concreto y ϕ es el factor de reducción de resistencia a corte de acuerdo al ACI es igual a 0.85. Para corte punzonante V_{up} es el corte punzonante sobre la zapata, V_{cp} es la resistencia a corte punzonante del concreto y ϕ es el factor de reducción de resistencia a corte de acuerdo al ACI es igual a 0.85. Bajo estas condiciones se calcula el valor del peralte por tanteos o por resolución directa.

El espesor esta dado por la siguiente expresión:

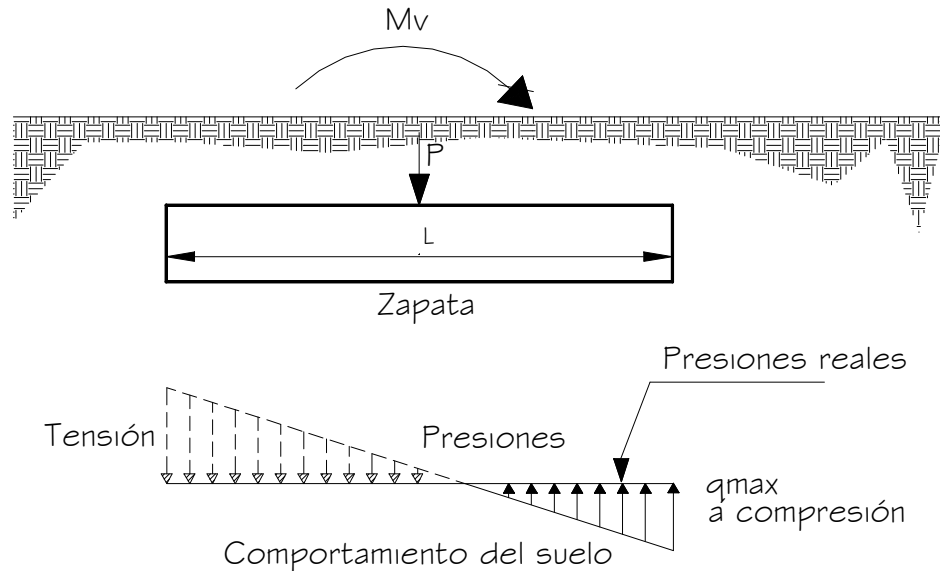
$$T = d + r + \phi/2$$

Donde T es el espesor, r es el recubrimiento mínimo determinado por normas, según ACI como mínimo 7.5 cm y $\phi/2$ es la mitad del diámetro de la varilla requerida para refuerzo. El refuerzo es el mismo requerido en una viga bajo las condiciones de carga por presiones del suelo.

2.1.2 Cuando el momento predomina

Este es el caso más frecuente, debido a que las estructuras, tienden a ser muy ligeras por la utilización de perfiles de metal y por estar sujetas a cargas laterales de viento grandes, que sumados a la esbeltez de la estructura nos dan momentos de volteo muy grandes que en comparación a la carga gravitacional, por esta razón el diagrama de interacción del suelo con la cimentación tiende a ser como se muestra en la figura 6.

Figura 6. Presiones de contacto bajo zapata con momento grande



En este caso, el diagrama resultante de las presiones de contacto tiene dos áreas, una real que es el área a compresión que se puede observar al lado derecho de la figura 6 debido a que el suelo solo ofrece resistencia a compresión, el diagrama punteado al lado izquierdo representa las supuestas reacciones a tensión, que en la realidad no se dan por el comportamiento de los suelos, para modificar este diagrama y poder tener uno semejante al analizado en la sección 3.1.3, se debe agrandar el área de la zapata, que por lo general conduciría a la construcción de zapatas muy caras y si el área para la construcción de la torre no es muy grande (caso muy regular en las zonas urbanas o áreas con mucha pendiente) el proyecto no sería viable.

La solución a este requerimiento en el diseño se puede hacer mediante el uso de cimentación profunda, en la sección siguiente se analizará su comportamiento y diseño.

2.1.3 Solución apropiada cuando el momento predomina

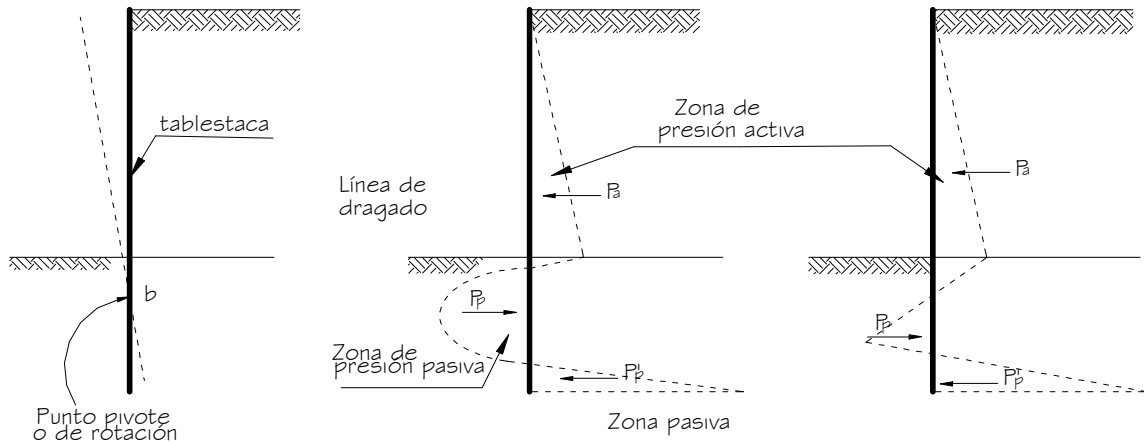
Cuando el momento predomina, una solución adecuada para estas estructuras es el uso de un cimiento único, tipo pila o pilar, que puede proveer una cimentación adecuada, resistente, pero sobre todo que permite la utilización de menos área de construcción y menor costo de la cimentación, para el diseño de este cimiento, se utilizará la teoría de tablestacas en suelos granulares.

Existen varias formas de resolver este tipo de cimientos, dos métodos conocidos son el Método del Elemento Finito y el Método Clásico. El Método del Elemento finito tiene la ventaja de ser un método más exacto y por ellos los costos y el diseño son más eficientes, pero necesita de un programa de computo como lo es el IAR; el Método clásico da resultados más conservadores, pero no por ello erróneos, la desventaja de este método es lo largo del procedimiento, pero es un procedimiento bastante sencillo, en la presente tesis se utilizará el método clásico.

Método Clásico de diseño de tablestacas (suelos granulares):

La solución para este problema es asumir que la tablestaca esta sujeto, sobre el lado del relleno, por una presión activa sobre el nivel del estrato inferior. Bajo la influencia de la presión activa el muro tiende a rotar, desarrollando presión pasiva en frente del muro y presión activa atrás del muro. En el punto pivote b de la figura 7, el suelo detrás del muro va de una presión activa a una pasiva, con presión activa en frente del muro para el resto de la distancia a la base de la tablestaca. Para calculara la presión activa y pasiva, es conveniente tratar la masa de suelo sobre el punto bajo consideración como una sobrecarga.

Figura 7. Presiones de suelo sobre tablestaca

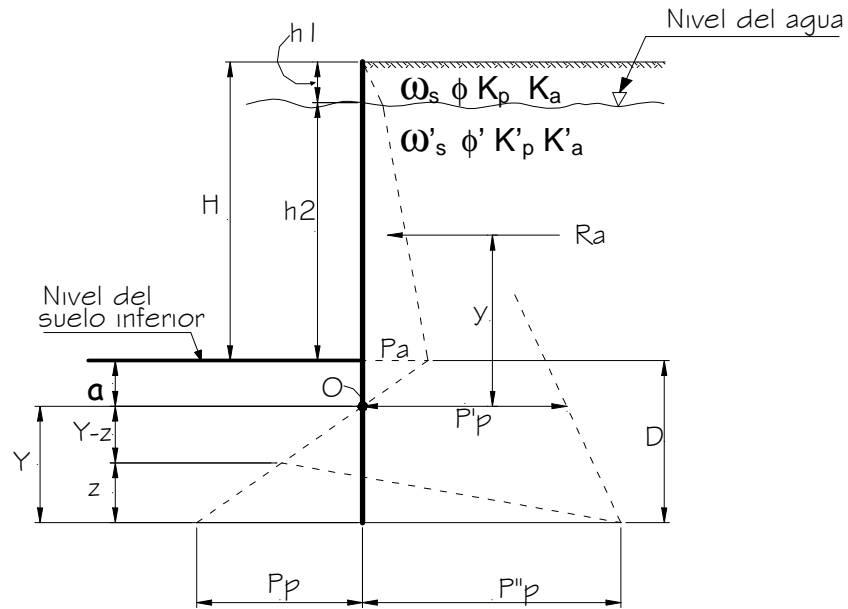


Puesto que el diseño de este tipo de muros requiera la solución de una ecuación de cuarto grado para la longitud de empotramiento, es conveniente deducir una expresión que se pueda utilizar en otras circunstancias. Esto no es difícil para las condiciones mostradas en la figura 8 y 7c, asumiendo que el suelo bajo la línea de dragado tiene el mismo ángulo ϕ como el del relleno sobre la línea de dragado.

Con los términos definidos y mostrados en la figura 8, una solución general puede ahora obtenerse para el muro con suelos cohesivos. Primero, todas las fuerzas sobre el punto O deben ser remplazados por una fuerza resultante simple R_a localizada a una distancia "y" sobre el punto O. El punto O está localizado a una distancia "a" abajo del nivel inferior del suelo, donde se supone una presión de suelo cero.

$$a = \frac{P_a}{W_s(K'_p - K'_a)} = \frac{P_a}{W_s K'} = \frac{P_a}{C} \quad (a)$$

Figura 8. Diagrama de fuerzas sobre tablestaca



Cuando ϕ debajo del nivel del agua es igual al de encima: $K'_p=K_p$ y $K'_a=K_a$

$$P_p = CY$$

$$P'_p = \omega'_s h_1 K_p + (h_2 + a) \omega_s K'_p - \omega_s a K'_a$$

$$P''_p = P'_p + CY$$

La distancia z se puede dejar en términos de Y por estática, haciendo sumatoria de Fuerzas horizontales igual a cero, obteniéndose:

$$\sum F_H = 0$$

$$R_a + (P_p + P''_p) \frac{z}{2} - P_p \frac{Y}{2} = 0 \quad (b)$$

Resolviendo para z se obtiene:

$$z = \frac{P_p Y - 2R_a}{P_p + P_p''} \quad (c)$$

Una ecuación adicional para Y y z puede obtenerse haciendo sumatoria de momentos sobre un punto apropiado, en este caso el extremo inferior de la tablestaca, tenemos entonces:

$$R_a(Y + y) + \frac{z}{3}(P_p + P_p'')\frac{z}{2} - P_p \frac{Y}{2} \frac{Y}{3} = 0$$

Simplificando

$$6R_a(Y + y) + (P_p + P_p'')z^2 - P_p Y^2 = 0 \quad (d)$$

Substituyendo la ecuación c en la ecuación d y resolviendo para Y, Se forma la siguiente ecuación de cuarto grado, la cual es aplicable en presencia o no de agua:

$$Y^4 + \left[\frac{P_p'}{C} \right] Y^3 - \left[\frac{8R_a}{C} \right] Y^2 - \frac{6R_a}{C^2} [2yC + P_p'] Y - \frac{6R_a y P_p' + 4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (e)$$

El caso que nos interesa en el presente documento no es el diseño de tablestacas, pero esta ecuación es aplicable para el caso de estructuras tipo poste (*flagpole*), como es el caso de torres con un solo cimientado de 3 o más patas o en el caso de monopolos, haciendo las modificaciones que se indican seguidamente:

$$\alpha = 0.0$$

R_a = Resultante total de las fuerzas aplicadas sobre el poste (torre).

y = distancia de la superficie del suelo a la fuerza total aplicada sobre el poste.

$$P_p = 0.0$$

Cuando se efectúan estas modificaciones la ecuación (e) queda así:

$$Y^4 - \left[\frac{8R_a}{C} \right] Y^2 - Y \frac{12R_a y}{C} - \frac{4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (\text{Ec. 2})$$

Para evaluar esta ecuación es necesario encontrar las raíces, cualquier método puede ser empleado, pero es más práctico resolver la ecuación por medio de iteraciones, proponer valores hasta hacer que el valor sea lo más cercano a cero.

2.2 Para torres con 3 o más apoyos

2.2.1 Cuando la carga gravitacional predomina

Este caso es similar al descrito en la sección 2.1.1 y como se mencionó, no es muy frecuente encontrarse torres únicamente bajo este tipo de condiciones. Para su diseño, se tienen las mismas condiciones que para una torre con cimienta único, con la diferencia que la carga total sobre la torre se dividirá en cada apoyo, para que la suma de estos nos de la capacidad requerida. Debido a que las cargas de compresión predominan, si la capacidad del suelo es suficiente, lo recomendable es el diseño de zapatas. Teniendo como resultado la misma distribución lineal de presiones de contacto (suelo-cimiento), por lo que se utiliza la misma expresión para determinar las dimensiones:

$$q \text{ máx /min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (\text{Ec. 1})$$

Para el cálculo del peralte, el espesor y el refuerzo de acero se sigue el mismo procedimiento explicado en la sección 2.1.1.

2.2.2 Cuando el momento predomina

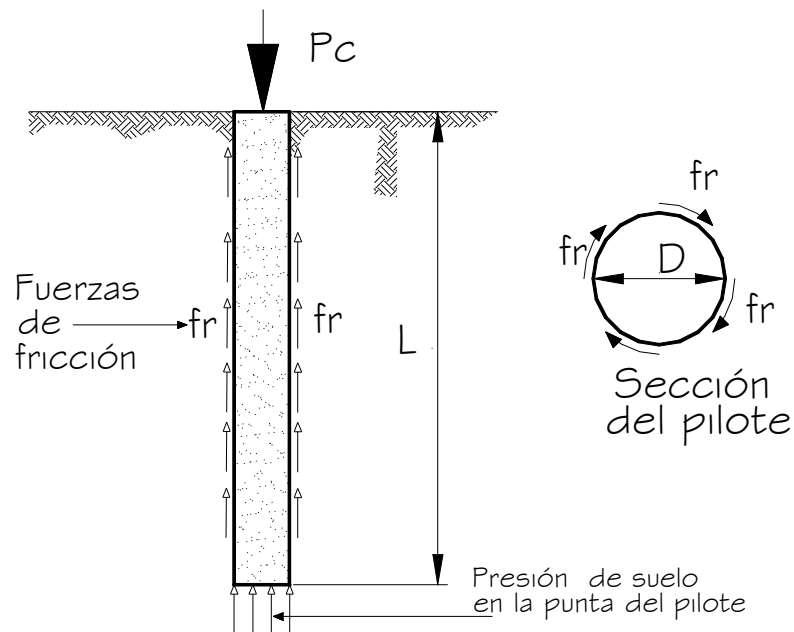
Este caso es el más frecuente en el diseño de torres, para la mayor parte de Guatemala, esto debido a la acción de las fuerzas de sismo y principalmente de las presiones de viento. Para este caso el diagrama resultante de presiones del suelo sobre la zapata es el mismo que el analizado para el caso de torres con un solo cimiento o apoyo.

Por lo que la conclusión es la misma, debido a los grandes momentos de volteo si se diseña el cimiento con zapatas, el resultado serán enormes zapatas, que son onerosas y que para áreas de construcción pequeñas (caso áreas urbanas o terrenos con mucha pendiente) no son viables.

Para este caso una solución más apropiada es el uso de pilotes, debido a que este tipo de cimientos nos proporciona resistencia del suelo tanto a tensión como a compresión. Como se mencionó en la sección 1.4 esta característica de los pilotes denominados pilotes mixtos (porque trabaja tanto la punta como el área superficial que trabaja por fricción) es muy ventajosa debido a que proporciona un par que es el que finalmente resiste el momento de volteo provocado por las cargas laterales.

Se puede comprender mejor el comportamiento de los pilotes mixtos, analizando la siguiente figura, que nos muestra como trabaja un pilote bajo esfuerzos de compresión.

Figura 9. Comportamiento de pilote a compresión



Primero, existe una fuerza de compresión P_c transmitida por la estructura al pilote por medio del anclaje, esta es transmitida al suelo de 2 formas. La primera es a través de fuerzas compresivas en la punta del pilote que dan como resultado presiones de contacto sobre la punta como reacción del suelo. La segunda forma en que se disipa o soporta esta carga P_c , es por medio de los esfuerzos de corte o fricción que se producen a lo largo del pilote sobre el suelo, a través del contacto del área superficial con el suelo. Por lo tanto la capacidad de carga del pilote será la suma de la reacción del suelo por compresión más la reacción del suelo por fricción en la superficie, lo que hace que la capacidad de carga a compresión de un pilote pueda ser mayor que una zapata con la misma área.

Lo anterior se puede expresar por medio de la siguiente igualdad:

$$P_c = F_s + F_{fr}$$

Donde P_c es la carga a compresión sobre el pilote

F_s es la sumatoria de las presiones de suelo sobre la punta del pilote

F_{fr} es la sumatoria de fuerza de fricción del suelo sobre el pilote

La metodología actual de diseño es el denominado diseño a la resistencia, que consiste en afectar la resistencia nominal de un determinado elemento por un factor de reducción, esto para dar margen de seguridad estructural al elemento, debido a las variaciones inevitables de resistencia, principalmente en el concreto al momento de la construcción. Además del factor de reducción de resistencia se aplica un factor de carga a las cargas aplicadas, como ejemplo tenemos la conocida expresión de carga última $U = 1.4C_M + 1.7C_V$, en el presente documento se tendrá por entendido que las cargas transmitidas al pilote o cimiento ya están afectadas por este factor de carga y que estas cargas proceden de un análisis estructural previo.

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente la expresión para pilotes a compresión toma la siguiente forma:

$$P_c = \psi (F_s + F_{fr})$$

Donde ψ es el factor de reducción de resistencia o capacidad del pilote, de acuerdo a la sección 7.2.4.4 de la norma TIA/EIA-222-F, el valor de $\psi = 0.5$, debido a que ambas expresiones dependen de las propiedades del suelo.

Como se pudo notar, la carga de compresión es soportada de dos formas por el pilote, estas vienen dadas de la siguiente manera:

Presiones del suelo sobre la punta del pilote (F_s)

El comportamiento del suelo sobre el pilote en la punta, es semejante al de una zapata, o sea un diagrama lineal de presiones de contacto suelo-cimiento. Por lo que la fuerza total es igual al producto del área sobre el suelo por las presiones resultantes del suelo sobre esta área.

Lo anterior se puede expresar de la siguiente forma:

$$F_s = \text{Área} * PS$$

Donde el área dada la forma geométrica del pilote es la de un círculo $A = \pi r^2$ y PS es la presión del suelo igual a la capacidad soporte admisible del suelo (CS).

Por lo tanto la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$F_s = \pi r^2 * CS$$

En función del diámetro

$$F_s = \pi D^2 / 4 * CS$$

Fuerza de fricción del suelo sobre el pilote (F_{fr})

La segunda forma de resistencia del suelo viene dado por la fricción de este con la superficie exterior del pilote, Por lo que la fuerza resultante es igual al producto del área superficial del pilote (sin contar la punta, según como se analizó en la figura 9) por un fuerza de fricción que viene dado según el tipo de suelo. Esto puede expresarse así:

$$F_{fr} = \text{Área Superficial} * \text{Fuerza de fricción}$$

Donde el área es el área superficial de un cilindro (de acuerdo a la forma geométrica del pilote) $A = \pi DL$ y la fuerza de fricción viene dada de la siguiente forma.

Fuerza de fricción suelo-pilote

Esta se puede obtener, según los conceptos de física mecánica, Mediante el producto de una fuerza normal a la superficie por un coeficiente de fricción, $F_{fs} = N \cdot CF$. Otra forma es que en base a ensayos de laboratorio nos den un valor aproximado de esta fuerza de fricción.

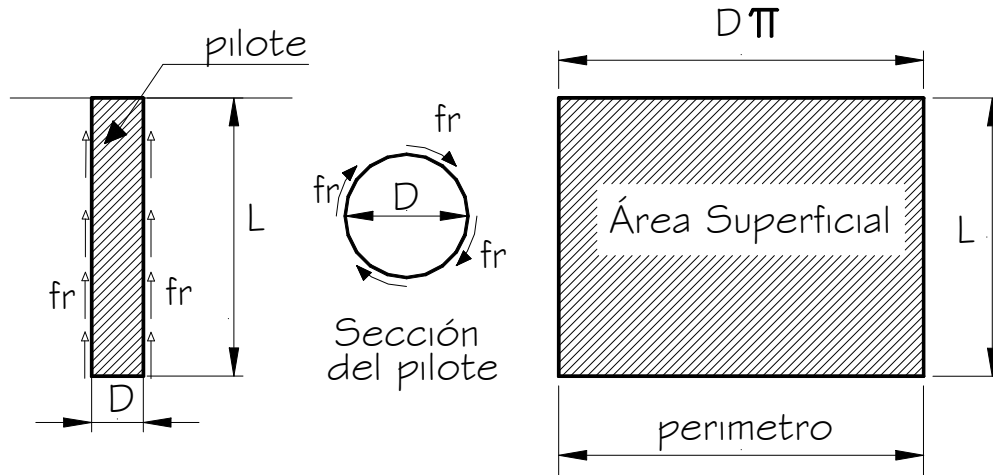
La fuerza normal es debida a la presión activa que el suelo ejerce sobre el pilote, esta se puede obtener a través de la ecuación de Presión activa de Rankine $P_a = \omega_s L K_a$; ω_s es el peso volumétrico del suelo, L es la profundidad del pilote y K_a es el coeficiente de presión activa, de acuerdo a la teoría de presión de suelos de Rankine $K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$.

El coeficiente de fricción es característica de los materiales que estén en contacto, en este caso el suelo y el pilote, un valor de este coeficiente se puede obtener de la siguiente expresión:

$$CF = \frac{\tan(\phi)}{FS}$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y FS , es un factor de seguridad, que en el caso de los cimientos puede estar entre 2 y 3, según se crea más adecuado, dada las condiciones de la cimentación.

Figura 10. Área superficial del pilote



De la anterior figura se puede ver exactamente el área que estará en contacto con el suelo y que produce fricción. Sustituyendo los valores en la ecuación de fuerza de fricción tenemos:

$$F_{fs} = N \cdot CF$$

$$F_{fs} = Pa \cdot CF$$

Sustituyendo los valores de presión activa y coeficiente de fricción:

$$F_{fs} = \omega_s L K_a \tan(\phi) / FS$$

Sustituyendo esta expresión y el área superficial:

$$F_{fr} = A \cdot F_{fs}$$

$$F_{fr} = \pi D L \omega_s L K_a \tan(\phi) / FS$$

$$F_{fr} = \pi D L^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS$$

Sustituyendo estas dos formas de resistencia del pilote en la fórmula de compresión $P_c = \psi (F_s + F_{fr})$, se tiene la expresión final para compresión:

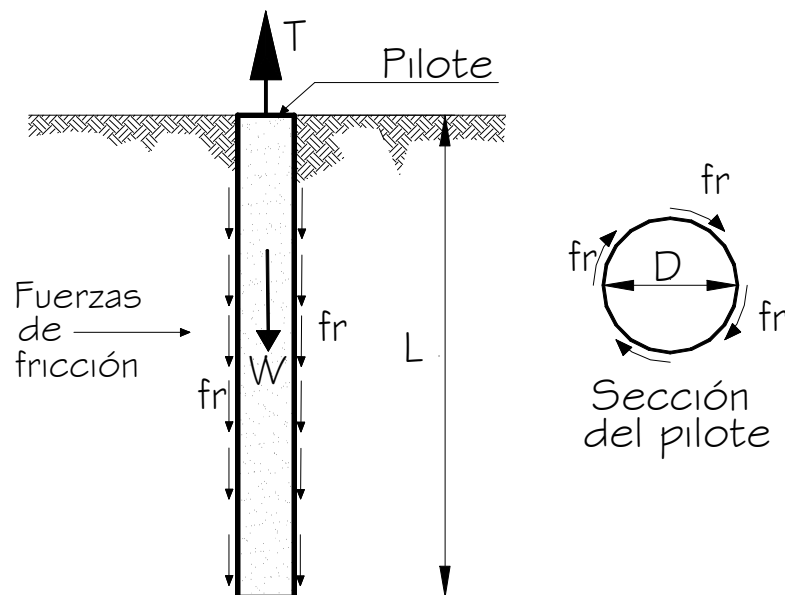
$$P_c = \psi (\pi D^2/4 * C_s + \pi DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi)/FS)$$

Factorizando

$$P_c = \psi \pi (D^2/4 * C_s + DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi)/FS) \quad (\text{Ec. 3})$$

La anterior expresión es la utilizada para el cálculo de la carga de compresión máxima que puede soportar el pilote, pero el caso más crítico, como se mencionó al principio de este caso, es la carga a tensión sobre el pilote provocada por el momento de volteo, el diagrama de fuerzas que actúan sobre el pilote en este caso se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura 11. Comportamiento de pilote a tensión



En este caso la fuerza trasladada de la estructura al pilote es de tensión, por lo que en este caso la punta no tiene función ya que los suelos no ejercen una fuerza a tensión sobre los cimientos que se pueda tomar en cuenta para el diseño. Por lo tanto la fuerza de tensión en este caso es soportada también en dos formas: la primera es debida, como en el caso a compresión, a la fricción entre el suelo y la superficie exterior del pilote, lo que es representado por la sumatoria de todas las f_r actuando, la segunda forma es el peso propio del cimiento que es en sentido contrario al de la tensión por lo que contribuye a soportar la fuerza que quiere extraer el pilote del suelo, por lo tanto la igualdad originada por este sistema de fuerzas es la siguiente:

$$T = F_{fr} + W$$

Donde T es la fuerza de tensión sobre el pilote

F_{fr} es la sumatoria de fuerza de fricción del suelo sobre el pilote

W es el peso propio del pilote

Para el caso de resistencia a tensión de acuerdo a la sección 7.2.4.4 de la norma TIA/EIA-222-F, deberá cumplir con dos requisitos de seguridad, el primero es afectar la expresión de resistencia a fricción por un factor $\psi_1=0.5$ (1/2) y el del peso del concreto por un factor $\psi_2= 0.8(1/1.25)$ la suma de estas dos expresiones debe cumplir ser mayor o igual que la capacidad requerida. El segundo, indica que la sumatoria de ambas expresiones se le aplicará otro factor de reducción $\psi_3 =0.66$ (1/1.5). Por lo que el diseño queda de acuerdo a lo siguiente:

$$T = (\psi_1 F_{fr} + \psi_2 W)$$

y

$$T = \psi_3 (F_{fr} + W)$$

Para el caso a tensión la fuerza F_{fr} debida a la fricción es la misma expresión que para el caso a compresión explicado anteriormente, por lo que la expresión tiene la misma forma en función del diámetro y longitud del pilote:

$$F_{fr} = A * \text{Fuerza de fricción}$$

$$F_{fr} = \pi D L^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS$$

La segunda parte de la expresión para tensión es el peso propio del pilote, el material a emplear será el concreto reforzado, que es el más comúnmente usado y recomendable, el peso a tomar será de la siguiente forma:

$$W = \omega_c * V$$

Donde W es el peso del pilote, generalmente en toneladas (Ton)

ω_c es el peso volumétrico del concreto reforzado igual a 2.4 Ton aproximado

V es el volumen del pilote, que por su forma geométrica será un cilindro, por lo que el volumen será de $V = \pi D^2 / 4 * L$

Sustituyendo estos valores la expresión para el peso propio queda así:

$$W = \omega_c * \pi D^2 / 4 L$$

Sustituyendo los valores de F_{fr} y W en la ecuación bajo carga de tensión:

$$T = (F_{fr} + W)$$

Tenemos

$$T = (\pi DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS) + (\omega_c \pi D^2 / 4L)$$

Factorizando y aplicando factores de reducción

$$T = \pi (\psi_1 (DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS) + \psi_2 (\omega_c D^2 / 4L))$$

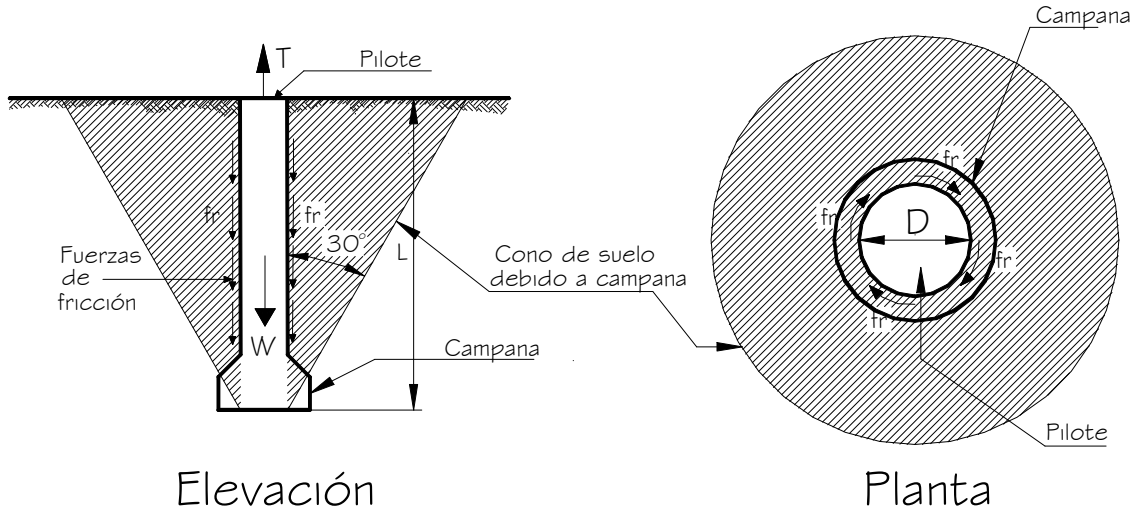
Y

$$T = \psi_3 \pi (DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS + \omega_c D^2 / 4L)$$

La capacidad de carga de un pilote según las expresiones anteriores y aún bajo las condiciones más favorables de suelo suelen ser muy bajas, debido a la falta de aporte de capacidad de carga de la punta del pilote. Por lo que esta solución al igual que al usar zapatas no llena completamente las condiciones que se requieren en la mayoría de las cimentaciones para este tipo de estructuras, pero su capacidad es mayor que la de zapatas y reduce el área necesaria para la construcción de la estructura.

Dada la necesidad de un tipo de cimentación más apropiado, la ingeniería ha desarrollado una solución más apropiada, económica y sencilla, el uso de una campana en el extremo inferior del pilote. Esta disposición geométrica y estructural del pilote permite aumentar la capacidad de carga a tensión del mismo, debido a que incorpora un elemento más de resistencia a la tensión en el cimiento que es el peso de un cono de suelo debida a la campana, la forma y condiciones imperantes en este tipo de cimentaciones puede observarse en la siguiente figura.

Figura 12. Pilote con campana a tensión



La campana consiste en un ensanchamiento de la base del pilote de tal forma que pueda ser como un anclaje en el suelo, como se observa en la figura su forma es la de una campana, de esta forma es que deriva su nombre. Su función como se mencionó es la de crear un tipo de anclaje en el suelo para que el suelo que esta arriba pueda aportar su peso.

En el caso de los pilotes con punta de campana, existen 3 acciones que resisten la fuerza de tensión, estas son: La fuerza de fricción entre la superficie exterior del pilote y el suelo, el peso propio del pilote y por último el peso del cono de suelo generado por la campana. Esto se plantea en la siguiente expresión:

$$T = F_{fr} + W + W_s$$

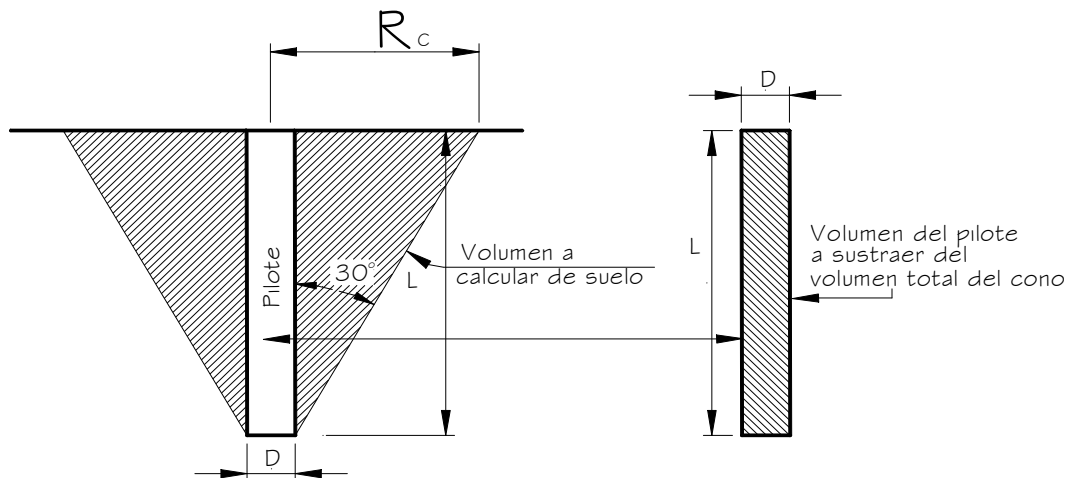
Las 2 primeras fuerzas fueron analizadas anteriormente, la tercera tiene el siguiente comportamiento.

Cono de suelo por campana (W_s)

Este se da debido al ensanchamiento del extremo inferior del pilote (figura 10, elevación), este ensanchamiento produce un empotramiento en el suelo que hace que parte del suelo por encima del nivel más bajo del pilote aporte su peso, el suelo tiende a actuar desde cero en la punta del pilote hasta un máximo en la superficie del suelo, el ángulo con el que este crece esta aproximadamente entre $30^\circ - 45^\circ$, para un diseño conservador, el valor de 30° es adecuado, este valor será el que se tomará en el presente documento.

Como se observa en la figura siguiente, el volumen de suelo es el conformado por el cono truncado generado desde la parte inferior del pilote hasta el nivel del suelo con un ángulo de inclinación de 30° , menos el volumen ocupado por el pilote. De acuerdo a la forma geométrica, podemos concluir que el volumen final de suelo que contribuirá a soportar la carga de tensión será el volumen de un cono truncado de radio mayor R_c , radio menor igual a D (diámetro del pilote) y de alto L , menos el volumen de un cilindro conformado por el pilote, de diámetro D y de alto L .

Figura 13. Volúmenes de suelo a calcular



La expresión del volumen a utilizar se deduce a continuación:

$$V = V_{ct} - V_{ci}$$

Donde V es el volumen final a calcular

V_{ct} es el volumen del cono truncado

V_{ci} es el volumen del cilindro generado por el pilote

La fórmula del volumen de un cono truncado viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{ct} = 1/3\pi h(r^2 + rR + R^2)$$

Donde h es la altura del cono

R es el radio más grande y r el radio pequeño

La fórmula del volumen de un cilindro viene dado por la siguiente expresión:

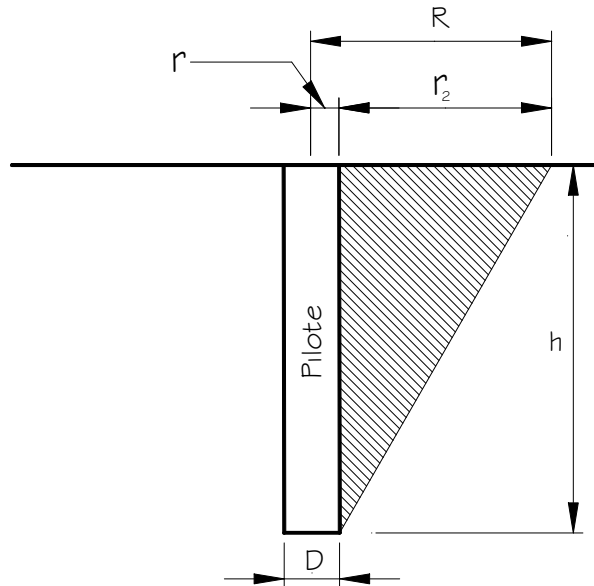
$$V_{ci} = \pi h_{ci} r_{ci}^2$$

Donde h_{ci} es la altura del cilindro y r_{ci} el radio del mismo

Por lo tanto la expresión para el volumen que da de la siguiente forma:

$$V = [1/3\pi h(r^2 + rR + R^2)] - [\pi h_{ci} r_{ci}^2]$$

Figura 14. Dimensiones de las figuras



Esta expresión se puede simplificar observando en la figura anterior que el radio del cilindro es el mismo que el radio menor del cono truncado (r), y que el radio mayor R es igual a la suma del radio menor (r) con el radio del suelo (r_2), $R = (r + r_2)$. Además la altura h es la misma para ambas figuras.

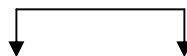
Por lo tanto

$$V = [1/3\pi h(r^2 + r(r + r_2) + (r + r_2)^2)] - [\pi h r^2]$$

Efectuando los productos

$$V = 1/3\pi h[(r^2 + rr + rr_2 + r^2 + 2rr_2 + r_2^2)] - [\pi h r^2]$$

$$V = 1/3\pi h r^2 + 1/3\pi h r^2 + 1/3\pi h r r_2 + 1/3\pi h r^2 + 1/3\pi h 2r r_2 + 1/3\pi h r_2^2 - \pi h r^2$$



$$V = \pi hr^2 + 1/3\pi hr r_2 + 2/3\pi hr r_2 + 1/3\pi h r_2^2 - \pi hr^2$$

Eliminando términos comunes y sumando términos semejantes

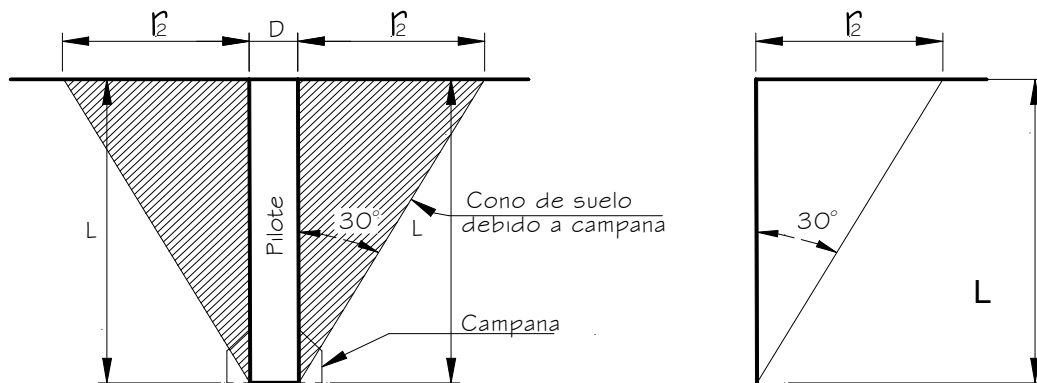
$$V = \pi hr r_2 + 1/3\pi h r_2^2$$

La anterior expresión es la que se utilizará para el cálculo del volumen del suelo, pero de acuerdo a la metodología que se está usando en la presente tesis, las variables anteriores se dejan en función del Diámetro D y la profundidad L del pilote a diseñar, por lo tanto la expresión anterior queda de la siguiente forma.

$$V = \pi LD/2r_2 + 1/3\pi L r_2^2$$

De la anterior expresión la variable desconocida es r_2 , pero esta se puede dejar en función de la longitud L, en la siguiente figura se puede analizar que existe una relación trigonométrica entre el radio r_2 y la longitud L.

Figura 15. Relación trigonométrica r_2 y L



De las relaciones trigonométricas de un triángulo rectángulo:

Tan (θ) = Lado opuesto/ Lado adyacente

$$\text{Tan } (30^\circ) = r_2/L$$

Despejando r_2

$$r_2 = \text{Tan } (30^\circ)*L$$

Sustituyendo este valor en la expresión del volumen tenemos

$$V = \pi LD/2 \text{ Tan } (30^\circ)*L + 1/3\pi L (\text{Tan } (30^\circ)*L)^2$$

Realizando productos y potencias

$$V = \pi L^2 D/2 \text{ Tan } (30^\circ) + 1/3\pi L^3 (\text{Tan } (30^\circ))^2$$

Esta es la expresión final que se empleará para el volumen. Si multiplicamos esta expresión por el peso volumétrico del suelo ω_s , que es característico de cada suelo, podremos obtener el valor final de la fuerza debida al peso del suelo.

$$W_s = \omega_s * (\pi L^2 D/2 \text{ Tan } (30^\circ) + 1/3\pi L^3 (\text{Tan } (30^\circ))^2)$$

Sustituyendo este valor, el de la fuerza de fricción y el peso del pilote en la fórmula de resistencia a tensión ($T = F_{fr} + W + W_s$), tenemos:

$$T = \pi DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS + \omega_c \pi D^2 / 4L + \omega_s * (\pi L^2 D / 2 \tan(30^\circ) + 1/3 \pi L^3 (\tan(30^\circ))^2)$$

Factorizando e incluyendo el factor de reducción de capacidad tenemos las expresiones finales de capacidad del pilote a tensión, que varían únicamente por los factores de reducción de capacidad, de acuerdo a norma TIA/EIA-222-F.

$$T = \psi_1 (\pi DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS) + \psi_2 (\pi \omega_c D^2 / 4L) + \psi_1 (\pi \omega_s * [L^2 D / 2 \tan(30^\circ) + 1/3 L^3 (\tan(30^\circ))^2]) \quad (\text{Ec. 4})$$

y

$$T = \psi_3 \pi (DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS + \omega_c D^2 / 4L + \omega_s * [L^2 D / 2 \tan(30^\circ) + 1/3 L^3 (\tan(30^\circ))^2]) \quad (\text{Ec. 4})$$

El refuerzo de los pilotes se detalla en la sección 5.2.2, para garantizar que el conjunto actúa correctamente deben de conectarse los pilotes con vigas de amarre, con configuraciones como las indicadas en el apéndice 3, el refuerzo y las dimensiones se calculan como se indica en la sección 5.4.2.

3. ESTUDIO DE SUELOS PARA ESTAS ESTRUCTURAS

3.1 Acciones que el suelo puede proveer

Uno de los aspectos importantes a tomar en cuenta para el diseño, planificación y construcción de este tipo de estructuras, así como muchas otras, es el suelo sobre el que se va a cimentar, ya que este es el más importante en las ecuaciones de diseño, en los costos y en la ubicación.

Por lo anterior debe tenerse gran cuidado en el estudio de suelos que se hará, así como en el tratamiento de los datos que se obtienen, además es importante identificar las zonas de alto riesgo para las estructuras y diseñar con márgenes de seguridad adecuados.

3.1.1 Tipo de estudio a realizar

Es importante en primer lugar identificar el tipo de estudio de suelo a efectuar, según el tipo de estructura, para esto se tomará como base las normas recomendadas para Guatemala por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

En la norma NR-2 AGIES 2002, se especifica en el capítulo 6, lo referente al sitio, en donde se norma lo referente a las condiciones del terreno; debe identificarse donde será construido el edificio, no se debe de realizar proyectos si existe una alta probabilidad de derrumbes, deslaves, licuación del suelo, o problemas de agentes meteorológicos, fracturas geológicas, sismos, etc.

Las precauciones especiales se tomarán para cada estructura conforme al nivel de protección sísmica.

El grado de protección sísmica de este tipo de estructuras será de A o B debido a la clasificación de esta estructura u obra, como utilitaria, por lo tanto el Índice de sismicidad que se dará será de entre 2 y 3, excepto en los casos en que así lo requiera el lugar para construcción, puede tomar un valor más alto.

De acuerdo a lo anterior, debe de efectuarse un dictamen geotécnico Tipo II o III. Para el Tipo II debe haber verificación geológica del área general e investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil o geotecnista, para determinar la capacidad portante del suelo; el tipo de material por encontrar, con la presentación de perfiles estratigráficos; profundidad recomendable a cimentar; tipo de cimentación recomendable; empujes laterales y recomendaciones de estabilidad de cortes verticales mayores a 2 m durante la construcción.

Para un estudio Tipo III: Investigación del subsuelo a cargo del ingeniero civil geotecnista, características para el diseño de estructuras especiales que requieran la evaluación de interacción suelo-estructura o para cimentaciones especiales que deban de estudiarse en conjunto con el comportamiento elástico del subsuelo; tales como placas de cimentación, vigas en soporte elástico, pilotes o similar.

3.1.2 Toma de muestras

Para esto se realizará tomas de muestras inalteradas, según los procedimientos adecuados, ya sean estos por medio de pozos a cielo abierto o por medio de perforaciones de profundidad.

Debe tenerse el cuidado adecuado en la toma de muestras para que estas den un resultado satisfactorio en los ensayos a realizar.

3.1.3 Ensayos necesarios y resultados

Los ensayos a realizar, son: Peso volumétrico del suelo, ensayo triaxial sin drenaje, clasificación del suelo, granulometría y corte simple, los datos a obtener están especificados en la norma NR-2 AGIES 2002 especificados anteriormente, son de vital importancia para el diseño el peso volumétrico del suelo, la cohesión C , el ángulo de fricción interna ϕ . Debido a que estos datos son los necesarios para el diseño de la cimentación.

Para tener una idea general de los rangos de valores de los datos necesarios para el diseño de cimentaciones se pueden tener los siguientes valores para condiciones medias

Tabla I. Pesos volumétricos medios de suelos

Descripción del suelo	Pesos volumétricos T/m ³		
	Seco	Saturado	Sumergido
Grava húmeda	1.7	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena Uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo, muy bien graduado	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave		1.77	0.77
Arcilla rígida		2.07	1.07
Arcilla orgánica suave		1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1	1.43	0.43

Fuente **Mecánica de suelos y cimentaciones** Crespo Villalaz.

4. DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TORRES AUTO SOPORTADAS

4.1 Recomendaciones de códigos de diseño

Actualmente Guatemala no cuenta con un código de diseño propio, por lo cual no existe una norma única o específica para el país. Para el presente documento se emplearán las normas internacionales más aplicables y conocidas. Se empleará el Código ACI 336.3R-72 Procedimiento sugerido para el diseño y construcción de cimentaciones tipo pilote y la norma ANSI-TIA/EIA-22-F Normas estructurales para Torres de acero para antenas y estructuras de soporte para antena (Telecommunications Industry association and Electronic industries Association), así como el Código ACI 318-95, las secciones que sean aplicables, principalmente, el capítulo 7 referente a los detalles del acero de refuerzo.

4.1.1 Recomendaciones de la norma TIA/EIA-22-F

Los requerimientos necesarios de cimientos para torres vienen dados en el capítulo 7 de la norma TIA/EIA-22-F, que se transcribirá a continuación:

7. Cimentaciones y Anclajes

7.1 Definiciones

7.1.1 Cimientos y anclajes estándar: Estructuras diseñadas para soportar las cargas especificadas en la sección 2 para suelos

bajo condiciones normales como las definidas en la sección 7.1.3. Pilotes, Instalaciones sobre techos, Cimientos o anclajes diseñados para suelos sumergidos, etc., no son considerados como estándares.

7.1.2 Cimientos y anclajes no estándares: Estructuras diseñadas para soportar cargas definidas en la sección 2 de acuerdo con condiciones específicas del lugar.

7.1.3 Suelo Normal: Un suelo cohesivo con una capacidad soporte permisible de 4000 libras/pie² (192kPa) y una presión horizontal permisible de 400 libras/pie² por pie de profundidad (63kPa por metro de profundidad) a un máximo de 4000 libras/pie² (192kPa).

7.2 Estándar

7.2.1 Cimentaciones y anclajes estándar pueden ser usados para propósitos de ofertar y para construcción cuando los parámetros actuales del suelo igualan o exceden los parámetros normales.

7.2.2 Cuando las cimentaciones y anclajes estándares son utilizadas para diseños finales, debe ser responsabilidad del comprador verificar por medio de una investigación geotécnica que los parámetros del suelo del lugar igualan o exceden los parámetros normales de suelo.

7.2.3 Cimentaciones y anclajes deben diseñarse para las máximas reacciones de la estructura provenientes de las cargas específicas definidas en la sección 2 usando el siguiente criterio:

7.2.3.1 Cuando las cimentaciones y anclajes estándares son usados para construcción los parámetros del “suelo normal” de 7.1.3 deben ser usados para el diseño.

7.2.3.2 Cuando las Cimentaciones y anclajes no estándares deben ser usados en la construcción, los parámetros del suelo recomendados por un ingeniero geotécnico deben incorporar un factor de seguridad mínimo de 2.0 sobre el esfuerzo último del suelo (ver anexos A e I).

7.2.4 Tensión

7.2.4.1 Cimentaciones, anclajes, pilotes barrenados y pilotes acampanados deben ser asumidos para resistir fuerzas de tensión por su propio peso más el peso del suelo encerrado dentro de una pirámide o cono invertido cuyos lados forman un ángulo de 30° con la vertical. La base del cono debe ser la base de una cimentación o zapata esta presente en el tope de la base de la cimentación. El suelo debe ser considerado con un peso de 100 libras/pie³ (16 kN/m³) y un concreto con peso de 150 libras/pie³ (24 kN/m³).

7.2.4.2 Las paredes lisas de pilotes barrenados para cimentaciones estándares deben tener una fricción superficial última de 200 libras/pie² por pie de profundidad (31 kPa por metro lineal de profundidad) a un máximo de 1000 libras/pie² por pie de profundidad (48 kPa por metro lineal de profundidad) para resistencia a tensión o compresión.

7.2.4.3 Cimentaciones, anclajes y pilotes barrenados no estándares deben diseñarse de acuerdo con las

recomendaciones de un reporte geotécnico (ver anexo I)

7.2.4.4 Cimentaciones, anclajes y pilotes barrenados deben dimensionarse de acuerdo con lo siguiente:

$$(W_R/2.0) + (W_C/1.25) \geq U_P \quad Y \quad (W_R + W_C)/1.5 \geq U_P$$

Donde: W_R = Resistencia del suelo de 7.2.4.1, 7.2.4.2 o 7.2.4.3

W_C = Peso del concreto

U_P = Reacción máxima a tensión

7.2.4.5 Una losa de cimentación o placa cimiento para una estructura auto soportada debe tener un factor de seguridad mínimo contra volteo de 1.5.

7.2.5 La profundidad de una cimentación con pilotes barrenados estándar sujeto a cargas laterales de volteo debe dimensionarse de acuerdo con lo siguiente:

$$L_D \geq 2.0 + S/(3d) + 2[S^2/(18d^2) + S/2 + M(3d)]^{1/2} \text{ (pies)}$$

$$L_D \geq 0.61 + S/(143d) + 2[S^2/(41333d^2) + S/96 + M(143d)]^{1/2} \text{ (m)}$$

Donde:

L_D = Profundidad de la cimentación barrenada bajo el nivel del suelo (pie) (m)

d = Diámetro de la cimentación barrenada (pie) (m)

S = Reacción de corte a nivel del suelo (pie) (m)

M = Momento de volteo a nivel del suelo (pie) (m)

Referencia: Broms, B., "Diseño de pilotes cargados lateralmente", Departamento de Mecánica de suelo y Cimentaciones División actos de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Mayo 1965.

7.3 Condiciones especiales

7.3.1 Cuando un soporte es diseñado por otro que el fabricante, el fabricante será responsable de suministrar las reacciones, pesos, y detalles para el ingeniero comprador proveyendo los documentos necesarios.

7.3.2 Los efectos de la presencia de agua deben ser tomados en cuenta en el diseño de cimentaciones no estándares. Reducciones en el peso de los materiales debido al medio y el efecto sobre las propiedades del suelo bajo condiciones sumergidas deben considerarse.

7.4 Planos de cimentaciones

7.4.1 Los planos de las cimentaciones deben indicar las reacciones de la estructura, esfuerzos de los materiales, dimensiones, acero de refuerzo, y el tipo del material, medida y localización del empotramiento del anclaje. Cimientos diseñados para condiciones de suelo normal deben ser bien detallados.

(Nota: Los parámetros y métodos de diseño de suelo normal son presentados para obtener un cimiento estándar uniforme y diseño de anclaje para propósitos de ofertar. Los métodos de diseño para otras condiciones y otros tipos de cimientos deben ser consistentes con prácticas ingenieriles aceptadas.

4.1.2 Recomendaciones del código ACI 318 Y 336

En la sección 3.5 de la norma ACI 336.3R-72, se hacen las recomendaciones sobre la configuración de la pila o pilote, siendo estas:

- Campana: Los lados de la campana no deben estar a un ángulo menor de 55° con la horizontal, el grosor de la base de la campana no debe ser menor a 15 centímetros. El diámetro de la base de la campana no debe exceder tres veces el diámetro del pilote o pila. Estas configuraciones están graficadas en el apéndice 3.
- Si se le construye una cabeza al pilote para la unión de la pata con el pilote, debe ser por lo menos el diámetro del pilote más 15 centímetros y el largo debe ser suficiente para acomodar tanto los pernos de anclaje de la torre, como el refuerzo de la pila o pilote.
- El recubrimiento mínimo para el refuerzo debe ser de 15 centímetros.

Además del ACI 318 tenemos:

- La longitud mínima de anclaje de la torre deber ser por lo menos igual a la longitud de desarrollo, que depende de cada barra, pero que nunca debe ser menor a 30 centímetros.

4.1.3 Recomendaciones de AISI para cimientos

- El concreto debe tener una resistencia mínima a compresión de 280 kg/ cm² a 28 días.
- Colocar una capa de concreto pobre sobre suelo natural.
- El relleno de tierra se hará con material seleccionado, será compactado en capas de espesor no mayor a 30 cm con una densidad de campo del 95%.
- El relleno será de tal manera de prevenir la acumulación de agua en los alrededores de la cimentación.
- El material de refuerzo será de acuerdo a la norma ASTM A615.

- Todas las barras de refuerzo serán de grado 60 si no se indica lo contrario.
- Todas las barras de refuerzo (horizontales y verticales) serán fijadas con alambre para prevenir desplazamientos durante la fundición del concreto. No se permiten soldaduras o refuerzo sin la aprobación previa del fabricante.

4.2 Proceso de diseño de cimentaciones

El proceso de diseño de cimientos para torres con momento predominante, en donde se utilice cimentación del tipo recomendado en este documento se puede observar en los dos siguientes diagramas de flujo.

4.2.1 Procedimiento de diseño para torres con cimiento único

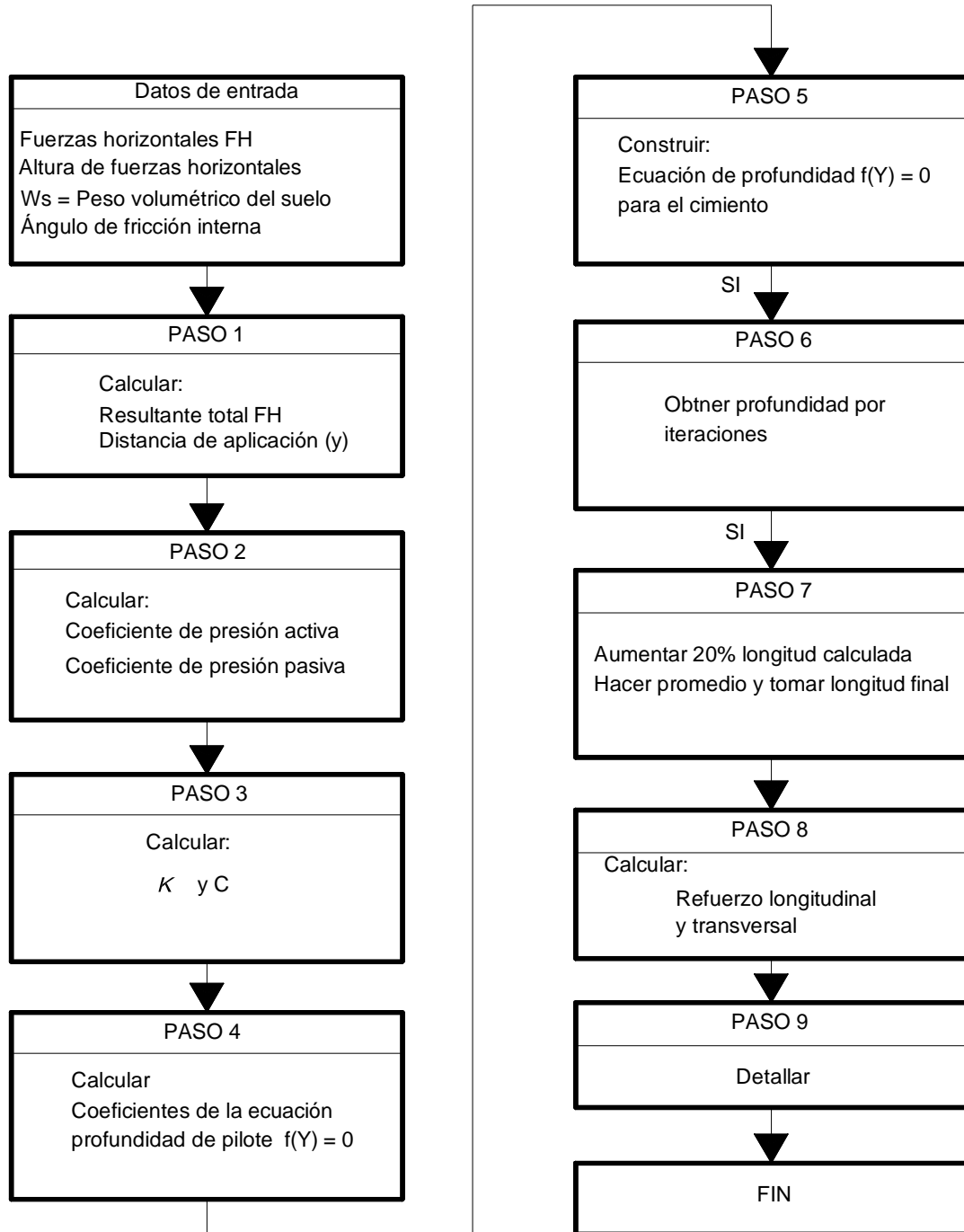
DATOS DE ENTRADA: para el caso de torres con cimiento único los datos necesarios son la fuerza horizontal total sobre la torre, calculadas según la norma ANSI/TIA/EIA-222-F-96 así como la altura a la que estas actúan, el ángulo de fricción interna del suelo y el peso volumétrico del suelo.

PASO 1: Calcular la fuerza horizontal total resultante sobre la estructura, igual a la suma de fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura y su ubicación por medio de sumatoria de fuerzas por altura de aplicación, dividido por la resultante total.

PASO 2: Calcular los coeficientes de presión activa y pasiva del suelo.

PASO 3: Calcular K y C .

Figura 16. Diagrama de flujo para diseño de cimiento único



PASO 4: Con los valores de K y C de paso 3, calcular los coeficientes de cada término de la ecuación de cuarto grado.

PASO 5: Construir la ecuación de cuarto grado (Ecuación 2) con los coeficientes calculados en paso anterior.

PASO 6: Calcular la profundidad de cimiento, por medio de iteraciones, hasta que sea lo más próximo a cero.

PASO 7: Aumentar en veinte por ciento la profundidad calculada y tomar como profundidad final el promedio entre la calculada y esta con veinte por ciento más.

PASO 8: Calcular el refuerzo transversal y longitudinal del cimiento. Refuerzo longitudinal es igual al uno por ciento del área gruesa del pilote. Refuerzo transversal, estribos a $D/2$.

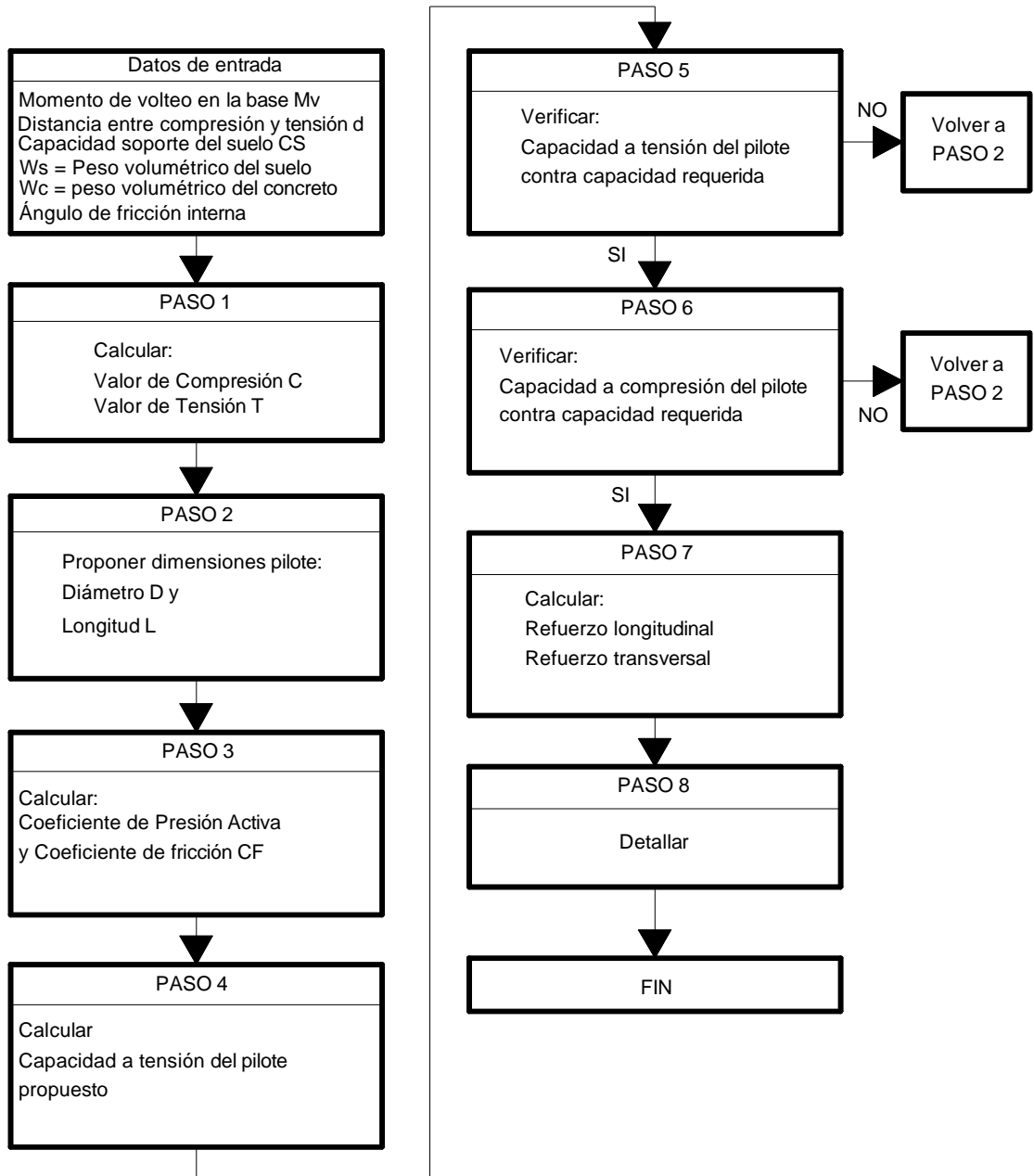
PASO 9: Detallar el cimiento y elaborar planos.

PASO 10: Fin del diseño.

4.2.2 Procedimiento de diseño para torres con 3 o más apoyos

DATOS DE ENTRADA: Se deben tener los datos necesarios de entrada, en este caso son el momento de volteo (MV), la distancia entre compresión y tensión, el valor del ángulo de fricción interna del suelo, la capacidad soporte del mismo, el peso volumétrico del suelo y el peso volumétrico del pilote (en estos casos de concreto reforzado).

Figura 17. Diagrama de flujo para diseño de cimiento de tres o más apoyos



El momento de volteo se obtiene del análisis de la estructura, bajo las condiciones de carga que imperen sobre la torre, calculadas de acuerdo a la norma ANSI/TIA/EIA-222-F-96. Cuando se tengan los resultados del análisis estructural, estos valores son los que se emplearán para el cálculo, pero para un diseño sencillo y conservador se puede calcular el momento de volteo, como la sumatoria de fuerzas horizontales sobre la estructura, por su respectivo brazo, con referencia al nivel del suelo.

PASO 1: El momento se divide entre la distancia que hay entre los apoyos a tensión y compresión, si se supone el caso de una torre de sección triangular, el caso generalmente más crítico será cuando solo un apoyo este en tensión y los otros dos en compresión (ver figura siguiente) ó cuando solo un apoyo este en compresión y los otros dos en tensión. Por lo que se obtendrá como se indico en la sección 2.4 un par que contrarresta el momento. Para torres con cuatro apoyos el procedimiento es el mismo, el caso más crítico es cuando un solo apoyo esté en compresión o uno solo este en tensión.

PASO 2: Se proponen las dimensiones del pilote a utilizar de acuerdo a la carga, puede empezarse con un diámetro de 70 centímetros y una profundidad de 2.50 metros.

PASO 3: Con el valor del ángulo de fricción interna calcular el coeficiente de presión activa K_a y el coeficiente de fricción para el suelo CF .

PASO 4: Con las dimensiones y los valores calculados en paso 3, calcular la capacidad a tensión del pilote, utilizando ecuación 4 en sus dos variantes.

PASO 5: Comparar valor de la capacidad del pilote a tensión con la carga requerida a tensión, calculada en paso 1, si esta capacidad no es mucho mayor el diseño es correcto, si no, deben de proponerse nuevas dimensiones y repetir pasos 3 al 5.

PASO 6: Calcular capacidad a compresión del pilote con ecuación 3 y compararla con la capacidad requerida en paso 1, si esta capacidad no es mucho mayor el diseño es correcto, si es menor, modificar dimensiones y repetir el cálculo hasta que sea aceptable.

PASO 7: Con las dimensiones del pilote, calcular refuerzo transversal y refuerzo longitudinal. Refuerzo longitudinal es igual al uno por ciento del área gruesa del pilote. Refuerzo transversal, estribos a $D/2$.

PASO 8: Elaborar los planos y detallar el refuerzo del pilote (ver ejemplos apéndice). Además diseñar la viga de amarre, siendo el peralte recomendado igual a 8 centímetros por cada metro de separación entre pilotes y colocar refuerzo mínimo a tensión y refuerzo mínimo a corte.

PASO 9: Fin del diseño.

4.3 Elaboración de tablas y gráficas

El procedimiento para el diseño del cimiento para torres con 3 o más apoyos, según lo explicado en la sección anterior, es a veces muy largo y el estar proponiendo dimensiones puede hacer el diseño engorroso y lento, debido a lo largo de las expresiones a calcular.

El objetivo de la presente tesis es crear una ayuda para el ingeniero y diseñador. Por lo tanto se tabularon las tablas que aparecen en el apéndice para ser una guía práctica para el diseño de este tipo de cimentaciones.

4.3.1 Limitaciones de las tablas

De acuerdo a la metodología empleada en el procedimiento de diseño, las tablas tienen las siguientes limitaciones:

- Se utiliza para el cálculo un suelo estándar con un peso volumétrico de 1.8 Ton/m^3 .
- Se utiliza también un valor del coeficiente de fricción del suelo igual a 30° .
- Se estima un valor del peso volumétrico del concreto reforzado igual a 2.4 Ton/m^3 .
- Se utiliza una capacidad soporte de suelo igual a 15 Ton/m^2 .
- Para un diseño conservador no se toma en cuenta el posible aumento de la capacidad soporte del suelo con la profundidad, por lo que la capacidad soporte puede ser mayor, en el caso a compresión.
- No se toma en cuenta para el diseño a compresión la mayor área proporcionada por la campana, esto para mayor seguridad en el diseño.
- No toman en cuenta las posibles variaciones de ángulo de fricción, capacidad soporte y coeficiente de fricción, si existieran diferentes estratos de suelo.

4.3.2 Procedimiento empleado en la elaboración de tablas

El procedimiento empleado en la elaboración de las tablas de ayuda son las especificadas en la sección 5.2.2, en el diseño de cimientos para torres con 3 o más apoyos.

Estas tablas se elaboraron en Microsoft Excel, para lo cual se realizaron los siguientes pasos:

- Se tienen como datos de entrada: en el lado de las filas los diferentes diámetros de los pilotes con variaciones de 10 cms, y del lado de las columnas tenemos las diferentes longitudes con variaciones de 25 centímetros.
- Para cada intersección de valores de diámetro y longitud se tiene una capacidad a tensión y compresión en toneladas, que es la capacidad calculada del pilote mediante las ecuaciones 3 (capacidad a compresión) y ecuación 4 en sus dos variantes (capacidad a tensión).
- Para cada intersección además se calculó el refuerzo longitudinal en área en centímetros cuadrados.
- Además se tiene una propuesta de armado con diferentes varillas para cada diámetro distinto.

4.3.3 Procedimiento de uso de tablas

Para el uso de las tablas es conveniente seguir el procedimiento indicado en la sección 5.2, en lo que se refiere a los datos de entrada y paso 1.

Los datos de entrada son los mismos, capacidad soporte, ángulo de fricción interna, Momento de volteo sobre la estructura, peso volumétrico del suelo y del concreto a emplear.

Primero se realiza el paso 1 del procedimiento tradicional, lo que implica calcular el par que resiste el momento de volteo que se realizará según lo indicado en la sección 5.2.2 Paso 1, de acuerdo a lo más crítico que se pueda dar en la estructura (un solo apoyo en tensión o compresión).

Con el valor obtenido en el paso 2 se procede a buscar en las tablas un valor cercano mayor a la capacidad requerida a tensión, pueden tomarse varios de acuerdo a si es más conveniente en costos o construcción un mayor diámetro o una mayor longitud. Con este valor se pueden obtener el diseño de diámetro y longitud del pilote que se acerque más a las condiciones requeridas.

Se realiza el mismo procedimiento indicado anteriormente, en el caso de la capacidad a compresión requerida por la estructura, en las tablas de capacidad a compresión de los pilotes.

Con los dos valores se busca el pilote que cumpla ambas exigencias, capacidad a tensión y capacidad a compresión, que nos dará el resultado del diseño requerido.

Con el pilote elegido, en el mismo cuadro de la tabla se puede obtener el área de acero que requiere el pilote o si se desea se puede tomar el armado propuesto.

Con la longitud y el diámetro del pilote se calcula el refuerzo transversal. Como paso final se detallan las dimensiones y el refuerzo del pilote, así como de la viga de amarre. En el apéndice número 3 se tienen algunos ejemplos de detallado. Por lo que queda el diseño finalizado.

4.4 Ejemplos de aplicación

4.4.1 Ejemplos para torres con cimiento único

EJEMPLO 1. DISEÑO PARA TORRE CON MOMENTO PREDOMINANTE, UTILIZANDO CIMIENTO ÚNICO.

Diseñar el pilote que sirve de cimentación bajo la pata de una torre, para las siguientes condiciones de carga.

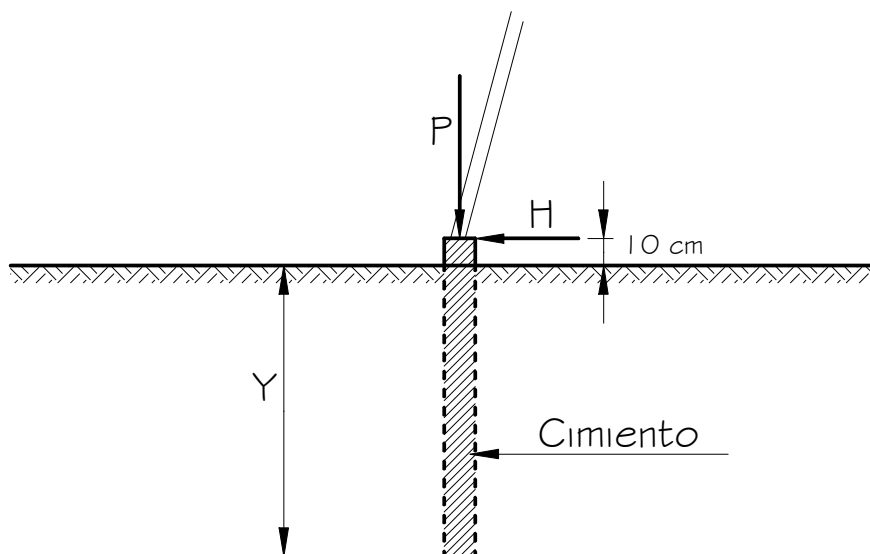
$$\omega_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$P = 10 \text{ Ton}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$H = 3 \text{ Ton}$$

Figura 18. Esquema de cimiento a diseñar



PASO1: Calcular los valores de las fuerzas horizontales actuantes:

$$R_a = H = 3 \text{ Ton}$$

$$y = 0.10 \text{ m}$$

PAS 2: Calcular los valores de los coeficientes de presión activa y pasiva del suelo según la teoría de Ranking (todas las cargas se toman por metro de ancho):

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Sen}(30)}{1 + \text{Sen}(30)} = \frac{0.5}{1.5} = 0.333$$

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} = \frac{1 + \text{Sen}(30)}{1 - \text{Sen}(30)} = \frac{1.5}{0.5} = 3.00$$

PASO 3: Con estos valores se calcula K y C

$$K = (K_p - K_a) = 3.00 - 0.333 = 2.667$$

$$C = \omega_s K = (1.8)(2.667) = 4.800$$

PASO 4: Entonces se procede a calcular los coeficientes de la ecuación para el cálculo de la profundidad de cimentación:

$$Y^4 - \left[\frac{8R_a}{C} \right] Y^2 - Y \frac{12R_a y}{C} - \frac{4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (\text{Ec. 2})$$

$$\frac{8R_a}{C} = \frac{8(3)}{4.8} = 5.0$$

$$\frac{12R_a y}{C} = \frac{12(3)(0.10)}{4.8} = 0.75$$

$$\frac{4R_a^2}{C} = \frac{4(3)^2}{4.8} = 7.5$$

PASO 5: Sustituyendo los coeficientes por los valores anteriormente calculados la ecuación queda de la siguiente forma:

$$Y^4 - 5.0Y^2 - 0.75Y - 7.5 = 0$$

PASO 6: Esta ecuación se puede resolver por cualquier método matemático para hallar las raíces, pero es más simple y lleva un procedimiento más corto obtener el valor por medio de tanteos.

Tabla II. Cálculo de cimiento único por tanteos

Y	Resultado en la ecuación
0	7.5
1	-12.25
2	-13
3	26.25
2.5	-1.5625
2.6	2.4476
2.55	0.3575
2.54	-0.0398 OK
2.545	0.1579

De la anterior tabla podemos observar que se tomará el valor de 2.54 metros para la profundidad del cimiento, $Y = 2.54$.

PASO 7: Se recomienda para dar un margen adecuado de seguridad, diseñar la profundidad entre los siguientes parámetros:

$$\text{Para un diseño conservador } 1.2Y = 1.2 * 2.54 = 3.048$$

Por lo tanto entre 2.54 y 3.05, tenemos que la profundidad final del cimiento será de $Y = 2.80$ metros.

PASO 8: Refuerzo longitudinal y transversal: El refuerzo longitudinal, al igual que en el caso de los pilotes será como el refuerzo mínimo para una columna, 1% del área gruesa, para el caso:

$$\begin{aligned} \text{Refuerzo} &= 0.01 * \text{Área de sección de cimiento} \\ &= 0.01 * 100\text{cm} * 100\text{cm} = 100 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armado propuesto 20 No 8, que da un área de 101.4 cm^2 , que es ligeramente mayor por lo que el diseño es aceptable.

El refuerzo transversal serán estribos que como mínimo deben ser No 4 y el espaciamiento será:

$$16(2.54) = 40.64\text{cms}$$

$$48(1.27) = 60.96 \text{ cms}$$

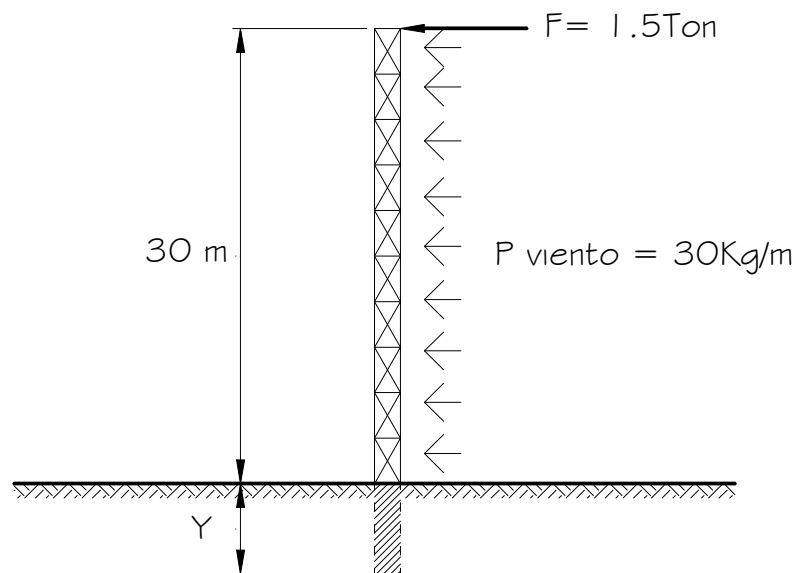
$$D = 80 \text{ cms}$$

Para nuestro caso se tomarán estribos No 4 a cada 40 cms a todo el largo del cimiento.

PASO 9: Detallar los armados, en el apéndice 3 se tienen algunos ejemplos que sirven de guía.

EJEMPLO 2: DISEÑO PARA TORRE CON MOMENTO PREDOMINANTE, UTILIZANDO CIMIENTO ÚNICO.

Figura 19. Esquema de torre a diseñar



Se necesita diseñar el cimiento único para una torre, bajo las condiciones de carga siguientes:

$$\omega_s = 1.6 \text{ Ton/m} \quad y \quad \phi = 28^\circ \quad \text{Sección de } 1.5 \times 1.5 \text{ metros.}$$

PASO 1: calcular la resultante de fuerzas horizontales por viento:

$$F_v = 30 \text{ Kg/m} * 30 \text{ m} = 900 \text{ Kg (Se asume a media altura)}$$

$$\sum F_H = R_a = 1.5 + 0.9 = 2.40 \text{ Ton}$$

$$y = (1.5\text{Ton} * 30\text{m} + 0.9\text{Ton} * 15\text{m}) / 2.4\text{tON} = 24.375 \text{ m desde la base de la torre.}$$

Paso 2: Con las fuerzas calculadas se procede, al igual que el ejemplo anterior a calcular los coeficientes de presión activa y pasiva:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Sen}(28)}{1 + \text{Sen}(28)} = \frac{0.5305}{1.4695} = 0.361$$

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} = \frac{1 + \text{Sen}(28)}{1 - \text{Sen}(28)} = \frac{1.4695}{0.5305} = 2.77$$

PASO 3: Con estos valores se calcula K y C

$$K = (K_p - K_a) = 2.77 - 0.361 = 2.409$$

$$C = \omega_s K = (1.6)(2.409) = 3.854$$

PASO 4: Entonces se procede a calcular los coeficientes de la ecuación para el cálculo de la profundidad de cimentación:

$$Y^4 - \left[\frac{8R_a}{C} \right] Y^2 - Y \frac{12R_a y}{C} - \frac{4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (\text{Ec. 2})$$

Pero debe de realizarse una pequeña modificación a la ecuación debido a que en la deducción de la ecuación se asumieron franjas unitarias de 1 metro, y el cimientado es mayor, entonces debe dividirse dentro de 1.5 metros la reacción R_a que estaba para un metro, como sigue a continuación (para secciones no cuadrada se debe utilizar como divisor la menor dimensión):

$$\frac{8 \frac{R_a}{1.5}}{C} = \frac{8 \left(\frac{2.4}{1.5} \right)}{3.854} = 3.3212$$

$$\frac{12 \frac{R_a}{1.5} y}{C} = \frac{12 \left(\frac{2.4}{1.5} \right) (24.375)}{3.854} = 121.432$$

$$\frac{4 \frac{R_a^2}{1.5}}{C} = \frac{4 \left(\frac{2.4}{1.5} \right)^2}{3.854} = 2.65698$$

PASO 5: Sustituyendo cada una de estas constantes se tiene nuevamente la ecuación de cuarto grado para el cálculo del cimientado:

$$Y^4 - 3.3212Y^2 - 121.432Y - 2.65698 = 0$$

PASO 6: Nuevamente por tanteos se obtienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla III. Cálculo de profundidad de cimiento.

Y	Resultado en la ecuación
3.0	-315.84
5.0	-65.8469
5.2	19.39
5.15	-12.67
5.17	-4.79
5.18	-0.8128 OK

Se obtiene por lo tanto un valor de $Y = 5.18$

PASO 7: Se recomienda para dar un margen adecuado de seguridad, diseñar la profundidad entre los siguientes parámetros:

Para un diseño conservador $1.2Y = 1.2 * 5.18 = 6.216$

Por lo tanto entre 5.18 y 6.216, tenemos que la profundidad final del cimiento será de $Y = 5.70$ metros.

PASO 8: Refuerzo longitudinal y transversal: El refuerzo longitudinal, al igual que en el caso de los pilotes será como el refuerzo mínimo para una columna, 1% del área gruesa, para el caso:

$$\begin{aligned}\text{Refuerzo} &= 0.01 * \text{Área de sección de cimiento} \\ &= 0.01 * 150\text{cm} * 150\text{cm} = 225 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armado propuesto 20 No 12, que da un área de 228 cm^2 , que es ligeramente mayor al necesario, diseño correcto.

El refuerzo transversal serán estribos que como mínimo deben ser No 4 y el espaciamiento será:

$$16(3.81) = 60.96\text{cms}$$

$$48(1.27) = 60.96 \text{ cms}$$

$$D = 150 \text{ cms}$$

Para nuestro caso se tomarán estribos No 4 a cada 60 cms a todo el largo del cimiento.

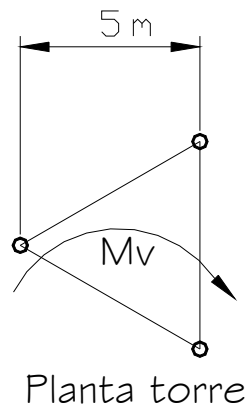
PASO 9: Detallar los armados, en el apéndice 3 se tienen algunos ejemplos que sirven de guía.

4.4.2 Ejemplos de diseño para torres con 3 o más apoyos

EJEMPLO 1: DISEÑO DE CIMIENTO PARA TORRE CON 3 APOYOS SIGUIENDO EL PROCEDIMIENTO NORMAL.

Para la siguiente torre de 3 apoyos, diseñar el cimiento, bajo las siguientes condiciones:

Figura 20. Esquema de torre a diseñar ejemplo 1



Datos de entrada

Momento total en la base $M_v = 50 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$\omega_s = 1.8 \text{ Ton}/\text{m}^3$

$\phi = 30^\circ$

$CS = 15 \text{ Ton}/\text{m}^2$

$\omega_c = 2.4 \text{ Ton}/\text{m}^3$

PASO 1: Calcular el valor de la compresión y tensión en las patas, esto se hace dividiendo el momento de vuelco entre la distancia entre apoyos a compresión o tensión, en este caso la distancia más crítica es cuando una sola pata está en tensión y las otras dos en compresión, la distancia (d) entre ambas fuerzas es 5 m.

$$T = M_v/d = 50\text{Ton}\cdot\text{m}/5\text{m} = 10 \text{ Ton}$$

$$C = M_v/d = 50\text{Ton}\cdot\text{m}/5\text{m} = 10 \text{ Ton, entre las dos patas} = 5\text{Ton.}$$

PASO 2: Proponer un diámetro y longitud de pilote:

$$D = 1.20 \text{ cms}$$

$$L = 2.5 \text{ m}$$

PASO 3: Calcular los valores del coeficiente de presión activa y de coeficiente de fricción del suelo:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Sen}(30)}{1 + \text{Sen}(30)} = \frac{0.5}{1.5} = 0.333$$

$$CF = \frac{\tan(\phi)}{FS} = \frac{\tan(30)}{2} = 0.2887$$

PASO 4: Calcular la capacidad del pilote a tensión con la ecuación 4:

$$T = \psi_1 (\pi DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS) + \psi_2 (\pi \omega_c D^2 / 4L) + \psi_1 (\pi \omega_s * [L^2 D / 2 \tan(30^\circ) + 1/3 L^3 (\tan(30^\circ))^2])$$

y

$$T = \psi_3 \pi (DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS + \omega_c D^2 / 4L + \omega_s * [L^2 D / 2 \tan(30^\circ) + 1/3 L^3 (\tan(30^\circ))^2])$$

$$\begin{aligned} T &= (\pi (0.5)(1.2\text{m})(2.5\text{m})^2(1.8\text{Ton/m}^3)(0.333)(0.2887) + \\ &(0.8)\pi(2.4\text{Ton/m}^3)(1.2)^2(2.5)/4 + \\ &(0.5)\pi(1.8\text{Ton/m}^3)[(2.5\text{m})^2(1.2\text{m}/2)(\tan(30^\circ)) + 1/3(2.5)^3(\tan(30^\circ))^2]) \\ T &= ((0.5)\pi(1.2978) + (0.8)\pi(2.16) + (0.5)\pi 1.8(2.16 + 1.736)) \\ T &= (2.038 + 5.42 + 11.01) \\ T &= 18.47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= (1/1.5)\pi((1.2\text{m})(2.5\text{m})^2(1.8\text{Ton/m}^3)(0.333)(0.2887) + \\ &(2.4\text{Ton/m}^3)(1.2)^2(2.5)/4 + 1.8\text{Ton/m}^3[(2.5\text{m})^2(1.2\text{m}/2)(\tan(30^\circ)) + \\ &1/3(2.0)^3(\tan(30^\circ))^2]) \\ T &= (1/1.5)\pi(1.2978 + 2.16 + 7.013) \\ T &= (1/1.5)\pi(10.47) \\ T &= 21.93\text{Ton} \end{aligned}$$

PASO 5: Comparar la capacidad del pilote calculada anteriormente con la requerida por el momento calculada en paso 1:

Tensión requerida $T = 10 \text{ Ton} < \text{Capacidad del pilote } T = 18.47 \text{ y } 21.93\text{Ton OK.}$

PASO 6: Verificar la capacidad a compresión con la ecuación 3:

$$P_c = \psi \pi (D^2/4 * C_s + DL^2 \omega_s K_a \tan(\phi) / FS)$$

$$P_c = 0.5 \pi ((1.2\text{m})^2/4(15\text{Ton}/\text{m}^2) + (1.2)(2.5)^2(1.8\text{Ton}/\text{m}^3)(0.333)(0.2887))$$

$$P_c = 0.5 \pi (5.4 + 1.2978)$$

$$P_c = 0.5 \pi (6.6978)$$

$$P_c = 10.52 \text{ Ton}$$

Capacidad a compresión $P_c = 10.52 \text{ Ton} > \text{Requerido } C = 5 \text{ Ton OK,}$
cuando son dos apoyos y $P_c = 10.52 \text{ Ton} > \text{Requerido } C = 10 \text{ Ton OK,}$ cuando solo un apoyo esta en compresión.

PASO 7: Calcular el refuerzo para el pilote:

Refuerzo longitudinal: El refuerzo longitudinal es igual al uno por ciento del área gruesa del pilote, $R = 1\% A_g.$

$$A_s = 0.01 \pi D^2/4$$

$$A_s = 0.01 \pi (120\text{cm})^2/4$$

$$A_s = 113 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado 10 No 12, $A_s = 114 \text{ cm}^2$, que cumple el área de acero requerida por lo que es correcta.

Refuerzo transversal: Esto lo constituyen los estribos o zunchos de acuerdo a lo que se decida, en este caso se decide colocar estribos circulares, la distribución del refuerzo es igual al de una columna, refuerzo mínimo bajo las mismas restricciones a todo el largo del pilote.

Diámetro mínimo del refuerzo según ACI318-95 7.10.5: El mínimo diámetro será un número 4 para las barras mayores a la número 10, para el pilote se tomaran barras número 4.

Máximo espaciamiento de acuerdo a Código ACI 318-95 7.10.5:

$$16(3.81) = 60.96 \text{ cms}$$

$$48(1.27) = 60.96 \text{ cms}$$

$$D = 120 \text{ cms}$$

Para un diseño de acuerdo a las columnas se tomará un refuerzo de $D/2$ o menor, en este caso $D/2$ es igual a 60 cms y la primera referencia es 60.96, por lo que se tomará 60 cms como la separación.

Por lo que el armado final será 10 varillas No 12 y estribos No 4 a cada 60 cms en todo lo largo.

PASO 8: Detallar los armados y anclajes, en el apéndice 3 se encuentran algunos ejemplos que pueden servir de guía.

Además se diseña la viga de amarre que servirá para darle estabilidad en la cabeza de cada pilote.

De acuerdo al ACI 318.95 el peralte de una viga se podrá determinar como 8 cms por cada metro de luz, en nuestro caso:

Distancia entre apoyos 5.78

$$d = 8\text{cms} * 5.78 = 46.24 \approx 50 \text{ cms}$$

$$b = 50/2 = 25 \text{ cms}$$

Dimensiones finales $h = 50 +$ recubrimiento mínimo ACI 318-95 7.7.1 inciso b) $= 4 \text{ cms}$, entonces $h = 50 + 4 = 54 \approx 55 \text{ cms}$

$$A_s = A_{s_{\min}} = bd \frac{14.1}{f_y} = (25)(50) \frac{14.1}{4200} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto 2 No 5 + 1 No 3 al centro, tanto para la cama inferior como para la cama superior.

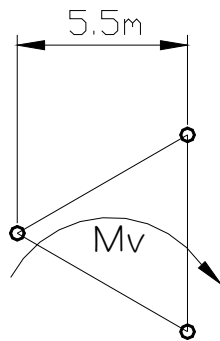
Refuerzo a corte, refuerzo mínimo de acuerdo a ACI 318-95, a $d/2$:

$d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$, No 3 @ 25 cm, a todo lo largo de la viga (esta viga esta detallada en el apéndice 3).

EJEMPLO 2: DISEÑO DE CIMIENTO PARA TORRE CON 3 APOYOS
UTILIZANDO TABLAS.

Para la siguiente torre de 3 apoyos, diseñar el cimiento, bajo las siguientes condiciones:

Figura 21. Esquema de torre a diseñar ejemplo 2



Planta torre

Datos de entrada

Momento total en la base $M_v = 90 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$$\omega_s = 1.8 \text{ Ton}/\text{m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$CS = 15 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$\omega_c = 2.4 \text{ Ton}.$$

PASO 1: Calcular el valor de tensión y compresión de las patas.

$$T = M_v/d = 90 \text{ Ton}/5.5\text{m} = 16.36 \text{ Ton}$$

$$C = M_v/d = 90 \text{ Ton}/5.5\text{m} = 16.36/2 = 8.18 \text{ Ton en cada pata.}$$

PASO 2: Buscar el valor de la tensión y compresión requeridas en las tablas, tratando que sea lo más cercano al valor requerido. Y elegir el diámetro y longitud que se considere más adecuado de acuerdo a las condiciones de cimentación a construir, generalmente el diámetro se elige de acuerdo a la carga de compresión y la profundidad de cimentación o longitud del pilote de acuerdo a la carga de tensión.

De la tabla No 1 de capacidad a tensión tenemos:

$C = 16.335$ Ton para $D = 1.30\text{m}$ y $L = 4.25$ m

$T = 60.49$ Ton para $D = 1.30$ m y $L = 4.25\text{m}$

Por lo tanto el cimiento que resiste ambas fuerzas será uno de $D = 1.30$ m y una longitud de $L = 4.20$ metros.

PASO 3: En la misma casilla se puede obtener el área de acero longitudinal y un armado propuesto

$A_s = 132.78\text{cm}^2$

Armado = 12 No 12

Refuerzo Transversal estribos No 4 a cada 65 cms.

PASO 4: Detallar el cimiento, al igual que en el último paso del ejemplo anterior, así como la viga de amarre que tendrá una sección de $50 * 25$ cms. El refuerzo es igual al determinado en el ejemplo 1.

CONCLUSIONES

1. El diseño de las torres auto-soportadas y en especial el caso de torres de telefonía celular en Guatemala, así como de los cimientos de éstas, está regido básicamente por la acción de las cargas de viento sobre la torre, lo que implica que las cargas predominantes son las laterales, que producen grandes momentos de volteo.
2. El cimiento más apropiado para estructuras sujetas a grandes cargas laterales que provocan momentos grandes, es un cimiento único tipo pila para torres tipo monopolo o torres con separación de apoyos bastante pequeña. En el caso de torres con 3 o más apoyos, el cimiento apropiado serán las pilas o pilotes con campana.
3. Para dar mayor capacidad de carga a tensión y a compresión, las pilas o pilotes pueden aprovechar el uso de una campana al final, que debe cumplir los requerimientos de la norma ACI 336.3R-72.
4. Para el caso de cimientos de 3 o más apoyos, el diámetro del pilote o pila está regido por la capacidad necesaria a compresión y la profundidad o longitud por la capacidad requerida a tensión.

RECOMENDACIONES

1. El diseño del cimiento para torres auto-soportadas y en particular de las torres para transmisión de telefonía celular deberá realizarse de acuerdo a las normas ACI 336.3R-72, ANSI/TIA/EIA-222-F-96 y las secciones aplicables del código ACI 318-95, hasta que se implemente una norma nacional específica para este tipo de estructuras.
2. Normalizar el diseño de este tipo particular de estructuras y de otras que no estén determinadas en ningún código de Guatemala.
3. Utilizar las tablas y gráficas de esta tesis como guía para el diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras y determinar las propiedades específicas del suelo de la zona a cimentar para hacer las modificaciones que éstas requieran.
4. Para toda estructura realizar el tipo de estudio de suelos requerido por la norma NR-2 AGIES 2002, para obtener los parámetros adecuados de las propiedades del suelo y evitar construcciones en áreas de riesgo tanto por sismicidad, como por la acción del viento.

BIBLIOGRAFÍA

1. Bowles, Joseph E. **Foundation analysis and design**.U.S.A: Editorial MacGraw Hill, 1968.
2. Sowers, Jorge B. y George F. Sowers. **Introducción a la mecánica de Suelos y cimentaciones**. 1ª ed. México: Editorial Limusa, 1990.
3. Instituto mexicano del cemento y del concreto. **Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios ACI 318-95 y ACI 318R-95**. México: s.e., 1997.
4. *American Concrete Institute*. **Suggested design and construction** part 4 **Procedures for pier foundations ACI 336.3R-72**. U.S.A : ACI publication,1980.
5. *American Concrete Institute*. **Building code requirements for structural Plain concrete(ACI 322-72)**.U.S.A: ACI publication,1972.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. **Demandas estructurales. Condiciones de sitio y niveles de protección**. (Colección NR-2) Guatemala: s.e., 2002. 70pp.
7. *Telecommunications Industry association and Electronic industries Association*. **Structural Standard for steel antenna towers and antenna supporting structures**. U.S.A: Global engineering documents, 1996. 111pp.
8. Dobias Nuila, Jonás Antonio. Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular. Tesis Ing.Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004.

9. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.**
4ª ed. México: Editorial Limusa, 1995. 639pp.

APÉNDICES

APÉNDICE 1

TABLAS DE CAPACIDADES DE PILOTES A COMPRESIÓN

En las siguientes tablas se encuentran tabuladas las capacidades a compresión de pilotes con diámetros del rango de 80 cm. a 130 cm. y con profundidades de 2.5 metros a 9 metros variando cada 25 centímetros. La capacidad está dada en toneladas.

Para poder interpretar las tablas en la siguiente figura se puede observar los datos de entrada y a qué corresponde el valor de cada casilla.

Figura 22. Tablas a compresión

	70	80
2.50	4.075 10 No7 38.485	5.139 10 No8 50.265
2.75	4.325 10 No7 38.485	5.414 10 No8 50.265

Profundidad del pilote en metros

Diámetro del pilote en centímetros

Armado propuesto

Área de acero necesaria para el pilote en cm²

Capacidad a compresión en Toneladas

TABLA 1
CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON
PROFUNDIDADES DE 2.5 A 4.5 METROS

		D (en cm)						
		70	80	90	100	110	120	130
L (en mts.)	2.50	4.075	5.129	6.300	7.589	8.996	10.520	12.163
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	2.75	4.325	5.414	6.621	7.945	9.388	10.948	12.626
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	3.00	4.598	5.726	6.972	8.336	9.818	11.417	13.134
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	3.25	4.895	6.066	7.354	8.761	10.285	11.926	13.686
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	3.50	5.216	6.433	7.767	9.219	10.789	12.477	14.282
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	3.75	5.561	6.827	8.210	9.712	11.331	13.068	14.922
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	4.00	5.930	7.248	8.684	10.238	11.910	13.699	15.607
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	4.25	6.322	7.696	9.189	10.799	12.526	14.372	16.335
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	4.50	6.738	8.172	9.724	11.393	13.180	15.085	17.108
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732

TABLA 2
 CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON
 PROFUNDIDADES DE 4.75 A 6.75 METROS

		D (en cm)						
		70	80	90	100	110	120	130
L (en mts.)	4.75	7.178	8.675	10.289	12.021	13.871	15.839	17.925
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	5.00	7.642	9.204	10.885	12.684	14.600	16.634	18.786
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	5.25	8.129	9.761	11.512	13.380	15.366	17.470	19.691
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	5.50	8.640	10.346	12.169	14.110	16.169	18.346	20.641
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	5.75	9.175	10.957	12.857	14.874	17.010	19.263	21.634
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	6.00	9.734	11.596	13.575	15.673	17.888	20.221	22.672
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	6.25	10.316	12.261	14.324	16.505	18.803	21.220	23.754
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	6.50	10.923	12.954	15.104	17.371	19.756	22.259	24.880
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	6.75	11.553	13.674	15.914	18.271	20.746	23.339	26.050
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732

TABLA 3
 CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON
 PROFUNDIDADES DE 7.00 A 9.00 METROS

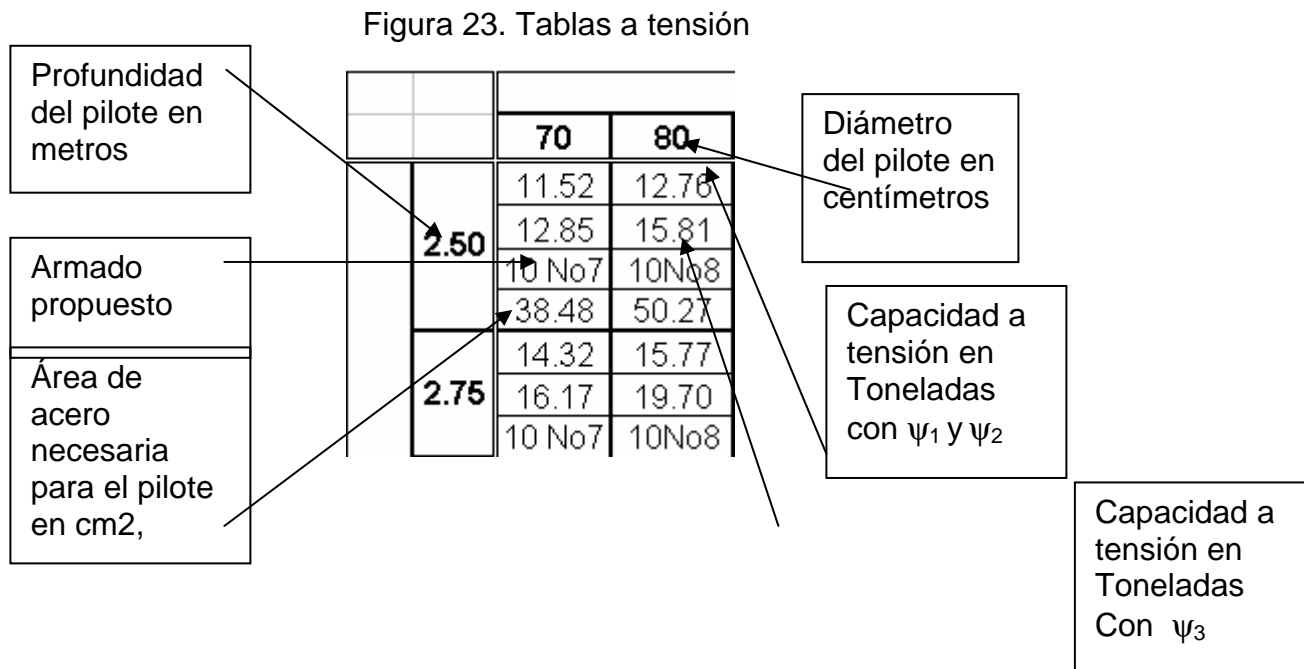
		D (en cm)						
		70	80	90	100	110	120	130
L (en mts.)	7.00	12.207	14.422	16.754	19.205	21.774	24.460	27.264
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	7.25	12.884	15.196	17.626	20.173	22.838	25.621	28.522
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	7.50	13.586	15.998	18.527	21.175	23.941	26.824	29.825
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	7.75	14.311	16.826	19.460	22.211	25.080	28.067	31.172
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	8.00	15.060	17.682	20.423	23.281	26.257	29.351	32.563
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	8.25	15.832	18.565	21.416	24.385	27.471	30.676	33.998
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	8.50	16.629	19.476	22.440	25.523	28.723	32.041	35.477
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
	8.75	17.449	20.413	23.495	26.695	30.012	33.447	37.000
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732
9.00	18.293	21.378	24.580	27.900	31.338	34.894	38.568	
	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13	
	38.485	50.265	63.617	78.540	95.033	113.097	132.732	

APÉNDICE 2

TABLAS DE CAPACIDADES DE PILOTES A TENSIÓN

En las siguientes tablas se encuentran tabuladas las capacidades a tensión de pilotes con diámetros del rango de 80 cm. a 130 cm. y con profundidades de 2.5 metros a 9 metros variando cada 25 centímetros. La capacidad esta dada en toneladas.

Para poder interpretar las tablas en la siguiente figura se puede observar los datos de entrada y a qué corresponde el valor de cada casilla.



Nota: el área de acero es igual para todos los pilotes con igual diámetro, por lo que sólo se coloca este valor al principio de cada tabla, para el primer dato de profundidad.

TABLA 1
CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON PROFUNDIDADES DE 2.5 A 4.5 METROS

		D (en cms)						
		70	80	90	100	110	120	130
L en mts.	2.50	11.52	12.76	14.08	15.48	16.95	18.50	20.12
		12.85	15.81	15.21	18.75	20.32	21.95	23.64
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	2.75	38.48	50.27	63.62	78.54	95.03	113.10	132.73
		14.32	15.77	17.30	18.91	20.60	22.38	24.24
		16.17	19.70	18.92	23.14	24.96	26.85	28.81
	3.00	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		17.55	19.21	20.96	22.80	24.73	26.75	28.86
		20.01	24.17	23.18	28.13	30.23	32.40	34.65
	3.25	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		21.23	23.11	25.10	27.18	29.36	31.63	34.01
		24.43	29.25	28.03	33.79	36.18	38.65	41.20
	3.50	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		25.38	27.51	29.74	32.07	34.52	37.06	39.71
		29.45	34.99	33.52	40.13	42.83	45.62	48.49
	3.75	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		30.05	32.43	34.92	37.52	40.24	43.07	46.01
		35.11	41.42	39.68	47.20	50.23	53.35	56.57
	4.00	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		35.25	37.89	40.66	43.55	46.55	49.68	52.93
		41.46	48.59	46.55	55.04	58.42	61.90	65.48
	4.25	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		41.01	43.94	46.99	50.18	53.49	56.93	60.49
		48.53	56.53	54.17	63.70	67.44	71.29	75.24
	4.50	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
		47.37	50.60	53.95	57.44	61.07	64.84	68.74
		56.37	65.29	62.58	73.20	77.32	81.56	85.91
			10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12

TABLA 2
CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON
PROFUNDIDADES DE 4.75 A 6.75 METROS

		D (en cms)						
		70	80	90	100	110	120	130
L en mts.	4.75	54.36	57.89	61.56	65.38	69.34	73.44	77.68
		65.00	74.90	71.83	83.59	88.12	92.76	97.53
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
		38.48	50.27	63.62	78.54	95.03	113.10	132.73
	5.00	62.00	65.85	69.86	74.01	78.31	82.77	87.37
		74.48	85.39	81.94	94.91	99.85	104.93	110.12
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	5.25	70.33	74.52	78.86	83.36	88.02	92.84	97.82
		84.84	96.82	92.95	107.19	112.58	118.09	123.74
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	5.50	79.37	83.90	88.61	93.47	98.50	103.70	109.07
		96.12	109.22	104.92	120.48	126.32	132.30	138.42
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	5.75	89.15	94.05	99.12	104.37	109.78	115.37	121.14
		108.36	122.63	117.87	134.82	141.13	147.59	154.19
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	6.00	99.71	104.98	110.44	116.07	121.89	127.89	134.06
		121.60	137.08	131.85	150.24	157.04	164.00	171.11
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	6.25	111.07	116.73	122.58	128.62	134.85	141.27	147.87
		135.87	152.62	146.89	166.78	174.10	181.57	189.20
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12
	6.50	123.25	129.32	135.58	142.04	148.70	155.55	162.60
		151.22	169.29	163.03	184.49	192.33	200.34	208.51
10 No7		10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12	
6.75	136.30	142.79	149.48	156.37	163.46	170.76	178.26	
	167.69	187.13	180.32	203.40	211.79	220.35	229.08	
	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	12No12	

TABLA 3
CAPACIDADES A COMPRESIÓN EN TONELADAS PARA PILOTES CON
PROFUNDIDADES DE 7.00 A 9.00 METROS

		D (en cms)						
		70	80	90	100	110	120	130
L en mts.	7.00	150.25	157.16	164.28	171.62	179.17	186.93	194.90
		185.31	206.17	198.79	223.55	232.51	241.64	250.94
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	7.25	165.11	172.46	180.04	187.84	195.85	204.08	212.54
		204.13	226.45	218.49	244.98	254.52	264.24	274.14
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	7.50	180.92	188.73	196.77	205.04	213.54	222.26	231.20
		224.18	248.02	239.44	267.73	277.87	288.20	298.72
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	7.75	197.70	205.99	214.51	223.27	232.26	241.48	250.93
		245.51	270.92	261.70	291.85	302.60	313.56	324.70
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	8.00	215.50	224.27	233.29	242.54	252.04	261.77	271.75
		268.15	295.17	285.29	317.36	328.75	340.35	352.14
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	8.25	234.33	243.61	253.13	262.89	272.91	283.18	293.69
		292.14	320.83	310.27	344.30	356.35	368.61	381.08
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	8.50	251.88	260.94	270.17	279.55	289.09	298.79	308.66
		317.52	347.92	336.66	372.73	385.45	398.39	411.54
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
	8.75	275.23	285.54	296.12	306.95	318.05	329.42	341.04
		344.33	376.50	364.51	402.67	416.09	429.72	443.58
		10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13
9.00	297.36	308.21	319.33	330.72	342.38	354.31	366.52	
	372.61	406.60	393.86	434.17	448.29	462.65	477.22	
	10 No7	10No8	10No9	10No10	10No11	10No12	10No13	

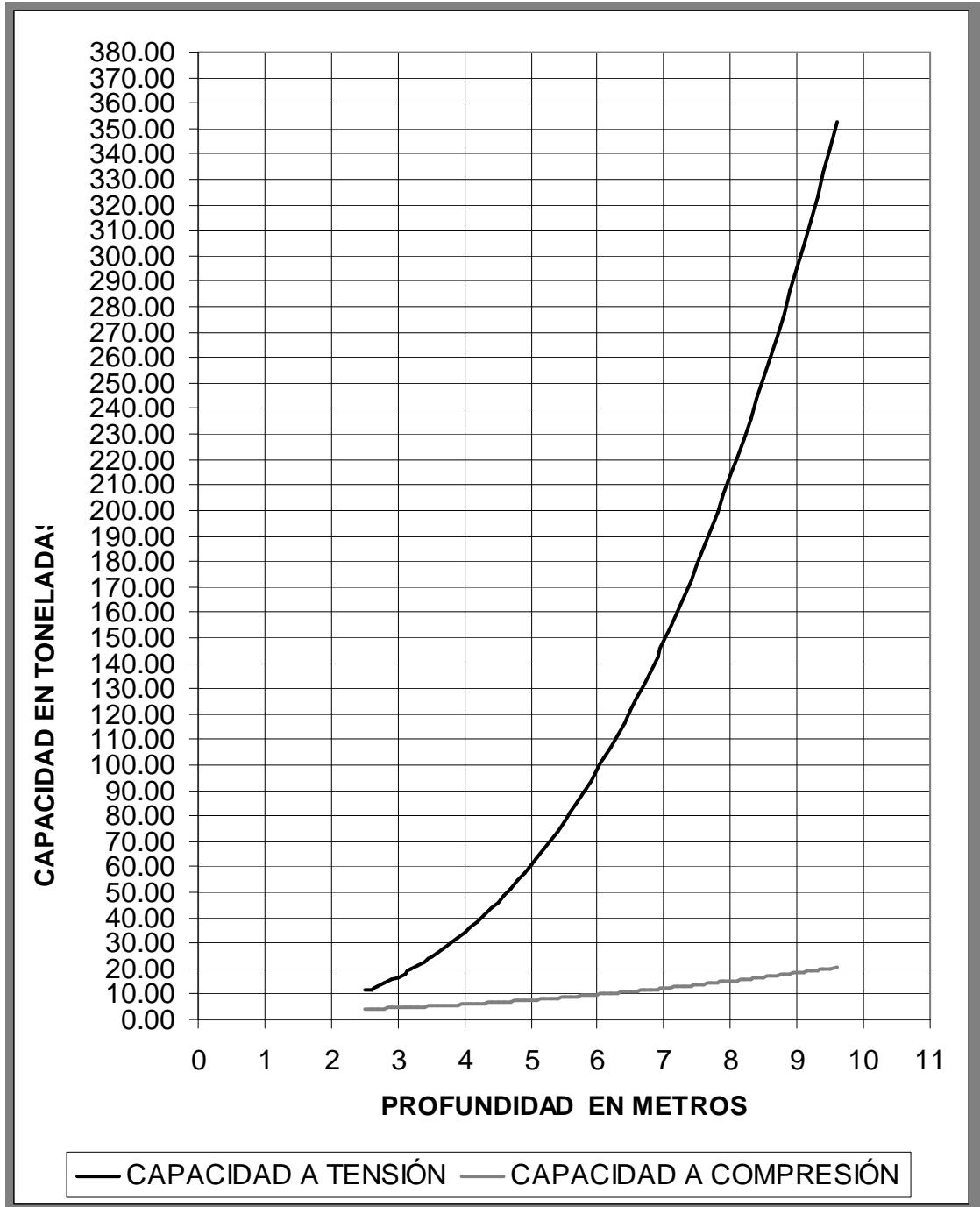
APÉNDICE 3

GRÁFICAS COMPARATIVAS DE CAPACIDAD A TENSIÓN Y COMPRESIÓN DE PILOTES.

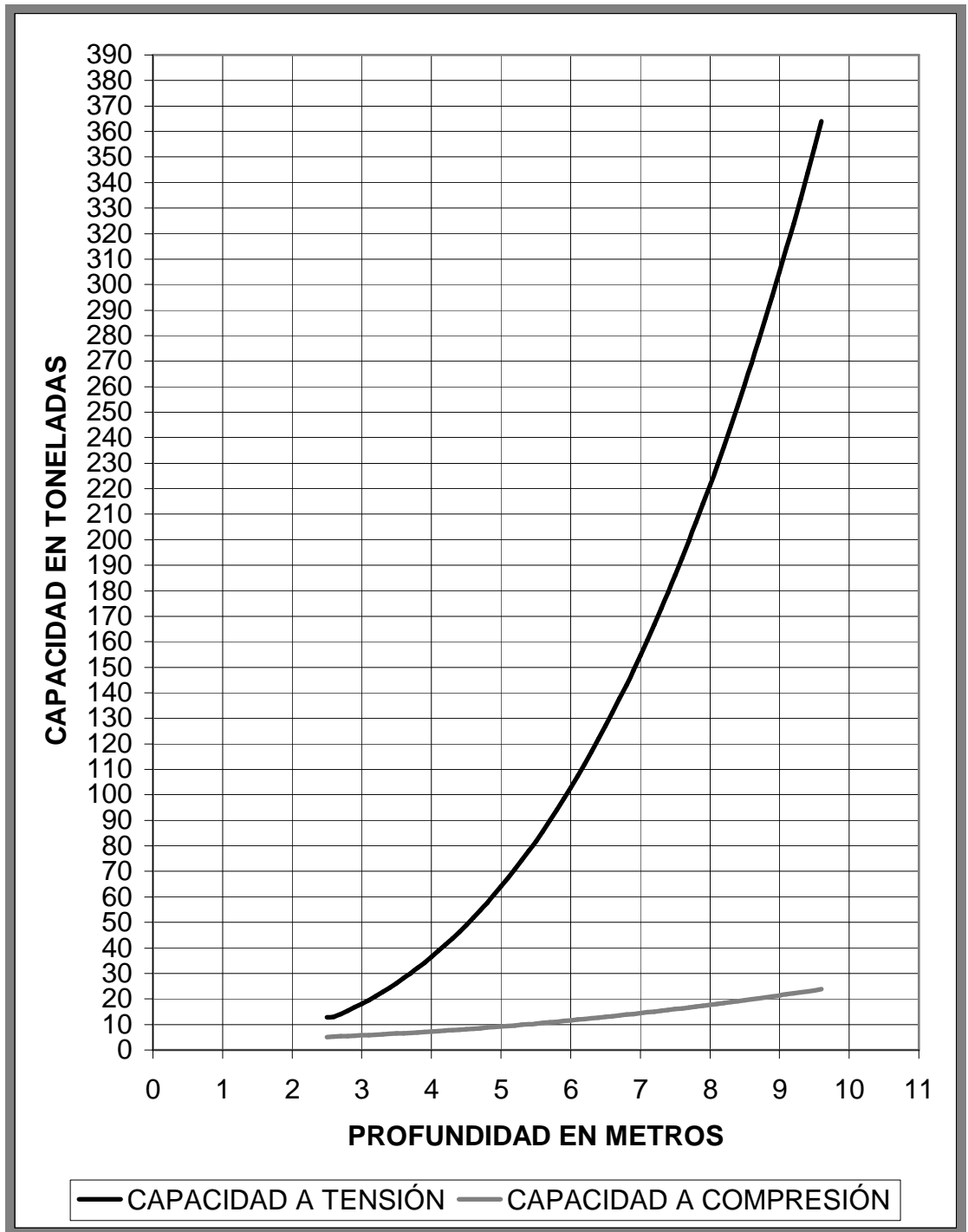
Se presentan gráficas para distintos diámetros de pilotes desde 70 centímetros hasta 130 centímetros, en línea oscura aparece la curva de capacidades a tensión, que para toda abscisa siempre será mayor a la de compresión que aparece en color gris.

La curva de capacidad a tensión se determinó con la ecuación 4, que contiene los factores de reducción de $\psi_1 = 0.5$ y $\psi_2 = 0.8$, que es la que determina el diseño a tensión y la de compresión con la ecuación 3.

GRÁFICA 1 CAPACIDAD A TENSIÓN Y COMPRESIÓN PARA D = 0.70 M

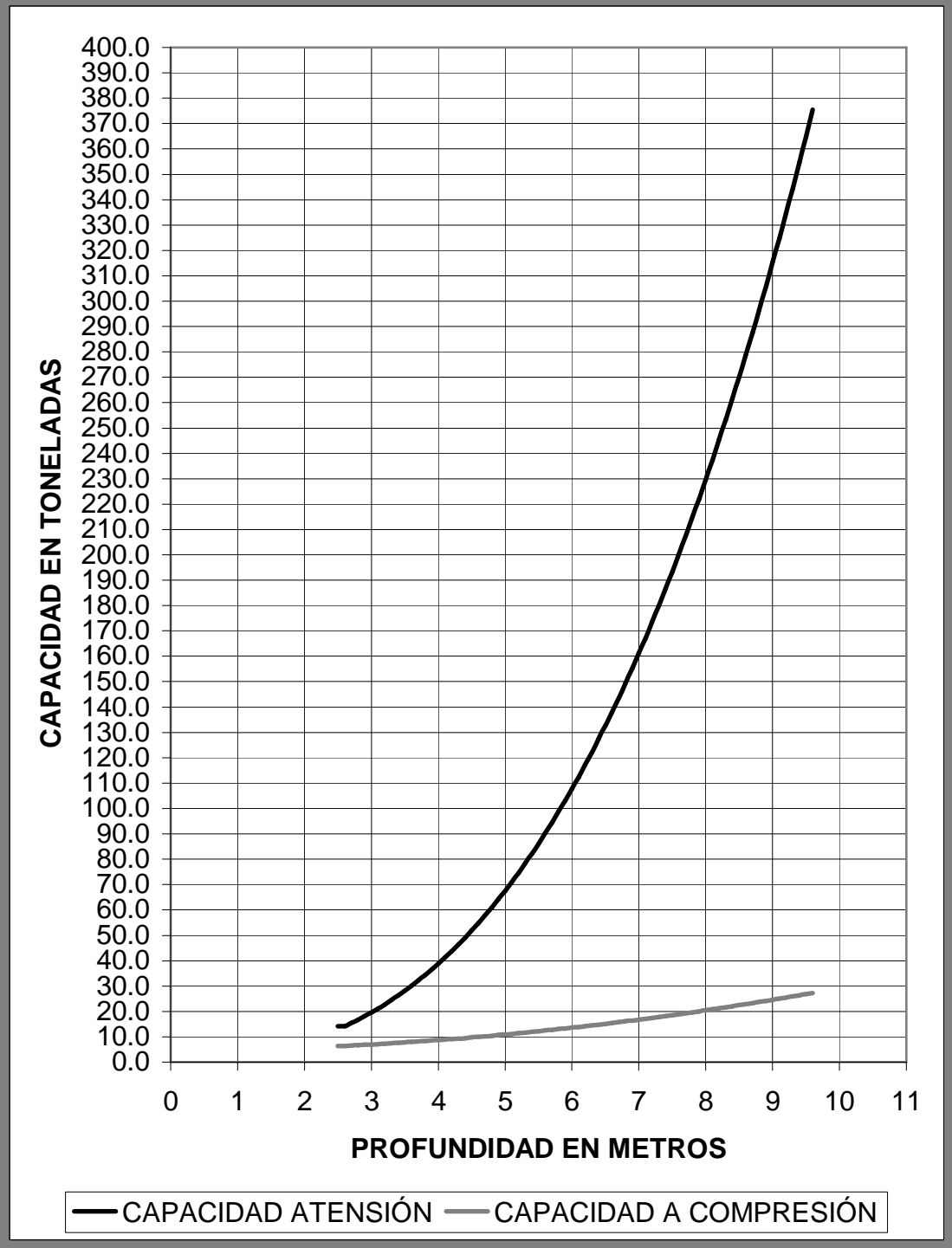


GRÁFICA 2
 CAPACIDAD A TENSION Y COMPRESIÓN PARA D = 0.80

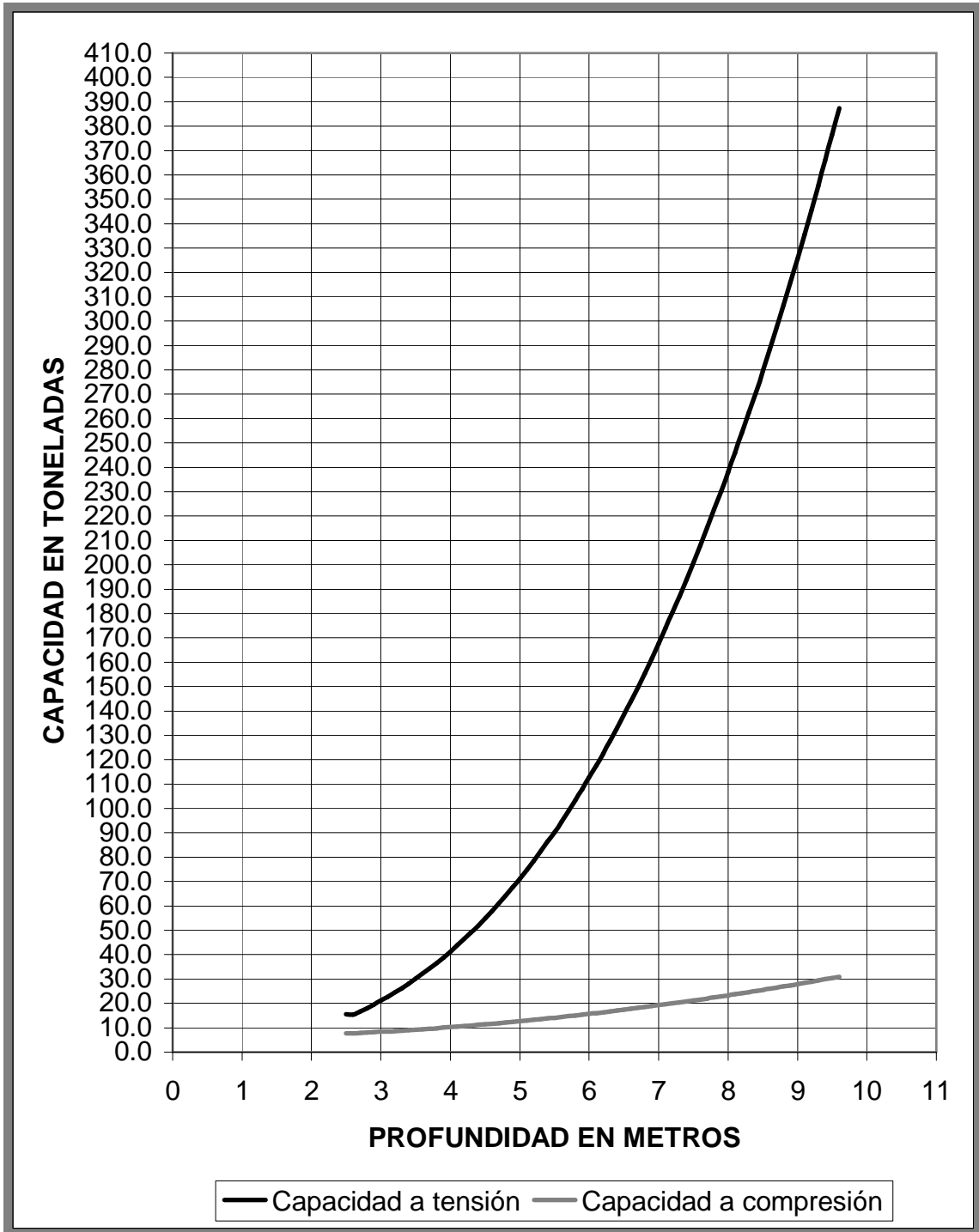


GRÁFICA 3

CAPACIDAD A TENSIÓN Y COMPRESIÓN PARA D = 0.90

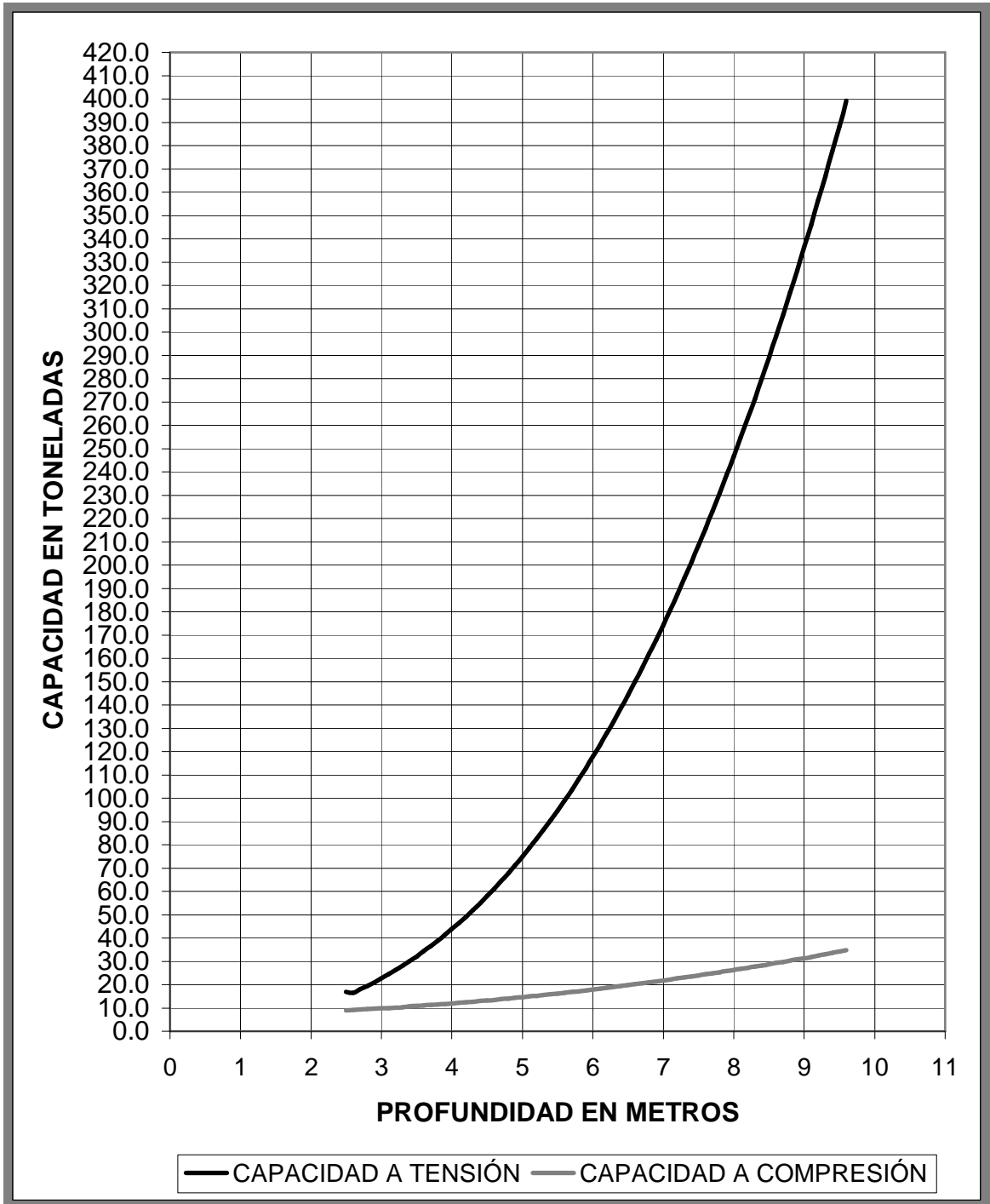


GRÁFICA 4
 CAPACIDAD A TENSION Y COMPRESIÓN PARA D = 1.00

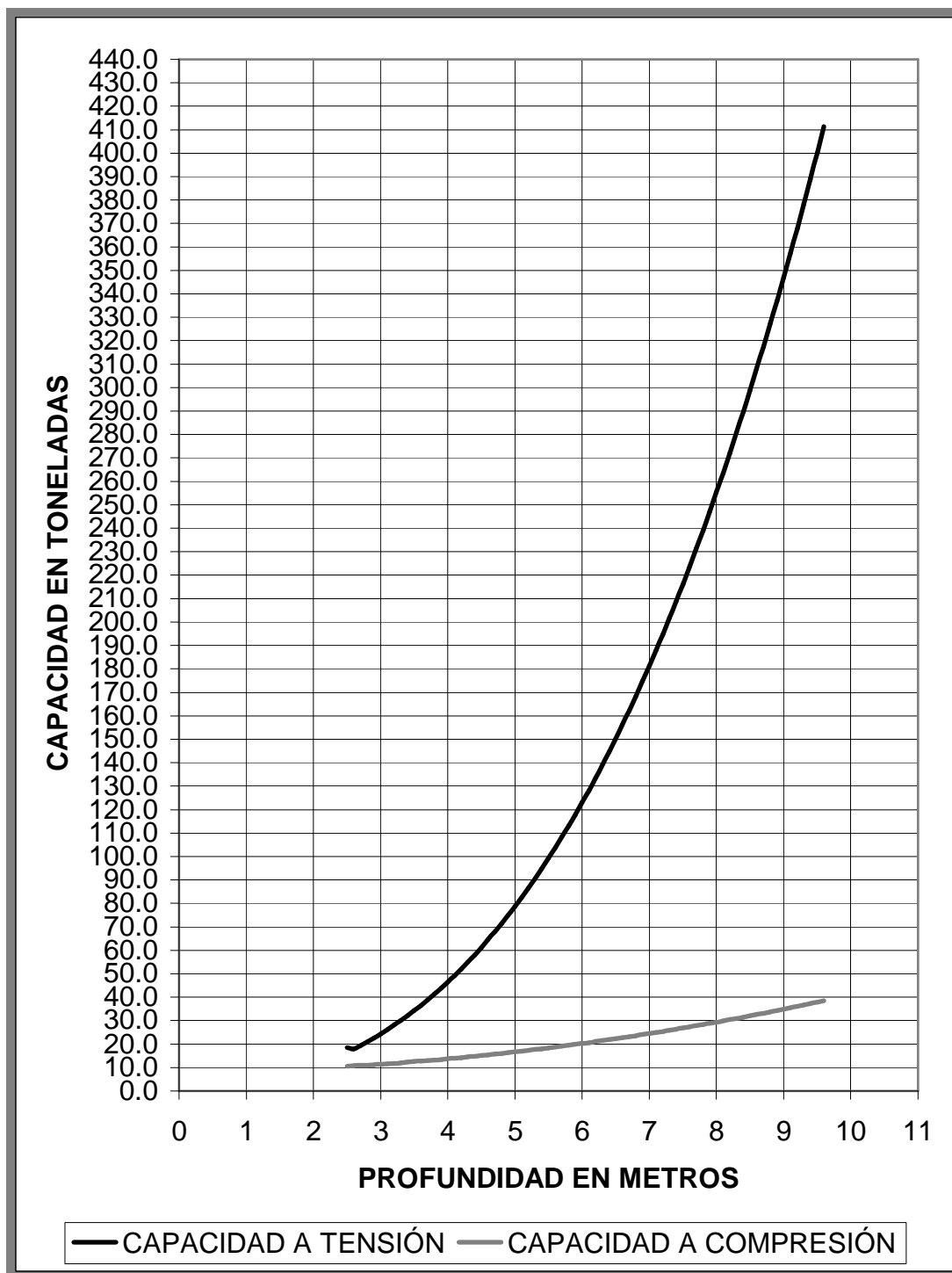


GRÁFICA 5

CAPACIDAD A TENSIÓN Y COMPRESIÓN PARA D = 1.10

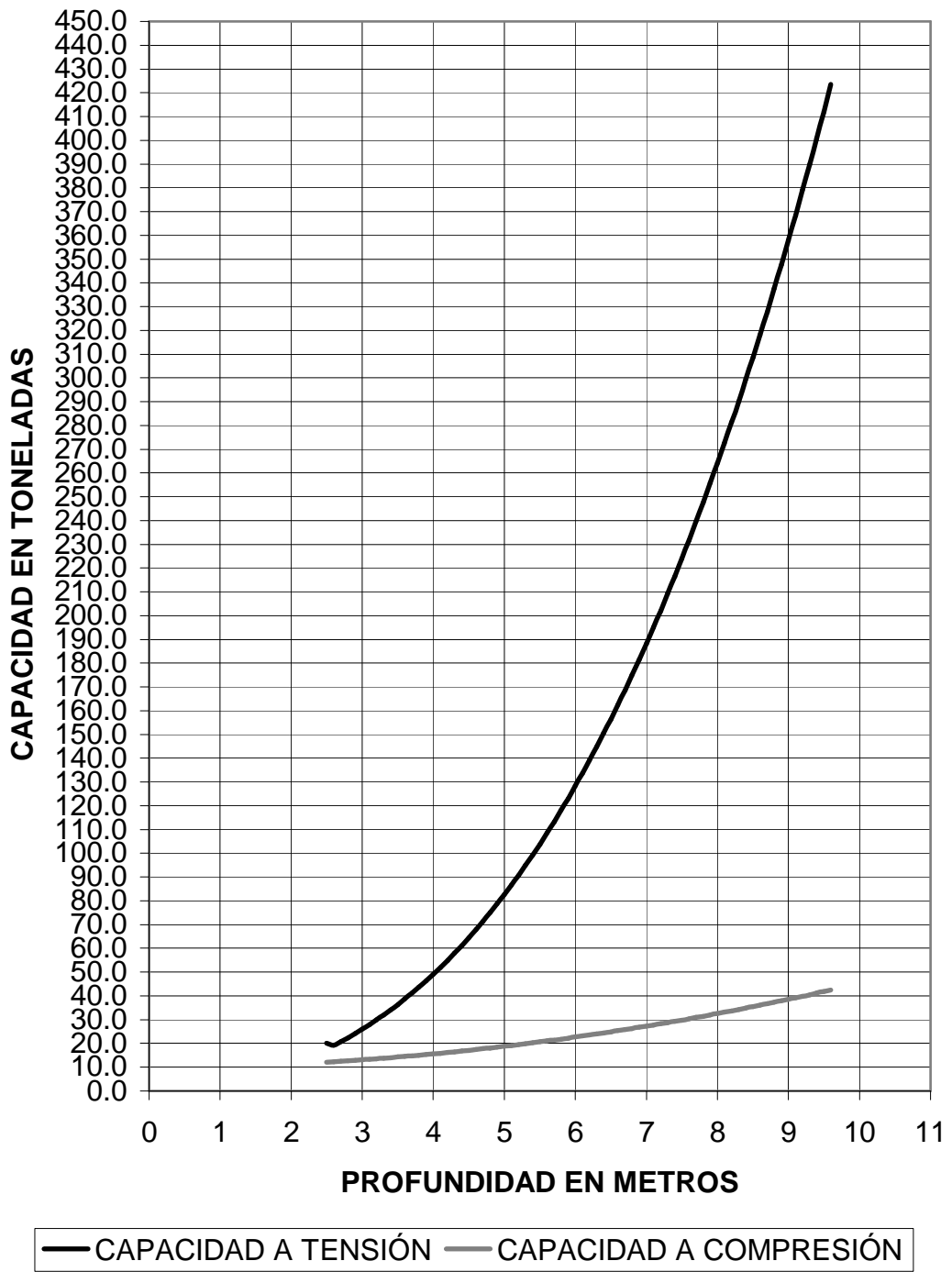


GRÁFICA 6
 CAPACIDAD A TENSION Y COMPRESION PARA D = 1.20



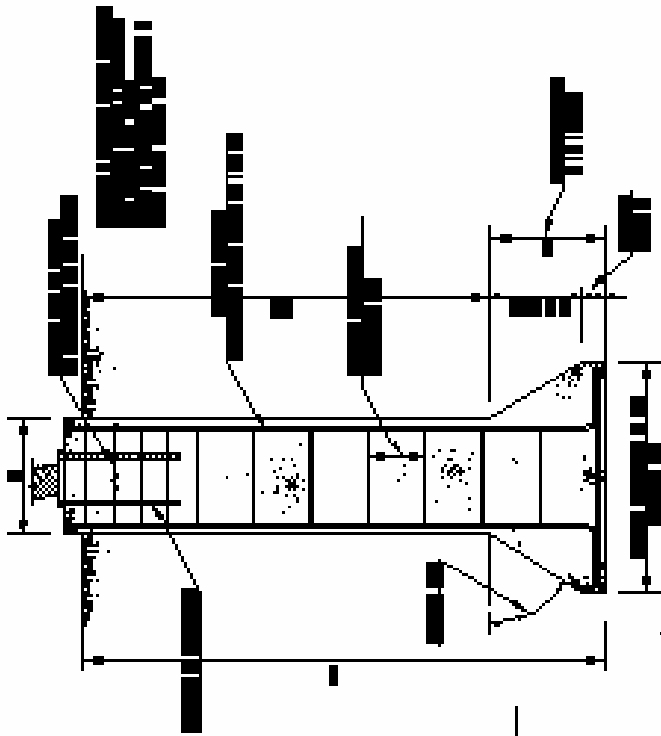
GRÁFICA 7

CAPACIDAD A TENSION Y COMPRESION PARA $D = 1.30$

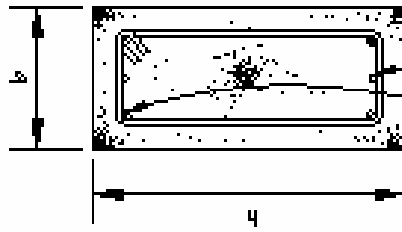


APÉNDICE 4

DETALLES DE PILOTES SEGÚN NORMAS Y DETALLES DE CIMIENTOS
DISEÑADOS.

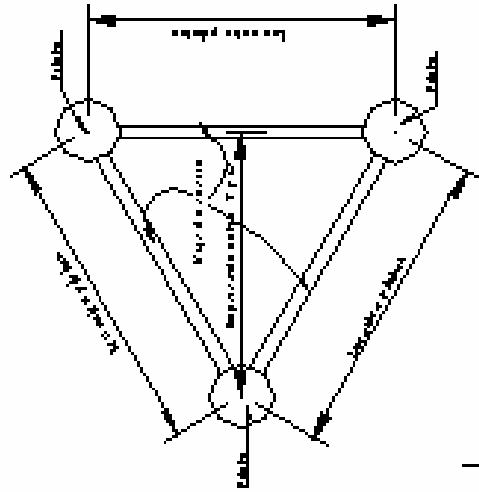


Elevación de pilote

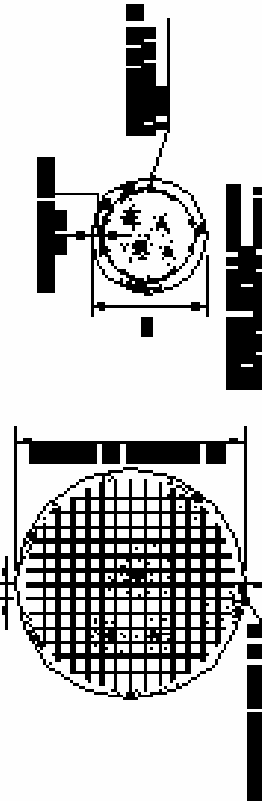


Reserva y tenedón.
 Mismo tipo con la base y soporte
 + resaca y con el mismo
 cables 2 x 2 +
 contenedor de cables 1 x 1

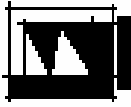
Sección de Viga
 3 m 50

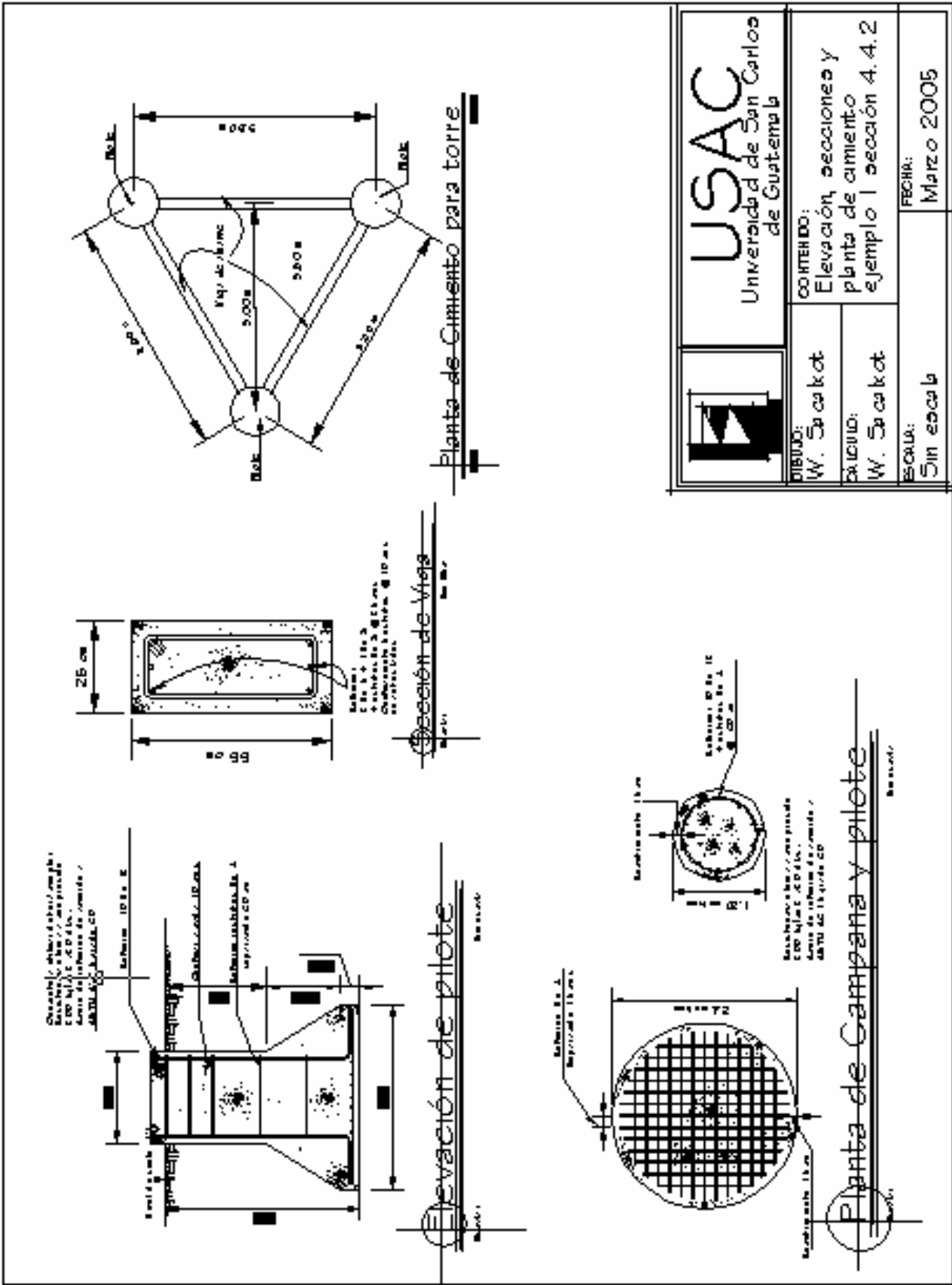


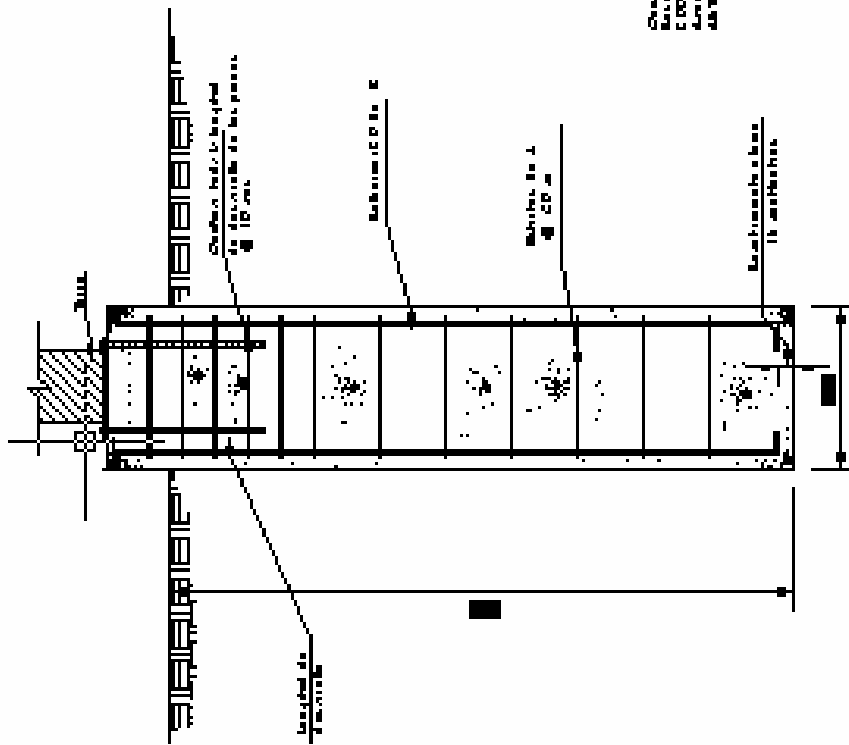
Planta de Gimnasio para torre



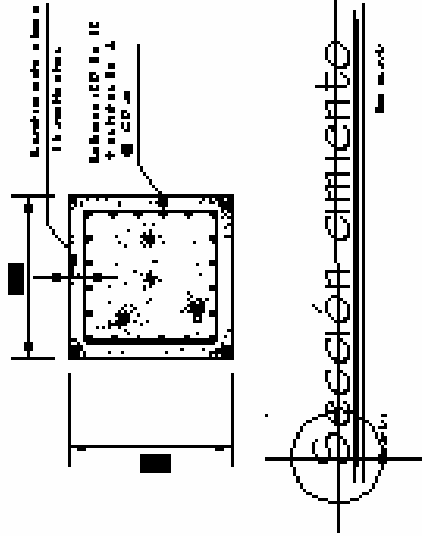
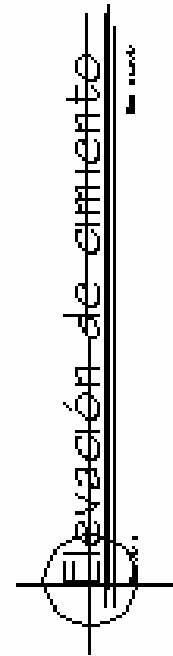
Planta de Campana y pilote


	USAC Universidad de San Carlos de Guatemala	
	COMENTARIO: Detalles de pilotes con campana de acuerdo norma ACI 336 y TIA	
DIBUJO: W. Sacalixot		
CALCULO: W. Sacalixot		
ESCALA: Sin escala	FECHA: Marzo 2005	





Quemada y abstracción de los ejemplares
 de concreto para el estudio de
 la resistencia a la compresión
 en el laboratorio de materiales
 de la UNICAR.



	USAC Universidad de San Carlos de Guatemala	
	PROYECTO: W. Sacabot	CONTENIDO: Elevación y sección de concreto único ejemplo 2 sección 4.4.1
PAISAJE: W. Sacabot	FECHA: Marzo 2005	
ESCALA: Sin escala		

APÉNDICE 5

VISITA DE CAMPO REALIZADA EN LA CONSTRUCCIÓN DE TORRE DE TELEFONÍA CELULAR EN EL MUNICIPIO DE SANTA CATARINA IXTAHUACÁN, SOLOLÁ.

La torre se ubica en el municipio de Santa Catarina Ixtahuacán, en el departamento de Sololá, aproximadamente a una distancia de 2 kilómetros de la nueva cabecera del municipio.

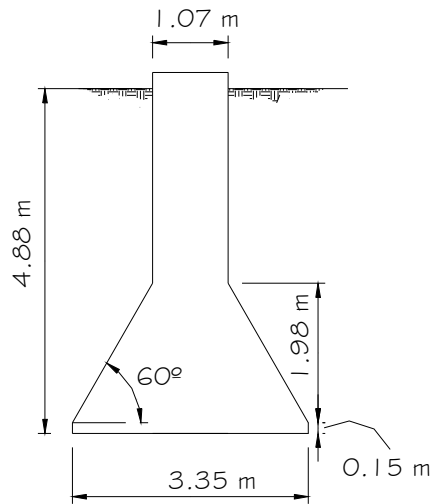
La torre es de 60 metros de altura, y es construida por JMC servicios generales.

Fotografía 1. Sitio de la construcción de torre, Santa Catarina Ixtahuacán



La torre se apoya sobre un cimiento con un diámetro de 1.07 metros, una profundidad de 4.88 metros y un diámetro de campana de 3.35 metros como se puede observar en el siguiente esquema.

Esquema 1. Cimiento de torre



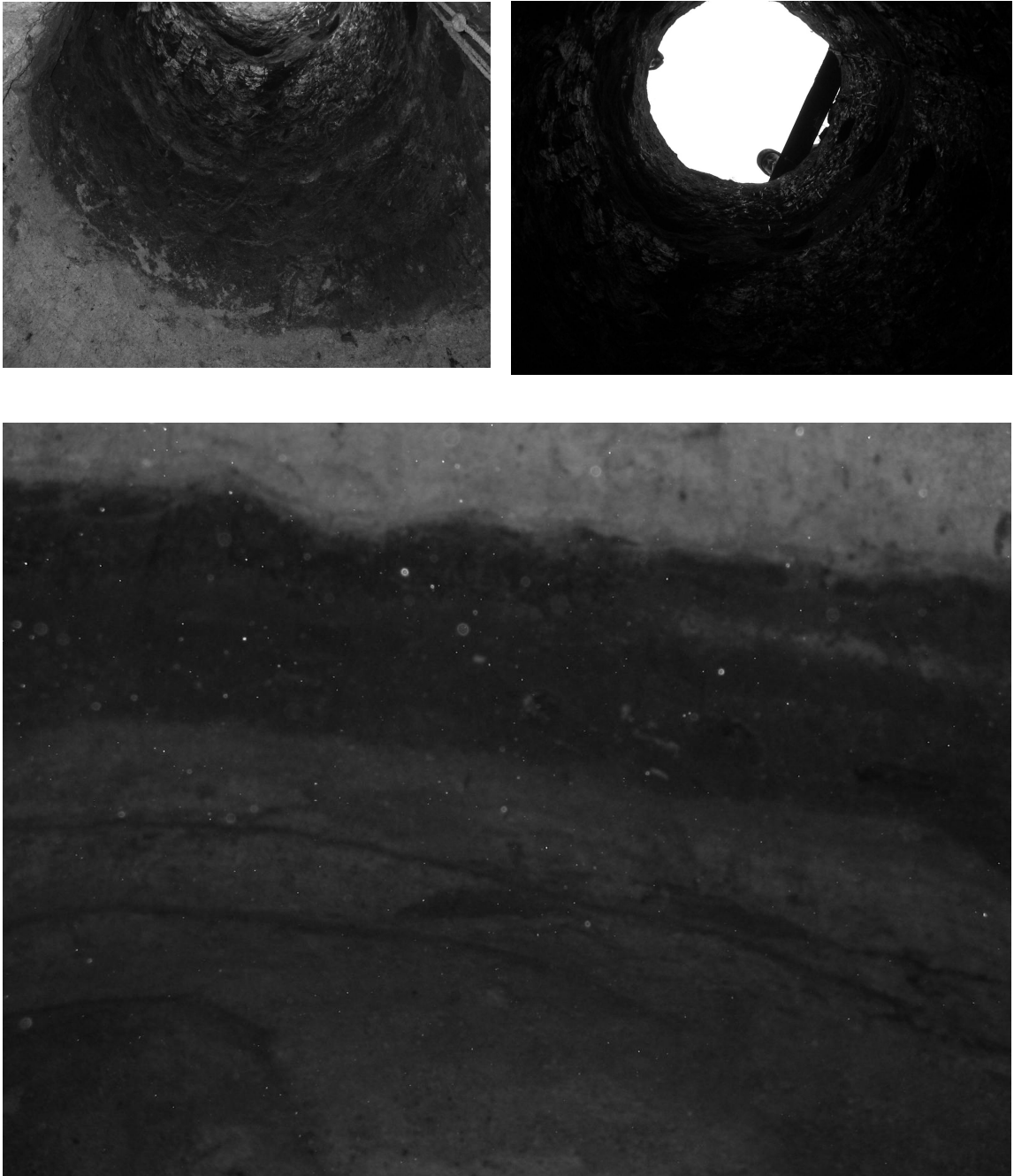
La excavación de los pozos para la cimentación se realizó sin ayuda de equipo mecánico (fotografía 2), realizándola únicamente dos personas, de una forma artesanal.

Fotografía 2. Pozo excavado.



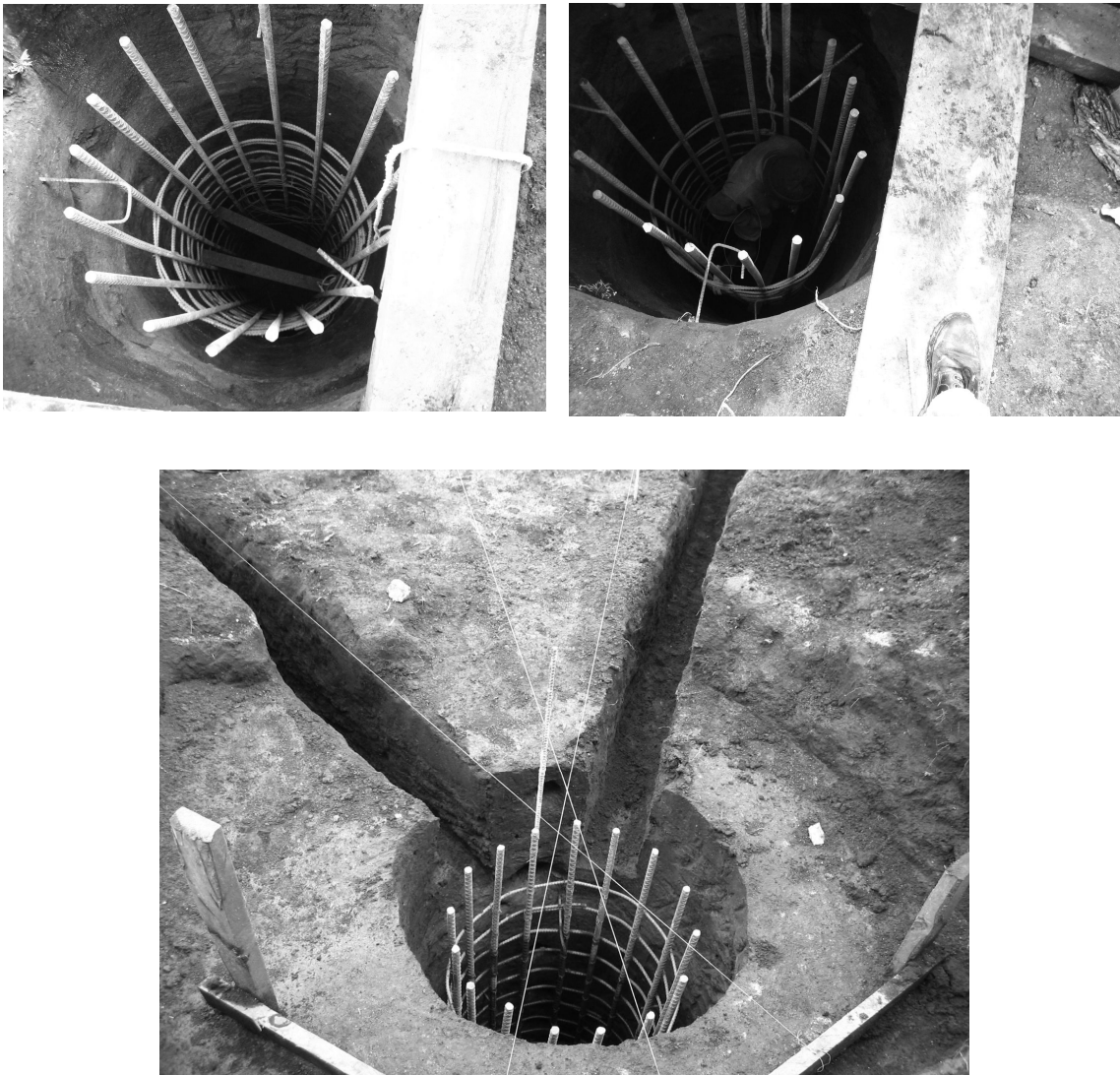
El suelo que se encontró en la zona es una arcilla en el primer estrato y en el segundo una arena limosa (fotografía 3).

Fotografía 3. Pozo excavado, vista interior.



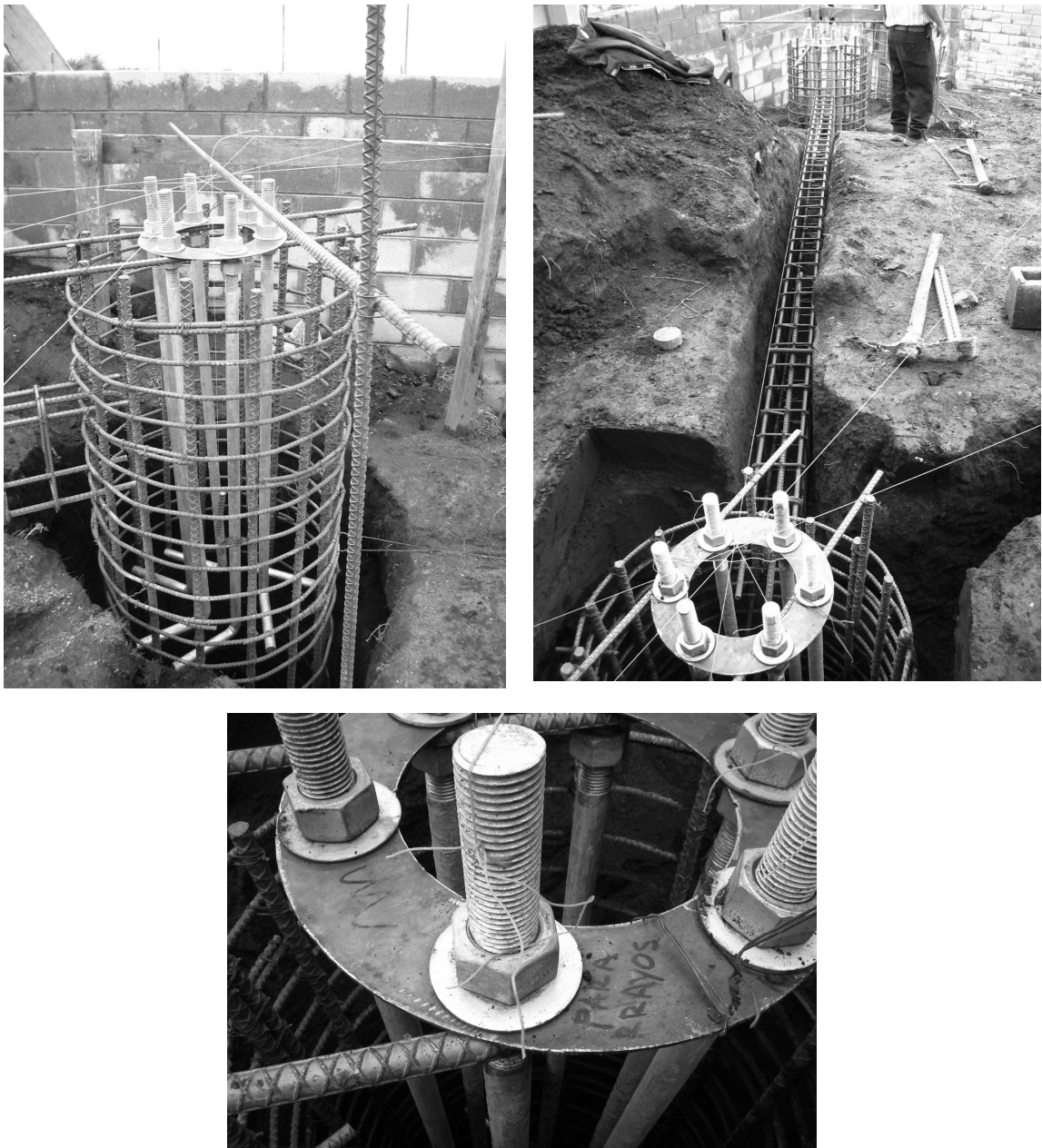
Después de la excavación se procede a la colocación del refuerzo, que para este cimiento es: 16 No 8 grado 60, Estribos: No 4 a cada 3 pulgadas en los primeros 4 pies y luego resto a cada 12 pulgadas, acero grado 40, recubrimiento de 7 centímetros (fotografía 4).

Fotografía 4. Armadura de los cimientos



El anclaje de cada pata al cimiento son 6 pernos de 1 ½ pulgadas de diámetro, con una longitud de desarrollo de 1.5 metros. Llevará una viga de amarre de 40cms. * 20 cms., con refuerzo No 6 y estribos No 4 (fotografía 5).

Fotografía 5. Anclaje para patas y viga de amarre



La fundición se realizó con mezcladora, resistencia del concreto de 210 kg/cm², la fundición de cada cimiento llevó aproximadamente 6 horas, se puede observar el proceso en la fotografía 6.

Fotografía 6. Fundición de cimiento

