



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN

Diego Fernando Avellán Cruz

Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, noviembre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE
TENSIÓN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DIEGO FERNANDO AVELLÁN CRUZ

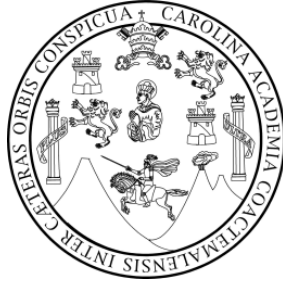
ASESORADO POR EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MENDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordoñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Julio Benjamín Corado Franco
EXAMINADORA	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

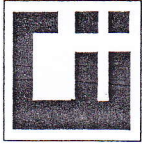
HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha septiembre 2009.

Diego Fernando Avellán Cruz



Guatemala, abril de 2011

Ingeniero
José Gabriel Ordoñez Morales
Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería


Ingeniero Ordoñez:

De la manera más atenta me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN" realizado por el estudiante universitario Diego Fernando Avellán Cruz. Considero que dicho trabajo de graduación ha sido finalizado de forma satisfactoria.

Sin otro particular me suscribo de usted.

ID Y ENSEÑAD A TODOS




Ingeniero Civil Omar Enrique Medrano Méndez
Colegiado 6842
Jefe de Sección de Mecánica de Suelos
Centro de Investigaciones de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
30 de junio de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos


Estimado Ingeniero Montenegro.

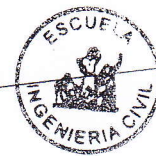
Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSION**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Diego Fernando Avellán Cruz, quien contó con la asesoría del Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
Jefe del Departamento de Materiales y
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

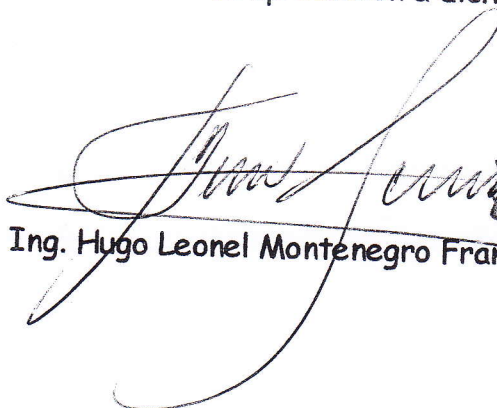
/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Omar Enrique Medrano Méndez y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero, al trabajo de graduación de la estudiante Diego Fernando Avellán Cruz, titulado, ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

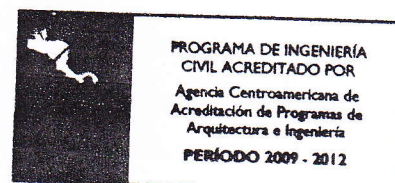

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2011.

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua

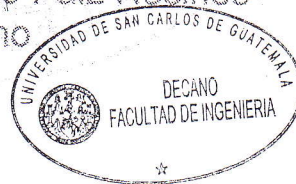




El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado **ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN**, presentado por el estudiante universitario **Diego Fernando Avellán Cruz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios y la Virgen María	Por estar en cada momento de mi vida, bendiciéndome en todo el trayecto de mi carrera.
Mis padres	Juan José Avellán Picado y Gladys Cruz Chang de Avellán, por el amor, confianza y apoyo incondicional que me han manifestado siempre.
Mis hermanos y sobrina	Juan Jo, Dina, Regi (q.e.p.d.), Lauris, Regis, por estar conmigo en los buenos y malos momentos.
Mi novia	Elsa Nydia Grajeda Quezada por estar siempre presente y celebrar conmigo los buenos momentos y ser apoyo y consuelo en mis tropiezos.
Mis abuelos	Mauricio Fernando Cruz Gutiérrez (Acun), Laura Elena Chang Sánchez de Cruz (Apo) por sus sabios consejos. Juan José Avellán Alfaro y Dina Picado de Avellán (q.e.p.d.) por sus bendiciones desde lo alto.
Toda mi familia	por el apoyo brindado en mi formación académica.

AGRADECIMIENTOS A:

Mi asesor

Ing. Omar Enrique Medrano, por su valiosa colaboración en este trabajo.

Mis compañeros y amigos

Por compartir su amistad y apoyarme a lo largo de estos años.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN.....	XI
OBJETIVOS.....	XIII
INTRODUCCIÓN.....	XV
1. ANTECEDENES GENERALES	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Estudio de una estructura bajo la acción de cargas que generan reacciones de tensión en los apoyos.....	1
2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO BAJO CARGAS DE TENSIÓN.....	3
2.1. Teoría de Meyerhof y Adams “ <i>The ultimate uplift capacity of foundations</i> ”	3
2.2. Teoría de Salas, et al “Método del cono invertido”	12
2.3. Teorías adicionales.....	16
2.3.1. Método de Balla para estimar la capacidad al arranca miento “ <i>Ballas method for estimating uplift capacity</i> ”	16
3. ESTABLECIMIENTO DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS CIMENTACIONES SOMETIDAS A CARGAS DE TENSIÓN.....	21
4. ESTUDIO DE SUELOS	23
4.1. Localización del sitio	23

4.2.	Investigaciones geotécnicas.....	25
4.2.1.	Calicatas	25
4.2.2.	Geología de la zona.....	26
4.3.	Laboratorio.	26
4.3.1.	Humedad natural	26
4.3.2.	Peso volumétrico	27
4.3.3.	Ensayo triaxial	28
4.3.4.	Ensayo de corte directo	31
4.3.5.	Límites de Atterberg	34
4.3.6.	Granulometría.....	37
4.4.	Determinación de la capacidad soporte.	39
5.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN.....	43
5.1.	Cargas actuantes	43
5.1.1.	Carga muerta.....	43
5.1.2.	Cargas de viento.....	43
5.2.	Acciones sobre la cimentación	45
5.3.	Diseño y cálculo de cimentaciones.....	48
5.3.1.	Cimentación tipo aislada cuadrada.....	48
5.3.1.1.	Diagrama de flujo.....	51
5.3.1.2.	Planos.....	59
5.3.2.	Cimentación tipo pila acampanada.....	61
5.3.2.1.	Diagrama de flujo.....	63
5.3.2.2.	Planos.....	68
6.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES NO SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN.....	71
6.1.	Cargas actuantes	71

6.1.1.	Carga muerta	71
6.1.2.	Cargas de viento	71
6.2.	Acciones sobre la cimentación.....	73
6.3.	Diseño y cálculo de cimentaciones.....	75
6.3.1.	Cimentación tipo aislada cuadrada	75
6.3.1.1.	Planos	81
7.	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN Y LAS CIMENTACIONES NO SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN.....	83
	CONCLUSIONES	85
	RECOMENDACIONES.....	87
	BIBLIOGRAFÍA.....	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mecanismo de falla para pilas acampanadas	2
2.	Cimentaciones sujetas a cargas de tensión o levantamiento.....	4
3.	Variación de K_u	6
4.	Variación de $(D_f/B)_{cr}$ para cimientos cuadrados y circulares	10
5.	Gráfico de F_q para cimientos cuadrados y circulares	11
6.	Método del cono invertido	13
7.	Pozo en arcilla	15
8.	Teoría de Balla para cimentaciones circulares poco profundas.....	16
9.	Variación de $F_1 + F_3$	18
10.	Localización geográfica del sitio	24
11.	Calicata	25
12.	Peso volumétrico.....	28
13.	Ensayo de compresión triaxial	30
14.	Ensayo de corte directo	33
15.	Límites de Atterberg.....	36
16.	Factores de capacidad de carga.....	40

17.	Capacidad soporte.....	41
18.	Reacciones basales.....	47
19.	Planta de la estructura con zapatas aisladas	59
20.	Elevación de zapata aislada	60
21.	Planta de la estructura con pila acampanada.....	68
22.	Elevación pila acampanada.....	69
23.	Reacciones basales en la torre.....	74
24.	Planta de torre zapata aislada (2).....	81
25.	Elevación zapata aislada (2).....	82

TABLAS

I.	Variación de m.....	9
II.	Relación de ángulo de fricción y profundidad	12
III.	Tabla comparativa zapatas aisladas.....	84

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
\emptyset	Ángulo de fricción interna
Q_u	Capacidad ultima al levantamiento
K_{ph}	Coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva
m	Coeficiente en función del ángulo de fricción interna \emptyset
K_u	Coeficiente nominal de levantamiento
P'_h	Componente horizontal de la fuerza pasiva
B	Dimensión de la cimentación
F_q	Factor de desconexión
S_f	Factor de forma
P'_p	Fuerza pasiva por unidad de longitud
W	Peso del suelo y del concreto
γ	Peso unitario de suelo

D_f	Profundidad de desplante
t_f	Resistencia de corte por unidad de longitud
c	Unidad de cohesión

GLOSARIO

ASCE	American Society of Civil Engineer
ASTM	American Standard of Testing Materials
Ángulo de fricción interna	Es el ángulo que forma la envolvente de falla, en la representación gráfica del ensayo triaxial, o en la línea de tendencia de corte directo. Depende de la uniformidad de las partículas de suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.
Calicata	Excavaciones de formas diversas (pozos, zanjas, etc) realizadas por medios mecánicos o convencionales.
Cohesión	Medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo debido a la tensión entre ellas, en virtud de las fuerzas moleculares.
Índice de plasticidad	Es la diferencia numérica que existe entre el límite líquido y el límite plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se entran en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

Ochavo	Cara estrecha y larga que resulta de cortar la esquina que forman dos superficies planas en ángulo.
Peso volumétrico	Cociente de peso de un cuerpo entre su volumen.
Pila	Elemento utilizado para transmitir la carga, con una relación profundidad a ancho mayor o igual a 4.
Velocidad básica de viento	Es la velocidad de una ráfaga de viento de tres segundos de duración en millas por hora a 33 pies sobre el nivel del suelo en la categoría C de exposición.

RESUMEN

En los proyectos de diseño generalmente el ingeniero estructural se enfrenta a cimentaciones sometidas a fuerzas de compresión, momento y cortante, debido a que las características de las estructuras que normalmente se calculan y debido a las cargas que generalmente están expuestas no generan reacciones de tensión o arrancamiento, siendo casos típicos: edificios, puentes, viviendas, muros, etcétera.

Por tal razón, es necesario el estudio y análisis que la fuerza de tensión o arrancamiento ejerce en las cimentaciones de aquellas estructuras que se encuentran sometidas a ella, y establecer la diferencia que existe entre considerar la tensión como sollicitación y no considerarla para el diseño de las cimentaciones.

OBJETIVOS

General

Establecer una metodología para diseñar cimentaciones sujetas a cargas de tensión, catalogadas como cimentaciones especiales.

Específicos

1. Investigar dos de las teorías más utilizadas para el análisis y diseño de cimentaciones sujetas a cargas de tensión.
2. Establecer una metodología de cálculo considerando dichas teorías.
3. Realizar ejemplos aplicando las teorías estudiadas y considerando un estudio de suelos real, para el diseño de las cimentaciones.
4. Comparar los resultados obtenidos entre el diseño de una cimentación sometida a cargas de tensión y otra no sometida a esa sollicitación.

INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto de graduación se expone el análisis y diseño de cimentaciones para estructuras que están sometidas a cargas de tensión o levantamiento, denominadas cargas de arrancamiento, éstas resultan del análisis estructural de edificaciones luego de ser sometidas a fuerzas cuya naturaleza provocan reacciones tales que generan cargas de tensión en las bases.

Existen trabajos de investigación que han estudiado el tema ampliamente y que en la actualidad son los utilizados para el diseño de estructuras cuyas características de reacción provocan tensión. Para este trabajo se partirá de los estudios realizados por G. G. Meyerhof, y J. I. Adams *The ultimate uplift capacity of foundations* y por el método presentado en el libro de José Antonio Jiménez Salas, Geotecnia III Método del cono invertido, para establecer una metodología de diseño de este tipo de cimentaciones.

Para la ejemplificación de la metodología se utilizarán estudios de suelos reales, producto de la ejecución de las pruebas necesarias para determinar las características de los suelos. Estos ejemplos se harán considerando una estructura cuyas características estén regidas bajo una norma de reconocimiento internacional con la cual se regule la acción de las cargas de tensión en cimientos.

1. ANTECEDENTES GENERALES

1.1. Antecedentes

Existen estructuras para las cuales el diseño típico de una cimentación sometida a carga axial de compresión, momento de volteo y carga lateral de corte no es aplicable como procedimiento definitivo de cálculo por lo cual se deben realizar análisis simultáneos donde se consideren acciones adicionales las cuales requieren de un estudio matemático especial.

Una de esas acciones es la carga de tensión, cuyo análisis se presentará en este trabajo y bajo el cual se podrá determinar un método de cálculo que permita el diseño de cimentaciones sometidas a dicha carga.

1.2. Estudio de una estructura bajo la acción de cargas que generan reacciones de tensión en los apoyos

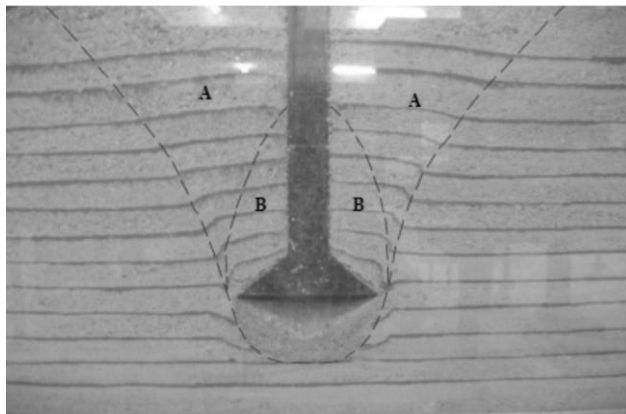
Algunas estructuras y cimentaciones pueden estar sujetas a fuerzas de levantamiento bajo circunstancias especiales.

En estructuras esbeltas y ligeras como, torres de telefonía y de transmisión eléctrica, sometidas a fuerzas horizontales, para el caso de estudio, el viento, resultan a veces las cimentaciones solicitadas a esfuerzos de tensión.

En los inicios, la condición de equilibrio exigía simplemente que el peso del suelo más el peso del cimiento, fuera de una y media a dos veces la carga de levantamiento o arrancamiento al que iba a estar sujeto la estructura.

Posteriormente, el análisis de las cuñas de rotura –conos de arrancamiento– del suelo que acompañaba al cimiento arrancado en los ensayos, permitió contar en los proyectos con una resistencia suplementaria debida a la colaboración lateral del empuje del suelo.

Figura 1. **Mecanismo de falla para pilas acampanadas en suelos granulares. A zona activa, B zona pasiva**



Fuente: G. G Meyerhoff, J. I. Adams. Uplift capacity of enlarged piles in sand. p. 38.

2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO BAJO CARGAS DE TENSIÓN

2.1. Teoría de Meyerhof y Adams: *The Ultimate Uplift Capacity of Foundations*

Uno de los métodos más racionales para la estimación de la capacidad última al levantamiento en cimentaciones poco profundas fue propuesto por Meyerhof y Adams, y se describe en detalle en esta sección. La figura 2 muestra una cimentación de ancho B bajo una fuerza de tensión o de levantamiento. La capacidad última al levantamiento por unidad de longitud de la cimentación es igual a Q_u , la cual provoca que una masa de suelo con forma de pirámide truncada se levante y para cimentaciones poco profundas la superficie de falla alcanza el nivel del suelo. En consecuencia, la falla por corte general existe a lo largo de la superficie de rotura, en la que una fuerza de cohesión C_f y una fuerza de fricción F son movilizadas en base a la resistencia de corte por unidad de longitud

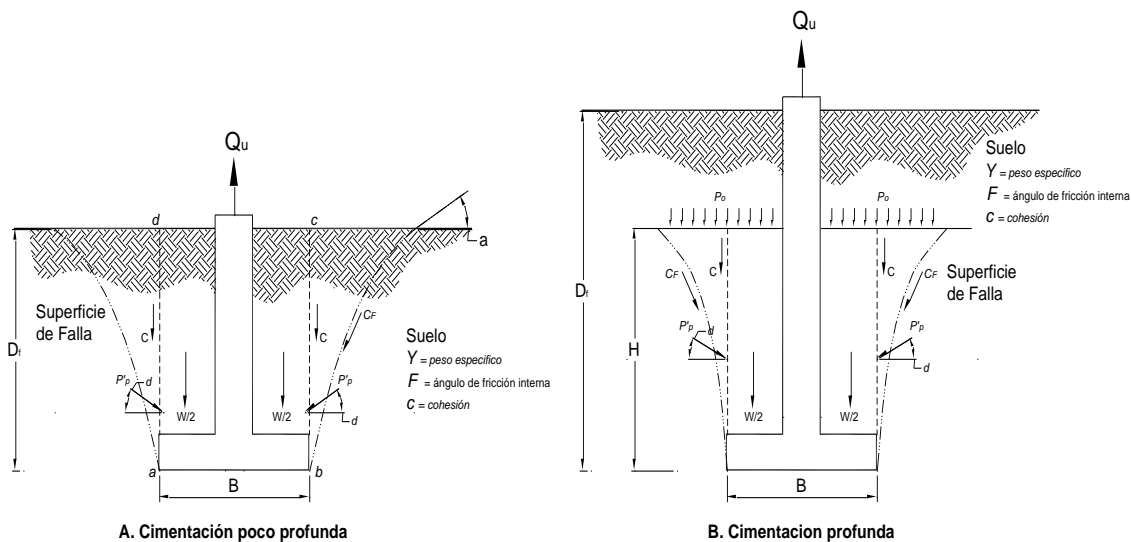
$$t_f = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Donde c = unidad de cohesión, σ = esfuerzo normal en la superficie de falla, y ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

Bajo la carga de ruptura la superficie de falla del suelo forma un ángulo α con la horizontal. La magnitud de α depende de diversos factores como la compacidad relativa del suelo y del ángulo de fricción del suelo y varía en un rango de $90^\circ - 1/3\Phi$ y $90^\circ - 2/3\Phi$. Si consideramos el diagrama de cuerpo libre de la zona abcd.

Por razones de estabilidad, las siguientes fuerzas por unidad de longitud de la cimentación se consideran: (a) el peso del suelo y del concreto W y (b) la fuerza pasiva P'_p por unidad de longitud a lo largo de las caras ad y bc. La fuerza P'_p esta inclinada un ángulo δ respecto a la horizontal. Para un valor promedio de $\alpha = 90^\circ - 1/2 \Phi$, la magnitud de δ es aproximadamente $2/3 \Phi$.

Figura 2. Cimentación sujeta a carga de tensión o levantamiento



Fuente: J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of shallow foundations. p. 45

Si asumimos que el peso unitario del suelo y del material de la cimentación son aproximadamente iguales, entonces

$$W = \gamma \cdot D_f \cdot B$$

$$P'_p = \frac{P'_h}{\cos \delta} = \left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{1}{\cos \delta}\right) (K_{ph} \cdot \gamma \cdot D_f^2) \quad (2.1)$$

Donde

P'_h = componente horizontal de la fuerza pasiva

K_{ph} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva

Para el equilibrio, sumando las componentes verticales de todas las fuerzas

$$\sum F_v = 0$$

$$Q_u = W + 2 \cdot P'_p \cdot \text{sen} \delta$$

$$Q_u = W + 2 \cdot (P'_p \cdot \text{sen} \delta) \cdot \tan \delta$$

$$Q_u = W + 2 \cdot P'_h \cdot \tan \delta$$

O

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + W + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot K_{ph} \cdot \gamma \cdot D_f^2\right) \cdot \tan \delta = 2 \cdot c \cdot D_f + W + (K_{ph} \cdot \gamma \cdot D_f^2) \cdot \tan \delta \quad (2.2)$$

El coeficiente de presión pasiva basado en la superficie curva de falla para $\delta = 2/3 \Phi$ pueden obtenerse de los estudios realizados por Caquot y Kerisel. Además, es conveniente expresar $K_{ph} \cdot \tan \delta$ como

$$K_u \cdot \tan \emptyset = K_{ph} \cdot \tan \delta \quad (2.3)$$

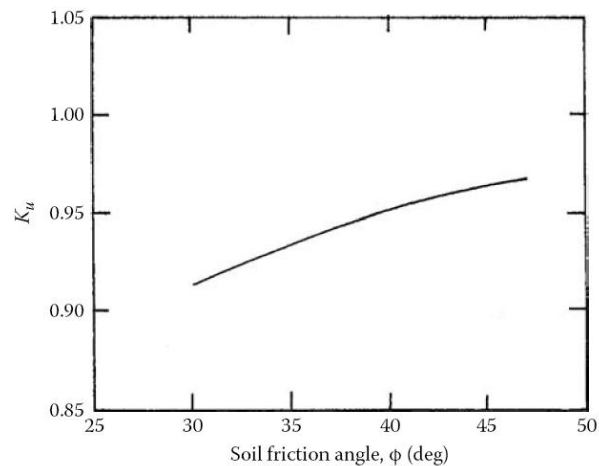
Combinando las ecuaciones (2.2) y (2.3)

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + W + K_u \cdot \gamma \cdot D_f^2 \cdot \tan \emptyset \quad (2.4)$$

Donde

K_u = coeficiente nominal de levantamiento

Figura 3. Variación de K_u .



Fuente: G. G Meyerhoff, J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of shallow foundations. p. 345.

La variación del coeficiente nominal de levantamiento K_u con el ángulo de fricción interna Φ se muestra en la figura 3 y cae en un rango muy delgado y puede tomarse como 0.95 para valores de Φ entre 30° hasta 48° . La capacidad de levantamiento puede ahora expresarse en una forma a dimensional (este sería, el factor de desconexión, F_q) de esta forma, para una cimentación continua, el factor de desconexión por unidad de longitud es

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \cdot A \cdot D_f}$$

O

$$F_q = \frac{W + K_u \cdot \gamma \cdot D_f^2 \cdot \tan \phi}{W} = 1 + K_u \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan \phi \quad (2.5)$$

Para cimentaciones circulares, la ecuación (2.5) puede modificarse a la siguiente forma

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + W + \frac{\pi}{2} \cdot S_F \cdot \gamma \cdot B \cdot D_f^2 \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.6)$$

$$W = \frac{\pi}{4} \cdot B^2 \cdot D_f \cdot \gamma \quad (2.7)$$

Donde

S_F = Factor de forma

B = diámetro de la cimentación

El factor de forma puede expresarse como

$$S_F = 1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (2.8)$$

Donde

m = coeficiente que está en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Así combinando las ecuaciones (2.6), (2.7) y (2.8) obtenemos

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + \frac{\pi}{4} \cdot B^2 \cdot D_f \cdot \gamma + \frac{\pi}{2} \cdot \left[1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \cdot \gamma \cdot B \cdot D_f^2 \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.9)$$

El factor de desconexión F_q puede expresarse como

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \cdot A \cdot D_f} = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot B^2 \cdot D_f \cdot \gamma + \frac{\pi}{2} \cdot \left[1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \cdot \gamma \cdot B \cdot D_f^2 \cdot K_u \cdot \tan \phi}{\frac{\pi}{4} \cdot B^2 \cdot D_f \cdot \gamma}$$

$$= 1 + 2 \cdot \left[1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.10)$$

Para cimentaciones rectangulares con dimensiones de B x L, la capacidad ultima al levantamiento puede expresarse como

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + W + \gamma \cdot D_f^2 \cdot (2 \cdot S_F \cdot B + L - B) \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.11)$$

La ecuación precedente fue derivada con la hipótesis de que las dos porciones en los extremos de longitud B/2 están gobernadas por el factor de forma, mientras que la presión pasiva a lo largo de la porción central de longitud L – B es la misma que la de una cimentación continua. En la ecuación (2.11)

$$W = \gamma \cdot D_f \cdot B \cdot L \quad (2.12)$$

Y

$$S_F = 1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (2.13)$$

De esa forma

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f + \gamma \cdot B \cdot L \cdot D_f + \gamma \cdot D_f^2 \cdot \left\{2 \cdot \left[1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \cdot B + L - B\right\} \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.14)$$

El factor de desconexión F_q puede ahora determinarse como

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \cdot B \cdot L \cdot D_f} \quad (2.15)$$

Combinando las ecuaciones (2.14) y (2.15), obtenemos

$$F_q = 1 + \left\{ \left[1 + m \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \cdot \left(\frac{B}{L} \right) + 1 \right\} \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (2.16)$$

El coeficiente m dado en la ecuación (2.13) fue determinado mediante observaciones experimentales y sus valores están dados en la tabla I. Basados en observaciones experimentales, Meyerhof y Adams recomendaron la variación de $(D_f/B)_{cr}$ para cimentaciones circulares y cuadradas con ángulo de fricción interna Φ como se muestra en la figura 4.

Tabla I. **Variación de m**

Variación de m [Ecuación (2.13)]

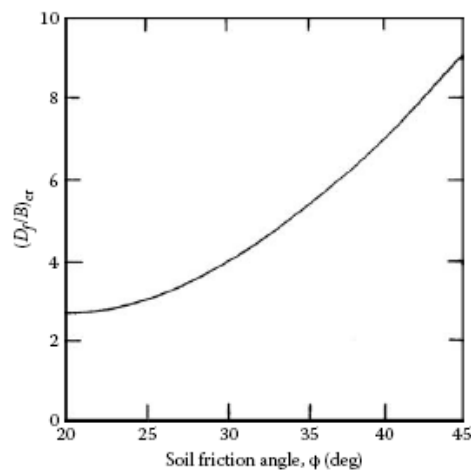
Angulo de Fricción del suelo ϕ	m
30	0.15
35	0.25
40	0.35
45	0.50

Fuente: . G. G Meyerhoff, J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of shallow foundations. p 341.

Así, para un valor dado de ángulo de fricción interna Φ para cimentaciones cuadradas ($B = L$) y cimentaciones circulares (diámetro = B) se pueden sustituir

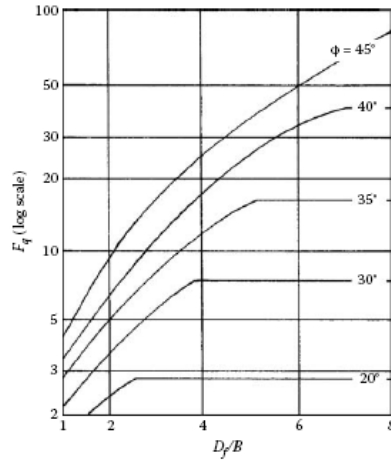
el valor de m (tabla I) en las ecuaciones (2.10) y (2.16) y calcular la variación del factor de desconexión con la relación de empotramiento D_f/B . El máximo valor de $F_q = F_q^*$ se obtendría cuando $D_f/B = (D_f/B)_{cr}$. Para $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$ el factor de desconexión permanece constante. La variación de F_q con D_f/B para diversos valores de ϕ se muestra en la figura 5.

Figura 4. Variación de $(D_f/B)_{cr}$ para cimientos cuadrados y circulares



Fuente: G. G Meyerhoff, J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of shallow foundations. p. 351.

Figura 5. **Gráfico de F_q para cimientos cuadrados y circulares**
[Ecuaciones 2.10 y 2.16]



Fuente: G. G Meyerhoff, J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of foundations. p. 350.

Al aumentar la profundidad de desplante de las cimentaciones, la deformación y compresibilidad de la masa de suelo arriba de la zapata previene que la superficie de falla alcance a extenderse al nivel del suelo (figura 2 B). La extensión de esta falla por corte local se puede incluir en el análisis limitando la altura H de la superficie de falla y utilizando la sobrecarga producida por la presión del suelo por encima del nivel de la superficie de falla $P_o = \gamma \cdot (D - H)$. Bajo estos principios la ecuación 2.4 puede escribirse como

$$Q_u = 2 \cdot c \cdot H + W + K_u \cdot \gamma \cdot (2 \cdot D - H) \cdot H \cdot \tan \phi \quad (2.17)$$

La magnitud de H que se ha determinado a partir de observaciones en la extensión de la superficie de falla y de análisis de resultados se muestra en la tabla II.

Tabla II. Relación de Angulo de Fricción y Profundidad

Angulo de fricción ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Profundidad H/B	2.5	3	4	5	7	9	11

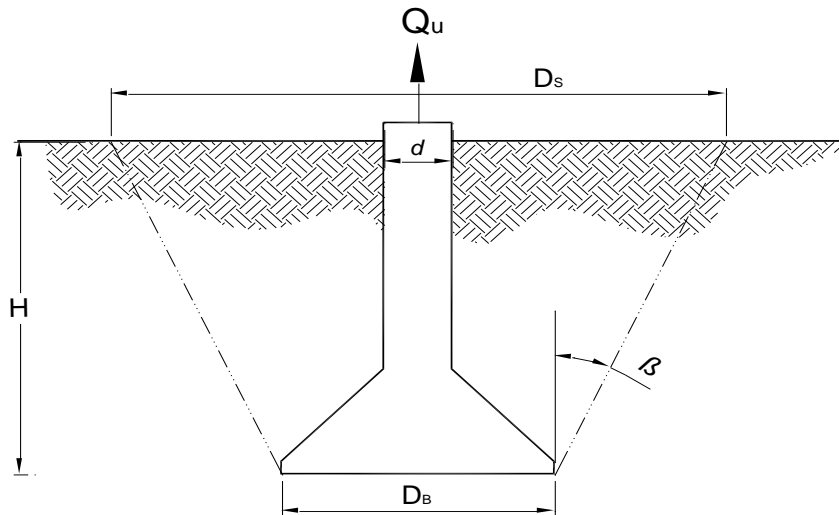
Fuente: G. G Meyerhoff, J. I. Adams. The ultimate uplift capacity of shallow foundations. p. 340.

El límite superior de la resistencia al levantamiento está dado por la suma de la capacidad portante de la cimentación y de la fricción existente entre el fuste de la cimentación y el suelo.

2.2. Teoría de Salas, et al. “ Método del Cono Invertido”

Se considera una pila de diámetro d con un ensanchamiento en la base hasta D_B , solicitada por una carga de levantamiento o de tensión Q_u , como se muestra en la figura 6. Numerosos ensayos a escala real y de laboratorio (Elliot y Aviles, 1963; Downs y Chieurzzi, 1966) permiten asimilar la superficie de rotura del suelo a un cono truncado invertido que parte del borde inferior de la base, formado sus generatrices con la vertical un ángulo β que según los autores citados puede asimilarse al ángulo ϕ de fricción interna del suelo.

Figura 6. Método del cono invertido



Fuente: J. A. Jiménez Salas. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones a la geotecnia. p. 55.

A efectos prácticos se toma $\beta = 2/3\phi$ con un límite máximo de 30° .

La carga final de rotura dependerá por tanto del peso W de la pila, más el peso W_s del cono de tierras, más la resistencia total a esfuerzo cortante de la superficie friccionante. Puesto que la resistencia friccional sólo actúa si existe una fuerza normal, esta llega a ser sucesivamente más pequeña a medida que el levantamiento de la zapata aumenta a lo largo del ensayo. En el límite, perdido el contacto entre las dos masas de terreno, la resistencia última será igual a $W + W_s$.

Con un factor de seguridad FS de 2 a 3 el valor de la tensión admisible será:

$$T_{adm} = \frac{W+W_s}{FS} \quad (2.18)$$

El valor de $W + W_s$ puede ser calculado suponiendo todo el tronco de cono con la densidad γ_s del terreno y el volumen de hormigón de la pila con una densidad = γ_c (del Concreto)+ γ_s (del suelo). El volumen del tronco del cono es:

$$V = \frac{\pi \cdot H}{12} \cdot (D_s^2 + D_s \cdot D_B + D_B^2) \quad (2.19)$$

Donde

D_B = diámetro del cono en la base

D_s = diámetro del cono en la superficie

El método del cono invertido descrito es aproximado, pero de aplicación práctica y sencilla. Las desviaciones encontradas en los ensayos se justifican suficientemente por las consideraciones siguientes:

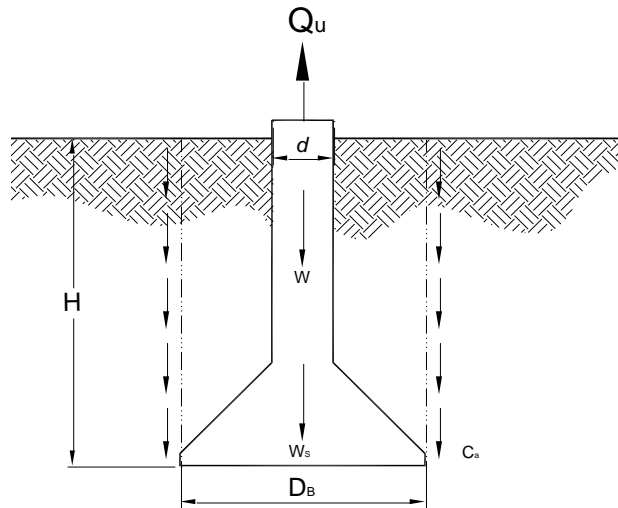
- El suelo es estratificado y no presenta un \emptyset único
- La forma de la superficie de rotura es sólo aproximada

En arcilla, con poco o ningún \emptyset , no se llega a movilizar el cono invertido.

Un método de cálculo consiste en suponer que se moviliza un cilindro de diámetro igual al de la base, contando para la resistencia con el peso del pedestal, el del terreno interior al cilindro y la resistencia lateral conferida por la

adherencia entre el suelo y el concreto del pedestal y la resistencia al corte del cilindro de arcilla como se muestra en la figura 7.

Figura 7. Pila en arcilla



Fuente: J. A. Jiménez Salas. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones a la geotecnia. p. 62.

Como valor de la adherencia c_a entre la arcilla y el hormigón pueden tomarse los valores siguientes en función de la resistencia a la compresión simple q_u , siempre que se haya fundido la pila de la cimentación contra el terreno:

q_u (kg/cm ²)	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0
c_a (Ton/m ²)	0.5	1.0	1.5	2.3	2.9	3.5	4.1	4.5

La tensión admisible sería por tanto del lado de la seguridad:

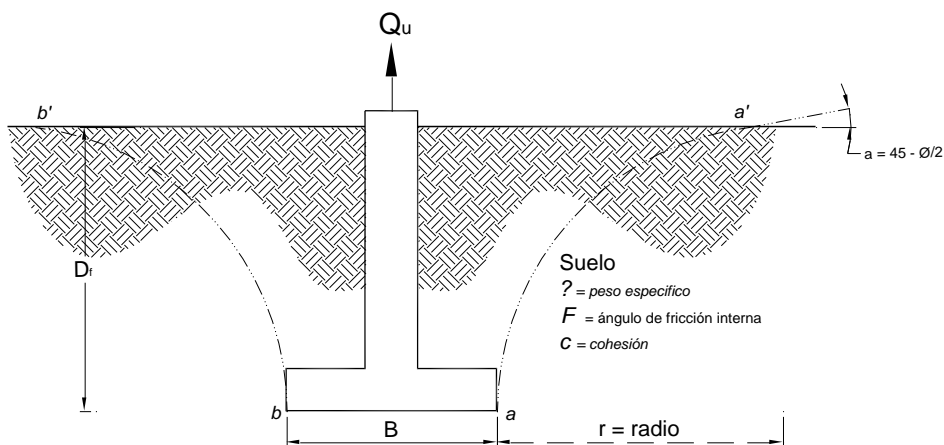
$$T_{adm} = \frac{W + W_S + \pi \cdot D_B \cdot H \cdot c_a}{F} \quad (2.20)$$

2.3. Teorías adicionales

2.2.1 Método de Balla para estimar la capacidad al levantamiento “*Ballas Method for Estimating Uplift Capacity*”

En base a resultados obtenidos en modelos y ensayos de campo realizados en suelos densos o de compacidad alta, Balla estableció que para cimentaciones circulares poco profundas, la superficie de falla en el suelo va a ser como se muestra en la figura 8 de la figura, se observa que aa' y bb' son arcos de un círculo.

Figura 8. Teoría de Balla para cimentaciones circulares poco profundas



Fuente: Braja M. Das. Principles of foundation engineering. p. 351.

El ángulo α es igual a $45 - \phi/2$. El radio del círculo, del cual aa' y bb' son arcos es igual a

$$r = \frac{D_f}{\sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.21)$$

Como se mencionó antes, la capacidad última al levantamiento o arrancamiento de la cimentación es la suma de dos componentes: (a) el peso del suelo y de la cimentación en la zona de falla y (b) la resistencia cortante desarrollada a lo largo de la superficie de falla. De esa forma, asumiendo que el peso del suelo y el material de la cimentación son aproximadamente iguales,

$$Q_u = D_f^3 \cdot \gamma \cdot \left[F_1 \cdot \left(\phi, \frac{D_f}{B} \right) + F_3 \cdot \left(\phi, \frac{D_f}{B} \right) \right] \quad (2.22)$$

Donde

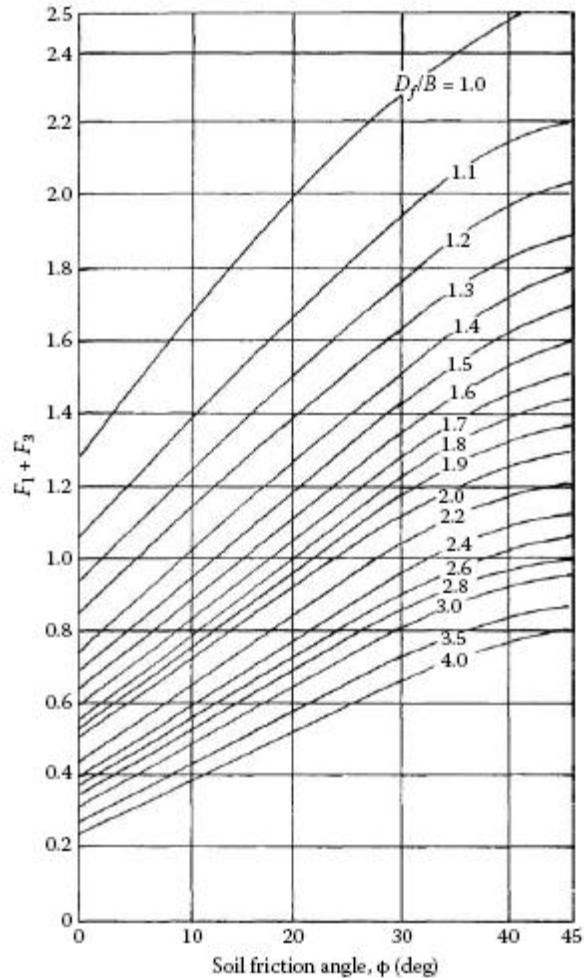
γ = peso unitario del suelo

ϕ = ángulo de fricción del suelo

B = diámetro de la cimentación

La suma de las funciones $F_1(\phi, D_f/B)$ y $F_3(\phi, D_f/B)$ desarrolladas por Balla, se muestran en la figura 2.7 para distintos valores de ángulo de fricción interna ϕ y de la relación de empotramiento, D_f/B .

Figura 9. Variación de $F_1 + F_3$ [Ecuación 2.21]



Fuente: Braja M. Das. Principles of foundation engineering. p. 250.

En general la teoría de Balla, está desarrollada para determinar la capacidad de levantamiento de cimentaciones poco profundas empotradas en arena densa o con una compacidad elevada con una relación de empotramiento de $D_f/B \leq 5$. Sin embargo para cimentaciones localizadas en arena con poca compacidad la teoría sobreestima la capacidad última de levantamiento.

La principal razón por la cual la teoría de Balla exagera la capacidad al levantamiento para $D_f/B > 5$ incluso en arena con una alta compacidad es porque es esencialmente una cimentación profunda y la superficie de falla no se extiende a la superficie del terreno.

El factor de desconexión se deriva como

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \cdot A \cdot D_f} \quad (2.23)$$

Donde

A = Área de la cimentación

El factor de desconexión aumenta con D_f/B hasta un valor máximo de $F_q = F_q^*$ a $D_f/B = (D_f/B)_{cr}$. Para $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$ el factor de desconexión permanece prácticamente constante.

3. ESTABLECIMIENTO DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SOMETIDAS A CARGAS DE TENSIÓN

Como se mencionó en el capítulo anterior, la capacidad última al levantamiento de las cimentaciones está en función de diversos factores.

Los factores que dominan el comportamiento de una cimentación sujeta a fuerzas de tensión son:

- Relación de empotramiento: es la relación que existe entre la profundidad de desplante de la cimentación y el tamaño de su base. Con ella se puede determinar si una cimentación es superficial o profunda. Es el factor que influye de manera directa en la capacidad de levantamiento de las cimentaciones.
- Coeficiente nominal de levantamiento (K_u): valor que depende del ángulo de fricción del suelo. Puede tomarse como 0.95 para valores de ángulo de fricción en el rango de 30° a 48° . (figura 3).
- Factor de forma: factor dependiente de la relación de empotramiento y del ángulo de fricción interna del suelo.

- Factor de desconexión: valor que está en función del factor de forma, coeficiente nominal de levantamiento, dimensiones de la cimentación, ángulo de fricción de suelo y peso específico del suelo.
- Peso de suelo de relleno.
- Peso de cimiento.
- Ángulo de fricción interna del suelo.
- Unidad de cohesión del suelo.

4. ESTUDIO DE SUELOS

Para el presente trabajo de graduación, se efectuó en el departamento de Chimaltenango el estudio de suelos donde se proyecta construir una torre de telefonía celular. El sitio se encuentra ubicado en San José Poaquil, Chimaltenango.

4.1. Localización del sitio

El estudio de suelos se efectuó en el municipio de San José Poaquil, del departamento de Chimaltenango.

Figura 10. Localización geográfica del sitio

Chimaltenango

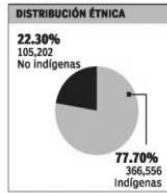
Su nombre significa: lugar de los escudos

INFOGRAFÍA:
GONZALO HERNÁNDEZ
TEXTO: MIGUEL GONZÁLEZ

Este departamento cuenta con 16 municipios y pertenece a la Región Central del país, cuya cabecera departamental es Chimaltenango, que se localiza a 58 kilómetros de la capital de Guatemala.

En 1895 Chimaltenango y Sacatepéquez formaban un solo departamento, y no fue sino hasta el 12 de septiembre de 1839 cuando la Asamblea Constituyente los dividió como departamentos separados. El origen del nombre de Chimaltenango se puede estructurar de la siguiente manera: chimal (escudo, broquel o rodela) y tenango (lugar amurallado o muralla de escudos). Este nombre le fue dado por haber sido plaza militar fortificada.

COMALAPA:
 Conocida como La Florencia de América, porque desde que el visitante llega a esta ciudad se encuentra con los trabajos pictóricos de los habitantes, quienes relatan la historia de Comalapa a través de sus obras. Su nombre en k'ach'ikel es Chixoy, que significa sobre el comal.



FICHA TÉCNICA

Cabecera departamental: **Chimaltenango**

Extensión territorial: **1,979 km² aprox.**

Población: **471,758 hab.** (Según INE, 2004)

Idiomas predominantes: **Español y kaq'chikel**

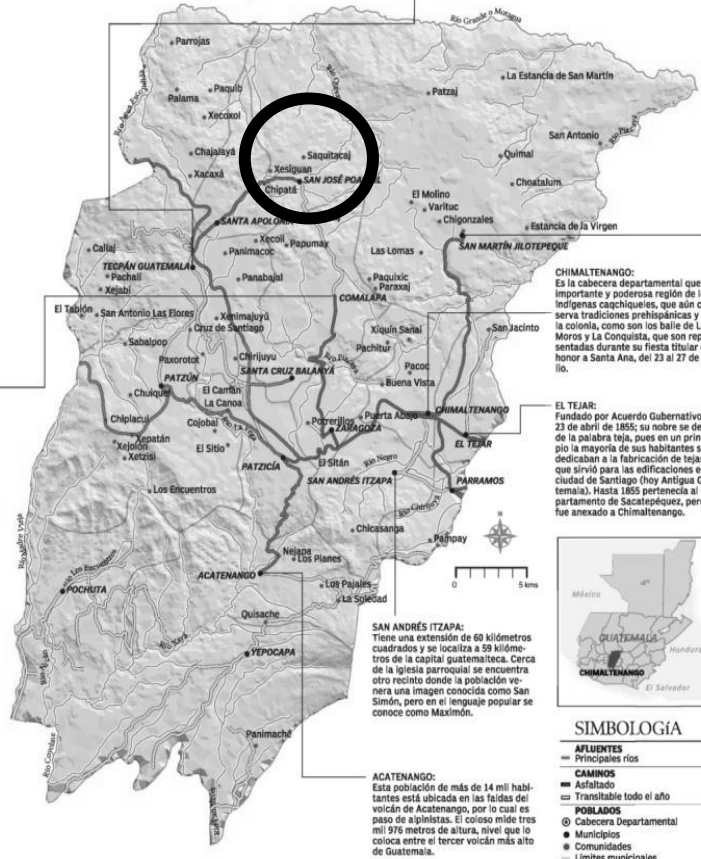
Clima: **Frío**



Las ruinas de Iximché están ubicadas en Tecpán. Fue el asiento de la primera capital de Guatemala.

TECPÁN GUATEMALA:
 Tiene una extensión de 201 kilómetros cuadrados y en dicho lugar fundaron los españoles la primera capital de Guatemala, el 25 de julio de 1524. En este lugar están las ruinas de Iximché, como vestigio del grupo indígena K'iché, que se separó de los c'achiques en 1464.

SAN MARTÍN JILOTEPEQUE:
 Posee uno de los centros arqueológicos más relevantes de la época prehispánica. Se trata de México Viejo, a 60 kilómetros de la capital guatemalteca, con carretera asfaltada. Fue centro del reino poqomam y muy difícil de conquistar para los españoles, porque fue una fortaleza rodeada de barrancos con una sola entrada.

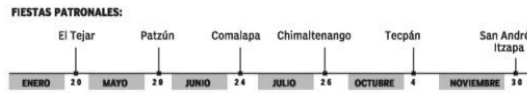


CHIMALTENANGO:
 Es la cabecera departamental que fue importante y poderosa región de los indígenas c'achiques, que aún conserva tradiciones prehispánicas y de la colonia, como son los bailes de Los Moros y La Conquista, que son representadas durante su fiesta t'rujar en honor a Santa Ana, del 21 al 27 de julio.

EL TEJAR:
 Fundado por Acuerdo Gubernativo el 23 de abril de 1855; su nombre se deriva de la palabra teja, pues en un principio la mayoría de sus habitantes se dedicaban a la fabricación de tejas, que sirvió para las edificaciones en la ciudad de Santiago (hoy Antigua Guatemala). Hasta 1855 perteneció al departamento de Sacatepéquez, pero fue anexado a Chimaltenango.

SAN ANDRÉS ITZAPA:
 Tiene una extensión de 60 kilómetros cuadrados y se localiza a 59 kilómetros de la capital guatemalteca. Cerca de la iglesia parroquial se encuentra otro recinto donde la población venera una imagen conocida como San Simón, pero en el lenguaje popular se conoce como Maximón.

ACATENANGO:
 Esta población de más de 14 mil habitantes está ubicada en las faldas del volcán de Acatenango, por lo cual es paso de a pintistas. El coloso mide tres mil 976 metros de altura, nivel que lo coloca entre el tercer volcán más alto de Guatemala.



SIMBOLOGÍA

- AFLUENTES**
Principales ríos
- CAMINOS**
Asfaltado
Transitable todo el año
- POBLADOS**
Cabecera Departamental
Municipios
Comunidades
Límites municipales

ESTE MAPA FUE PREPARADO Y ELABORADO POR EL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL "INGENIERO ALFREDO OBIOLOS GÓMEZ" CON LA BASE DIGITAL DEL PROYECTO SIANIL A ESCALA 1:250,000. CON INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA DE LOS AÑOS 1989 Y 1980, MARZO 2004. LOS LÍMITES EN ESTE MAPA NO SON AUTORITATIVOS.

Fuente: <http://servicios.prensalibre.com/pl/especial/mapas/03.pdf>.

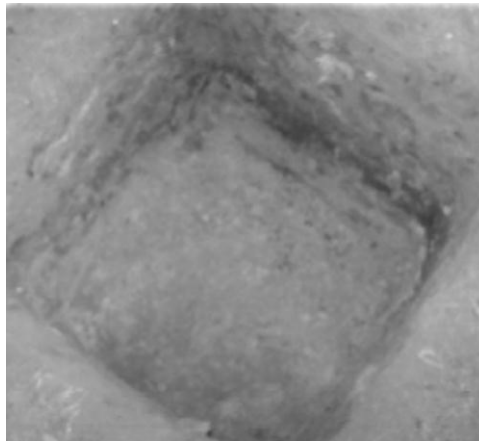
4.2. Investigaciones geotécnicas

4.2.1. Calicatas

Consisten en excavaciones de formas diversas (pozos, zanjas, etc.) realizadas por medios mecánicos o convencionales, que permiten la observación directa del suelo a cierta profundidad, así como la obtención de muestras y ensayos *in situ*.

Este tipo de reconocimiento permite acceder directamente al terreno para obtener datos litológicos, así como para obtener muestras inalteradas para la realización de ensayos. La muestra extraída para los análisis de laboratorio se obtuvo a una profundidad de 3.50m.

Figura 11. **Calicata**



Fuente: elaboración propia.

4.2.2. Geología de la zona

En Guatemala dominan dos orientaciones estructurales.

- Un arco este-oeste, convexo hacia el sur, de rocas cristalinas y sedimentarias Paleozoicas y Mesozoicas que se extiende desde Chiapas hasta el Mar Caribe.
- Un alineamiento noroeste-sureste a través de América Central, representado por rocas volcánicas Terciarias-Recientes, acentuado por una hilera de conos cuaternarios.

El departamento de Chimaltenango está conformado en su mayoría por rocas que pertenecen al cinturón volcánico y que se formaron durante el periodo terciario, el territorio restante está conformado por cenizas y pómez de origen volcánico que se encuentran diseminados en el cinturón volcánico.

4.3. Laboratorio

De la muestra obtenida por medio de la calicata, se realizaron los siguientes ensayos ASTM D2850-03a, ASTM D3880-03, ASTM D423-63, estos equivalen al ensayo triaxial, ensayo de corte directo y límites de Atterberg.

4.3.1. Humedad Natural

El contenido de humedad es la relación que existe entre la masa de agua de una muestra de suelo y la masa seca de la misma. El contenido de agua se determina pesando la muestra con humedad natural luego pasándola por el horno y volviéndola a pesar, determinando la humedad por diferencia simple.

4.3.2. Peso Volumétrico

El peso volumétrico o específico se define como el cociente de peso de un cuerpo entre su volumen.

Para determinar el peso volumétrico del suelo, se hace uso del principio de Arquímedes. El principio de Arquímedes afirma que un cuerpo total o parcialmente sumergido en un fluido estático e incompresible, será empujado con una fuerza igual al peso del volumen de líquido desplazado por dicho objeto. De este modo cuando un cuerpo está sumergido en el fluido se genera un empuje hidrostático resultante de las presiones sobre la superficie del cuerpo que actúa siempre hacia arriba a través del centro de gravedad del cuerpo y de valor igual al peso del fluido desplazado.

Figura 12. **Peso Volumétrico**

Descripción	Muestra	
	1	2
Peso muestra	512.10 g	372.40 g
Peso cubierta parafina	553.60 g	404.00 g
Peso sumergido	207.70 g	145.80 g
Peso parafina	41.50 g	31.60 g
Volumen parafina	46.11g ³	35.11 g ³
Volumen neto	299.71 g ³	223.09 g ³
Densidad	1.71 g/cm ³	1.67 g/cm ³
Promedio	1.69 g/cm ³	

Fuente: elaboración propia.

4.3.3. **Ensayo Triaxial (AASHTO T296-05, ASTM D2850-03a)**

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación y pueden efectuarse en arenas y arcillas.

Una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente, es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras (σ_3), por medio del fluido en la cámara (generalmente agua o glicerina). El drenaje del espécimen puede ser permitido ó detenido, dependiendo de las condiciones de la prueba. A continuación se incrementa el esfuerzo axial ($\Delta\sigma$) hasta que en la muestra se produce la falla. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el

esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

Tres tipos principales de pruebas se efectúan con equipo triaxial:

- Prueba consolidada drenada (prueba CD)
- Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
- Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

El equipo utilizado para este ensayo es la máquina de Compresión triaxial marca: WYKEHAM FARRANCE ENG. LTD. – SLOUGH ENGLAND-.

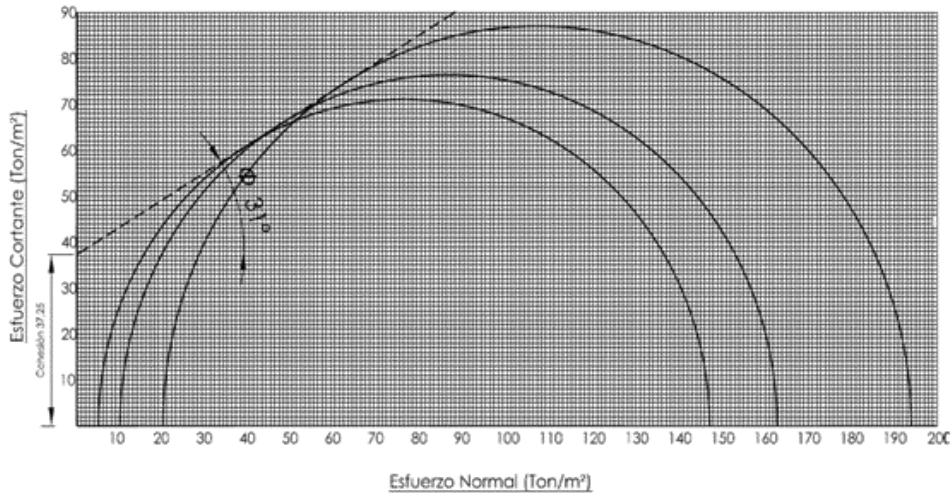
Este equipo tiene un rango de velocidad continua desde 0.000024 a 0.30 in/min controlado por el motor por etapas. Permite efectuar pruebas a las muestras con dimensiones cilíndricas con un diámetro mínimo de 33mm. El rango de velocidad para la aplicación de la presión de confinamiento o desviadora se ajusta rápidamente en forma manual.

La presión de confinamiento se aplica por medio de mercurio que va desde de 0 hasta 40 lb/plg², o a lo que se quiera ensayar hasta 160 lb/plg². Las características de seguridad previene la sobrecarga del sistema de medición de carga. Cumple con Normas ASTM D-2850.

Figura 13. **Ensayo de Compresión Triaxial**

Tipo de Ensayo	No consolidado - No drenado		
Descripción del Suelo	Arcilla color café oscuro		
Dimensiones de Probeta	2.5" x 5" (tallada)		
	Diametro	2.50 in	6.35 cm
	Altura	5.00 in	12.70 cm
	Area	4.91 in ²	31.67 cm ²
Parámetros de Corte	Cohesión:	37.25 Ton/m²	
	∅ Fricción	31.00 °	

Envolvente de falla y Círculos de Mohr, para ensayo de compresión triaxial tipo "UU"



	Probeta 1		
Presión Lateral σ_3	5.00 Ton/m ²	10.00 Ton/m ²	20.00 Ton/m ²
Esfuerzo desviador en rotura q_{max}	39.46 Ton/m ²	86.40 Ton/m ²	107.00 Ton/m ²
Deformación unitaria ϵ %	0.50	2.00	2.50
Densidad Seca	1.40 Ton/m ³	1.40 Ton/m ³	1.40 Ton/m ³
Humedad %	39.83	39.83	39.83

corregido	Probeta 1			
	Presión Lateral σ_3	5.00 Ton/m ²	10.00 Ton/m ²	20.00 Ton/m ²
	Esfuerzo desviador en rotura q_{max}	76.05 Ton/m ²	86.40 Ton/m ²	107.00 Ton/m ²
	Deformación unitaria ϵ %	0.50	2.00	2.50
	Densidad Seca	1.40 Ton/m ³	1.40 Ton/m ³	1.40 Ton/m ³
Humedad %	39.83	39.83	39.83	

Fuente: elaboración propia.

4.3.4. Ensayo de Corte Directo (AASHTO T236-03, ASTM D3880-03)

La finalidad de los ensayos de corte es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatiga y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terrenos producto de la aplicación de una carga.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituye simplemente por placas de confinamiento al probar muestras secas.

El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de corte. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Las condiciones del ensayo, incluyendo los esfuerzos normales y la humedad, son seleccionadas para representar las condiciones de campo que se investigan.

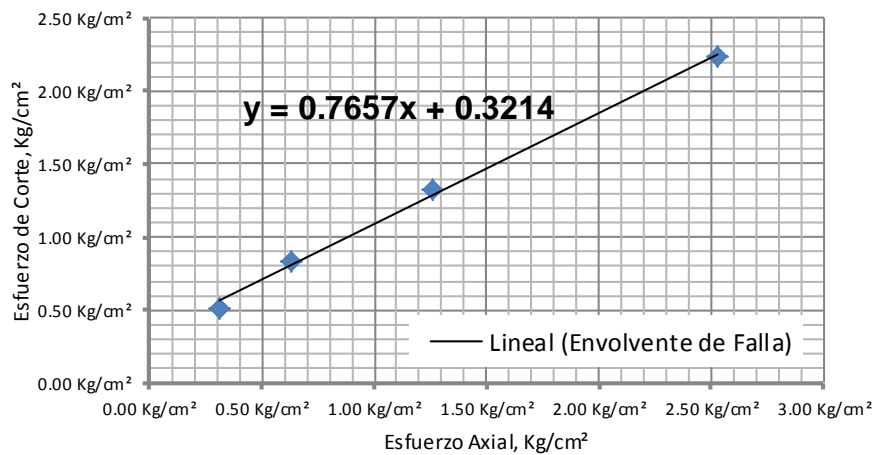
En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La

superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

Figura 14. **Ensayo de Corte Directo**

Tipo de Ensayo	No consolidado - No drenado		
Descripción del Suelo	Arcilla color café oscuro		
Dimensiones de Probeta	2.5" x 1" (remoldeada)		
	Diametro	2.50 in	6.35 cm
	Altura	1.00 in	2.54 cm
	Area	4.91 in ²	31.67 cm ²
Parámetros de Corte	Cohesión:	3.21 Kg/cm²	
	∅ Fricción	37.44 °	

Envolvente de Falla



	Probeta			
	1	2	3	4
Esfuerzo Axial	0.32 Kg/cm ²	0.63 Kg/cm ²	1.26 Kg/cm ²	2.53 Kg/cm ²
Esfuerzo Cortante	0.52 Kg/cm ²	0.84 Kg/cm ²	1.32 Kg/cm ²	2.24 Kg/cm ²
Densidad Humeda	1.74 g/cm ³	1.95 Ton/m ³	1.74 Ton/m ³	1.92 Ton/m ³
Densidad Seca	1.26 Ton/m ³	1.41 Ton/m ³	1.27 Ton/m ³	1.40 Ton/m ³
Humedad %	38.39	38.60	37.41	37.15

Fuente: elaboración propia.

4.3.5. Límites de Atterberg (AASHTO T089-02, ASTM D423-66)

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla, por ejemplo al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad) o la propiedad que presenta los suelos hasta cierto límite sin romperse.

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por Atterberg a principios de siglo a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.

- Límite Líquido (LL)

El Límite Líquido se define por convención como el contenido de humedad para el cual una acanaladura en el equipo normalizado requiere 25 golpes para cerrarse en una longitud de 13 mm.

- Límite Plástico (LP)

El Límite Plástico se define por convención como el contenido de humedad para el cual un cilindro de 3 mm de diámetro comienza a desmoronarse.

- Índice de Plasticidad (IP)

Es un parámetro físico que se relaciona con la facilidad de manejo del suelo, por una parte y con el contenido y tipo de arcilla presente en el suelo por otra. Se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$IP = LL - LP > 10$ plástico.

$IP = LL - LP < 10$ no plástico.

Valores Menores de 10 indican baja plasticidad, y valores cercanos a los 20 señalan suelos muy plásticos.

Figura 15. **Límites de Atterberg**

Ensayo	Límite líquido	
No. Golpes	20	
Tarro	A-39	A-16
PBH	45.20 g	40.30 g
PBS	37.40 g	32.90 g
Tara	24.50 g	20.50 g
Dif.	7.8	7.4
PNS	12.90 g	12.40 g
Humedad %	60.47	59.68
Promedio	60.07	

Ensayo	Límite Plástico	
Tarro	S-8	S-5
PBH	37.90 g	37.20 g
PBS	33.90 g	32.30 g
Tara	21.50 g	21.60 g
Dif.	4.0	4.9
PNS	12.40 g	10.70 g
Humedad %	32.26	45.79
Promedio	39.03	

Indice de Plasticidad	21.05
-----------------------	-------

Suelo altamente plástico

Fuente: elaboración propia.

4.3.6. Granulometría (AASHTO T088-00, ASTM D422-02)

En cualquier masa de suelo, los tamaños de las partículas varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la distribución en porcentaje de los distintos tamaños dentro del suelo.

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior a 0,08 mm. se determina generalmente mediante un análisis granulométrico por tamizado. Para partículas de tamaño inferior al mencionado (0,08 mm.) se emplea la granulometría por sedimentación.

El análisis granulométrico por tamizado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices (cuyo tamaño de malla suele ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2), agitando el conjunto. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz. El porcentaje de material que pasa por cada tamiz, determinado de la forma anterior, se representa en un gráfico semi-logarítmico. El diámetro de la partícula se representa en una escala logarítmica (abscisas) y el porcentaje de material que pasa se representa en escala aritmética (ordenadas) El análisis granulométrico por sedimentación (partículas de tamaño inferior a 0,08 mm.) se lleva a cabo con el hidrómetro y se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. Los hidrómetros están calibrados para mostrar la cantidad de suelo que está aún en suspensión en cualquier tiempo dado, t . Así, con lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el porcentaje

de suelo más fino que un diámetro dado puede calcularse y prepararse una gráfica de la distribución granulométrica.

Con los dos métodos de análisis granulométrico expuestos puede determinarse la curva granulométrica completa de una muestra de suelo (ver curvas granulométricas adjuntas). En función de la granulometría se clasifican los suelos en cuatro grandes grupos:

- **Gravas:** con tamaño de grano entre unos 80 mm. y 4,75 mm. Los granos son observables directamente, existen grandes huecos entre las partículas y no retienen el agua.
- **Arenas:** con partículas de tamaño entre 4,75 mm. y 0,075 mm. Estas son observables a simple vista y se mantienen inalterables en presencia de agua.
- **Limos:** con partículas comprendidas entre 0,075 mm. y 0,002 mm. Retienen el agua y si se forma una pasta limo-agua y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se aprecia cómo el agua se exhuma con facilidad.
- **Arcillas:** cuyas partículas tienen tamaños inferiores a 0,002 mm. Son partículas formadas por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos, unidas por enlaces covalentes débiles y pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas, produciendo aumentos de volumen, a veces muy importantes. Por tanto, presentan una gran capacidad de retención de agua, con un porcentaje

de vacíos muy elevado (vacíos pequeños pero con una gran superficie de absorción en las partículas). Debido a que el tamaño de los vacíos es muy pequeño (aunque el índice de vacíos es elevado), exhiben unos tiempos de expulsión de agua muy elevados y una permeabilidad muy baja.

4.4. Determinación de la capacidad soporte del suelo

Para determinar la capacidad soporte del estrato de suelo, se utilizó la Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, en la que para cimentaciones cuadradas la capacidad de carga se calcula con:

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.1)$$

Y para cimentaciones circulares la capacidad de carga se calcula con:

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.2)$$

Donde, para las ecuaciones 4.1 y 4.2

C = Cohesión del suelo

B = lado o diámetro de cimentación

γ = Peso específico del suelo

$$q = D_f \cdot \gamma$$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo, y pueden obtenerse de la siguiente tabla.

Figura 16. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.40	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Braja M. Das. Principles of foundation engineering. p. 150.

Tomando como base los resultados que se obtuvieron de los ensayos de laboratorio, se presenta a continuación la capacidad soporte del suelo para diferentes dimensiones y diámetros de zapatas, a la profundidad que fuera extraída la calicata:

Figura 17. Capacidad soporte de suelo

Características del Suelo -CORTE DIRECTO-	
Cohesion	37.25 Ton/m ²
Df	3.40 m
∅	31.00 °
Nc	40.41
Nq	25.28
Ny	22.65
Y	1.69 Ton/m ³
q	5.75 Ton/m ²

Características del Suelo - TRIAXIAL-	
Cohesion	32.10 Ton/m ²
Df	3.40 m
∅	37.00 °
Nc	70.01
Nq	53.8
Ny	65.27
Y	1.69 Ton/m ³
q	5.75 Ton/m ²

Cimentación Cuadrada (B x B)				
	1.00 m	2.00 m	3.00 m	4.00 m
$q_u =$	52.94 Ton/m ²	53.32 Ton/m ²	53.70 Ton/m ²	54.08 Ton/m ²

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Cimentación Circular				
	1.00 m	2.00 m	3.00 m	4.00 m
$q_u =$	52.84 Ton/m ²	53.13 Ton/m ²	53.41 Ton/m ²	53.70 Ton/m ²

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Cimentación Cuadrada (B x B)				
	1.00 m	2.00 m	3.00 m	4.00 m
$q_u =$	81.87 Ton/m ²	82.97 Ton/m ²	84.08 Ton/m ²	85.18 Ton/m ²

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Cimentación Circular				
	1.00 m	2.00 m	3.00 m	4.00 m
$q_u =$	81.59 Ton/m ²	82.42 Ton/m ²	83.25 Ton/m ²	84.08 Ton/m ²

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Fuente: elaboración propia.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN

5.1. Cargas actuantes

Las cargas que se consideran que actúan en la estructura son las que se muestran a continuación.

5.1.1. Carga muerta

La carga muerta es la carga vertical debida al peso de todos los miembros estructurales y de todos los componentes no estructurales que se hallan de manera permanente fijos a la estructura. La carga muerta no varía con el tiempo respecto a su posición y peso.

5.1.2. Cargas de viento

El viento, es aire en movimiento y al igual que cualquier fluido, el viento ejerce presión (fuerza por unidad de área) sobre la superficie de cualquier cuerpo con el que entra en contacto. Las especificaciones de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) definen a un edificio o estructura cuya frecuencia fundamental es mayor o igual a 1 Hz como estructuras esbeltas, debido a que la mayoría de edificios son muy rígidos, con elevadas frecuencias naturales (mayor a 10Hz), y requieren de enormes cantidades de

energía provenientes de los mecanismos de carga para producir una respuesta dinámica de cualquier magnitud, es suficiente tratar al viento como una carga estática en la mayoría de las estructuras. Sin embargo, las estructuras más esbeltas con bajas frecuencias naturales son susceptibles de desarrollar respuestas dinámicas ante el viento. Por lo tanto las cargas de viento revisten mayor importancia para torres de televisión, radio, telefonía y transmisiones, chimeneas altas, edificios altos y angostos, así como edificios con techos flexibles.

Las magnitudes de las cargas de viento sobre las estructuras varían según la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que los rodea, el tamaño y tipo de otras estructuras cercanas.

La velocidad básica del viento, V , usada para determinar las cargas de viento de diseño de edificios y otras estructuras, se define como la velocidad de una ráfaga de viento de tres segundos de duración en millas por hora a 33 pies (10 metros) sobre el nivel del suelo en la categoría C de exposición, según la definición de la sección 6.5.6.1 de las ASCE y se asocia con una probabilidad anual de 0.02 de ser igualada o excedida para un intervalo de recurrencia promedio de 50 años.

5.2. Acciones sobre la cimentación

Para el caso de estudio, que constituye una torre de telefonía celular, se describe la configuración geométrica de la estructura, como se detalla a continuación:

Ancho base	6.50 metros
Ancho de corona	1.50 metros
Altura	60.00 metros
• Altura cuerpo principal	48.00 metros
• Altura corona	12.00 metros

La torre está conformada por ocho secciones de 6.00 metros de altura y de sección variable tipo trapezoidal en su sección longitudinal (vertical) y triangular en su sección transversal y dos secciones de 6.00 metros de altura de sección rectangular en su longitud (vertical) y triangular en su sección transversal.

Las cargas actuantes sobre la torre son:

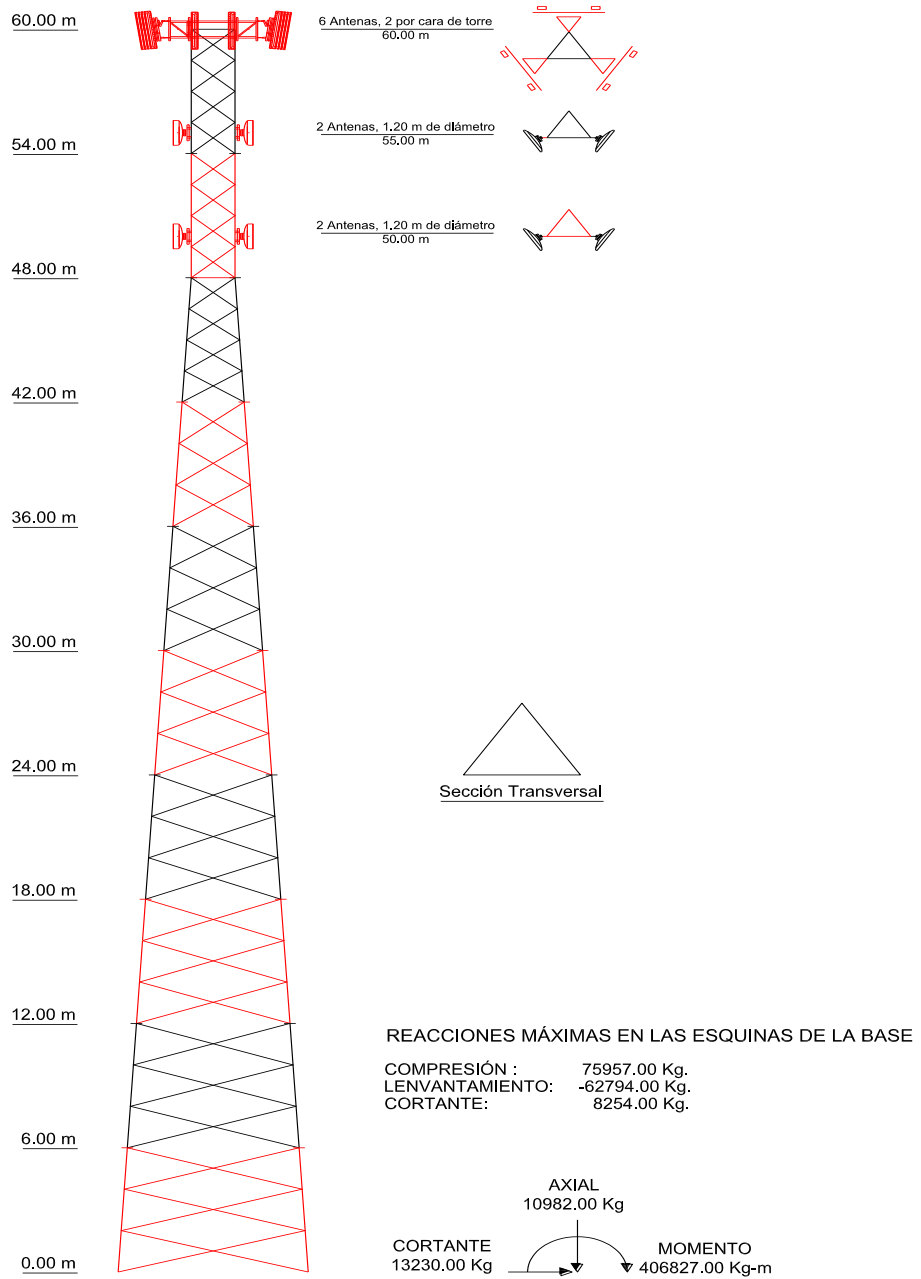
- Velocidad básica del viento de 80.00 mph (128.80 kmph)
- 6 antenas de celulares –rectangulares- con dimensiones 1.80x0.3x0.10 metros (2 por cara de la torre) colocadas en la cúspide de la torre.
- 4 antenas de micro-ondas de 1.20m de diámetro 2 a 5 metros bajo la cúspide y otras 2 a 10 metros bajo la cúspide.

Para determinar las reacciones que se producen por las cargas actuantes en la torre, se utilizó un programa automatizado de diseño estructural, el cual incluye en su base de datos las Normas Estructurales para torres y estructuras de acero para antenas (TIA/EIA-222-F) las cuales están basadas en las Normas de la American Society of Civil Engineer (ASCE 7-05), estos códigos son los que se aplican para definir la presión que ejerce el viento en los elementos que conforman la torre, para poder así, precisar las fuerzas a las que van a estar expuestos los elementos y determinar las reacciones.

El análisis lo realiza considerando una estructura hiperestática de sección variable, a través de la aplicación de elementos finitos. De igual forma para obtención de las reacciones se consideró el efecto $P-\Delta$ que, por estar la estructura sometida a fuerzas laterales, producen en los elementos a compresión un Δ , generando un momento adicional. El análisis se efectúa para 100 ciclos.

A continuación se muestra un esquema con las reacciones basales que se producen en la estructuras, al estar expuesta a la presión de viento y cargas especificadas.

Figura 18. Reacciones Basales



Fuente: elaboración propia.

5.3. Diseño y cálculo de cimentaciones

5.3.1. Cimentación tipo zapata aislada

Para el diseño de las cimentaciones con zapatas cuadradas se elaboró una hoja electrónica, la cual consta de las siguientes partes:

- Datos generales: en esta parte se incluyen las reacciones que se producen en la estructura por la acción del viento, datos geotécnicos y especificaciones de los materiales.
- Geometría: aquí se modifican las dimensiones de la zapata (largo, ancho y espesor), y las dimensiones del pedestal (largo y ancho), así como también las dimensiones de la viga conectora.
- Revisión de capacidad soportante: en esta sección se realiza el primer chequeo de la cimentación, como su nombre lo indica se revisa que la capacidad soporte del suelo no sea excedida, por las reacciones que se generan por la acción del viento.

El valor del esfuerzo actuante se calcula con la fórmula

$$q = \frac{Q}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B^2 \cdot L}$$

Donde

Q = Carga vertical Total (Peso total de zapata aislada + peso total del relleno + carga axial)

M = momento sobre la cimentación (cortante * profundidad desplante)

B y L = dimensiones de la zapata

- Estabilidad: en este inciso, se aplican la teoría de Meyerhof y Adams “The Ultimate Uplift Capacity of Foundations” para continuar con la revisión de la cimentación. Es en este paso, donde se revisa que la cimentación “pase o chequee” el levantamiento producido por la acción de la carga de viento. De igual forma se revisa si la cimentación es superficial o profunda. La Norma TIA/EIA-222-F, en el numeral 7.2.4.4 específica un par de ecuaciones que tienen que revisarse para el levantamiento, en esta sección está incluida dicha revisión.
- Diseño por flexión positiva: se determina el acero de refuerzo necesario para resistir la presión que ejerce el suelo en la cimentación.
- Diseño del cortante por punzonamiento a compresión: en esta sección se hace la revisión del peralte de la zapata por la acción del cortante en una y dos direcciones.
- Diseño por flexión negativa: en este paso se determina el acero de refuerzo necesario para resistir, la flexión que produciría en la cimentación al momento en que este expuesta al levantamiento.
- Revisión del cortante por punzonamiento a tensión: en esta sección se revisa que el esfuerzo cortante en la sección del pedestal producido por la acción del levantamiento, sea menor al resistente por el concreto bajo cargas de tensión.
- Diseño de viga tensora: en esta sección se presenta la revisión por esbeltez y el diseño de la viga conectora.

- Diseño del refuerzo del pedestal: en este inciso se hace la revisión del pedestal, en base a las consideraciones del ACI y del IBC.

La norma TIA/EIA – 222 – F, en el apartado 7.2.4.1 indica que se debe asumir para las cimentaciones y anclajes estándares o pilotes excavados y acampanados resisten la fuerza de levantamiento o extensión mediante sus pesos propios más el peso de todo el suelo encerrado dentro de un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° respecto de la vertical.

En el apartado 7.2.4.4 indica que las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{W_R}{2} + \frac{W_C}{1.25} \geq U_p \quad \text{y} \quad \frac{W_R + W_C}{1.5} \geq U_p$$

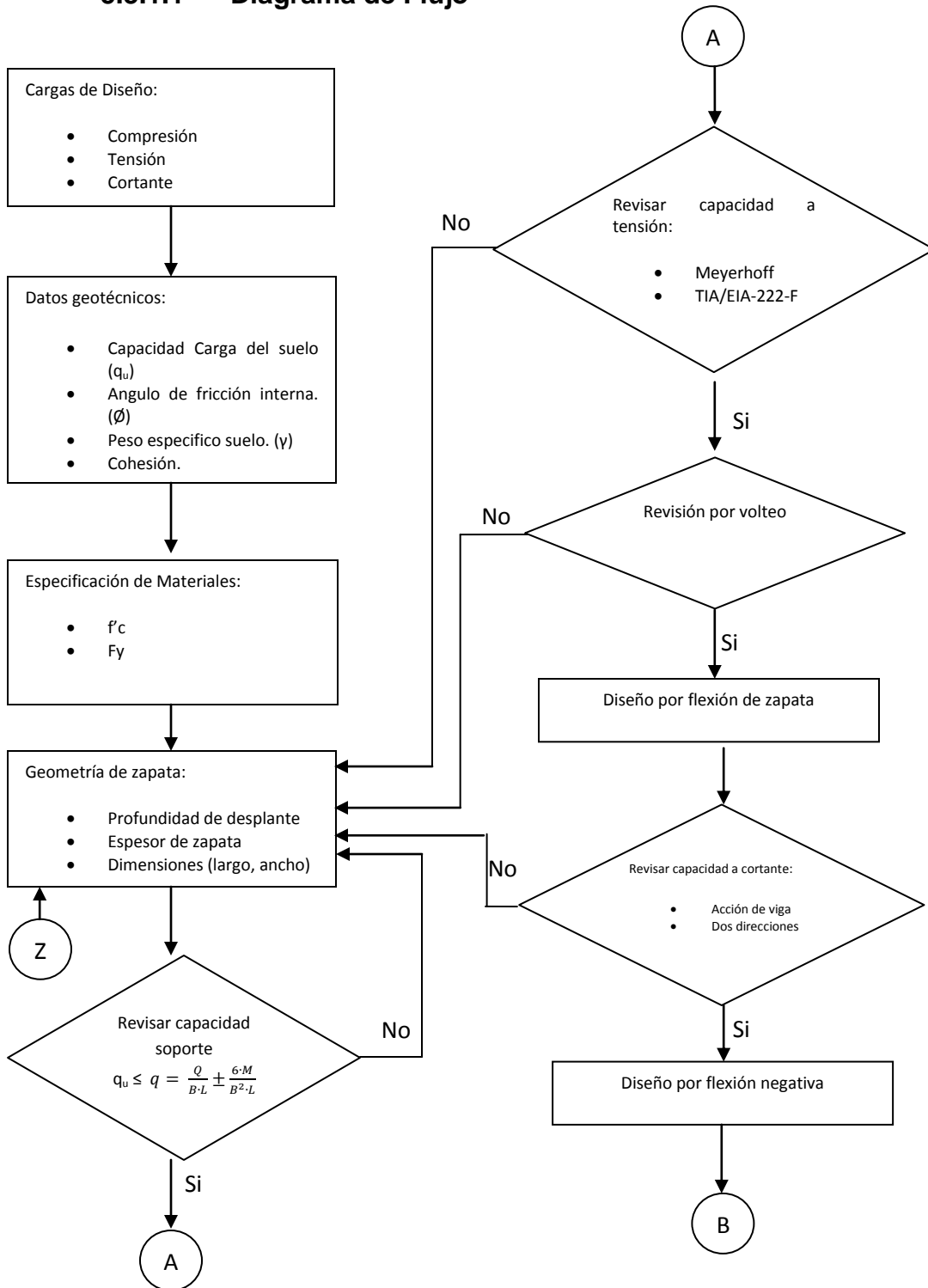
Donde:

W_R = resistencia del suelo

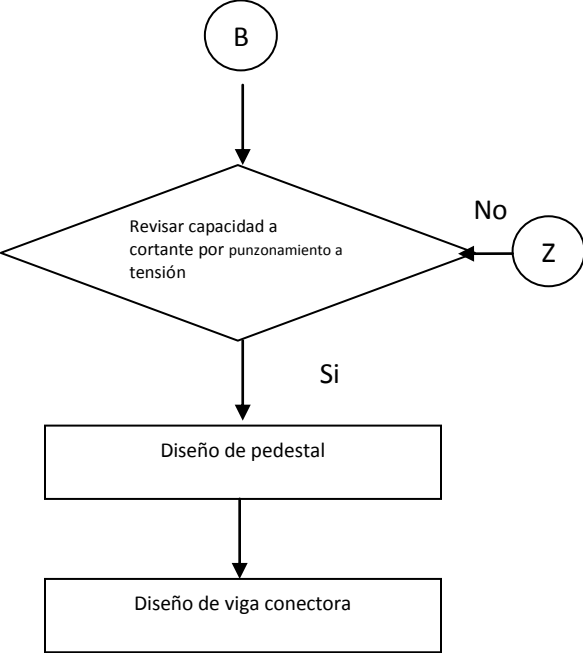
W_C = peso del concreto

U_p = máxima reacción de levantamiento o de tensión

5.3.1.1 Diagrama de Flujo



Continuación diagrama de flujo



Fuente: elaboración propia.

A continuación se muestra la memoria de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada, para el caso expuesto:

I. DATOS GENERALES:

CARGAS DE DISEÑO

		Reacciones en los Apoyos	
Carga Axial	745.06 kN	75.97 Ton	75,974.98 kgs
Tension	615.79 kN	62.79 Ton	62,793.10 kgs
Cortante	80.94 kN	8.25 Ton	8,253.58 kgs

Condiciones Globales de Carga en la base:

Resultante Axial =	107.68 kN	10.98 Ton	10,980.10 kgs
Resultante Cortante =	129.74 kN	13.23 Ton	13,229.80 kgs
OT Moment =	3,990.97 kN - m	406.97 Ton - m	406,965.68 kgs - m
Torsional Moment =	1.59 kN	0.16 Ton - m	162.13 kgs
Peso de la Torre =	85.00 kN	8.67 Ton	8,667.59 kgs

Momento en X =	15.88 Ton - m
Momento en Y =	15.88 Ton - m

DATOS GEOTÉCNICOS

Suelo del sitio:

Profundidad de desplante =	3.30 m
Profundidad del nivel freático =	0.00 m
Humedad Natural =	39.00%
Peso volumétrico del suelo =	1.69 Ton / m ³
FS peso volumétrico del suelo =	0.98
Peso volumétrico suelo humedad óptima =	1.65 Ton / m ³
Capacidad de carga admisible del terreno =	53.30 Ton/m ²
Angulo de fricción interna =	31.00 °
Cohesión del suelo =	37.25 Ton/m ²
Factor de seguridad estimado =	40.00
Tipo de Suelo =	1
Compacidad del estrato de suelo =	Media - Alta
Clasificación AASSHTO =	-
Clasificación Unificada =	-
Recomendaciones de excavación:	Medios mecánicos y/o compresión.

Suelo de relleno

Humedad Natural =	17.00%
Peso volumétrico del suelo =	1.90 Ton / m ³
FS peso volumétrico del suelo =	0.95
Peso volumétrico suelo humedad óptima =	1.81 Ton / m ³
Angulo de fricción interna =	30.00 °

Nota:

Como material de relleno se utilizara el material proveniente del suelo nativo ó de un banco cercano al sitio cuyo peso volumetrico cumple con el especificado en esta memoria.

ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Concreto:

Resistencia Concreto (f_c) =	280 kg / cm ²
Modulo de Elasticidad (E_{sc}) =	23392.82 kg / cm ²
Peso específico concreto (γ) =	2.40 Ton / m ³

Acero de refuerzo:

Esfuerzo Cedencia (f_y) =	4200 kg / cm ²
Esfuerzo Cedencia (f_y) =	2800 kg / cm ²
Modulo de Elasticidad (E_s) =	2100000 kg / cm ²

II. GEOMETRIA

Torre Autosoportada:

Altura de torre =	60.00 m
Separación entre apoyos =	6.50 m
Separación corona =	1.50 m
Velocidad de diseño =	80.00 mph
Tipo de seccion transversal =	Triangular

Dimensiones pedestal:

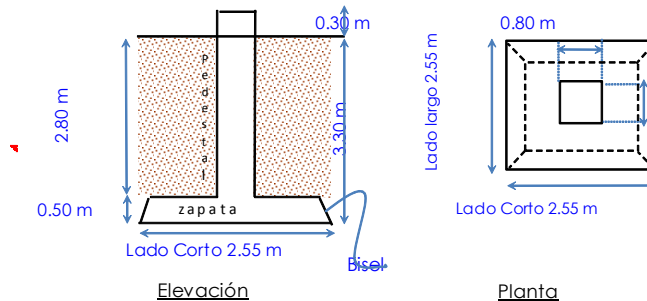
Lado mayor (x)=	0.80 m
Lado menor (y) =	0.80 m
Altura =	2.80 m

Dimensiones de Cabezal:

Ancho cabezal =	0.80 m
Largo cabezal =	0.80 m
Sobreelevación cimienta =	0.30 m

Dimensiones zapata:

Lado largo (Contacto Suelo) =	2.55 m
Lado corto (Contacto Suelo) =	2.55 m
Separación Horizontal Bisel =	0.08 m
Lado largo (Contacto Relleno) =	2.40 m
Lado corto (Contacto Relleno) =	2.40 m
Peralte Zapata =	0.50 m
Peralte efectivo =	0.42 m
Recubrimiento mínimo =	0.08 m
Plantilla concreto pobre =	0.03 m



III. REVISIÓN DE CAPACIDAD SOPORTANTE

Peso del concreto:

Area de pedestal =	0.64 m ²
Area de la zapata =	6.50 m ²
Volumen de cabezal =	0.19 m ³
Volumen del pedestal =	1.79 m ³
Volumen de zapata =	3.07 m ³
Volumen Total =	5.05 m³
Peso total de la zapata aislada =	12.12 Ton

Peso del Suelo sobre la zapata (Relleno):

Area de pedestal =	0.64 m ²
Area de la zapata =	5.76 m ²
Area de relleno =	5.12 m ²
Volumen de relleno =	14.34 m ³
Peso total del relleno =	27.24 Ton

Revisión de la capacidad soportante admisible:

Esfuerzo actuante =	20.70 Ton/m ²	OK, las dimensiones de la zapata están bien.
	5.06 Ton/m ²	

El valor del esfuerzo actuante se calcula con la fórmula

$$q = \frac{Q}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B^2 \cdot L}$$

Donde

Q carga vertical Total (Peso total de zapata aislada + peso total del relleno + carga axial)

M momento sobre la cimentación (cortante * profundidad desplante)

B y L dimensiones de la zapata

IV. ESTABILIDAD

Revisión por arrancamiento TIA/EIA-222F

	Angulo de fricción ϕ (grados °)						
	20	25	30	35	40	45	48
Valores Coeficiente m	0.05	0.1	0.15	0.25	0.35	0.5	0.6
Valores (L/D) criticos	2.5	3	4	5	7	9	11

$m = 0.17$ (for $\phi = 30.00^\circ$)
 $(L/D)_{cr} = 4.20$ (for $\phi = 30.00^\circ$)

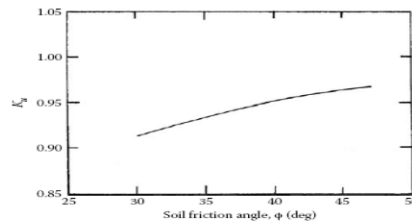
Factor de Forma $(S_F) = 1.22$

Coefficiente nominal de levantamiento de presión de suelo $(K_u) = 0.9$

Factor de Desconexión = 2.71

Relación Empotramiento (Profundidad / Base) = 1.29

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL, FALLA GENERAL POR CORTE



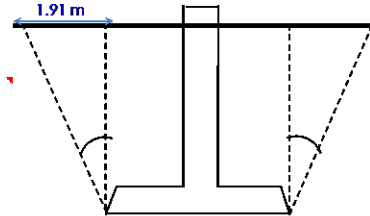
Capacidad ultima al arrancamiento =

$Q_u = 2 \cdot c \cdot D_f \cdot (B + L) + W + \gamma \cdot D_f^2 \cdot (2 \cdot S_R \cdot B + L - B) \cdot K_u \cdot \tan \phi$
 $F.S. = 1.5$
 $Q_u = 902.38 \text{ Ton}$

Revisión por arrancamiento TIA/EIA-222F 7.2.4.4

ϕ TIA/EIA-222F 7.2.4.1

Volumen de pirámide truncada	30.00°	69.50 m ³
Volumen de suelo sin zapata y sin relleno		48.04 m ³
Peso de suelo resistente al arrancamiento		81.18 Ton
Peso de relleno		27.24 Ton



$\frac{W_R}{2.0} + \frac{W_C}{1.25} \geq U_p$

$\frac{W_R + W_C}{1.50} \geq U_p$

Caso 1
 63.91 Ton
OK

Caso 2
 80.36 Ton
OK

W_R = Resistencia del suelo de 7.2.4.1
 W_C = Peso de Concreto
 U_p = maxima reacción de levantamiento o tensión

Revisión por volteo

Fuerzas Resistentes	Brazo	Momento
Peso del suelo 27.24 Ton	1.28 m	34.73 Ton - m
Peso del concreto 12.12 Ton	1.28 m	15.45 Ton - m
Σ Momento resistente		50.18 Ton - m

$F.S. \text{ volteo} = 1.70$
OK, si cumple

Fuerzas Actuantes	Brazo	Momento
Cortante en la base (reacción) 8.25 Ton	3.60 m	29.71 Ton - m
Σ Momento de volteo		29.71 Ton - m

Revisión por deslizamiento

Fuerza Resistente	42.23 Ton	F.S. Deslizamiento
Fuerza Deslizante	8.25 Ton	5.12
		OK, si cumple

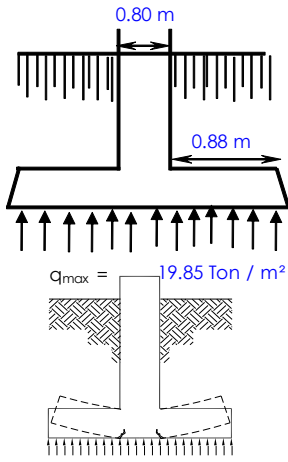
Velocidad Resistente

Velocidad resistente TIA/EIA-222F	90.50 mph	OK, si cumple
-----------------------------------	-----------	----------------------

V. DISEÑO POR FLEXIÓN POSITIVA.

Momento actuante en la sección crítica =	7.60 Ton - m	Momento nominal =	8.44 Ton - m
Se considera como peralte de la zapata d =	41.71 cm	Ancho diseño =	100.00 cm

Diseño Acero \rightarrow (2 Direcciones):



Flexión Positiva

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad R_n = 4.85 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right)$$

ρ mínimo =	0.003357
ρ requerido =	0.000974
ρ máximo =	0.014282

As Mínimo =	14.00 cm²
As Requerido =	5.40 cm²
As Máximo =	59.56 cm²

ACI 10.5.3

Se supone varilla #	6	2.85 cm²
Espaciamento requerido de varillas S		20.36 cm
Espacios entre varillas		11.5089 Espacios
Espacios propuestos		18 Espacios
Espaciamento colocado		13.02 cm
		OK
Longitud del refuerzo		2.40 m
Gancho ACI 12.5.2		25.10 cm
Gancho de 90° a usar		25.00 cm

VI. REVISIÓN DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO A COMPRESIÓN.

Descarga Total sobre la zapata:

Carga Total = 107.97 Ton

Geometría de la zapata:

Area zapata = 6.50 m²

Inercia zapata = 3.52 m⁴

Esfuerzos maximos y minimos:

Esfuerzo maximo = 16.77 Ton / m² OK

Esfuerzo minimo = 8.15 Ton / m²

Acción de viga (a una distancia d desde la cara del apoyo) ACI 11.3

V_u = 23.18 Ton

V_n = 27.27 Ton

V _c disponible	94.32 Ton
---------------------------	-----------

OK, el peralte es correcto

Acción en dos direcciones (a la distancia d/2 desde la cara del apoyo) ACI 11.12.2

b_o (perímetro de la sección crítica) =

4.87 m

Area de la sección crítica =

5.02 m²

V_u =

99.67 Ton

V_n =

117.26 Ton

$\beta = 1$

$\alpha_s = 40$

V _c disponible	550.39 Ton
	497.81 Ton
	373.72 Ton

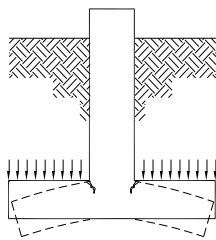
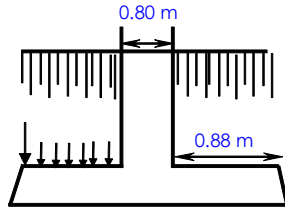
OK, el peralte es correcto

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d} = \text{menor de} \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \cdot 0.27 \approx \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \cdot 0.27 \approx 1.1$$

VII. DISEÑO POR FLEXIÓN NEGATIVA

P relleno **4.66 Ton**
 P Suelo Arrancamiento **5.31 Ton**
 Momento actuante en la sección crítica =
 Se considera como peralte de la zapata $d =$

9.36 Ton - m Momento nominal = **10.40 Ton - m**
 41.71 cm Ancho diseño = **100.00 cm**



Flexión Negativa

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad R_n = 5.98 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right)$$

ρ mínimo = 0.003357
 ρ requerido = 0.001203
 ρ máximo = 0.014282

As Mínimo = **14.00 cm²**
 As Requerido = **6.67 cm²** ACI 10.5.3
 As Máximo = **59.56 cm²**

Se supone varilla # **6** **2.85 cm²**
 Espaciamiento requerido de varillas S **20.36 cm**
 Espacios entre varillas **11.5089 Espacios**
 Espacios propuestos **18 Espacios**
 Espaciamiento colocado **13.02 cm**
OK
 Longitud del refuerzo **2.40 m**
 Gancho ACI 12.5.2 **25.10 cm**
 Gancho de 90° a usar **25.00 cm**

VIII. REVISIÓN DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO A TENSIÓN.

Descarga Total sobre la zapata:

Carga Total **58.03 Ton**
 Perimetro critico b_0 **3.20 m**

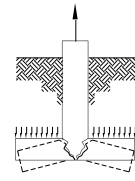
Cortante en la seccion critica:

V_{sc} **58.03 Ton**
 $1.3V_{sc}$ **75.44 Ton**

Resistencia al cortante de la seccion de concreto (Punzonamiento en dos direcciones) ACI 11.3:

Resistencia al cortante a traccion axial significativa:
 V_{sc} **118.33 Ton**

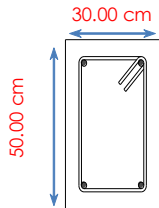
La cimentación pasa por punzonamiento a tensión.



Falla por punzonamiento a tensión

IX. DISEÑO DE VIGA CONECTORA

Carga de Diseño **8.25 Ton**
 Carga resistente **236.93 Ton**



Acero Longitudinal
 Se supone varilla No. = **3/4** **2.85 cm²**
 Cantidad Varillas Cama inferior = **3**
 Cantidad Varillas Cama superior = **3**
 As mínimo (1% Ag) **15.00 cm²**
 As Colocado **17.10 cm²**
 Longitud Viga **5.70 m**
 Volumen de Concreto = **0.86 m³**

Revision Esbeltez

J. Calavera
 $\frac{1}{2} \leq 35$
 $\sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{a \cdot b^3}{a \cdot b}}$
19.75 OK

Anillo para cada tramo en el extremo de la viga

Longitud de colocación = **1.00 m**
 Separación máxima = **10.00 cm**
 Se supone varilla # **3**
 Numero de anillos = **22**

Anillo para tramo central de la viga

Longitud de colocación = **3.70 m**
 Separación máxima = **20.00 cm**
 Se supone varilla # **3**
 Numero de anillos = **18**

X. DISEÑO DEL REFUERZO DE PEDESTAL

Refuerzo longitudinal:

Refuerzo máximo del pedestal = 512.00 cm² Refuerzo mínimo del pedestal = 64.00 cm²

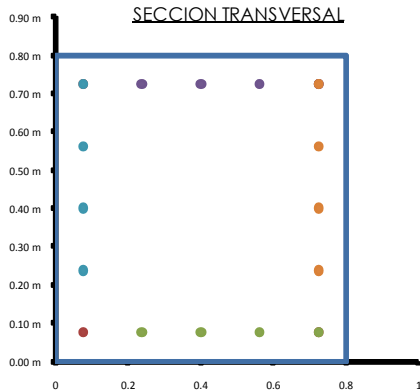
Cargas Últimas actuantes para el diagrama de interacción:

Carga axial última = 154.82 Ton excentricidad = 0.27 m
 Momento último = 41.60 Ton - m relación de excentricidad = 0.34 m

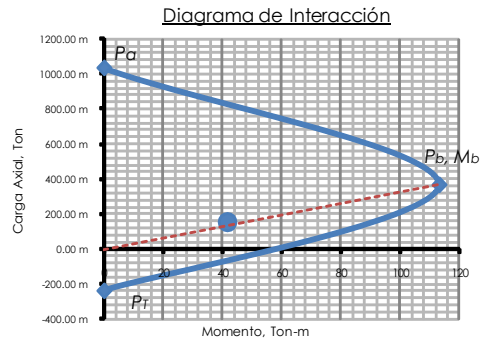
Peralte (d) = 72.50 cm
 d' = 10.04 cm
 Fy = 4200 kg / cm²
 f_c = 280 kg / cm²
 E_s = 2100000 kg / cm²
 ε_c = 0.003
 ε_y = 0.002

 C_b = 43.50 cm
 a = 36.98 cm

Área de acero asumida:
 Se supone varilla # 8 5.07 cm²
 Número de varillas: 16
 Dos caras de (y) = 3.00 varillas
 Dos caras de (x) = 5.00 varillas
 Separación varillas = 12.44 cm
 Separación máxima de varillas = 3.05 cm 4.00 cm
 Área de acero total = 81.07 cm²
 Porcentaje de acero de refuerzo = 1.27% **El número de varillas está correcto.**
 Altura del refuerzo = 3.45 m
 Gancho de 90° = 1.05 m



3.00 varillas en cada lado de la columna sin incluir las de las esquinas.



Refuerzo transversal:

Cortante Actuante = 11.56 Ton
 Cortante Resistente = 55.80 Ton

Diagrama de Interacción:

Carga Axial resistente = 1,032.87 Ton

La sección de la columna es adecuada.

P balanceada = 366.08 Ton

$$P_b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \text{Area} + A'_s \cdot f_s - A_s \cdot f_s$$

M balanceado = 113.31 Ton - m

$$M_b = 0.85 \cdot \text{Area} \cdot f'_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Revisión por tensión de acero:

Carga a tensión del acero = 238.36 Ton

Carga máxima de tensión = 100.47 Ton

Cumple por tensión.

Espaciamiento de los Estribos:

Se supone varilla # 4 1.27 cm²

Separación 1 = 40.64 cm

Separación 2 = 60.96 cm

Separación 3 = 80.00 cm

Separación máxima = 20.00 cm

Estribos de confinamiento para pernos de anclaje:

Longitud de colocación = 2.50 m

Separación máxima = 10.00 cm

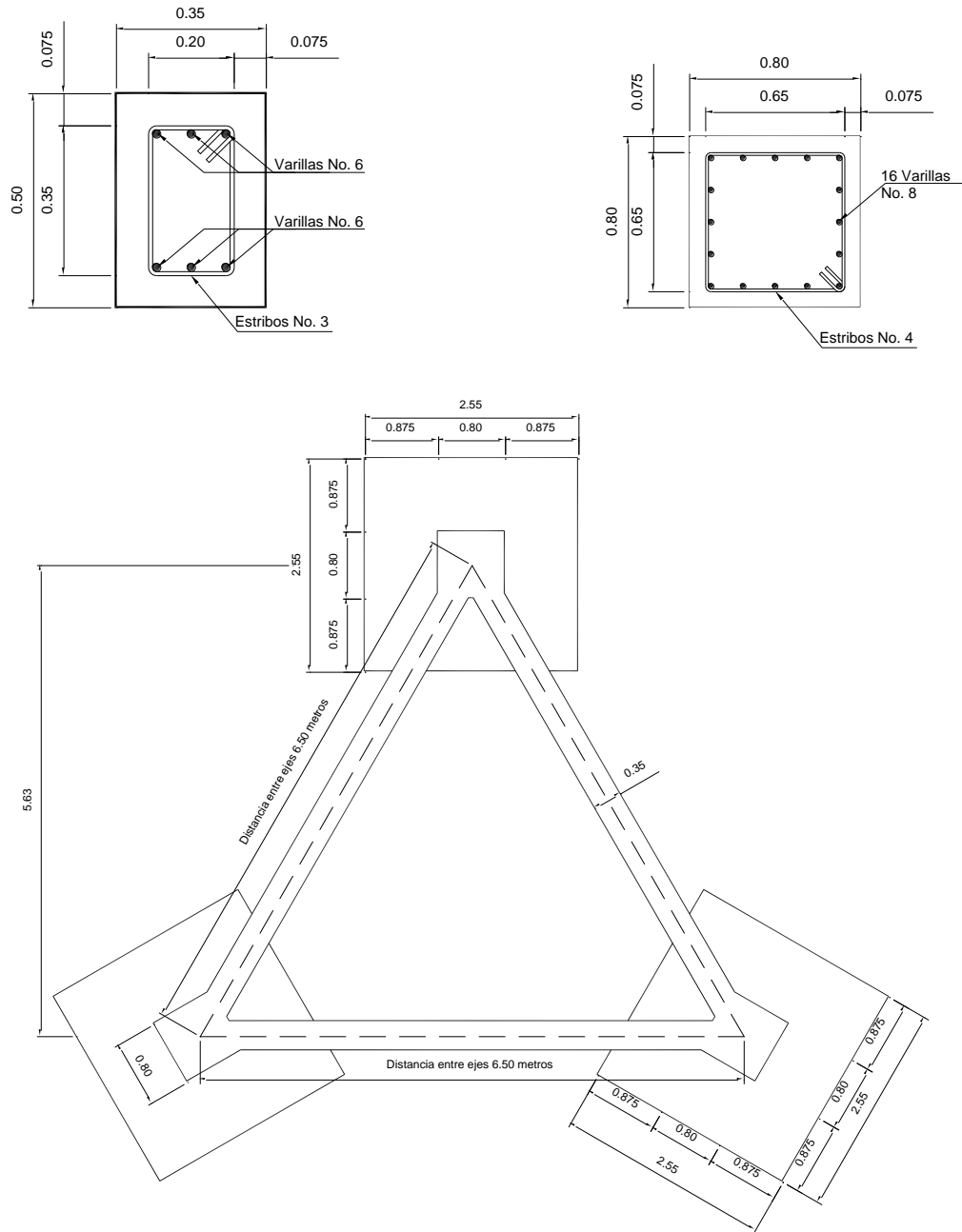
Longitud del refuerzo = 2.60 m

Gancho de 90° = 0.15 m

2 Ganchos de = 0.24 m

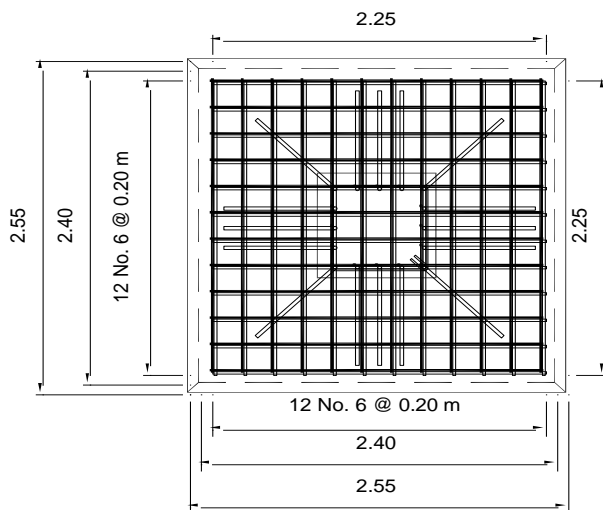
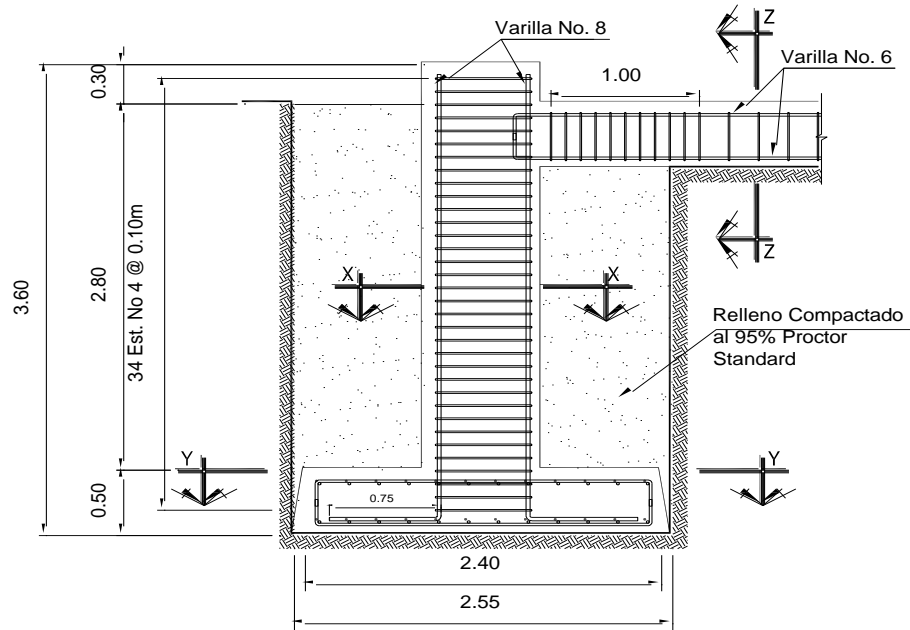
Número de anillos = 25

Figura 19. Planta de la estructura con zapatas aisladas



Fuente: elaboración propia.

Figura 20. Elevación de zapata aislada



Fuente: elaboración propia.

5.3.2. Cimentación tipo pila acampanada

Para el diseño de las cimentaciones tipo campana se elaboró una hoja electrónica, la cual se compone de las siguientes partes:

- Datos generales: en esta parte se incluyen las reacciones que se producen en la estructura por la acción del viento, datos geotécnicos y especificaciones de los materiales.
- Geometría: aquí se modifican las dimensiones de la zapata (largo y ancho), el espesor de la zapata, y las dimensiones del pedestal (largo y ancho), así como también las dimensiones de la viga conectora.
- Revisión de capacidad soportante: en esta sección se realiza el primer chequeo de la cimentación, como su nombre lo indica se revisa que la capacidad soporte del suelo no sea excedida.

El valor del esfuerzo actuante se calcula con la fórmula

$$q = \frac{Q}{\text{Area Zapata}}$$

Donde

Q = Carga vertical Total (Peso total de zapata aislada + peso total del relleno + carga axial)

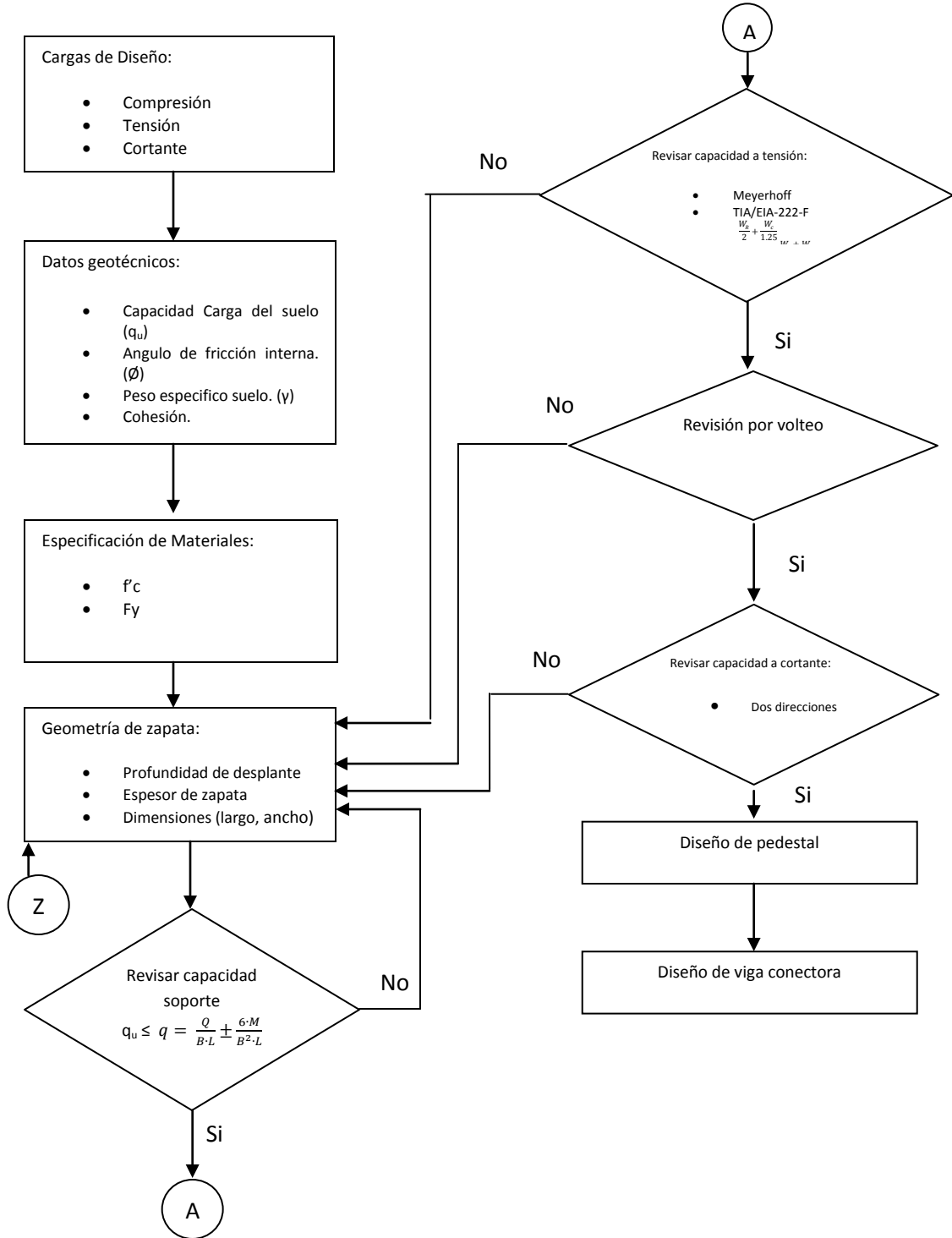
$$\text{Area} = \frac{\pi}{4} \cdot \text{Diametro}^2$$

- Estabilidad: en este inciso, se aplican la teoría de Meyerhof y Adams “The Ultimate Uplift Capacity of Foundations” para continuar con la

revisión de la cimentación. Es en este paso, donde se revisa que la cimentación “pase o chequee” el levantamiento producido por la acción de la carga de viento. De igual forma se revisa si la cimentación es superficial o profunda. La Norma TIA/EIA-222-F, en el numeral 7.2.4.4 especifica un par de ecuaciones que tienen que revisarse para el levantamiento, en esta sección está incluida dicha revisión. Se incluye también en este apartado la revisión contra el volteo, el deslizamiento, la velocidad resistente y la revisión por cortante en la parte de la campana.

- Diseño del pedestal: en este apartado se revisa que el refuerzo longitudinal y transversal colocado en el pedestal soporte las cargas actuantes, en base a las consideraciones que se hacen en el ACI y en el IBC.
- Diseño de viga tensora: en esta sección se presenta la revisión por esbeltez y el diseño de la viga conectora, tomando en cuenta las consideraciones del IBC para zonas con alta sismicidad.

5.3.2.1 Diagrama de Flujo Pila Acampanada



Fuente: elaboración propia.

A continuación se muestra la memoria de cálculo de la cimentación tipo pila acampanada, para el caso expuesto:

I. DATOS GENERALES:

CARGAS DE DISEÑO

Generales:

Carga Axial =	745.06 kN	75.97 Ton	75,974.98 kgs
Tension =	615.79 kN	62.79 Ton	62,793.10 kgs
Cortante =	80.94 kN	8.25 Ton	8,253.58 kgs

La revisión del levantamiento se hizo utilizando la teoría de Meyerhoff y Adams "The Ultimate Uplift Capacity of Foundation" la cual toma en consideración la cohesión del suelo, el ángulo de fricción, profundidad de desplante y dimensiones del cimiento.

Adicional a la teoría de Meyerhoff y Adams, se revisaron las siguientes consideraciones de la norma TIA/EIA-222-F:

DATOS GEOTÉCNICOS

Suelo:

Profundidad de desplante =	3.40 m
Profundidad del nivel freático =	0.00 m
Humedad Natural =	39.00%
Peso volumétrico del suelo =	1.69 Ton / m ³
FS peso volumétrico del suelo =	0.95
Peso volumétrico suelo humedad óptima =	1.61 Ton / m ³
Capacidad de carga admisible del terreno =	53.30 Ton/m ²
Ángulo de fricción interna =	31.00 °
Cohesión del suelo =	37.25 Ton/m ²
Factor de seguridad estimado =	40.00
Adherencia suelo - concreto =	-
Tipo de Suelo =	0
Compacidad del estrato de suelo =	Alta
Clasificación ASSHTO =	-
Clasificación Unificada =	-
Recomendaciones de excavación:	Medios mecánicos y/o compresor.

7.2.4.1 Se debe asumir que las fundaciones y anclajes estándares o los pilotes excavados y acampanados resisten una fuerza de levantamiento mediante sus pesos propios más el peso de todo el suelo encerrado dentro de un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° respecto de la vertical.

7.2.4.4 Las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar con la siguiente ecuación:

$$\frac{W_g}{2.0} + \frac{W_c}{1.25} \geq U_p \quad \text{y} \quad \frac{W_g + W_c}{1.50} \geq U_p$$

ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Concreto:

f'c =	280 kg / cm ²
Ec =	252671.33 kg / cm ²
Peso volumétrico del concreto	2.40 Ton / m ³

Acero:

fy =	4200 kg / cm ²
Es =	2100000 kg / cm ²
Peso volumétrico del acero =	7.21 Ton / m ³

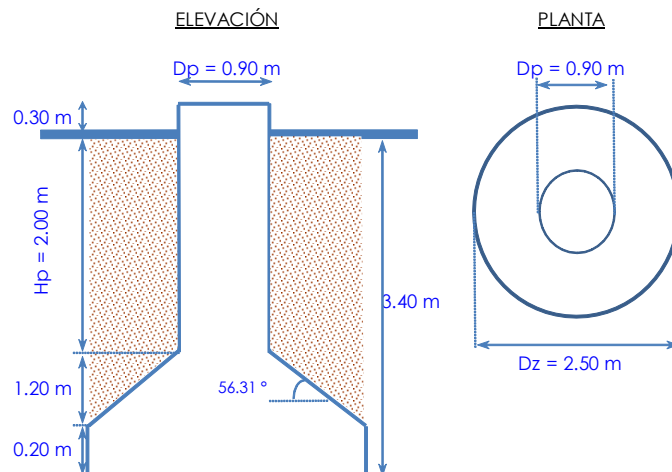
II. GEOMETRIA

Torre Autosoportada:

Altura de torre =	60.00 m
Separación entre apoyos =	6.50 m
Separación corona =	1.50 m
Velocidad de diseño =	80.00 mph
Tipo de sección transversal =	Triangular

Pila:

Diametro de pedestal (Dp)=	0.90 m
Diametro de zapata (Dz) =	2.50 m
Altura de pedestal (Hp) =	2.00 m
Espesor de zapata =	0.20 m
Altura de campana =	1.20 m
Altura cabezal =	0.30 m
----- Ancho cabezal =	0.90 m
----- Lado cabezal =	0.90 m
Recubrimiento mínimo =	0.08 m
Ángulo de campana =	56.31 °
Espesor de plantilla =	0.05 m



III. REVISIÓN DE CAPACIDAD SOPORTANTE

Peso del concreto:
 Area de Cabezal = 0.81 m²
 Area de la zapata = 4.91 m²
 Volumen de cabezal = 0.24 m³
 Volumen del pedestal = 1.27 m³
 Volumen de Campana = 2.92 m³
 Volumen de zapata = 0.98 m³
Volumen Total = 5.42 m³
 Peso total de la zapata aislada = **13.01 Ton**

Peso del Suelo sobre la zapata (Relleno):
 Volumen de relleno = 11.27 m³
Peso total del relleno = 19.04 Ton

Revisión de la capacidad soportante admisible:


Esfuerzo actuante = 16.51 Ton/m²

OK, las dimensiones de la zapata están bien.

IV. ESTABILIDAD

Revisión por levantamiento TIA/EIA-222F

	20	25	30	35	40	45	48
Valores Coeficiente m	0.05	0.1	0.15	0.25	0.35	0.5	0.6
Valores (L/D) criticos	2.5	3	4	5	7	9	11

 35.00°
 31.00° m m = 0.17
 40.00° 0.25

Angulo de fricción Ø (grados °)
 35.00° 5
 31.00° (L/D)_{cr} (L/D)_{cr} = 3.40
 40.00° 7

Factor de Forma (S_F) = 1.23

Coefficiente nominal de levantamiento de presión de suelo (K_u) = 0.9

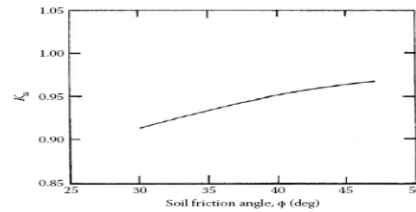
Factor de Desconexión = 2.81

Relación Empotramiento (Profundidad / Base) = 1.36

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL, FALLA GENERAL POR CORTE

Capacidad ultima al arrancamiento = (Meyershof y Adams)

$$Q_u = \pi \cdot c \cdot D_f \cdot D_z + s_f \cdot \left(\frac{\pi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot D_z \cdot D_f^2 \cdot K_u \cdot \tan \phi + W$$

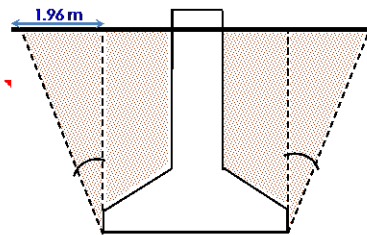


F.S = 1.5
 Q_u = 718.56 Ton

Revisión por arrancamiento TIA/EIA-222F 7.2.4.4

φ TIA/EIA-222F 7.2.4.1 30.00°
 Volumen de piramide truncada 56.62 m³
 Volumen de suelo sin zapata y sin relleno 51.71 m³
 Peso de suelo resistente al arrancamiento **87.39 Ton**
 Peso de relleno **19.04 Ton**

1	2
$\frac{W_R}{2.0} + \frac{W_C}{1.25} \geq Up$	$\frac{W_R + W_C}{1.50} \geq Up$
Caso 1	Caso 2
<input checked="" type="checkbox"/> 63.63 Ton OK	<input checked="" type="checkbox"/> 79.63 Ton OK



W_R = Resistencia del suelo de 7.2.4.1
 W_C = Peso de Concreto
 U_p = maxima reacción de levantamiento o tensión

Revision por volteo:

Momento peso del suelo = 109.24 Ton - m
 Momento peso de concreto = 16.27 Ton - m
 Momentos resistentes = 125.50 Ton - m
 Fuerzas resistentes = 100.40 Ton
 Momento por fuerza de tension = 78.49 Ton - m

Factor de seguridad por volteo = **1.60**
Pasa por volteo.

Revision por deslizamiento:

Fuerza resistente al deslizamiento = 53.47 Ton

Factor de seguridad por deslizamiento = **6.48**
Pasa por deslizamiento.

Resistencia al cortante de la zapata:

Localización de la sección crítica de penetración:

d = 0.70 m
 d/2 = 0.35 m
 dsc = 1.60 m

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d} = \text{menor de} = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot 0.27 \approx \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot 0.27 \approx 1.1$$

$\beta = 1$ $\alpha_s = 40$

Área de la sección crítica = 3.33 m²
 Perímetro de la sección crítica = 5.03 m
 Cortante actuante por penetración = 87.95 Ton

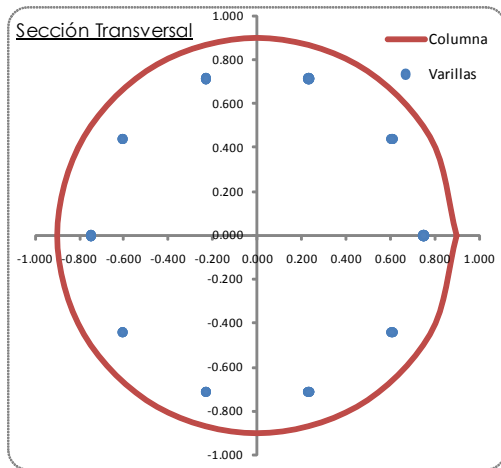
V_c disponible **953.81 Ton**
 1,203.46 Ton
 647.65 Ton
OK, el peralte es correcto

V. DISEÑO DEL REFUERZO DE PEDESTAL

Cargas Últimas actuantes para el diagrama de interacción:

Carga axial última 121.56 Ton excentricidad = 0.22 m
 Momento último = 26.41 Ton - m

Datos del diagrama de interacción:



Peralte (d) 0.81 m 32.04 in
 d' 0.09 m 3.39 in
 F_y 4227.28 Kg/cm² 60.00 ksi
 f_c 281.82 Kg/cm² 4.00 ksi
 E_s 2043185.89 Kg/cm² 29000.00 ksi
 ε_c 0.003
 ε_y 0.00207

Ø Varilla **7/8** 2.22 cm
 Área Varilla 0.601 in² 3.88 cm²
 No. Varillas **10**
 A_{smín} 4.93 in² 31.81 cm²
 A_{smax} 59.16 in² 381.70 cm²
 Altura del refuerzo = 3.55 m
 Gancho de 90° = 0.42 m
 Separación varillas : 16.58 cm
 Separación mínima de varillas = 3.33 cm
 Separación mínima de varillas = 4.00 cm

OK, El área de acero está entre el rango de 1% y 6% A_g

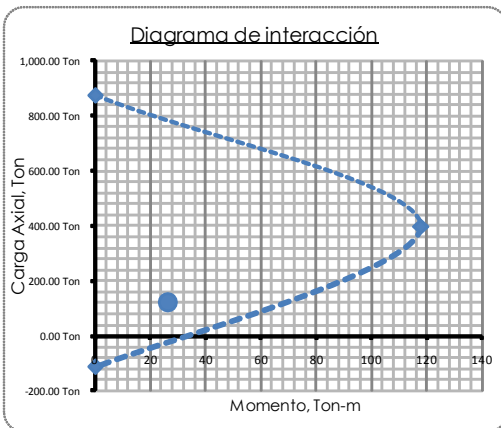
ρ utilizado 1.22%
 Acero Utilizado 38.79 cm²

Resistencia axial (0.5A_g) 295,965.80 kgs
OK

Carga Balanceada (P_b) 396,220.60 kgs 396.22 Ton
 Momento Balanceado (M_b) 11792600.17 Kg-cm 117.93 Ton - m
 e_b 0.30 m

Resistencia axial de la columna C_b 872,886.94 kg 872.89 Ton

Carga de Tensión -114,797.54 kg -114.80 Ton



$$P_b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \text{Area} + A'_s \cdot f_s - A_s \cdot f_s$$

$$M_b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \text{Area} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s \cdot f_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Revisión por tensión de acero:

Carga a tensión del acero = 114.80 Ton
 Carga Actuante de tensión = 91.05 Ton
Cumple por tensión.

Refuerzo transversal cilindro:

Cortante último =	13.21 Ton
Se supone varilla No. =	1/2 1.27 cm ²
Espacimientto requerido de estribos =	46.23 cm
Longitud de tramo a colocar cilindro	1.028 m
Número de anillos =	8
Gancho de 90° =	15.00 cm
2 Ganchos de =	30.00 cm
Longitud del refuerzo + Ganchos =	32.36 cm

Espaciamiento de los anillos:

Separacion 1' =	35.56 cm
Separacion 2' =	60.96 cm
Separacion 3' =	90.00 cm
Separacion máxima =	35.00 cm

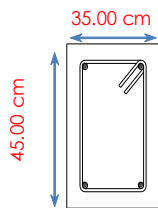
Espaciamiento colocado = **12.847 cm**
Espaciamiento Adecuado

Longitud de confinamiento para pernos:

Longitud de colocación =	2.50 m
Separación máxima =	10.00 cm
Gancho de 90° =	15.00 cm
2 Ganchos de =	30.00 cm
Longitud del refuerzo + Ganchos =	32.36 cm
Número de anillos =	26

VI. DISEÑO DE VIGA CONECTORA

Carga de Diseño	8.25 Ton
Carga resistente	248.39 Ton



Acero Longitudinal

Se supone varilla No. =	3/4 2.85 cm ²
Cantidad Varillas Cama inferior =	3
Cantidad Varillas Cama superior =	3
As mínimo (1% Ag)	15.75 cm ²
As Colocado	17.10 cm ²
Volumen de Concreto =	0.88 m ³

Revision Esbeltez

J. Calavera

$$\frac{l}{2} < 35$$

$$\sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot a \cdot b^3}{a \cdot b}}$$

21.55 **OK**

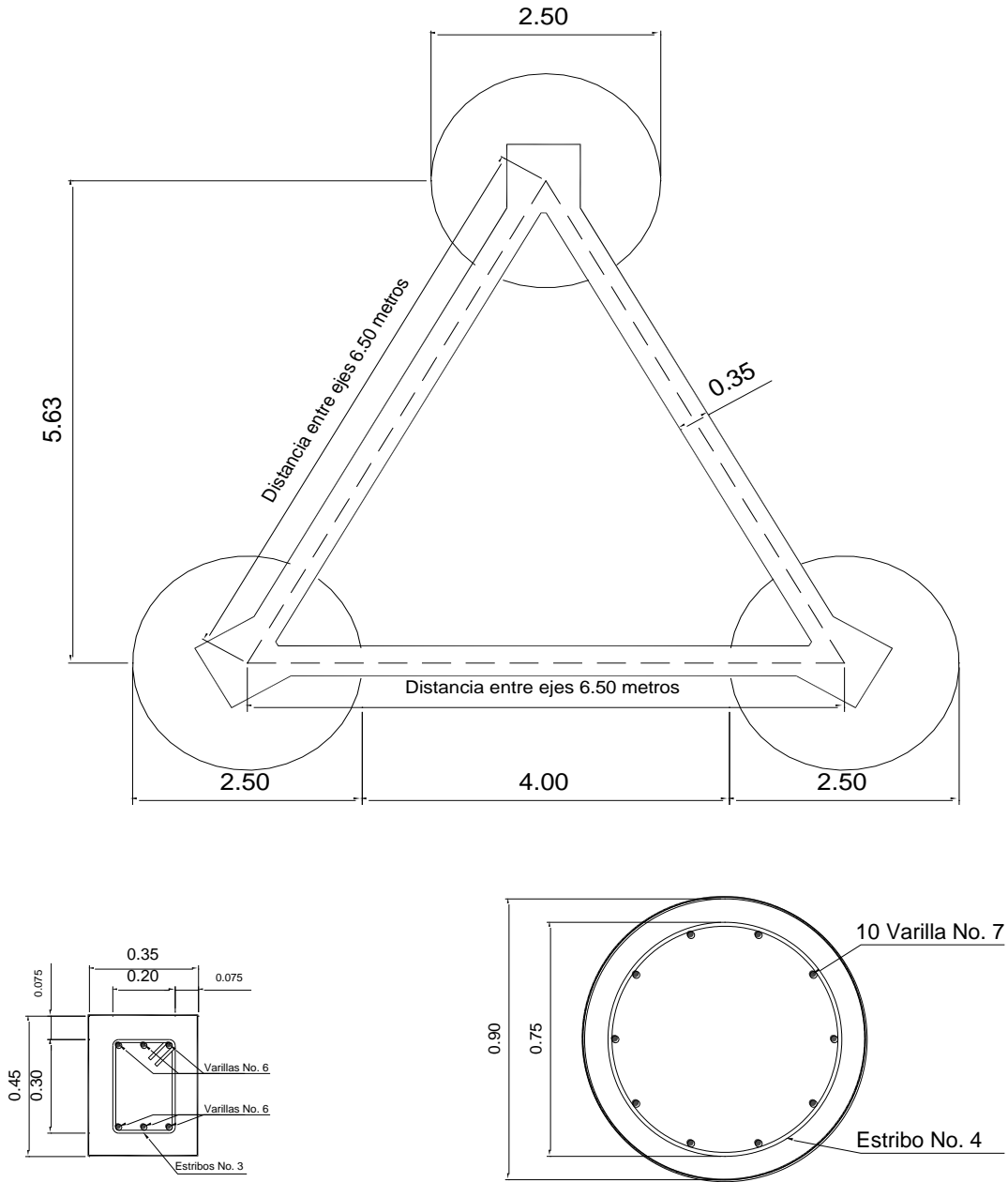
Anillo para cada tramo en el extremo de la viga

Longitud de colocación =	1.00 m
Separación máxima =	10.00 cm
Se supone varilla #	3
Numero de anillos =	22

Anillo para tramo central de la viga

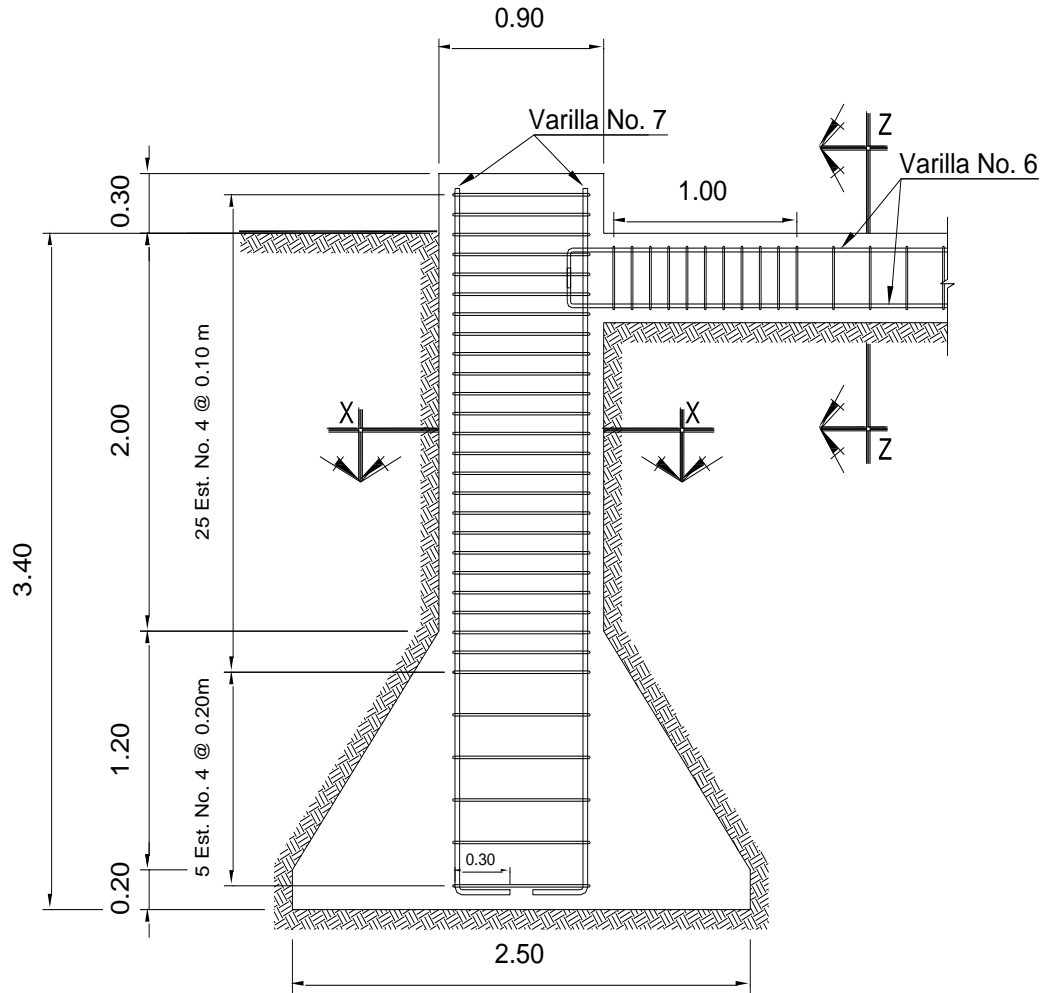
Longitud de colocación =	3.60 m
Separación máxima =	20.00 cm
Se supone varilla #	3
Numero de anillos =	17

Figura 21. Planta de la estructura con pila acampanada



Fuente: elaboración propia.

Figura 22. Elevación pila acampanada



Fuente: elaboración propia.

6. ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES NO SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN

6.1. Cargas actuantes

6.1.1. Carga muerta

La carga muerta es la carga vertical debida al peso de todos los miembros estructurales y de todos los componentes no estructurales que se hallan de manera permanente fijos a la estructura. La carga muerta no varía con el tiempo respecto a su posición y peso.

6.1.2. Cargas de viento

El viento, es aire en movimiento y al igual que cualquier fluido, el viento ejerce presión (fuerza por unidad de área) sobre la superficie de cualquier cuerpo con el que entra en contacto. Las especificaciones de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) definen a un edificio o estructura cuya frecuencia fundamental es mayor o igual a 1 Hz como, edificio o estructura rígida. Debido a que la mayoría de edificios son muy rígidos, con elevadas frecuencias naturales (mayor a 10Hz), y requieren de enormes cantidades de energía provenientes de los mecanismos de carga para producir una respuesta dinámica de cualquier magnitud, es suficiente tratar al viento como una carga estática en la mayoría de las estructuras.

Sin embargo, las estructuras más esbeltas con bajas frecuencias naturales son susceptibles de desarrollar respuestas dinámicas ante el viento. Por lo tanto las cargas de viento revisten mayor importancia para torres de televisión, radio, telefonía y transmisiones, chimeneas altas, edificios altos y angostos, así como edificios con techos flexibles.

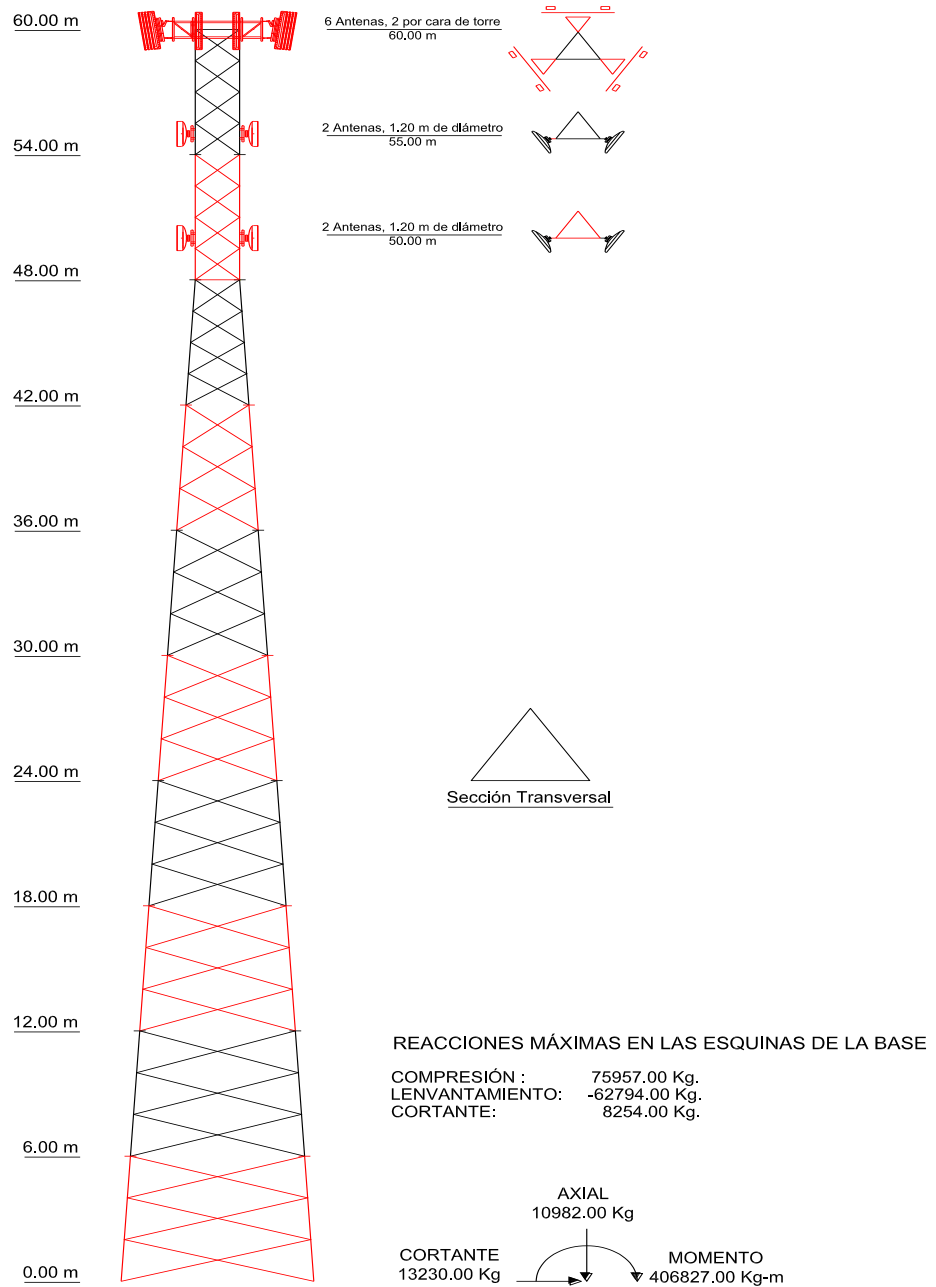
Las magnitudes de las cargas de viento sobre las estructuras varían según la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que los rodea, el tamaño y tipo de otras estructuras cercanas.

6.2. Acciones sobre la cimentación

Las acciones o reacciones que se producen en la cimentación, son las resultantes de aplicar la velocidad básica de viento de 80.00 mph a la estructura y a cada una de las superficies de las antenas que soporta.

Por lo que, el esquema que se presenta a continuación es el mismo al utilizado en el capítulo anterior.

Figura 23. Reacciones basales en la torre



Fuente: elaboración propia.

6.3. Diseño y cálculo de cimentaciones

6.3.1. Cimentación tipo aislada cuadrada

Para el diseño de las cimentaciones con zapatas cuadradas se elaboró una hoja electrónica, la cual consta de las siguientes partes:

- Datos generales: en esta parte se incluyen las reacciones que se producen en la estructura por la acción del viento, datos geotécnicos y especificaciones de los materiales.
- Geometría: aquí se modifican las dimensiones de la zapata (largo, ancho y espesor), y las dimensiones del pedestal (largo y ancho), así como también las dimensiones de la viga conectora.
- Revisión de capacidad soportante: en esta sección se realiza el primer chequeo de la cimentación, como su nombre lo indica se revisa que la capacidad soporte del suelo no sea excedida, por las reacciones que se generan por la acción del viento.

El valor del esfuerzo actuante se calcula con la fórmula

$$q = \frac{Q}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B^2 \cdot L}$$

Donde

Q = Carga vertical Total (Peso total de zapata aislada + peso total del relleno + carga axial)

M = momento sobre la cimentación (cortante * profundidad desplante)

B y L = dimensiones de la zapata

- Estabilidad: en este inciso, se muestra la revisión por volteo y por deslizamiento y el levantamiento omitiendo las consideraciones especificadas en la teoría de Meyerhof y Adams.
- Diseño por flexión positiva: se determina el acero de refuerzo necesario para resistir la presión que ejerce el suelo en la cimentación.
- Diseño del cortante por punzonamiento a compresión: en esta sección se hace la revisión del peralte de la zapata por la acción del cortante en una y dos direcciones.
- Diseño de viga conectora: en esta sección se presenta la revisión por esbeltez y el diseño de la viga conectora.
- Diseño del refuerzo del pedestal: en este inciso se hace la revisión del pedestal, en base a las consideraciones del ACI y del IBC.

A continuación se muestra la memoria de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada, para el caso expuesto:

I. DATOS GENERALES:

CARGAS DE DISEÑO

	Reacciones en los Apoyos		
Carga Axial	745.06 kN	75.97 Ton	75,974.98 kgs
Tension	615.79 kN	62.79 Ton	62,793.10 kgs
Cortante	80.94 kN	8.25 Ton	8,253.58 kgs
Condiciones Globales de Carga en la base:			
Resultante Axial =	107.68 kN	10.98 Ton	10,980.10 kgs
Resultante Cortante =	129.74 kN	13.23 Ton	13,229.80 kgs
OT Moment =	3,990.97 kN - m	406.97 Ton - m	406,965.68 kgs - m
Torsional Moment =	1.59 kN	0.16 Ton - m	162.13 kgs
Peso de la Torre =	85.00 kN	8.67 Ton	8,667.59 kgs
Momento en X =		18.96 Ton - m	
Momento en Y =		18.96 Ton - m	

DATOS GEOTÉCNICOS

Suelo del sitio:

Profundidad de desplante =	4.00 m
Profundidad del nivel freático =	0.00 m
Humedad Natural =	39.00%
Peso volumétrico del suelo =	1.69 Ton / m ³
FS peso volumétrico del suelo =	0.98
Peso volumétrico suelo humedad optima =	1.65 Ton / m ³
Capacidad de-carga admisible del terreno =	53.30 Ton/m ²
Angulo de fricción interna =	31.00 °
Cohesion del suelo =	37.25 Ton/m ²
Factor de seguridad estimado =	40.00
Tipo de Suelo =	I
Compacidad del estrato de suelo =	Media - Alta
Clasificación AASHTO =	-
Clasificación Unificada =	-
Recomendaciones de excavación:	Medios mecánicos y/o compresión.

Suelo de relleno

Humedad Natural =	17.00%
Peso volumétrico del suelo =	1.90 Ton / m ³
FS peso volumétrico del suelo =	0.95
Peso volumétrico suelo humedad optima =	1.81 Ton / m ³
Angulo de fricción interna =	30.00 °

Nota:

Como material de relleno se utilizara el material proveniente del suelo nativo ó de un banco cercano al sitio cuyo peso volumétrico cumple con el especificado en esta memoria.

ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Concreto:

Resistencia Concreto (f_c) =	280 kg / cm ²
Modulo de Elasticidad (E_{sc}) =	23392.82 kg / cm ²
Peso específico concreto (γ) =	2.40 Ton / m ³

Acero de refuerzo:

Esfuerzo Cedencia (f_y) =	4200 kg / cm ²
Esfuerzo Cedencia (f_y) =	2800 kg / cm ²
Modulo de Elasticidad (E_s) =	2100000 kg / cm ²

II. GEOMETRIA

Torre Autosoportada:

Altura de torre =	60.00 m
Separación entre apoyos =	6.50 m
Separación corona =	1.50 m
Velocidad de diseño =	80.00 mph
Tipo de seccion transversal =	Triangular

Dimensiones pedestal:

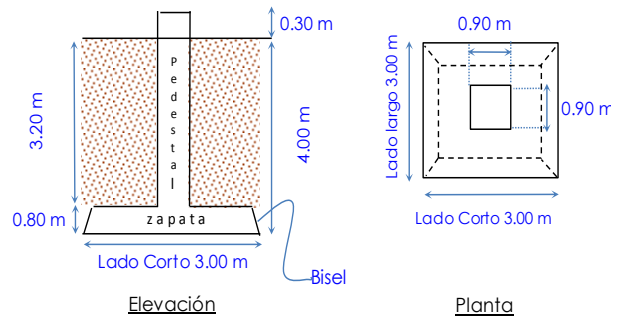
Lado mayor (x)=	0.90 m
Lado menor (y) =	0.90 m
Altura =	3.20 m

Dimensiones de Cabezal:

Ancho cabezal =	0.90 m
Largo cabezal =	0.90 m
Sobreelevación cimiento =	0.30 m

Dimensiones zapata:

Lado largo (Contacto Suelo) =	3.00 m
Lado corto (Contacto Suelo) =	3.00 m
Separación Horizontal Bisel =	0.08 m
Lado largo (Contacto Relleno) =	2.85 m
Lado corto (Contacto Relleno) =	2.85 m
Peralte Zapata =	0.80 m
Peralte efectivo =	0.72 m
Recubrimiento mínimo =	0.08 m
Plantilla concreto pobre =	0.03 m



III. REVISIÓN DE CAPACIDAD SOPORTANTE

Peso del concreto:

Area de pedestal =	0.81 m ²
Area de la zapata =	9.00 m ²
Volumen de cabezal =	0.24 m ³
Volumen del pedestal =	2.59 m ³
Volumen de zapata =	6.85 m ³
Volumen Total =	9.68 m³
Peso total de la zapata aislada =	23.24 Ton

Peso del Suelo sobre la zapata (Relleno):

Area de pedestal =	0.81 m ²
Area de la zapata =	8.12 m ²
Area de relleno =	7.31 m ²
Volumen de relleno =	23.40 m ³
Peso total del relleno =	44.46 Ton

Revisión de la capacidad soportante admisible:

Esfuerzo actuante =	17.48 Ton/m ²	OK, las dimensiones de la zapata están bien.
	5.10 Ton/m ²	

IV. ESTABILIDAD

Revisión por volteo

Fuerzas Resistentes	Brazo	Momento	
Peso del suelo	44.46 Ton	1.50 m	66.69 Ton - m
Peso del concreto	23.24 Ton	1.50 m	34.86 Ton - m
Σ Momento resistente		101.55 Ton - m	

F.S volteo
2.90
OK, si cumple

Fuerzas Actuantes	Brazo	Momento	
Cortante en la base (reacción)	8.25 Ton	4.30 m	35.49 Ton - m
Σ Momento de volteo		35.49 Ton - m	

Revisión por deslizamiento

Fuerza Resistente	71.92 Ton	F.S Deslizamiento
Fuerza Deslizante	8.25 Ton	8.71
		OK, si cumple

Revisión por levantamiento

Fuerza Resistente	67.70 Ton	F.S Levantamiento
		1.08

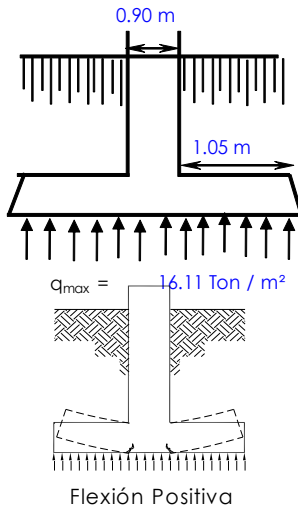
V. DISEÑO POR FLEXIÓN POSITIVA.

Momento actuante en la sección crítica =
Se considera como peralte de la zapata d =

8.88 Ton - m
71.71 cm

Momento nominal = 9.87 Ton - m
Ancho diseño = 100.00 cm

Diseño Acero ↑→ (2 Direcciones):



$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad R_n = 1.92 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right)$$

$\rho_{\text{mínimo}} = 0.003357$
 $\rho_{\text{requerido}} = 0.000411$
 $\rho_{\text{máximo}} = 0.014282$

As Mínimo = 24.07 cm²
As Requerido = 3.92 cm²
As Máximo = 102.41 cm² ACI 10.5.3

Se supone varilla # 6 2.85 cm²
Espaciamiento requerido de varillas S 11.84 cm
Espacios entre varillas 23.5882 Espacios
Espacios propuestos 24 Espacios
Espaciamiento colocado 11.64 cm
Longitud del refuerzo 2.85 m
Gancho ACI 12.5.2 25.10 cm
Gancho de 90° a usar 25.00 cm

VI. REVISIÓN DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO A COMPRESIÓN.

Descarga Total sobre la zapata:

Carga Total = 127.24 Ton

Geometría de la zapata:

Area zapata = 9.00 m²

Inercia zapata = 6.75 m⁴

Esfuerzos máximos y mínimos:

Esfuerzo máximo = 13.77 Ton / m² OK

Esfuerzo mínimo = 7.44 Ton / m²

Acción de viga (a una distancia d desde la cara del apoyo) ACI 11.3

Vu = 16.09 Ton

Vn = 18.93 Ton

Vc disponible 190.78 Ton

OK, el peralte es correcto

Acción en dos direcciones (a la distancia d/2 desde la cara del apoyo) ACI 11.12.2

b_o (perímetro de la sección crítica) = 6.47 m

$\beta = 1$ $\alpha_s = 40$

Area de la sección crítica = 6.39 m²

Vu = 102.86 Ton

Vn = 121.01 Ton

Vc disponible 1,257.30 Ton

Vc disponible 1,348.32 Ton

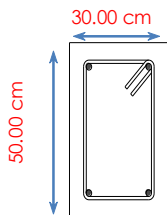
Vc disponible 853.72 Ton

OK, el peralte es correcto

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d} = \text{menor de} = \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \cdot 0.27 \approx \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \cdot 0.27 \approx 1.1$$

VII. DISEÑO DE VIGA CONECTORA

Carga de Diseño 8.25 Ton
Carga resistente 236.93 Ton



Acero Longitudinal

Se supone varilla No. =

3/4 2.85 cm²

Cantidad Varillas Cama inferior =

3

Cantidad Varillas Cama superior =

3

As mínimo (1% Ag)

15.00 cm²

As Colocado

17.10 cm²

Longitud Viga

5.60 m

Volumen de Concreto =

0.84 m³

Revisión Esbeltez

J. Calavera

$$\frac{1}{2} \leq 35$$

$$\sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{a \cdot b^3}{a \cdot b}}$$

19.40 OK

Anillo para cada tramo en el extremo de la viga

Longitud de colocación = 1.00 m

Separación máxima = 10.00 cm

Se supone varilla # 3

Numero de anillos = 22

Anillo para tramo central de la viga

Longitud de colocación = 3.60 m

Separación máxima = 20.00 cm

Se supone varilla # 3

Numero de anillos = 17

VIII. DISEÑO DEL REFUERZO DE PEDESTAL

Refuerzo longitudinal:

Refuerzo maximo del pedestal = 648.00 cm² Refuerzo minimo del pedestal = 81.00 cm²

Cargas Ultimas actuantes para el diagrama de interaccion:

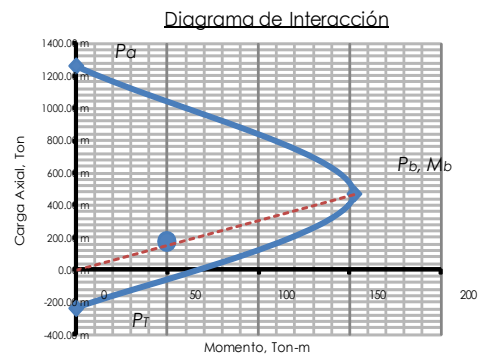
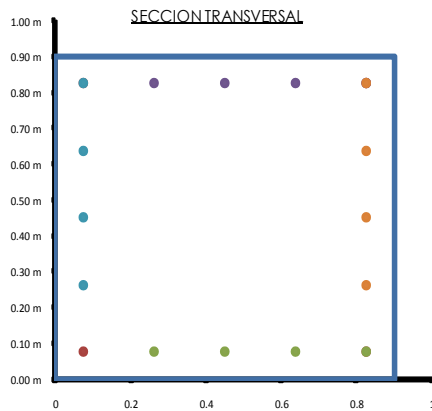
Carga axial ultima = 172.61 Ton excentricidad = 0.29 m
 Momento ultimo = 49.69 Ton - m relacion de excentricidad = 0.32 m

Peralte (d) = 82.50 cm
 d' = 10.04 cm
 Fy = 4200 kg / cm²
 fc = 280 kg / cm²
 Es = 2100000 kg / cm²
 εc = 0.003
 εy = 0.002

Area de acero asumida:
 Se supone varilla # 8 5.07 cm²
 Numero de varillas 16
 Dos caras de (y) = 3.00 varillas
 Dos caras de (x) = 5.00 varillas
 Separacion v arillas = 14.94 cm
 Separacion maxima de v arillas = 3.05 cm 4.00 cm
 Area de acero total = 81.07 cm²
 Porcentaje de acero de refuerzo = 1.00% **El número de varillas está correcto.**
 Altura del refuerzo = 4.15 m
 Gancho de 90° = 1.05 m

Cb = 49.50 cm
 a = 42.08 cm

3.00 varillas en cada lado de la columna sin incluir las de las esquinas.



Refuerzo transversal:

Cortante Actuante = 11.56 Ton
 Cortante Resistente = 70.26 Ton

Diagrama de Interacción:

Carga Axial resistente = 1,259.45 Ton

La sección de la columna es adecuada.

P balanceada = 468.65 Ton

$$P_b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \text{Area} + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s$$

M balanceado = 152.39 Ton - m

$$M_b = 0.85 \cdot \text{Area} \cdot f'_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Revisión por tensión de acero:

Carga a tensión del acero = 238.36 Ton

Carga máxima de tensión = 100.47 Ton

Cumple por tensión.

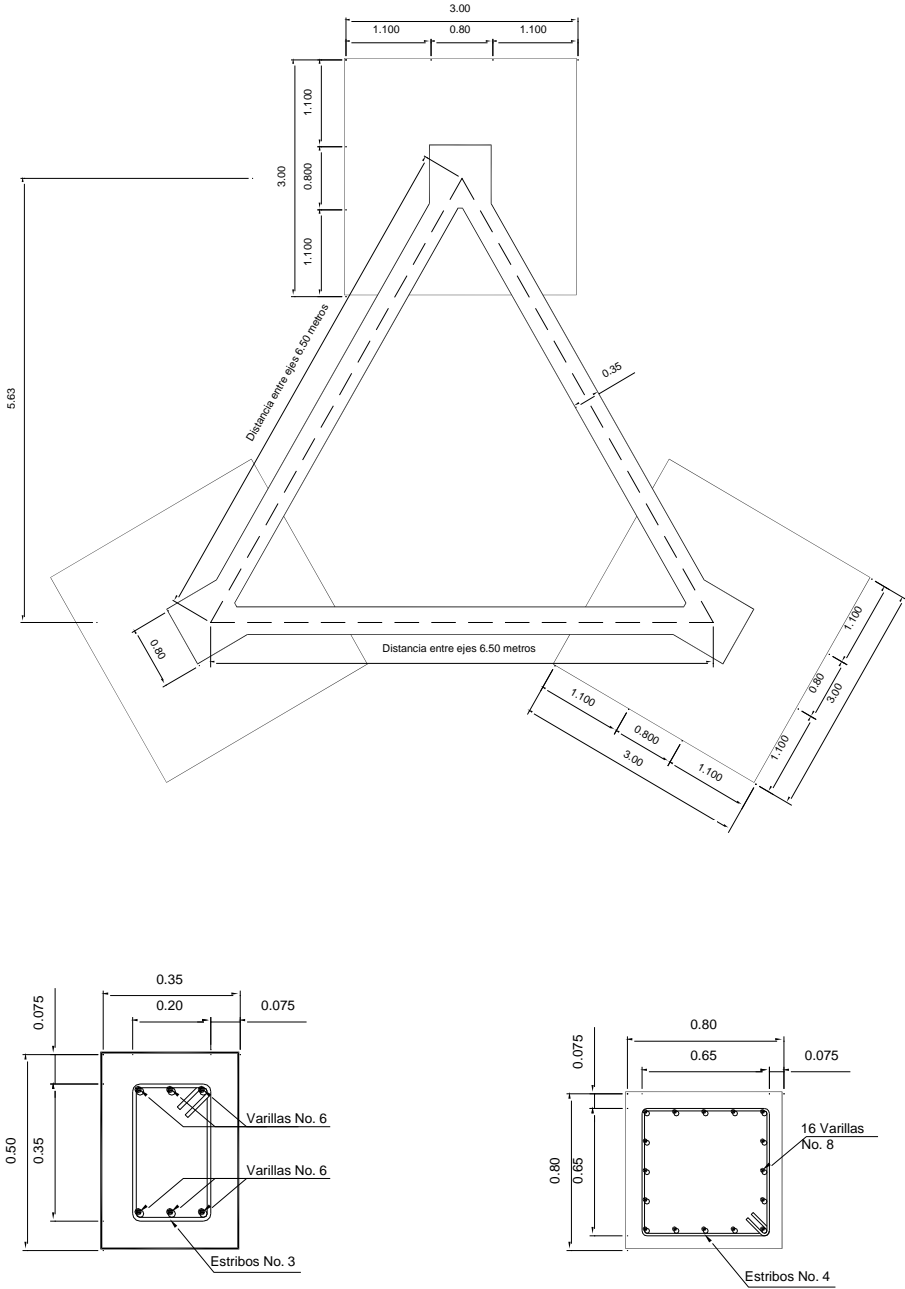
Espaciamiento de los Estribos:

Se supone varilla # 4 1.27 cm²
 Separacion 1 = 40.64 cm
 Separacion 2 = 60.96 cm
 Separacion 3 = 90.00 cm
 Separacion maxima = 20.00 cm

Estribos de confinamiento para pernos de anclaje:

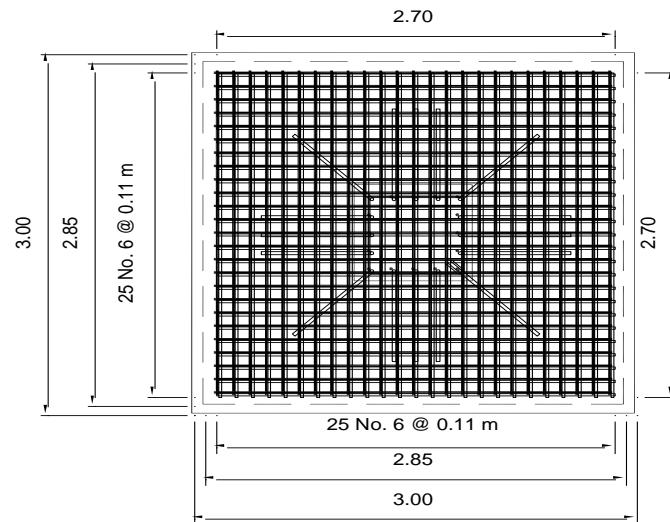
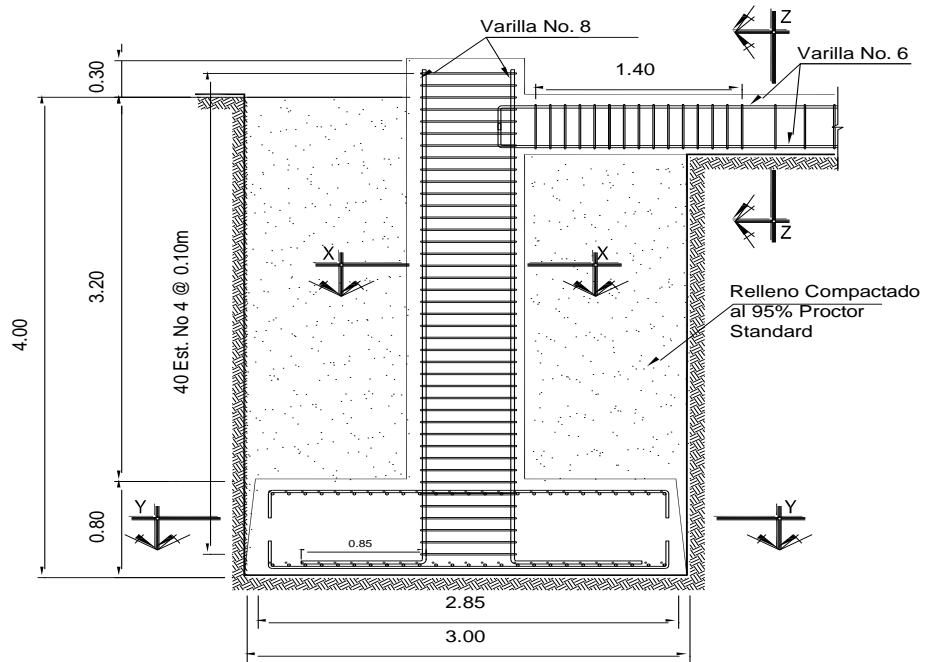
Longitud de colocacion = 2.50 m
 Separacion maxima = 10.00 cm
 Longitud del refuerzo = 3.00 m
 Gancho de 90° = 0.15 m
 2 Ganchos de = 0.24 m
 Numero de anillos = 25

Figura 24. Planta de torre zapata aislada (2)



Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Elevación zapata aislada (2)



Fuente: elaboración propia.

7. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS CIMENTACIONES SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN Y LAS CIMENTACIONES NO SUJETAS A CARGAS DE TENSIÓN

En la rama de la Ingeniería, específicamente el área del diseño estructural, no basta únicamente con proveer de una estructura que cumpla con los requisitos de diseño, otra parte importante es tener presente el factor económico, el cual es predominante al tomar la decisión de si se desea adquirir o no la estructura, esto se logra optimizando la estructura y todos los elementos que la conforman sin omitir ningún requisito en el diseño estructural.

En los capítulos precedentes se diseñó la cimentación de una estructura esbelta, para el caso una torre de telefonía, expuesta a una velocidad básica de viento de 128.80 mph.

Para el diseño de los cimientos de la estructura en mención, se consideraron dos casos, primero, se consideran las máximas reacciones de la estructura y se aplica la teoría de Meyerhoff y Adams expuesta en capítulos precedentes, segundo, se realiza el diseño de la cimentación omitiendo las teorías de Meyerhoff y Adams y aplicando únicamente los principios de la estática.

De los resultados obtenidos, saltan a la vista grandes diferencias:

Para el caso de la zapata en la que se omite en el diseño la teoría de Meyerhoff y Adams, las dimensiones de la zapata tuvieron que aumentarse, ya que, sin el efecto de la cuña de arrancamiento, no es posible que estas zapatas cumplan con resistir la carga de tensión, producida por la acción del viento.

El volumen de concreto en la cimentación tipo zapata aislada en donde se omitieron las teorías de Meyerhoff y Adams es mayor que en la cimentación donde si fueron consideradas dichas teorías.

Debido al aumento en las dimensiones de la zapata, la cantidad de acero de refuerzo mostró un incremento para la zapata en la que se omitió la teoría de Meyerhoff y Adams.

Tabla III. **Tabla comparativa zapatas aisladas**

Descripción	Aplicando Meyerhof	Omitiendo Meyerhof	Diferencia Absoluta	Diferencia Relativa (%)
Volumen Concreto	5.05 m ³	9.68 m ³	-4.63 m ³	-191.68 %
Profundidad Desplante	3.60 m	4.00 m	-0.40 m	-111.11 %
Volumen Relleno	48.04 m ³	23.40 m ³	24.64 m ³	48.70 %
Volumen Excavación	21.43 m ³	32.00 m ³	-10.57 m ³	-149.32 %
Área de Contacto	6.50 m ²	9.00 m ²	-2.50 m ²	-138.46 %

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. La carga de tensión, producto de la acción del viento en la estructura representa entre un 80 a 85% la carga de compresión por lo que obviarla en el diseño de la cimentación podría afectar la integridad y estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema.
2. El ángulo de fricción del suelo, es un dato relevante para el cálculo de la capacidad a levantamiento de las cimentaciones.
3. La capacidad a levantamiento de la cimentación está en función de la profundidad de desplante y de la cuña de arrancamiento.
4. De los resultados que se obtuvieron se puede observar que omitir la cuña de arrancamiento de suelo en el análisis de las cimentaciones sujetas a cargas de tensión, puede incidir en un aumento en el volumen de concreto y en el acero de refuerzo.
5. La capacidad a la tensión de las cimentaciones es independiente de la capacidad de carga del suelo.
6. Existe una diferencia notable en la cantidad de acero de refuerzo para una pila acampanada y una zapata aislada, debido a que la segunda por estar expuesta a la presión que ejerce el suelo y la acción de apalancamiento por la acción de la carga de tensión, es necesario reforzarla tanto en la parte que está expuesta al suelo como la que está expuesta al relleno. Lo contrario ocurre con la pila acampanada que por

tener un peralte muy grande, el momento que ocurre en el extremo cercano a la pila se hace muy pequeño y el esfuerzo actuante en el concreto no llega a ser mayor al módulo de ruptura del mismo, por lo que el acero de refuerzo es nulo.

7. Utilizando las ecuaciones que se especifican en la norma TIA/EIA – 222 – F, los factores de seguridad pueden llegar a reducir desde un 50% el peso de la cuña de extensión hasta un 35%, y para el caso del peso de concreto la reducción puede ser del orden de un 20 hasta un 35%.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un estudio geotécnico en el lugar donde se va a edificar una construcción, para determinar la naturaleza y las características físicas y propiedades mecánicas del subsuelo, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación.
2. En lugares donde el nivel freático se encuentre cercano a la superficie o cercano a la profundidad de desplante de la cimentación, es mejor optar por un tipo de cimentación diferente al de pila acampanada.
3. Para el caso de zapatas aisladas, una forma de garantizar de que se forme el cono de extracción al momento de que la cimentación está expuesta a la carga de tensión es realizar una especie de ochavo o bisel en todo el perímetro de la zapata, esto se va poder realizar dependiendo el tipo de suelo.
4. El ángulo que forme la generatriz del cono truncado (campana) de la pila acampanada respecto a su base tiene que estar comprendido entre 45° a 60° para evitar derrumbes al momento de la excavación.
5. Cuando se revise la resistencia a la extracción de las cimentaciones, no es suficiente con la revisión que se indica en la norma TIA/EIA – 222 – F, es necesario hacer revisiones con alguna de las ecuaciones que se indican en las teorías expuestas en este trabajo.
6. Utilizar la ecuación propuesta por Meyerhof y Adams, ya que esta incluye tanto los valores de cohesión, ángulo de fricción interna del suelo

y peso específico del suelo, datos que se pueden obtener de los estudios geotécnicos.

BIBLIOGRAFÍA

1. BRAJA M, Das. *Principles of foundation engineering*. 5a ed. California: Thomson. 2001. 862 p.
2. JIMÉNEZ SALAS, José Antonio. *Geotecnia y cimentación III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones a la geotecnia*. Tomo 1. España: Rueda. 1980. 1104 p.
3. JUAREZ BADILLO, E.; RICO RODRÍGUEZ, A. *Mecánica de suelos, teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. Tomo 2. 3a ed. México: Limusa, 2003. 703 p.
4. MACCORMAC, Jack. C. *Diseño de concreto reforzado*. 5a ed. Mexico: Alfaomega, 2002. 502 p.
5. MEYERHOF, G. G; ADAMS, J. I. "The ultimate uplift capacity of foundations". Canadian Geotechnical Journal, vol. V, no.4. Canada.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Mexico: McGraw-Hill, 1999. 722 p.

7. SHAMSHER PRAKASH, Hari D. Sharma. *Pile foundation in engineering practice*. California: John Wiley & Sons, 1990. 734 p.
8. SOWERS, George B.; SOWERS, George F. *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa, 1990. 677 p.
9. Telecommunications Industry Association *TIA/EIA – 222 - F, Normas estructurales de para torres y estructuras de acero para antenas*. California: GED, 1996. 4 p.
10. TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Mexico: El Ateneo, 1976. 650 p.