



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**CIMENTACIONES CON ZAPATAS PARA
TORRES AUTOSOPORTADAS DE TRANSMISIÓN**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

P R E S E N T A

DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ

ASESOR: ING. CARLOS ARCE LEÓN

MAYO DEL 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



AGRADECIMIENTOS

POR LA OPORTUNIDAD DE EXISTIR Y DE DISFRUTAR DE LA VIDA A:

Dios

CON PROFUNDO RESPETO A MI PADRE:

Victor Manuel Gómez Gómez †

POR SU APOYO Y COMPRENSIÓN A:

Mi esposo

Ing. Julián Ferrari Aldasoro

A mis hijos:

Carlos Ferrari Gómez

Miguel Ángel Ferrari Gómez

A todos mis familiares

POR SU APOYO, ENSEÑANZAS Y AMISTAD A:

Ing. Carlos Arce León

Ing. Juan José Camarena Hernández

Ing. Alejandro Gómez Niño

Ing. Jesús Ponce Sandoval

Ing. Miguel Navarro Valle



ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	I
CAPÍTULO 1	
TORRES AUTOSOPORTADAS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN	1
1.1 Descripción y clasificación	2
1.2 Métodos de diseño	6
1.2.1 Diseño por Cargas Últimas	6
1.2.2 Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD – Load and Resistance Fac Design)	6
1.3 Determinación de solicitaciones	9
1.3.1 Combinaciones de carga	12
1.3.2 Variación de cargas	14
1.4 Estabilidad de una torre de transmisión	16
1.4.1 Cálculo de cargas en deflexión	17
1.4.1.1 Expresiones generales	17
1.4.2 Cálculo de cargas en remate y en deflexión	18
1.4.2.1 Expresiones generales	18
1.4.3 Cálculo de cargas para su uso en deflexión ($\theta = 0^\circ$)	19
1.4.4 Cálculo de cargas para su uso en remate y en deflexión	19
1.5 Elementos Mecánicos	20



	Pág.
CAPÍTULO 2	
CIMENTACIONES PARA TORRES AUTOSOPORTADAS DE TRANSMISIÓN	21
2.1 Factores que intervienen en la selección de la cimentación	22
2.2 Tipos de cimentaciones	28
2.2.1 Consideraciones generales	28
2.2.2 Zapatas aisladas	30
2.2.3 Zapatas ancladas en roca	32
2.2.4 Pilonos de concreto	33
CAPÍTULO 3	
DISEÑO DEL ANCLAJE A LA CIMENTACIÓN DE CONCRETO (STUBS)	35
3.1 Definición	36
3.1.1 Simbología	37
3.2 Reacciones máximas	39
3.3 Elementos mecánicos de diseño	40
3.3.1 Componentes de diseño para compresión	41
3.3.2 Componentes de diseño para tensión	42
3.4 Análisis del stub	42
3.5 Diseño del stub	44
3.5.1 Procedimiento	44
3.5.2 Porcentaje de resistencia de stubs	45



	Pág.
3.5.3 Longitud mínima del STUB	46
3.6 Diseño de ángulos conectores (AC)	48
3.6.1 Por aplastamiento en el concreto	48
3.6.2 Por cortante directo en la sección crítica del AC	49
3.6.3 Por cortante y aplastamiento en tornillos de conexión	50
3.6.4 Cantidad necesaria de AC	50
3.7 Ejemplo de análisis y diseño de stub	52
CAPÍTULO 4	
ZAPATAS AISLADAS	60
4.1 Diseño de zapatas aisladas	61
4.2 Revisión de Estabilidad	66
4.2.1 Capacidad de carga	66
4.2.2 Arrancamiento de zapatas	70
4.2.3 Revisión por volteo	74
4.3 Diseño estructural	77
4.3.1 Diseño de peralte y refuerzo de zapata	77
4.3.2 Diseño de dados	83
4.4 Ejemplo de análisis y diseño de cimentación para torre de Línea de Transmisión a base de zapata aislada	88



	Pág.
CAPÍTULO 5	
ZAPATAS ANCLADAS EN ROCA	111
5.1 Consideraciones generales	112
5.1.1 Nomenclatura	113
5.1.2 Variables de diseño	115
5.2 Análisis de la cimentación	117
5.2.1 Revisión de la cimentación a esfuerzos de compresión	117
5.2.2 Revisión de la cimentación a esfuerzos de tensión	119
5.2.2.1 Capacidad de trabajo a tensión del ancla	119
5.2.2.2 Esfuerzo de adherencia mortero – roca	119
5.2.2.3 Revisión de la cimentación por arrancamiento	120
5.2.2.4 Revisión de la estabilidad	124
5.3 Dimensiones del ancla en la zapata	135
5.4 Diseño estructural de la zapata	137
5.4.1 Diseño del peralte y refuerzo de zapata	137
5.4.2 Diseño estructural del dado	142
5.5 Ejemplo de análisis y diseño de cimentación para torre de Línea de Transmisión a base de zapata anclada en roca	147
CONCLUSIONES	173
ANEXOS	178
BIBLIOGRAFÍA	187
REFERENCIAS	189



INTRODUCCIÓN





El presente trabajo pretende proporcionar información relevante del análisis y diseño de cimentaciones superficiales a base de zapatas aisladas y zapatas ancladas para estructuras de Líneas de Transmisión de Energía Eléctrica, básicamente torres autoportadas. Información que generalmente no se encuentra en los libros de texto y no se contempla en las aulas, sino que es producto de la experiencia y consideraciones de los que se dedican a la Transmisión de Energía Eléctrica en México.

Primeramente dando un bosquejo general de las líneas de transmisión y de las estructuras que la constituyen, enfocándonos principalmente en las torres autoportadas, como sus características principales, componentes básicos, su función, geometría, clasificación, cargas a las que están sometidas, parámetros que definen el uso de las torres. Así como, el análisis de la transmisión de esfuerzos de la estructura a la cimentación y de ésta al suelo en la que se desplantará.

Se expondrán las consideraciones principales en el análisis y diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras, enfocadas básicamente a zapatas aisladas y zapatas ancladas, para garantizar la estabilidad de la cimentación y el buen funcionamiento integral de Línea de Transmisión. Resulta interesante el planteamiento, ya que por lo general, las cimentaciones superficiales se analizan y diseñan para esfuerzos de compresión; sin embargo, para este tipo de estructuras de acuerdo a las fuerzas a las que son sometidas, el análisis y diseño que rige es a esfuerzos de tensión y volteo con tensión.

Las líneas de transmisión de alta tensión dentro del sistema eléctrico tienen la función de transportar la energía desde las centrales de generación y de concentración de energía, hasta los centros de distribución y de consumo.



Las estructuras para líneas de transmisión son el soporte de los conductores aéreos que transportan grandes bloques de energía de un punto emisor a otro receptor. Pueden ser torres o postes troncocónicos de acero, arreglos de postes de acero, concreto o madera. La elección del tipo de estructuras a utilizar estará en función de la tensión a transmitir, de los claros por librar, topografía existente y espacios disponibles por derecho de vía.

Los postes troncocónicos están restringidos a zonas urbanas por los claros cortos que libran y menor espacio transversal a la línea que requieren.

Las torres pueden ser autoportadas o con retenidas.

El diseño del dimensionamiento de una estructura para Línea Transmisión se puede dividir en:

1. Eléctrico.
2. Mecánico.
3. Integral.
 1. **Eléctrico.** Para este objetivo intervienen básicamente la coordinación de aislamiento y el blindaje.
 2. **Mecánico.** En este campo intervienen básicamente el análisis de flechas y tensiones, y la determinación del tipo de estructuras a utilizar dentro del proyecto, así como la verificación de la capacidad del arreglo de aisladores en su conjunto.
 3. **Integral.** Intervienen conceptos eléctricos y mecánicos cuyos objetivos se integran al dimensionamiento electromecánico como son: El ángulo de salida de los conductores en la estructura y distancia mínima entre fases.

Es claro que cualquier estructura para que sea segura y trabaje correctamente, debe poseer una cimentación adecuada.

Siempre resultará más económico diseñar y construir una cimentación adecuada a reconstruir una cimentación inadecuada y reparar estructuras afectadas.

Las estructuras de transmisión tienen que diseñarse para que resistan tanto los pesos propios del arreglo eléctrico como la acción del viento sobre los cables y la estructura misma, así como algunas otras acciones posibles de presentarse como rotura de cables o hielo.



Uno de los aspectos que el ingeniero diseñador de cimentaciones debe identificar en primer lugar, es la magnitud y forma en que los elementos mecánicos son transmitidos por las estructuras al suelo de cimentación.

Las torres autoportadas transmiten las cargas al terreno de cimentación mediante 4 patas, dos de ellas trabajan a compresión y las otras lo hacen a tensión, todas con fuerzas horizontales, transversales y/o longitudinales. Las torres con retenidas tienen un apoyo central que trabaja a compresión, en tanto que las retenidas lo hacen a tensión. En todos los casos, para analizar y diseñar las cimentaciones que trabajan a compresión se requiere el conocimiento de la capacidad de carga del terreno donde se apoyan, en tanto que para las cimentaciones a tensión se requiere conocer la resistencia al arrancamiento de los rellenos que gravitan sobre ellas, así como del terreno natural circundante por encima del nivel de desplante.

Los postes troncocónicos sólo poseen un apoyo y, por tanto, la forma de transmitir las cargas al terreno difieren con respecto a como lo hacen las patas de las torres. En el caso de los postes, en las bases de sus apoyos se tienen fuerzas horizontales (transversales y/o longitudinales), verticales y un momento.

Una vez identificados debidamente la magnitud y forma de actuar de los elementos mecánicos que transmiten las diversas estructuras de transmisión al terreno, se requiere estudiar las propiedades del suelo para identificar y evaluar adecuadamente sus parámetros de resistencia, los que permiten realizar el análisis de estabilidad y diseño de las estructuras.

El presente trabajo se centrará básicamente en el análisis y diseño de cimentaciones para torres autoportadas en líneas de transmisión a base de zapatas aisladas y zapatas ancladas en roca. Así como, del análisis y diseño del anclaje o stub, que es el elemento estructural de enlace entre la extensión de una torre y la cimentación de concreto. Presentado en el desarrollo de cinco capítulos.

En el primer capítulo, *Torres autoportadas para líneas de transmisión*, se da una descripción y clasificación general de las torres de alta tensión para líneas de transmisión. Así como, sus componentes estructurales, consideraciones de métodos de diseño, factores y combinaciones de carga en la determinación de las solicitaciones para el análisis y diseño de la estructura de la torre, y la obtención de los elementos mecánicos para el análisis y diseño de la cimentación.



El capítulo dos, ***Tipo de cimentaciones***, comprende los factores que influyen en la elección de la cimentación. Así como, la consideración de diferentes campos de estudio como la geotecnia, la geología, la hidráulica, ingeniería estructural y topografía. Se mencionan las características y consideraciones generales para las cimentaciones a base de zapatas aisladas, zapatas ancladas en roca y pilones de concreto para torres autosoportadas para líneas de transmisión.

El capítulo tres, ***Diseño de anclaje a la cimentación de concreto (stub)***. Se define el anclaje o stub, como el elemento estructural de enlace entre la extensión de la torre y la cimentación de concreto. Así como, las consideraciones para su análisis y diseño tanto del stub como de los ángulos conectores que forman parte del anclaje entre la estructura y la cimentación de concreto. Se presenta al final del capítulo un ejemplo del análisis y diseño de un anclaje a la cimentación de concreto para una torre autosoportada para una línea de transmisión en particular.

En el capítulo cuatro, ***Zapatas aisladas***. Se plantean todos los aspectos a considerar en el análisis y diseño de la cimentación a base de zapatas aisladas, revisando la estabilidad de la cimentación por capacidad de carga, por tensión y por volteo, y el diseño de la losa de la cimentación y el dado de la misma. Al final, igualmente, se presenta un ejemplo del análisis y diseño de una zapata aislada para este tipo de estructuras.

Finalmente en el capítulo cinco, ***Zapatas ancladas***, al igual que en el capítulo anterior se plantean todos los aspectos a considerar en el análisis y diseño de la cimentación a base de zapatas ancladas. Para este tipo de cimentaciones en la revisión de la estabilidad por tensión y por volteo, se considera la capacidad de trabajo de las anclas, la adherencia entre mortero – roca, los módulos de respuesta de acuerdo al arreglo de anclas a considerar. Así como, el diseño de la cimentación para determinar el refuerzo necesario tanto para la zapata como para el dado. También se presenta un ejemplo del análisis y diseño de una zapata anclada en roca en particular.



CAPÍTULO 1

TORRES AUTOSOPORTADAS PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN





1.1 DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN

Las torres para líneas de transmisión son el soporte de los conductores aéreos de energía de alto voltaje de un punto emisor a otro receptor y tiene su origen en la silueta básica, la cual proporciona las dimensiones fundamentales para su objetivo.

El tipo de torre a utilizar está en función de la tensión a transmitir, de los claros por librar, de la topografía existente y de los espacios disponibles por derecho de vía.

La configuración geométrica de torres de transmisión en celosía se basa o toma en cuenta la protección de los conductores, el número de circuitos, la selección del arreglo entre los conductores satisfaciendo eléctrica y mecánicamente la distancia entre éstos, los requerimientos de derecho de vía, el arreglo estético, así como, el comportamiento estructural de sus elementos.

Los componentes estructurales de una torre de transmisión son (Figura 1.1):

- Extensiones
- Cerramiento
- Cuerpo Piramidal
- Horquilla / Cuerpo Recto
- Crucetas de Conductores
- Trabe o Puente
- Cruceta de Hilo de guarda

Las torres de transmisión se clasifican de acuerdo a su uso, por su tensión, por el número de circuitos, por su condición de apoyo y por su silueta (Figura 1.2).



➤ **Por su Uso:**

- Suspensión
- Deflexión (y tensión como caso particular)
- Remate
- Transposición

➤ **Por su Tensión de Operación:**

- 400 kV.
- 230 kV.
- 115 kV.
- Combinadas.

➤ **Por el Número de Circuitos:**

1, 2, 3 ó 4 circuitos

➤ **Por su Condición de Apoyo:**

- Autosoportadas
- Con retenidas

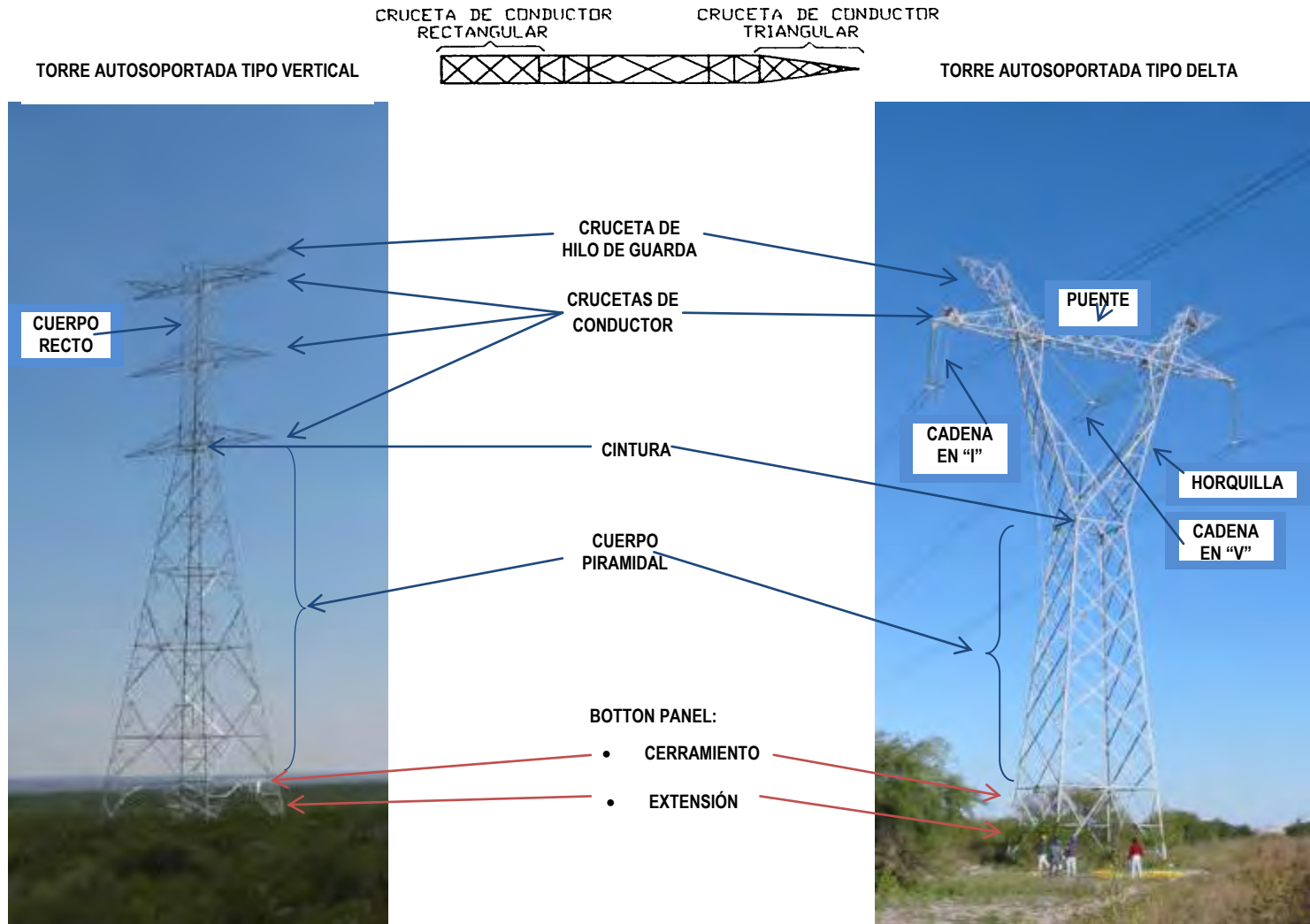


Figura 1.1 Componentes Estructurales de una Torre de Transmisión

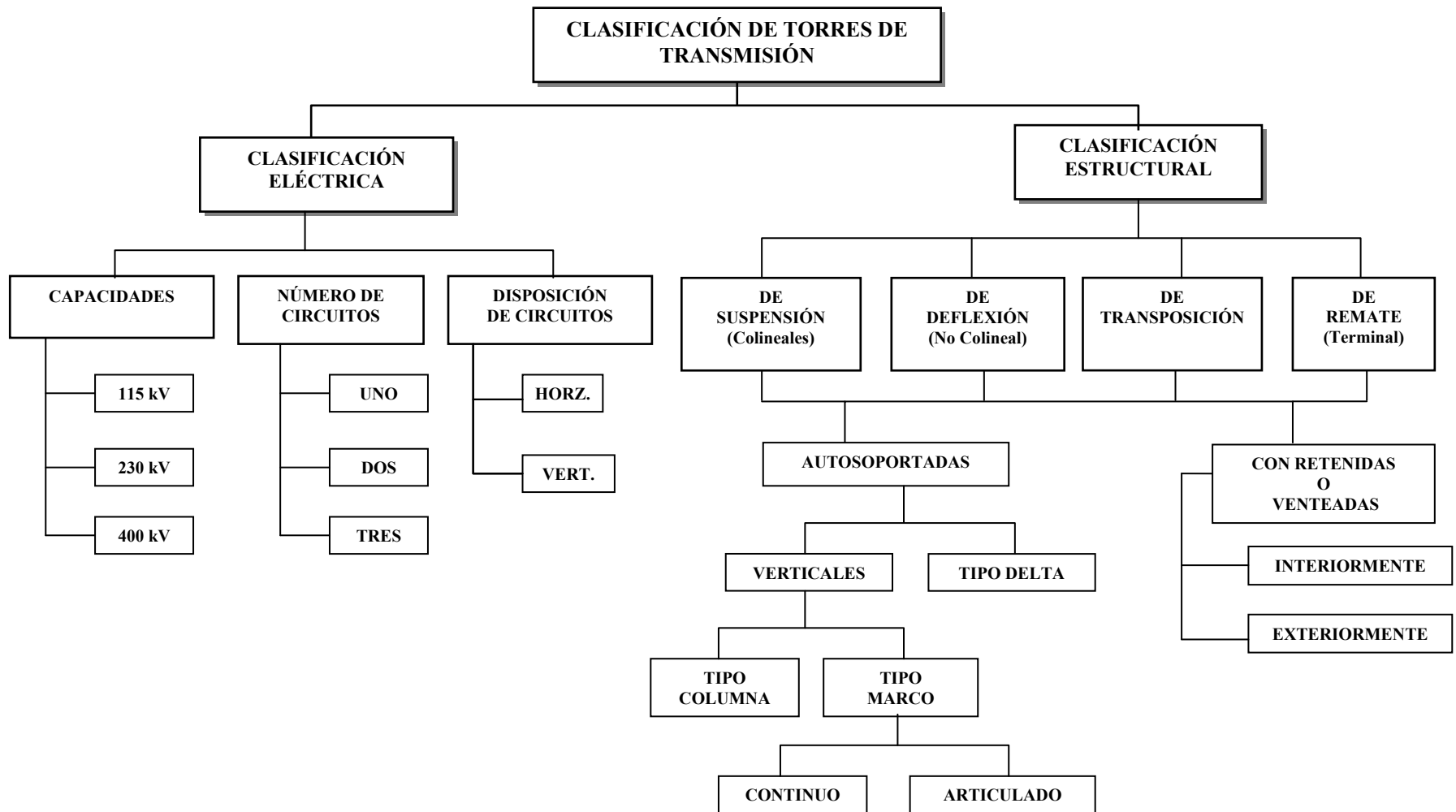


Figura 1.2 Clasificación de las Torres de Transmisión



1.2 MÉTODOS DE DISEÑO

1.2.1 Métodos de Diseño

Método elástico. Se estiman cargas de trabajo o de servicio que la estructura tiene que soportar, y se diseñan los miembros estructurales de acuerdo a esfuerzos permisibles, cuyo comportamiento obedece a la Ley de Hooke.

Método plástico. En este método, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por factores de seguridad y los elementos se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso.

1.2.2 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD – Load and Resistance Factor Design). (Smith J. C., 1988)

El diseño por factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de *estados límite*; término que se utiliza para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite:

Los **estados límite de resistencia** se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los **estados límite de servicio** se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con los aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La especificación LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia, permitiendo cierta libertad en el área de servicio, esto no significa no sea significativo, sino que la consideración más importante es la seguridad y las propiedades de la gente.



En el método LRFD las cargas de servicio o de trabajo (Q_i), se multiplican por factores de carga o seguridad (λ_i) generalmente mayores que 1.0, dando así, *cargas factorizadas* utilizadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, de acuerdo al tipo de combinación de las cargas.

La estructura se dimensiona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia (ϕ); que normalmente es menor que 1.0; con este factor, se toman en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra.

Es decir,

$$\sum \lambda_i Q_i < \phi R_n$$

Factores y Combinaciones de Carga. (Mc CORMAC, 2002)

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para considerar las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

Las combinaciones de carga consideradas en el LRFD – Load and Resistance Factor Design son las siguientes:

- $U = 1.4 D$
- $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U = 1.2 D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8 W)$
- $U = 1.2 D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U = 1.2 D \mp 1.0E + (0.5L + 0.2S)$
- $U = 0.9 \mp (1.3W \text{ ó } 1.0E)$



donde,

$D =$ Cargas muertas.

$L =$ Cargas vivas.

$Lr =$ Cargas vivas en techos.

$S =$ Cargas por nieve.

$R =$ Cargas por lluvia o hielo.

$W =$ Cargas por viento.

$E =$ Cargas por sismo.

$U =$ Resistencia requerida.

Factores de Resistencia

Para estimar con más precisión la resistencia última de una estructura es prescindible tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia y propiedades de los materiales, en las dimensiones de los elementos estructurales y en la mano de obra.

Con los factores de resistencia, se contemplan todas estas incertidumbres (Tabla 1). Algunas de estas incertidumbres que afecta a esos factores son las siguientes:

1. La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
2. Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables.
3. Los fenómenos naturales como huracanes, sismos, etc., causan condiciones difíciles de predecir.
4. Los esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje a veces son serios.
5. La exactitud en la estimación de las cargas vivas.
6. Otras incertidumbres son la presencia de los esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales, entre otras



Tabla 1. Factores de resistencia ϕ característicos (Mc CORMAC, 2002).

FACTOR DE RESISTENCIA ϕ	CONDICIONES
1.0	Aplastamiento en áreas proyectadas de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortantes en tornillos en juntas tipo fricción.
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total del miembro a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad al aplastamiento en agujeros.
0.8	Cortante al área efectiva de soldadura de ranura y penetración completa, tensión normal en soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (Excepto A307)
0.6	Aplastamiento en tornillos A307. Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

1.3 DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES

Por la importancia que tienen las torres dentro del contexto de transmisión de energía eléctrica de alto voltaje, resulta relevante definir perfectamente las cargas a las cuales estará sometida, ya que la falla de la estructura puede originar graves daños tanto técnicos como sociales.

Así entonces, las torres de transmisión están sometidas en forma general a tres tipos de cargas:

- Carga muerta
- Cargas vivas
- Cargas accidentales

Atendiendo a su dirección respecto al eje de la línea de transmisión, se clasifican como:

- Verticales
- Longitudinales
- Transversales



En el diseño de la estructura y en función a su uso se deben considerar los siguientes tipos de carga:

- a) Cargas debidas a la masa propia de los componentes de la línea.
- b) Cargas debidas a eventos climáticos: Viento, temperaturas extremas y hielo, éste cuando se indique.
- c) Cargas debidas a maniobras de tendido durante la construcción.
- d) Cargas por mantenimiento.

En general, las condiciones básicas de carga que deben ser consideradas para el diseño estructural de torres para líneas transmisión, son:

- a) Cargas que actúan directamente en la torre.
 - masa propia de la torre, de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios,
 - acción de viento sobre el cuerpo de la torre, cadenas de aisladores y herrajes,
 - cargas concentradas por tendido (masa de linieros y equipo, entre otros).
- b) Cargas que transmiten los cables a la torre.
 - por la masa propia de los cables que soporta y en su caso, por la masa de hielo que se acumule en éstos,
 - por la acción de viento actuando sobre los propios cables,
 - por tensiones mecánicas en los cables (proyectadas en las direcciones que produzcan la carga máxima sobre la torre) en función a su máximo uso.



Las condiciones de carga empleadas para el análisis de las estructuras de soporte se identifican de acuerdo con Comisión Federal de Electricidad (*C.F.E. J1000 – 50, 2006*), con la siguiente nomenclatura y deben ser expresadas en kilo Newton (kN):

PE = Carga vertical debida a la masa de la torre.

PA = Carga vertical debida a la masa de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios.

PC = Carga vertical debida a la masa de los cables conductores y de guarda.

PCH = Carga vertical debida a la masa de los cables conductores e hilo de guarda y del hielo acumulado en éstos cuando aplique.

PVM = Carga vertical debidas al personal y su equipo respectivo, aplicadas en las combinaciones de carga donde se hacen maniobras de tendido.

PM = Cargas verticales debidas a mantenimiento.

VA = Carga transversal por viento que actúa sobre las cadenas de aisladores y herrajes.

VC = Carga transversal por viento que actúa sobre los cables conductores y de guarda.

VCH = Carga transversal por viento reducido que actúa sobre los cables conductores y de guarda en los cuales se ha acumulado hielo.

VE = Carga transversal producida por la acción de viento sobre la torre.

VM = Velocidad regional máxima de viento asociada a un periodo de retorno de 50 años, en km/h.

VR = Velocidad reducida de viento, igual al 50 % de la velocidad regional máxima de la zona de la línea para un periodo de retorno de 10 años, en km/h.

TC = Carga debida a la tensión mecánica de los cables proyectada en las direcciones longitudinal y transversal de la torre.

CL = Componente longitudinal debida a la tensión mecánica del conductor o guarda aplicada en el punto de sujeción de cables en el que se hace la maniobra de tendido.



1.3.1 Combinaciones de carga (C.F.E. J1000 – 50, 2006).

En lo que respecta a torres de transmisión, se consideran combinaciones de carga que tienen alta probabilidad de ocurrir simultáneamente.

Tabla 2. *Combinaciones y factores de carga para las condiciones con y sin hielo*

Hipótesis de carga		Combinación de carga	Viento
Máxima con viento regional		$(PE + PA + PC + VE + VA + VC + TC) FCG$	VM
Tendido	Suspensión	$(PE + VE) FCG + (PA + PC) FCV + (VA + VC + TC + CL) 1,18 + PVM$	VR
	Deflexión y remate	$(PE + VE + VA + VC + TC + CL) * FCG + (PA + PC) FCV + PVM$	VR
Mantenimiento		PM	VR
Normal con viento regional reducido y hielo		$(PE + PA + PCH + VE + VA + VCH + TC) FCG$	VR

Las consideraciones básicas para el cálculo de las cargas que se presentan en la tabla 2 y que deben aplicarse para el diseño estructural de torres para líneas de transmisión, son las siguientes.

- El factor de carga vertical (FCV) en la utilización de las estructuras: $FCV = 1,5$.
- El factor de carga global (FCG), para torres de suspensión $FCG = 1,0$; para torres de remate y deflexión $FCG = 1,18$.
- En las combinaciones de carga en las que se incluye TC , ésta se refiere a las tensiones mecánicas de los cables aplicadas en la dirección de éstos, es decir, en la dirección de la línea de transmisión y deben siempre proyectarse en las direcciones longitudinal y transversal de la torre.

En esta forma TC , define a las fuerzas aplicables para torres de suspensión, deflexión y remate.

- Para la condición de tendido se debe establecer un margen de seguridad adecuado para el personal durante estas maniobras. Para fines de diseño en los puntos de sujeción de los cables (por fase cada vez) se agregarán además las cargas PVM y CL en el punto donde se considere la maniobra de tendido.



Valores *PVM* a considerar en la maniobra de tendido.

- 7 kN para fases de 230 kV y 400 kV,
 - 5 kN para fases de 115 kV,
 - 3 kN para cables de guarda.
- e) Con el fin de dar mantenimiento a las cadenas de aisladores en “V”, en las torres de suspensión se debe considerar una carga vertical concentrada *PM*, la cual se aplica en el eje longitudinal de la cruceta o trabe y al centro de la cadena en “V”. En la cruceta correspondiente o trabe donde se aplica esta carga, no se debe combinar, en ese punto, con alguna otra carga; en las otras crucetas o trabe se deben considerar las cargas de tendido.

Las cargas verticales que se deben aplicar son las siguientes:

- 3 conductores por fase: 98,07 kN,
 - 2 conductores por fase: 65,38 kN,
 - 1 conductor por fase: 32,69 kN.
- f) La combinación de carga “Normal con viento regional reducido y hielo”, debe considerarse para estructuras que se instalarán en zonas en las que se tenga evidencia confiable de la aparición periódica de hielo sobre cables en líneas de transmisión. Para fines de diseño, el espesor de hielo es de 5 mm, con peso específico de 8,8 kN/m³. Para esta misma combinación, en la tabla 2 se emplea la notación *PCH* y *VCH* para enfatizar la recomendación de considerar el espesor del hielo acumulado para evaluar la masa de los cables y el área que resulta expuesta a la acción del viento correspondiente.
- g) Además de las combinaciones de carga que se indican en las tablas de los diagramas de cargas, en las torres de deflexión y remate, para las combinaciones de carga normales, se debe aplicar en uno de los extremos de las crucetas rectangulares y trabe (si existe), cruceta triangular y de guarda, la carga longitudinal desbalanceada que resulte del análisis de flechas y tensiones que considere una proporción de 75 % y 25 % en los claros adyacentes o en caso de presentarse una condición más desfavorable se debe efectuar al análisis para esas condiciones y realizar los refuerzos necesarios en la estructura..



- h) Si en el proyecto definitivo, que puede ser posterior a la prueba mecánica del prototipo, existen tensiones hacia arriba en crucetas rectangulares, triangulas, de guarda o trabe, se harán los refuerzos necesarios en los elementos afectados.

1.3.2 Variación de cargas

Según la trayectoria de la línea de transmisión, las cargas sobre la torre tienen variación en cuanto a su dirección e intensidad y están regidas por los siguientes parámetros (Figura 1.3).

Deflexión (α). Es el ángulo máximo de cambio de dirección en la trayectoria de la línea de transmisión que permite la torre sin afectar su estabilidad.

Claro Medio Horizontal (Cmh). Es la semisuma de los claros adyacentes a la torre y se utiliza para calcular las cargas transversales que actúan sobre la estructura debidas a la acción del viento sobre los cables. También llamado claro de viento.

Claro Vertical (Cv). Es la suma de las distancias horizontales entre los puntos más bajos de las catenarias de los cables adyacentes a la torre y se utiliza para determinar las cargas, debidas a la masa de los conductores y cables de guarda. También conocido como claro de peso.

Uso de la torre. El conjunto de los tres parámetros anteriores, forman el denominado “uso de la torre”:

Deflexión / Claro Medio Horizontal / Claro Vertical.

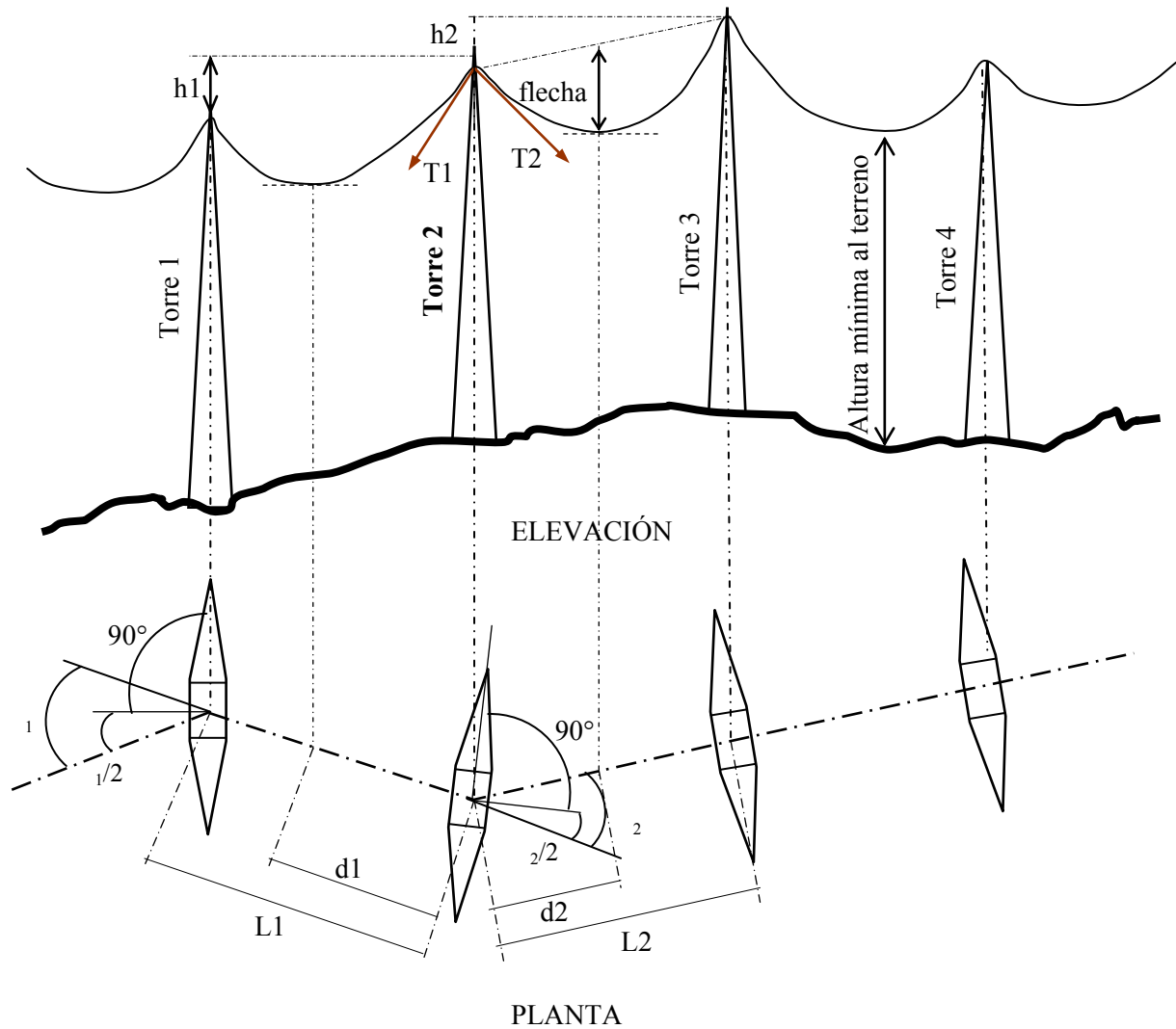


Figura 1.3 Parámetros en el cálculo de las tensiones T_1 , T_2 .

De la Figura 1.3, se tiene para la **torre 2**:

Claro medio horizontal $(L_1 + L_2) / 2 = C_m h$

Claro vertical $d_1 + d_2 = C_v$

Deflexión. Ángulo de deflexión de la línea $= 2$

$$K = h_1/L_1 + h_2/L_2$$

K = parámetro para cálculo de la componente vertical de las tensiones T_1 , T_2 en los cables, generadas por el desnivel de las torres adyacentes.



1.4 ESTABILIDAD DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN

Además del análisis y diseño de los elementos que componen la torre de transmisión, es importante verificar la estabilidad de la estructura ante la acción de fuerzas externas, tales como empuje del viento, tensión en los cables, peso propio, entre otras. En lo que sigue se exponen brevemente las condiciones de equilibrio y combinación de las fuerzas actuantes, no sin antes definir las variables que intervienen en las expresiones.

SIMBOLOGÍA

F_x	Sumatoria de fuerzas en x	ϕ_c	Diámetro del cable conductor
F_y	Sumatoria de fuerzas en y	n_{ce}	Número de cadenas extremas
f_{cv}	Factor de carga vertical	L_{ce}	Longitud de cadenas extremas
f_{ct}	Factor de carga transversal	n_{cc}	Número de cadenas centrales
f_{cvt}	Factor de carga por viento transversal	L_{cc}	Longitud de cadenas centrales
f_{ctc}	Factor de carga de tensión de cables	W_c	Peso del cable conductor
f_r	Factor de reducción	T_c	Tensión máxima del cable conductor
P_v	Presión de viento en cables	T_g	Tensión máxima del cable hilo de guarda
P_{vt}	Presión de viento en torre	ϕ_g	Diámetro del cable hilo de guarda
A_{et}	Área expuesta de la torre	ϕ_{ca}	Diámetro de las cadenas
	Deflexión	W_g	Peso del cable hilo de guarda
C_{mh}	Claro medio horizontal	W_{cae}	Peso de las cadenas extremas
C_v	Claro vertical	W_{cac}	Peso de las cadenas centrales
n_f	Número de fases		
n_{cpf}	Número de conductores por fase		

1.4.1 Cálculo de cargas en deflexión

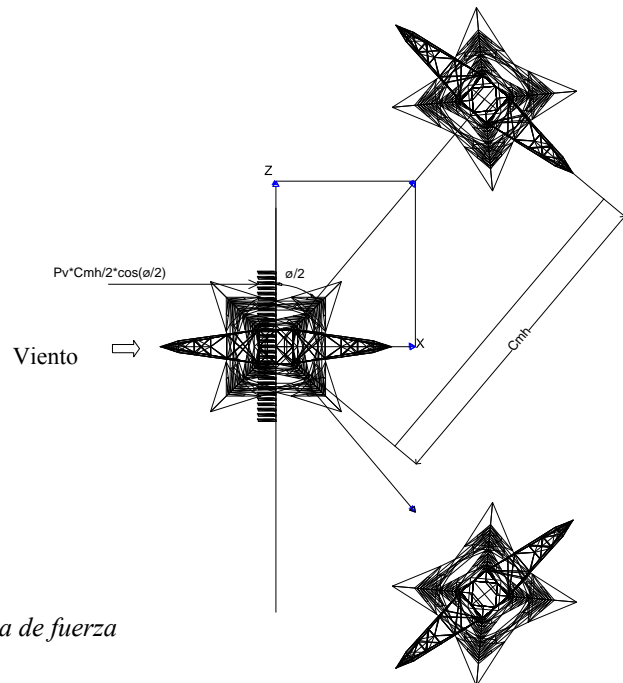


Figura 1.4 Diagrama de fuerza

1.4.1.1 Expresiones generales

Puesto que el vector de cargas utilizado en el diseño de una torre debe mantenerse inalterado, debe cumplirse: $F_y = \text{constante}$, en estas condiciones de la Figura 1.4 se tiene:

$$F_x = \text{Empuje de viento}$$

+ componente transversal de tensión en conductores e hilos de guarda
+ empuje de viento en cadenas + empuje de viento en torre.

$$F_x = f_{ct} f_r P_v C_{mh} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) (n_f n_{c_{pf}} \phi_c + 2 \phi_g) + 2 f_{ctc} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) (n_f n_{c_{pf}} T_c + 2 T_g) + f_{ct} P_v \phi_{ca} (n_{ce} L_{ce} + n_{cc} L_{cc}) + f_{cvt} (P_{vt} A_{et})$$

Ordenando y considerando que el empuje de viento en torre no está incluido en F_x , éste se considerará al realizar el análisis de la estructura:

$$F_x = f_{ct} f_r P_v C_{mh} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) (n_f n_{c_{pf}} \phi_c + 2 \phi_g) + 2 f_{ctc} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) (n_f n_{c_{pf}} T_c + 2 T_g) + f_{ct} P_v \phi_{ca} (n_{ce} L_{ce} + n_{cc} L_{cc})$$

$$F_y = \text{Peso de conductores e hilo de guarda} + \text{peso de cadenas}$$

$$F_y = f_{cv} [C_v (n_f n_{c_{pf}} W_c + 2 W_g) + n_{ce} W_{cae} + n_{cc} W_{cac}]$$

1.4.2 Cálculo de cargas en remate y en deflexión

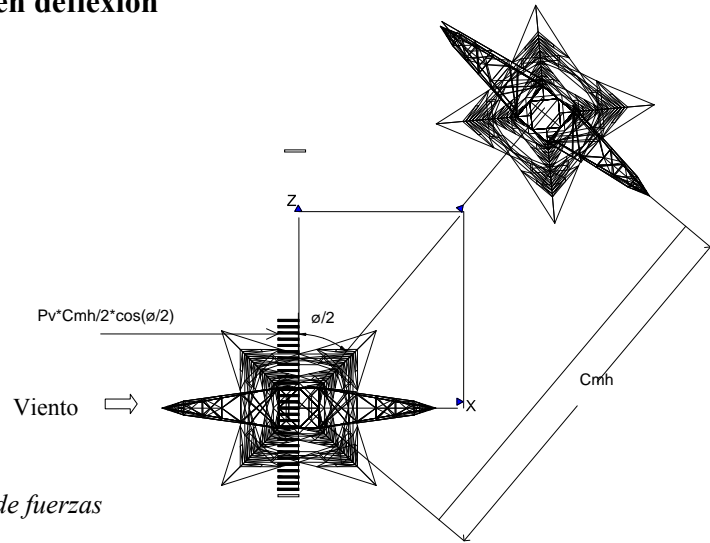


Figura 1.5 Diagrama de fuerzas

1.4.2.1 Expresiones generales

Puesto que el vector de cargas utilizado en el diseño de una torre debe mantenerse inalterado, debe cumplirse: $F_x = F_y = F_z = \text{constante}$, en estas condiciones de la Figura 1.5 se tiene:

$$F_x = \text{Empuje de viento} \\ + \text{componente transversal de tensión en conductores e hilos de guarda} \\ + \text{empuje de viento en cadenas} + \text{empuje de viento en torre.}$$

$$F_x = f_{ct} f_r P_v (C_{mh}/2) \cos\left(\frac{\phi}{2}\right) (n_f n_{c p f} \phi_c + 2 \phi_g) + f_{ct c} \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) (n_f n_{c p f} T_c + 2 T_g) + f_{ct} P_v \phi_{ca} (n_{ce} L_{ce} + n_{cc} L_{cc}) + f_{cvt} (P_{vt} A_{et})$$

Ordenando y considerando que el empuje de viento en torre no está incluido en F_x , éste se considerará al realizar el análisis de la estructura:

$$F_x = f_{ct} f_r P_v (C_{mh}/2) \cos\left(\frac{\phi}{2}\right) (n_f n_{c p f} \phi_c + 2 \phi_g) + f_{ct c} \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) (n_f n_{c p f} T_c + 2 T_g) + f_{ct} P_v \phi_{ca} (n_{ce} L_{ce} + n_{cc} L_{cc})$$

$$F_y = \text{Peso de conductores e hilo de guarda} + \text{peso de cadenas}$$

$$F_y = f_{cv} [C_v (n_f n_{c p f} W_c + 2 W_g) + n_{ce} W_{cae} + n_{cc} W_{cac}]$$



$Fz =$ Tensión máxima en conductores e hilo de guarda

$$Fz = fct \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) (nf ncpf Tc + 2 Tg)$$

1.4.3 Cálculo de cargas para uso en deflexión ($\alpha = 0^\circ$)

- Para hilos de guarda:

$$Fx = fct \left(fr Pv Cmh \phi g \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) + \left(2Tg \sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) fctc$$

$$Fy = fcv Cv Wg$$

- Para conductores:

$$Fx = fct \left(fr Pv Cmh \phi c \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \phi ca ncec Lcec \right) + \left(2 Tc ncpf \sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) fctc$$

$$Fy = fcv(Cv * Wc * ncpf + ncec * Wcec)$$

1.4.4 Cálculo de cargas para uso en remate y en deflexión

- Para hilos de guarda:

$$Fx = fct (fr Pv (Cmh/2) \phi g \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)) + \left(Tg \sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) fctc$$

$$Fy = fcv Cv Wg$$

- Para conductores:

$$Fx = fct (fr Pv (Cmh/2) \phi c \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \phi ca ncec Lcec) + \left(Tc ncpf \sen\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) fctc$$

$$Fy = fcv (Cv Wc ncpf + ncec Wcec)$$

1.5 ELEMENTOS MECÁNICOS

Las acciones de la superestructura sobre la cimentación se obtienen del análisis estructural de la torre, mismas que deben incluir los factores de carga correspondientes.

- ◆ Para las acciones a tensión (Figura 1.6):

T_{max} = Carga axial a tensión.

V_{xt} = Cortante en dirección del eje “x”.

V_{yt} = Cortante en dirección del eje “y”.

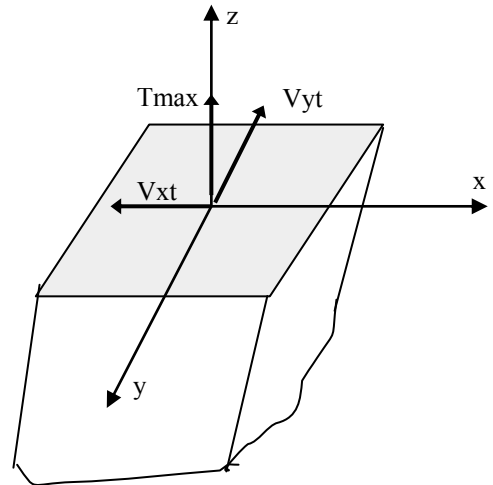


Figura 1.6 Elementos Mecánicos a Tensión

- ◆ Para las acciones a compresión (Figura 1.7):

C_{max} = Carga axial a compresión.

V_{xc} = Cortante en dirección del eje “x”

V_{yc} = Cortante en dirección del eje “y”

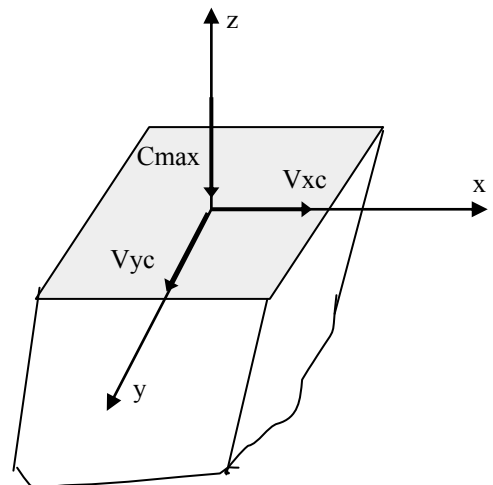


Figura 1.7 Elementos Mecánicos a Compresión



CAPÍTULO 2

TIPO DE CIMENTACIONES



2.1 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

En el diseño de cimentaciones para torres de líneas de transmisión, se aplican en forma muy amplia aspectos de Geotecnia, tanto de Mecánica de Suelos como Mecánica de Rocas; adicionalmente, intervienen otros campos de la ingeniería como Geología, Hidráulica, Estructuras, Sísmica y Topografía.

Desde el punto de vista geológico, la estabilidad de las torres se pone en riesgo con la presencia de planos de estratificación con inclinación y orientación desfavorables, fallas y fracturas, discontinuidades, pliegues, grietas y grados de alteración de las rocas. Las Figuras 2.1 a 2.3 ilustran algunas de estas estructuras geológicas que podrían afectar a una torre de transmisión.

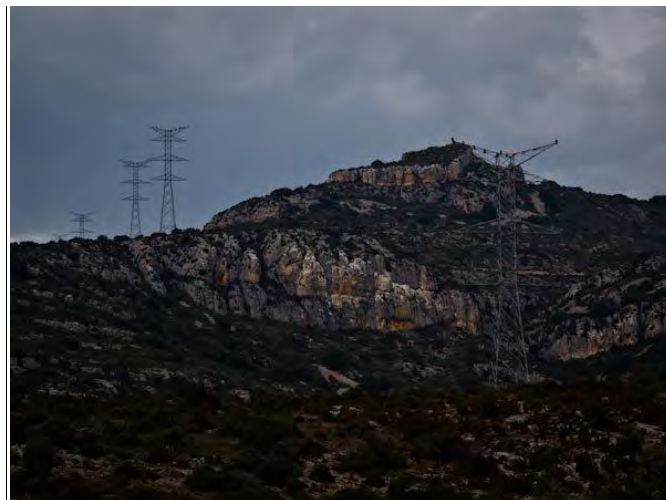


Figura 2.1 Topografía. y estructuras geológicas



Figura 2.2 Topografía. y estructuras geológicas



Figura 2.3 Alteración de rocas y suelos



La Topografía es muy importante, ya que los problemas de inestabilidad de las masas de los suelos generalmente están asociados con los relieves topográficos del terreno. Así, los deslizamientos y erosión de taludes también están relacionados a pendientes muy pronunciadas del terreno. Es necesario identificar debidamente los cauces de los arroyos y ríos, tanto en su sección transversal como en su pendiente longitudinal para prever los problemas potenciales de inundación y socavación.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, está asociada al contenido de agua que poseen en su estructura, de tal forma que a mayor cantidad de agua menor resistencia al esfuerzo cortante y mayor inestabilidad de las masas de suelos; resulta así fundamental el conocimiento del comportamiento del agua tanto en su interior como en la superficie donde provoca erosión y socavación en diversas estructuras civiles. La saturación de los suelos se desarrolla en las temporadas de lluvia, provocando movimientos de masas de estos materiales; comúnmente conocidos como deslizamientos de taludes, los cuales pueden ser de pequeña, de mediana o de gran magnitud; hundimientos de terrenos o fallas localizadas en cimentaciones por disminución de capacidad de carga o socavación en cauces de ríos, arroyos o barrancas.

La susceptibilidad a los deslizamientos está relacionada con las características geológicas del sitio. La litología, la geomorfología, la estructura y el estado de meteorización, entre otros, son factores determinantes en la ocurrencia de los deslizamientos.

Los conocimientos de Ingeniería Sísmica resultan valiosos para entender el comportamiento de las estructuras y su cimentación ante un sismo, aunque en el caso de líneas de transmisión, el diseño de la super estructura está regido más por la acción del viento que por eventos sísmicos, sin embargo, el suelo sí llega a ser afectado en forma negativa durante los sismos con pérdida de resistencia al esfuerzo cortante por la generación de grietas o fracturas, o por amplificaciones de las ondas sísmicas en suelos friccionantes y con la presencia de agua provocando su licuación.

Para diseños adecuados de cimentaciones, tanto en funcionalidad como en costo, se requiere conocer las propiedades mecánicas de los materiales que servirán de apoyo. Para ello, se realizan exploraciones y muestreos de las formaciones que se encuentran a lo largo de la trayectoria elegida de la línea de transmisión, contando previamente con la distribución de las torres (Figura 2.4).



Figura 2.4 Distribución de Torres de Transmisión



De acuerdo con los lineamientos de Comisión Federal de Electricidad (C.F.E. C0000 – 43, 2005). Se realiza un estudio de prospección ambiental, enfocado principalmente a la identificación de especies florísticas en riesgo (NOM-059-SEMARNAT, 2001). En caso ubicarse los sitios de muestreo geotécnico dentro de un área Natural Protegida, se debe notificar a las autoridades correspondientes ambientales (Dirección de Áreas Naturales Protegidas o Delegación de la SEMARNAT) a fin de que éstas indiquen las acciones pertinentes en cuanto a permisos o autorizaciones correspondientes, previo a que las actividades se inicien.

En cuanto al estudio geotécnico, para definir los tipos de materiales por excavar en necesario hacer sondeos con posteadora mecánica manual o equipo portátil motorizado equipado con barrenas helicoidales, de acuerdo a la dureza del suelo, a 1 km como máximo en zonas planas y a cada 0.50 km como máximo en zonas de lomeríos y/o montañas, en caso de tener la distribución de estructuras, los sondeos se ejecutan en estos sitios.

Adicionalmente, se deben realizar excavaciones a cielo abierto en todos y cada unos de los puntos de inflexión de la línea y en los sitios donde se ubiquen estructuras de tensión, transposición y transición, así como en tangentes a cada 5 km o en caso de presentarse un cambio de topografía o tipo de suelo..Éstos deben tener una profundidad mínima de 3 m o estar limitados por el nivel freático. SE debe realizar una inspección visual y obtener muestras cúbicas inalteradas para su caracterización y pruebas de laboratorio (índice y mecánicas).

También se deben realizar sondeos obteniendo muestras inalteradas de los estratos representativos utilizando tubos muestreadores de pared delgada (shelby) para suelos blandos o muestreadores tipo “Denison”, “pitcher”, “barril doble giratorio o similar para materiales de mayor resistencia.

En zonas donde aflore roca o se encuentre a menos de 2 m de profundidad, se deben obtener muestras inalteradas utilizando el equipo adecuado y realizar pruebas de extracción de anclas en cada tipo de roca definido en la zonificación geotécnica o en un 15% del total de las estructuras de la línea de transmisión que se desplantarán sobre roca.



En caso de que no se realicen pruebas de laboratorio con muestras inalteradas se realizan pruebas de campo tales como veleta, dilatómetro, presiómetro, piezocono, prueba de placa horizontal y vertical y con cualquiera de estas pruebas obtener las propiedades mecánicas de los suelos, tanto de resistencia como de deformabilidad.

Las muestras obtenidas se identifican y clasifican en el laboratorio, se determina el contenido de humedad, peso volumétrico natural, propiedades índices (límites de consistencia, peso específico relativo de sólidos, granulometría, grado de compacidad relativa, relación de vacíos, porcentaje de finos), clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). A las muestras inalteradas se les realizan pruebas de compresión simple, pruebas triaxiales tipo UU (en suelos puramente cohesivos) y CU (en suelos cohesivos-friccionantes) y pruebas de consolidación, el número de éstas es tal que permitan caracterizar las pruebas de resistencia y deformabilidad del subsuelo a las profundidades de interés, determinando así, la cohesión y ángulo de fricción interna, coeficientes de reposo (k_0), Módulos de elasticidad (E) y relación de Poisson (ν) para cada estrato.

A los núcleos de roca se les determina como mínimo: Clasificación litológica, porcentaje de recuperación, índice de calidad de la roca, capacidad de carga.

Con los datos recabados en campo y laboratorio se elaboran perfiles estratigráficos, modelos estratificados por zona geotécnica definida, se analizan las alternativas de cimentación y procedimientos constructivos más convenientes.

El informe geotécnico contiene toda la información recabada y analizada en campo, laboratorio y gabinete, recomendaciones de diseño y procedimientos de construcción, planos de trayectoria de la línea de transmisión, de ubicación de los sondeos, geológico superficial del trazo de la línea de transmisión y zonificación geotécnica, perfiles estratigráficos, anexando los registros del laboratorio.



2.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

2.2.1 Consideraciones generales

Existen dos aspectos que se deben cuidar en el análisis y diseño de la cimentación:

- Que la presión transmitida al suelo no rebase la resistencia al esfuerzo cortante de éste para no provocar una falla catastrófica de la estructura, y
- Que la presión transmitida no induzca deformaciones excesivas al suelo que se traduzcan en un mal funcionamiento de la estructura aunque no falle estructuralmente.

El primer aspecto considera tanto las cargas permanentes como las cargas variables y/o accidentales más desfavorables que actúan en cualquier instante y que rigen el diseño integral de la estructura. En tanto que el segundo aspecto considera sólo cargas permanentes debido a que las deformaciones más importantes de los suelos son función del tiempo.

En el caso de líneas de transmisión, las fallas más frecuentes se asocian con el primer aspecto, ello debido a que las cargas variables y accidentales que deben soportar las estructuras son muy altas en comparación a las cargas permanentes como son: el peso propio, peso de cables, aisladores, etc.

Para garantizar que no se rebase la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de cimentación, se evalúa la capacidad de carga del terreno ante la aplicación de cargas compresivas. La Figura 2.5 presenta el modelo para evaluar la capacidad de carga del suelo. Observándolo, se puede inferir la influencia que tiene el tipo de suelo, ancho de la cimentación y la profundidad de desplante en el valor de la capacidad de carga. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de *Rankine triangulares* AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CDA y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, $\phi = \alpha$

Para el caso de líneas de transmisión, se toma como valor de análisis y diseño la capacidad de carga neta admisible (q_a) que desprecia la sobrecarga (D_t) y que está afectada con un factor de seguridad de 3. Debido a que el análisis se realiza considerando tanto las cargas permanentes como las cargas dinámicas variables más desfavorables que pudieran presentarse, la carga neta admisible (q_a) se incrementa en un 33% y al hacer la comparación entre ésta y los esfuerzos inducidos se acepta un factor de seguridad igual a 1.00

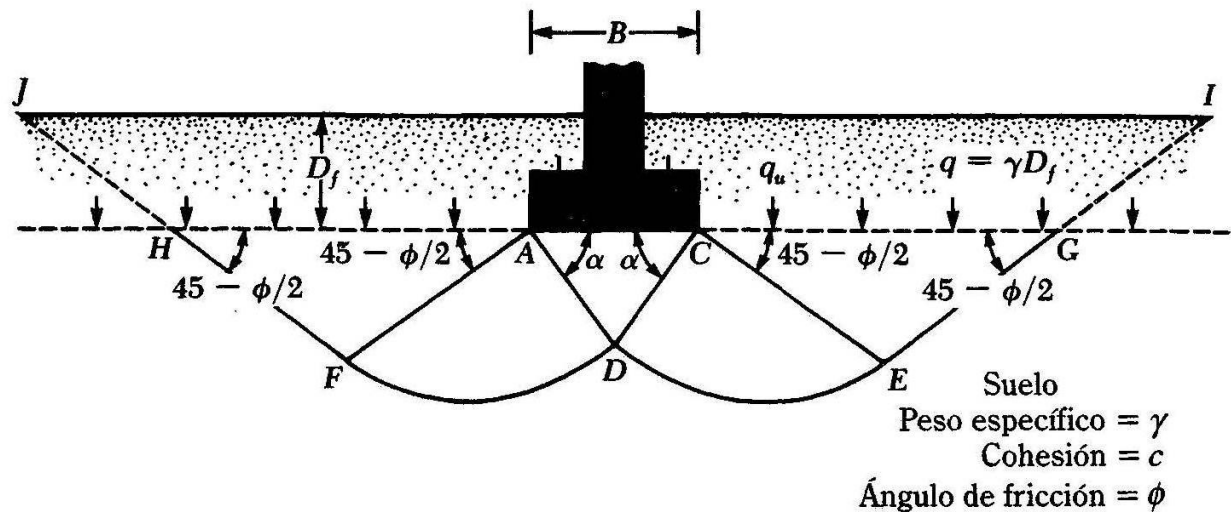


Figura 2.5. Límites de la zona de equilibrio plástico después de la rotura del suelo (Das, 2001, p157)



2.2.2 Zapatas aisladas

Las cimentaciones superficiales bajo cada una de las patas de una torre de transmisión se diseñan utilizando zapatas aisladas de concreto reforzado, apoyadas en el terreno a una profundidad no menor de 2 m y con las siguientes condiciones de diseño:

- Considerando los parámetros del suelo, de acuerdo al estudio geotécnico para la Línea de Transmisión correspondiente.
- Para todo tipo de torres se consideran varios niveles de torre. Así entonces para líneas de:

400 kV	Niveles de torre +15, +10, +5, +0, -5 y -10 Con niveles de extensión +6, +5, +4, +3, +2, +1, +0, -1 y -2
230 kV	Niveles de torre +12, +8, +4, +0, -4 y -8 Con niveles de extensión +5, +4, +3, +2, +1, +0, -1 y -2
115 kV	Niveles de torre +12, +9, +6, +3, +0, -3 y -6 Con niveles de extensión +5, +4, +3, +2, +1, +0 y -1

- Considerando para el diseño de cimentaciones, las reacciones correspondientes a dos niveles de torre, el más alto y el nivel +0; con cuatro extensiones más altas, y tres extensiones más altas combinadas con una extensión más corta respectivamente.
- Para dados con alturas sobre el nivel del terreno de: 30 cm en la mayoría de los casos y en otras para 90 cm.

Por tanto, el diseño de las zapatas, implica proporcionar las dimensiones y acero de refuerzo necesario y suficiente para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación (Figura 2.6).

En este tipo de cimentación se tiene como límite la presión admisible del terreno, los efectos de tensión y volteo se compensan con el peso propio del suelo colocado arriba de la zapata. Además, deben tomarse en cuenta las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo), con base en las normas técnicas aplicables.

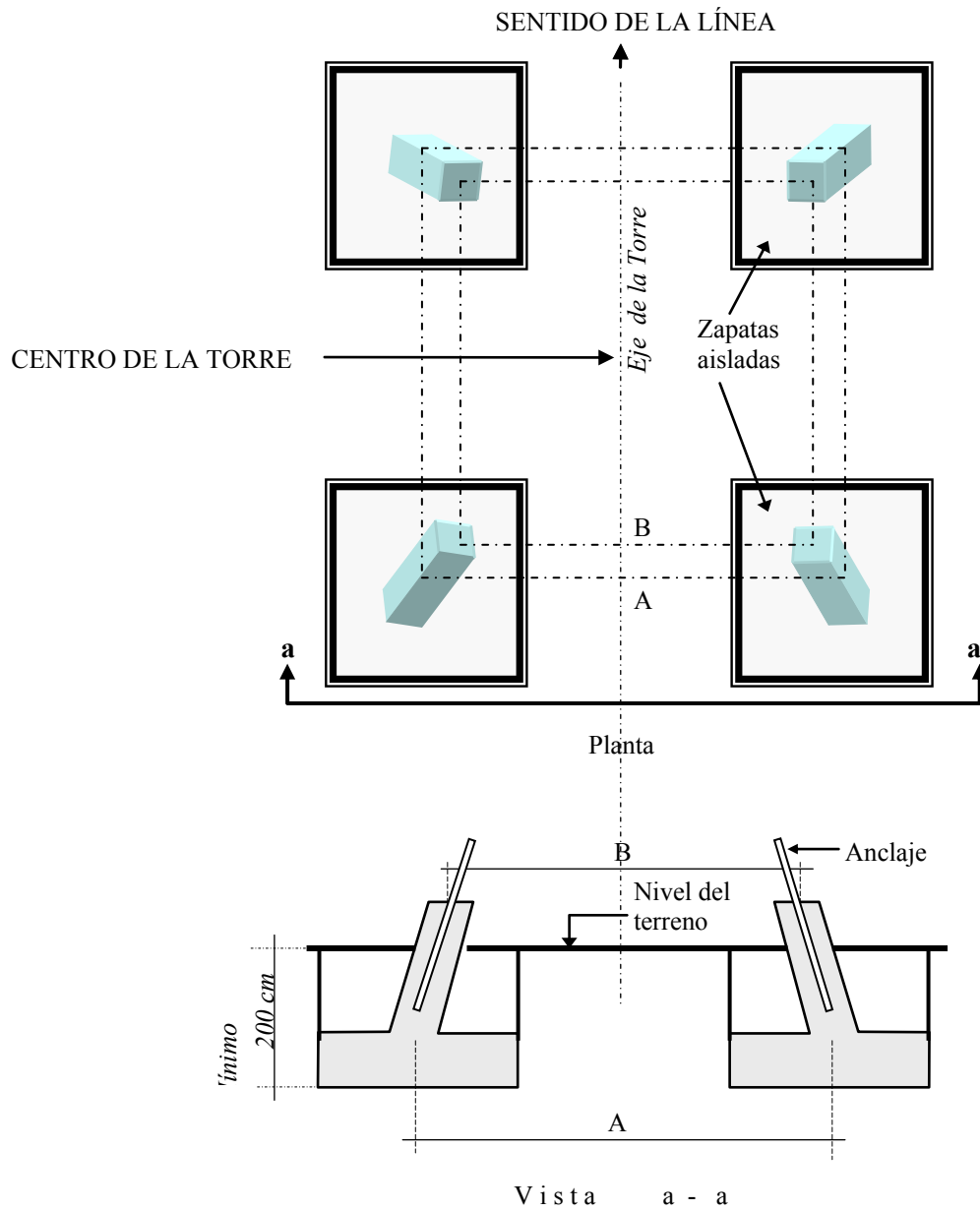


Figura 2.6 *Cimentación con zapatas aisladas*

2.2.3 Zapatas ancladas

Se emplean en terrenos rocosos donde la capacidad de carga es igual o mayor a 30 t/m^2 . A diferencia de las zapatas sin anclar, el efecto de arrancamiento como el de volteo en las patas trabajando a tensión, se toman mediante anclas de fricción colocadas en la roca (Figura 2.7). Las anclas son de varilla corrugada a un nivel de profundidad no menor de 3 m, con diámetro mínimo 25.4 mm y se alojan en barrenos no menores de 50.8 mm de diámetro. El espacio entre el ancla y la pared del barreno se rellena con mortero de cemento y aditivos expansores para garantizar la adherencia. En todo caso se siguen las recomendaciones del estudio geotécnico, en especial de la mecánica de rocas.

El objetivo del diseño es proporcionar las dimensiones de la zapata para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación, teniendo como límite: los esfuerzos admisibles de la roca; tanto a compresión como a tensión, así como la resistencia al esfuerzo cortante de las anclas de fricción, la estabilidad de la cimentación y las resistencias admisibles de los materiales de construcción (concreto, acero de refuerzo y anclas de fricción).

El diseño estructural se hace por el método de resistencia última. Aplicando un factor de 1.1 a los elementos mecánicos factorizados obtenidos del análisis de la superestructura. En cuanto a la resistencia de los materiales, se emplea concreto con $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

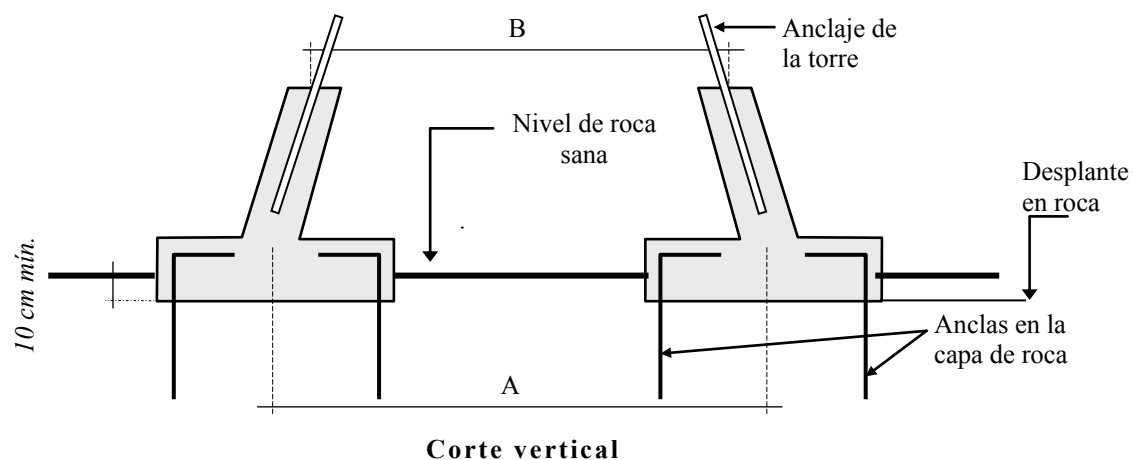


Figura 2.7 Cimentación con zapatas ancladas



2.2.4 Pilonos de concreto

Este tipo de cimentación consiste en una estructura de concreto reforzado ancladas en roca a una profundidad de desplante no menor de 10 cm a partir del nivel de roca sana, tiene forma de pirámide truncada y dimensiones en su base reducidas en comparación con las zapatas, (Figura 2.8). La altura mínima es de 1.00 m y depende de la longitud de los ángulos de anclaje (Stub) o de las anclas dentro del pilón; ya que debe proporcionarse la longitud de desarrollo necesario para garantizar la adherencia al concreto, y así dar la capacidad para resistir la fuerza de tensión transmitida por el stub. Al igual que en las zapatas ancladas, se emplean en terrenos rocosos con capacidad de carga igual o mayor a 30 t/m². Así mismo, los esfuerzos de tensión originados por el efecto de arrancamiento y volteo, se toman mediante las anclas fricción de varilla corrugada que proviene del pilón, éstas se fijan al estrato rocoso mediante barrenos no menores de 50.8 mm de diámetro e inyectados con mortero de cemento y aditivos expansores que garanticen la adherencia a la roca; al igual que en el concreto, debe determinarse la longitud necesaria de anclaje.

En cuanto a la resistencia de los materiales, se recomienda concreto con $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El objetivo es proporcionar las dimensiones del pilón para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación, teniendo como límite: la presión admisible de la roca, así como la resistencia al esfuerzo cortante y la tensión admisible de las anclas de fricción, la estabilidad de la cimentación y las resistencias admisibles de los materiales de construcción.

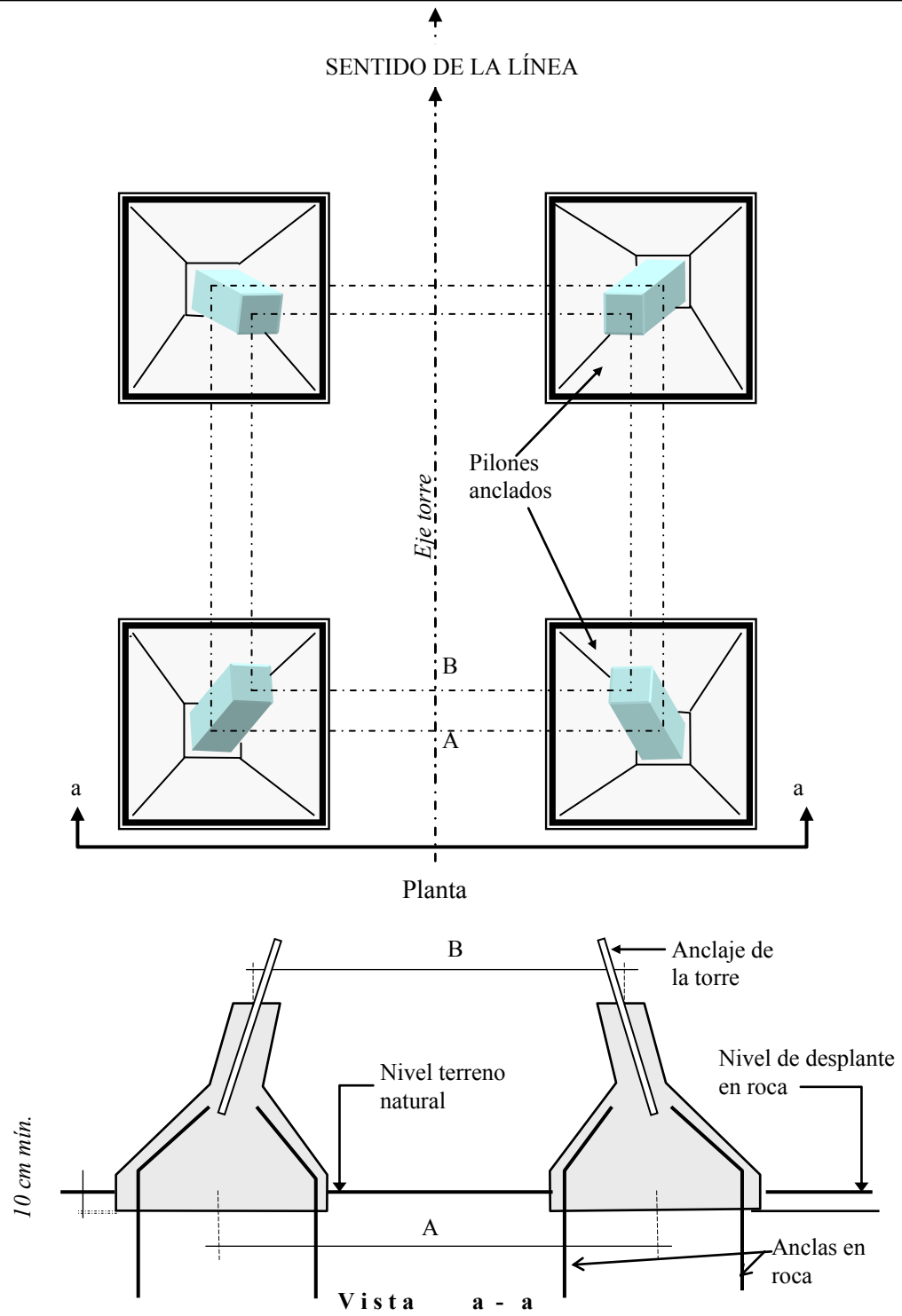


Figura 2.8 Cimentación con pilones anclados

CAPÍTULO 3

DISEÑO DE ANCLAJE A LA CIMENTACIÓN DE CONCRETO (STUB)



3.1 DEFINICIÓN

El anclaje o stub es el elemento estructural de enlace entre la extensión de una torre y la cimentación de concreto, generalmente se utilizan ángulos de acero estructural cuya función es transmitir a dicha cimentación las reacciones de la torre. Su tamaño generalmente es igual al de la pata o esquinero y colineal con éste, además se conectan en cada una de sus alas, otros elementos denominados ángulos conectores AC o uñas (Figura 3.1), de tal manera, que actúen fuerzas axiales de tensión o compresión que recibe de la torre. Las fuerzas cortantes se transmiten mediante el apoyo lateral de las alas del stub contra el dado de concreto.

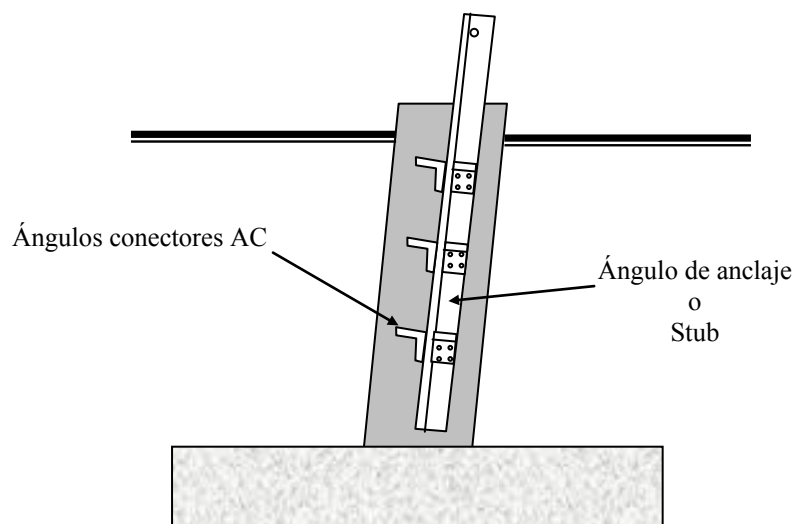


Figura 3.1. Anclaje a la cimentación



3.1.1 SIMBOLOGÍA

Las variables indicadas se utilizan en el desarrollo de las diferentes expresiones que se aplican en el análisis y diseño de los elementos que componen el anclaje y cimentación de una torre de transmisión:

C, V_{cx}, V_{cz}	= Componentes de reacción para la compresión máxima en un apoyo de la torre
T, V_{xt}, V_{tz}	= Componentes de reacción para la tensión máxima en un apoyo de la torre
C_s, V_c	= Elementos mecánicos de diseño del stub; compresión y cortante simultáneas
T_s, V_t	= Elementos mecánicos de diseño del stub; tensión y cortante simultáneas
AB, AC	= Ancho de la base y ancho de cintura del cuerpo piramidal de la torre
HP	= Altura del cuerpo piramidal de la torre
n	= Número necesario de tornillos para resistir C_s
R_v	= Resistencia a cortante de un tornillo para ángulos conectores
A_T, A_n	= Área total y área neta del Stub
n_a	= Número de tornillos por línea en cada ala del Stub
F_y	= Esfuerzo mínimo de fluencia del Stub o ángulos conectores
f'_c	= Resistencia a compresión del concreto en el dado de la cimentación
F_a	= Esfuerzo último de aplastamiento del concreto
d	= Diámetro de los tornillos en los ángulos conectores
t	= Espesor de los ángulos conectores
A_1	= Área de aplastamiento entre ángulo conector y concreto
A_2	= Área del dado de concreto
V_n	= Resistencia a cortante en la sección crítica de ángulos conectores
C_{ac}	= Capacidad de un ángulo conector
n_c	= Número de tornillos en un ángulo conector
R_a	= Resistencia al aplastamiento del concreto
R_{ac}	= Resistencia a cortante de un ángulo conector AC
R_{vt}	= Resistencia a cortante de n_c tornillos en un ángulo conector AC
R_{aa}	= Resistencia al aplastamiento de un ángulo conector AC con n_c tornillos



F_u	=	Esfuerzo último a tensión del acero
n_{ac}	=	Cantidad mínima necesaria de ángulos conectores AC
L_s	=	Longitud mínima del Stub
L_d	=	Longitud de desarrollo a tensión del refuerzo principal del dado de concreto
p	=	Proyección del cono de falla a tensión del dado de concreto
d_b	=	Diámetro mínimo del refuerzo principal del dado de concreto
A_b	=	Área de una varilla de diámetro d_b

3.2 REACCIONES MÁXIMAS

Del análisis de la torre, para cada una de las combinaciones de carga factorizadas y para la combinación más crítica de extensiones, se eligen las componentes de reacción con la compresión y tensión máximas es decir:

$$[Rc] = [C \quad Vcx \quad Vcz], \quad [Rt] = [T \quad Vtx \quad Vtz]$$

Las direcciones de estas componentes de reacción corresponden a las de un sistema tri-ortogonal de referencia elegido en el programa de análisis (Figura 3.2).

Las componentes $[Rc]$ y $[Rt]$ no tienen la misma dirección del stub pero difieren poco de ella.

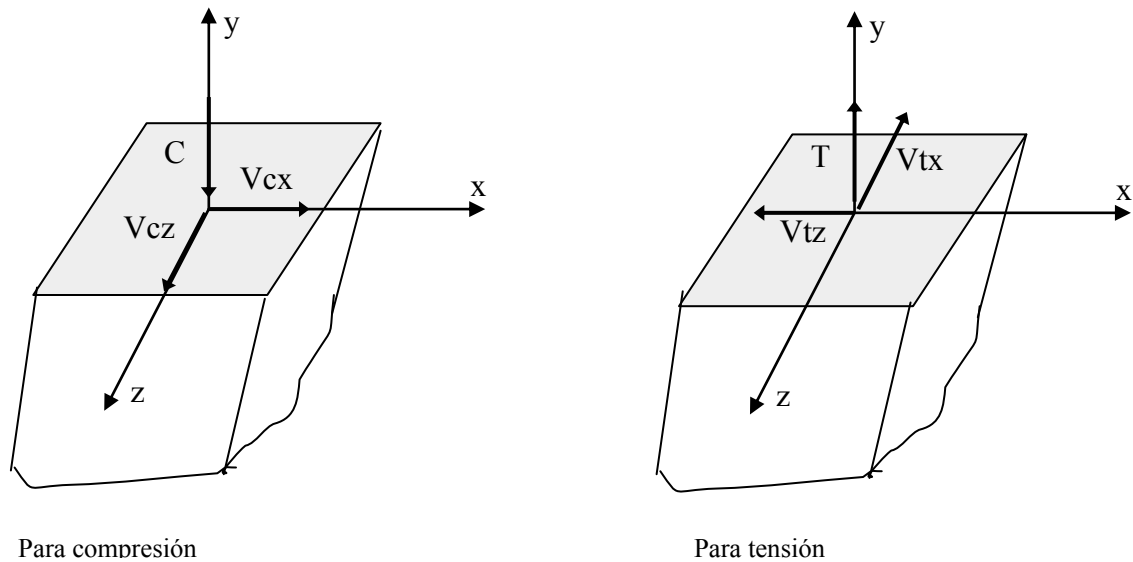


Figura 3.2 Reacciones Máximas

3.3 ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO

Al diseñar el stub es necesario descomponer $[Rc]$ y $[Rt]$ en dos componentes (Figura 3.3).

$$[Rc] = [Cs, Vc] \quad [Rt] = [Ts, Vt]$$

En donde, Cs y Ts son colineales con la dirección del stub, y Vc, Vt perpendiculares a ésta, puede verse que el stub en estas condiciones estará sometido a la acción simultánea de compresión (o tensión) y cortante, las cuales constituyen los elementos mecánicos de diseño.

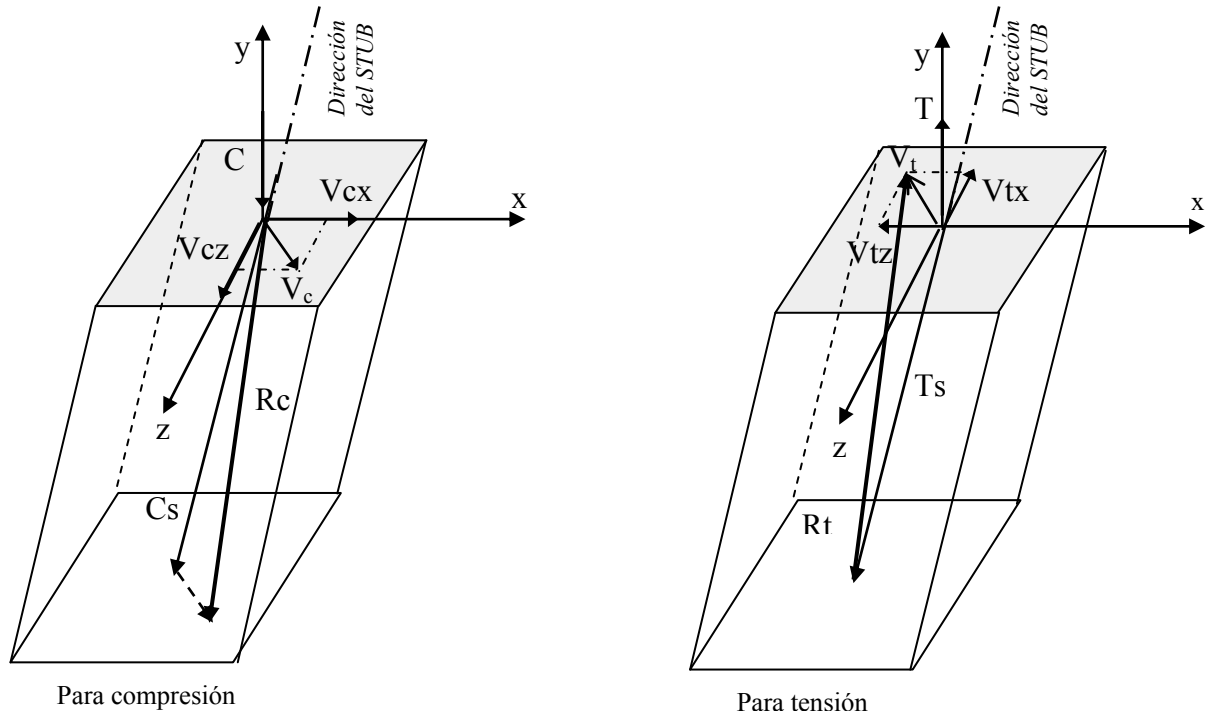


Figura 3.3 Componentes de Diseño

3.3.1 Componentes de diseño para compresión

Vectorialmente la resultante $[R_c]$ de las tres componentes de reacción a compresión C , V_{cx} , V_{cz} , como acción sobre el stub, será:

$$\vec{R}_c = i V_{cx} + j C + k V_{cz}, \quad |R_c| = \sqrt{C^2 + V_{cx}^2 + V_{cz}^2}$$

El vector unitario colineal con el stub y en el mismo sentido que R_c (ver Figura 3.4), es:

$$\vec{U} = i \cos \alpha + j \cos \beta + k \cos \gamma,$$

y como

$$OP = \sqrt{HP^2 + d^2}; \quad d = \frac{\sqrt{2}}{2}(AC - AC); \quad OP_x = OP_z = \frac{d}{\sqrt{2}}$$

entonces

$$\cos \alpha = \cos \beta = \frac{OP_x}{OP}; \quad \cos \gamma = \cos(90^\circ - \alpha); \quad \alpha = \tan^{-1}(HP/d)$$

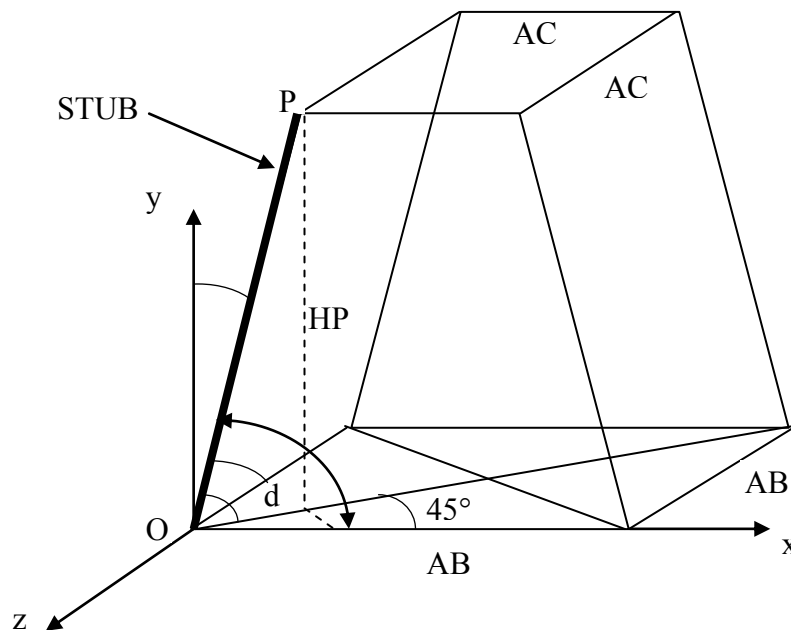


Figura 3.4 Esquema vectorial del stub



La proyección de Rc sobre U será igual a la componente axial de compresión sobre el stub, es decir:

$$Cs = \overline{Rc} \cdot \vec{U} \quad (\text{Producto escalar}) = Vcx \cos \alpha + C \cos \alpha + Vcz \cos \alpha$$

y la componente Vc perpendicular a U será la fuerza cortante en el stub:

$$Vc = \sqrt{Rc^2 - Cs^2}$$

3.3.2 Componentes de diseño para tensión

Análogamente al desarrollo del inciso 3.3.1 para el caso de tensión se tiene:

$$\overline{Rt} = i Vtx + j T + k Vtz, \quad |Rt| = \sqrt{T^2 + Vtx^2 + Vtz^2}$$

$$\vec{U} = i \cos \alpha + j \cos \alpha + k \cos \alpha,$$

$$Ts = \overline{Rt} \cdot \vec{U} \quad (\text{Producto escalar}) = Vtx \cos \alpha + T \cos \alpha + Vtz \cos \alpha,$$

Por lo que la fuerza cortante perpendicular a U debido a la tensión ejercida es:

$$Vt = \sqrt{Rt^2 - Ts^2}$$

3.4 ANÁLISIS DEL STUB

Las componentes de diseño $[Cs, Vs]$ y $[Ts, Vt]$ pueden obtenerse con algún programa de computadora para el análisis de estructuras (Figura 3.5):

- El stub se modela como una columna en volado empotrada en el nudo 1.
- Las componentes de reacción $[C, Vcx, Vcz]$ y $[T, Vtx, Vtz]$ se aplicarán, en el nudo 2 según las direcciones x, y, z.

- c) Para orientar el stub en su posición correcta, se proporcionan las coordenadas de un punto de referencia arbitrario localizado en el plano $x_p y_p$ del stub pero fuera de su eje x_p particular. A partir de la posición del punto de referencia, en el análisis se determina la orientación del plano xy del miembro.
- d) Las coordenadas del nudo 2 (localizado en el eje x_p del stub) se escogen arbitrariamente, por ejemplo $(5, 100, 5)$; con el fin de evitar una longitud muy grande que dé lugar a inestabilidad. A partir de esas coordenadas se calculan las del nudo 1 (Figura 3.5).
- e) Los momentos flexionantes obtenidos en el nudo 2 se ignorarán.

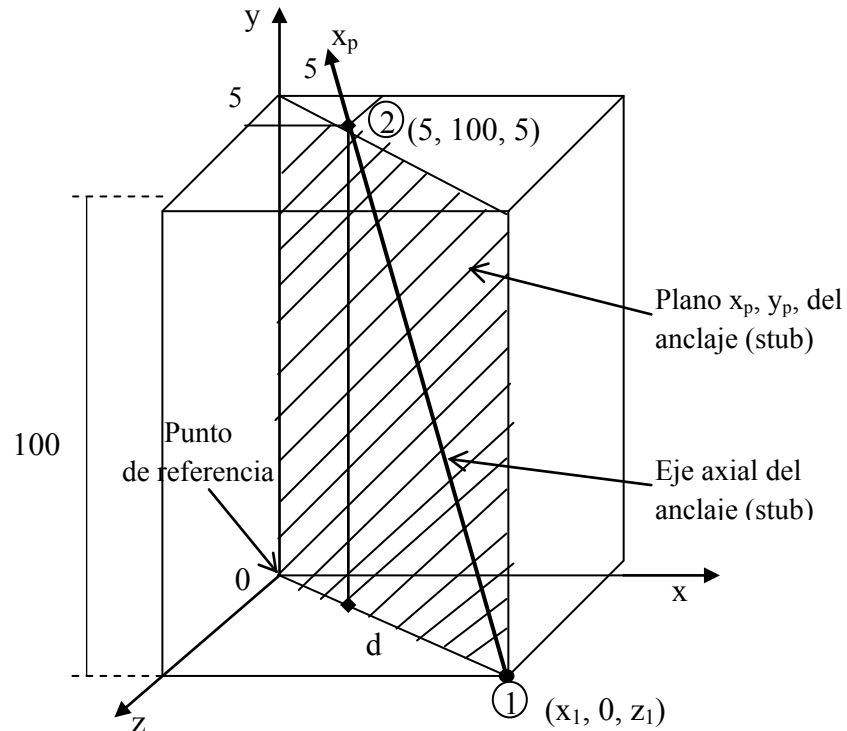
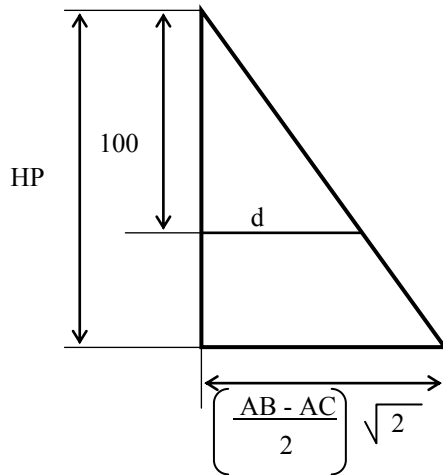


Figura 3.5 Esquema de Análisis para el Anclaje (Stub)



Por semejanza de triángulos, (ver Figura 3.6):

(Coordenadas en cm.).

$$\frac{d}{100} = \frac{\left(\frac{AB - AC}{2}\right) \sqrt{2}}{HP}$$

$$d = \left(\frac{AB - AC}{2 HP}\right) \sqrt{2} * 100$$

$$x_1 = z_1 = \frac{d}{\sqrt{2}} + 5$$

$$x_1 = z_1 = \left(\frac{AB - AC}{2 HP}\right) 100 + 5$$

Figura 3.6 Esquema Geométrico

3.5 DISEÑO DEL STUB

Los procedimientos de análisis y diseño de los anclajes a la cimentación para torres de transmisión, son los propuestos por American Society of Civil Engineers (*ASCE 10, 1997*) en donde se especifica que, el área neta del stub debe revisarse para la combinación de compresión y cortante ó tensión y cortante más críticas.

3.5.1 Procedimiento

- a) Sección propuesta: la misma de la extensión.
- b) Diámetro propuesto de tornillos para ángulos conectores: t
- c) Número de ángulos conectores para resistir C_s : $n = C_s / C_{ac}$
- d) Número de tornillos por línea en cada ala del stub: n_a
- e) Área neta:

$$A_n = A_T - 2n_a \quad \text{Si están alineados por pares los ángulos conectores.}$$

$$A_n = A_T - n_a \quad \text{Si están desfasados los ángulos conectores.}$$



f) Revisión del área neta por compresión y por tensión: (considerando $F.C. = 1.1$)

$$A \text{ compresión: } An = \frac{1.1 Cs}{Fy} + \frac{1.1 Vc}{0.75 Fy}$$

De acuerdo a (ASCE 10 –1997)

$$A \text{ tensión: } An = \frac{1.1 Ts}{Fy} + \frac{1.1 Vt}{0.75 Fy}$$

3.5.2 Porcentaje de resistencia de stubs

Esta normalización se hará para resistencia a compresión C_r que correspondan a cierto porcentaje de la resistencia máxima a compresión en la extensión (y también en el stub) tratando de que dicho porcentaje de resistencia corresponda a su vez a una relación de esbeltez adecuada.

Como la estructura de anclaje está sometida a fuerzas de compresión, es imprescindible hacer revisiones por efectos de esbeltez originados por los esfuerzos críticos de pandeo inelástico, es decir, $KL/r = C_c$ se tiene, AISC, (1999):

$$F_a = \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y = \alpha F_y$$

$$KL/r = C_c \sqrt{2(1 - \alpha)} = \pi \sqrt{2E/F_y} \sqrt{2(1 - \alpha)}$$

$$KL/r = 2\pi \sqrt{E/F_y} \sqrt{(1 - \alpha)}$$

$$KL/r = 8972 \sqrt{(1 - \alpha)/F_y}$$

$$C_c = \pi \sqrt{2E/F_y}$$

Con las expresiones anteriores es posible calcular las relaciones de esbeltez correspondientes a los diferentes tipos de acero aplicables en torres, y con éstas, las longitudes de pandeo más usuales en torres para diferentes tamaños de ángulos.



3.5.3 Longitud mínima del STUB.

El stub debe transmitir al refuerzo principal del dado de concreto, una tensión T_s o una parte de la compresión C_s , siendo esta transmisión de fuerzas similar a la existente en el traslape de varillas corrugadas a tensión o compresión. De esta manera, la longitud mínima del stub L_s , se determina en función de la longitud de desarrollo a tensión L_d del refuerzo principal del dado de concreto, la cual es mayor a la compresión (Figura.3.7).

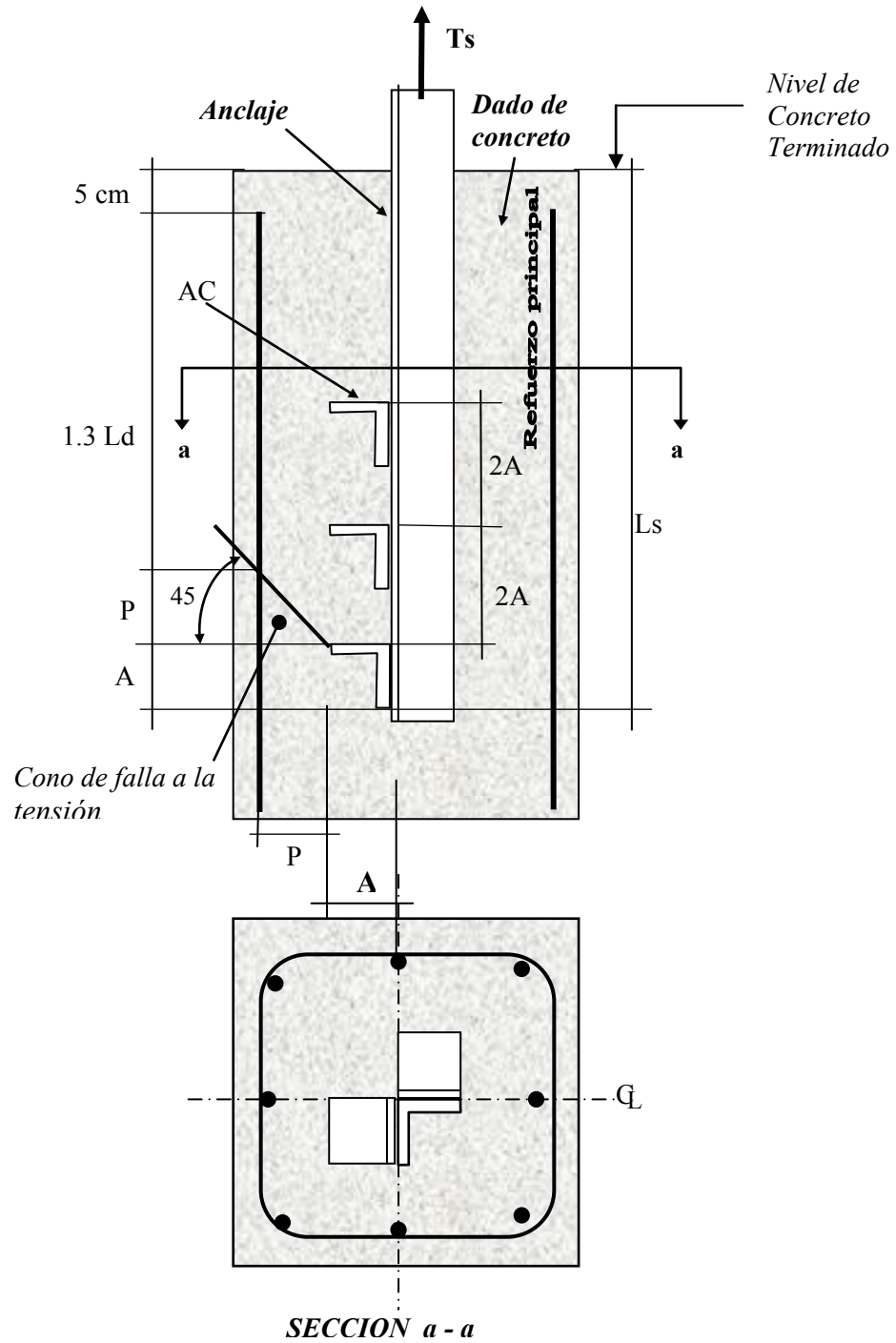


Figura 3.7 Longitud mínima del stub

3.6 DISEÑO DE ÁNGULOS CONECTORES (AC)

Los procedimientos de análisis y diseño de los ángulos conectores para torres de transmisión, son los propuestos por ASCE 52 (1990) y ASCE 10 (1997), en donde se especifica que el área neta del stub debe revisarse para la combinación de compresión y cortante ó tensión y cortante más críticas.

La carga de tensión T_s y de compresión C_s en el stub es transferida al conector por los ángulos conectores AC, los cuales constituyen un anclaje mecánico y se diseñan analizando sus posibles modos de falla como se indica a continuación.

3.6.1 Por aplastamiento en el concreto

Suponiendo que la variación de presiones sobre el concreto es la mostrada en la Figura 3.8a y 3.8b, el momento flexionante en la sección crítica del ángulo conector AC, es:

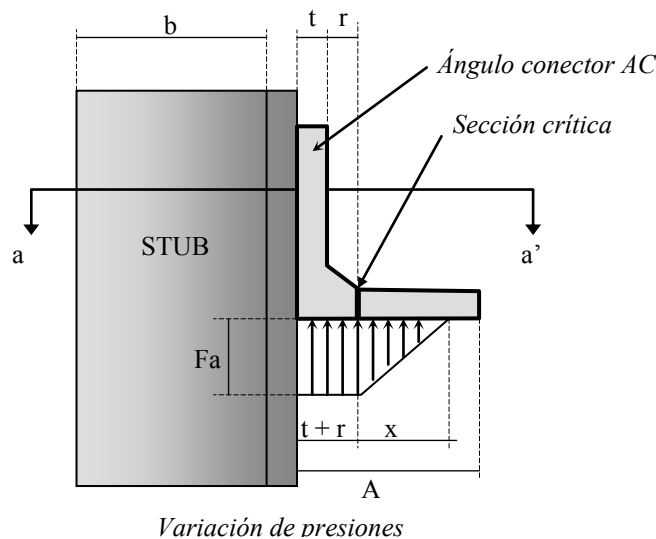


Figura 3.8.a Variación de Presiones

$$M_f = \frac{bx}{2} Fa \frac{x}{3} = \frac{bx^2}{6} Fa$$

Donde, $Fa = \phi 0.85 f'c \sqrt{A_2/A_1}$

$\phi = 0.7$ Factor de reducción.

A_1 Área de aplastamiento.

A_2 Área del dado.

Como $\sqrt{A_2/A_1} > 2$, resulta

$$Fa = 0.7 (0.85 f'c 2) = 1.19 f'c$$

sustituyendo:

$$M_f = (1.19 f'c) \frac{bx^2}{6}$$

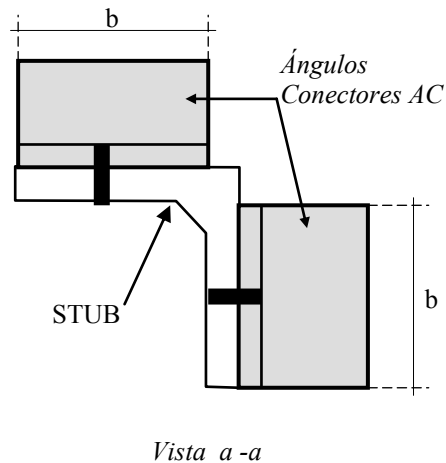


Figura 3.8.b Variación de Presiones

Además el momento resistente a flexión del ala del AC en la sección crítica es:

$$Mr = S Fy = \frac{bt^2}{6} Fy$$

y como necesariamente $Mr \geq Mf$

$$\frac{bx^2}{6} 1.19f'c = \frac{bt^2}{6} Fy$$

donde,

$$x = t \left[\frac{Fy}{1.19f'c} \right]^{1/2}$$

debe cumplirse, $t + r + x \leq A$

De lo anterior se tiene que la resistencia al aplastamiento es:

$$R_a = [b(t + r) + bx/2] 1.19 f'c = 1.19 f'c b(t + r + x/2)$$

Conforme a (ASCE 10-97)

3.6.2 Por cortante directo en la sección crítica del AC

El análisis se efectúa aplicando los lineamientos establecidos por las normas AISC (1999), en las cuales se revisa la sección crítica del ángulo conector según la distribución de esfuerzos indicado en la Figura 3.8a. Así, entonces la fuerza cortante es:

$$R_{ac} = \phi v (0.6 Fy Av) = 0.9 (0.6 Fy b t) = 0.54 b t Fy$$



3.6.3 Por cortante y aplastamiento en tornillos de conexión

Dado que la fijación de los ángulos conectores AC al STUB es mediante tornillos o pernos, es necesario determinar la cantidad necesaria de ellos para transmitir los elementos mecánicos del anclaje hacia el dado de concreto, para tal efecto se recurre a las recomendaciones del AISC (1999).

$$R_{vt} = \text{Resistencia a cortante de } n_c \text{ tornillos en un AC} = n_c R_v$$

$$R_{aa} = \text{Resistencia al aplastamiento de un ángulo conector AC con } n_c \text{ tornillos} = n_c 1.8 d t F_u$$

3.6.4 Cantidad necesaria de Ángulos Conectores AC

Una vez determinada la resistencia de los conectores previamente dimensionados, se obtiene el número de estos para absorber los esfuerzos que le son transferidos por el STUB:

$$n_{ac} = 1.1 C_s / C_{ac}$$

En donde C_{ac} es el menor de $R_a, R_{ac}, R_{vt}, R_{aa}$.

Con el fin de tener el mínimo número de AC debe procederse por iteraciones, en las cuales se modifican las dimensiones tanto del STUB como del ángulo conector AC hasta lograr con ello la longitud más corta del STUB. Por otro lado ASCE 52 (1990), recomienda que la mínima distancia vertical entre cada AC sea de $2A$.

El análisis del stub para obtener los elementos mecánicos de diseño se realiza mediante el programa de computadora para el análisis de estructuras, como el STAAD - STructural Analysis And Design de Research Engineers Inc. Con los elementos mecánicos, se diseña el ángulo de anclaje o stub, los ángulos conectores AC y tornillos.

Se presenta el ejemplo del análisis y diseño del anclaje a la cimentación de concreto, es decir, del stub, para una torre autosoportada tipo vertical, en suspensión de 400 kV, doble circuito, con 3 conductores por fase, denominada EA4A23C (JF), con un uso de $0^\circ / 450 \text{ m} / 550 \text{ m}$.

Una vez realizado el análisis y diseño del stub, se elaboran los planos correspondientes para su fabricación. También se presentan una serie de fotografías donde se puede apreciar el material en el almacén y el proceso constructivo de la colocación y nivelación del stub.



3.7 EJEMPLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE STUB

DISEÑO DEL ANCLAJE A LA CIMENTACION DE CONCRETO (STUB)

PROYECTO : EJEMPLO NUMERICO

DESCRIPCION : LINEA DE TRANSMISION DE 400 KV, DOBLE CIRCUITO, 3C/F

TORRE : EA4A23C

CODIGO : JF

USO : 0°/450/550 m

NIVEL: +15

EXTENSION : +5

1.- DISEÑO DEL ANGULO DE ANCLAJE (STUB)

ANSI/ASCE 10-90 (9.4-1) PAG. 20

Aa : Área total o neta del ángulo de anclaje (STUB) requerida

P : Compresión o Tensión actuante sobre el stub

V : Fuerza cortante paralela al plano de intersección

Fy : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado en el stub

1.1: Factor de Carga de acuerdo a Especificacion J-1000-50 C.F.E.

Elementos Mecánicos de Diseño

C	99.34 ton	VT	5.38 ton	VL	4.22 ton	VR	6.84 ton
T	75.26 ton	VT	1.52 ton	VL	1.12 ton	VR	1.89 ton

Fy = 3516 kg/cm²

Apoyo a Compresión

Aa = 30.85 cm² n = 89%

Apoyo a Tensión

Tornillos = 3 Diámetro = 1.59 cm Espesor = 1.59 cm

An = 22.12 cm² (Área neta según ASCE)

Aa = 30.44 cm² n = 87%

Sección Requerida = 30.85 cm²



DISEÑO DEL ANCLAJE A LA CIMENTACION DE CONCRETO (STUB)

PROYECTO : EJEMPLO NUMERICO
 DESCRIPCION : LINEA DE TRANSMISION DE 400 KV, DOBLE CIRCUITO, 3C/F
 TORRE : EA4A23C CODIGO : JF
 USO : 0°/450/550 m
 NIVEL: +15
 EXTENSION : +5

2.- DISEÑO DE LOS CONECTORES A CORTANTE (CLEATS)

Elementos Mecánicos de Diseño (en ton)

C	99,34	VT	5,38	VL	4,22	VR	6,838
T	75,26	VT	1,52	VL	1,12	VR	1,888

Constantes de diseño

CONCRETO	f'c =	200	kg/cm ²		
ACERO DEL CLEAT	Fy =	3516	kg/cm ²	Fu =	4570 kg/cm ²
LONGITUD DEL CLEAT	b =	14,5	cm		

ANSI/ASCE 10-90 (9.6 - 2) pág. 22

- P : Capacidad a cortante del cleat
- x : Posición del eje neutro
- f'c : Resistencia a la compresión del concreto
- b : Longitud del cleat
- t : Espesor del cleat
- r : Radio del filete
- w : Tamaño del ala del cleat
- Fy : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del cleat

2.1-POR APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO

S_{min}=2w

CAPACIDAD DEL CONECTOR A CORTANTE								
PERFIL ANGULO	W (kg/m)	w (mm)	t (mm)	r (mm)	lim sup (mm)	x (mm)	P (ton)	S _{min} (mm)
90 X 90 X 6	8,31	90,0	6,0	11	73,0	23,1	9,850	180
90 X 90 X 8	10,90	90,0	8,0	11	71,0	30,7	11,860	180
100 X 100 X 8	12,20	100,0	8,0	12	80,0	30,7	12,210	200
100 X 100 X 10	15,00	100,0	10,0	12	78,0	38,4	14,220	200
100 X 100 X 12	17,80	100,0	12,0	12	76,0	46,1	16,240	200
120 X 120 X 8	14,70	120,0	8,0	13	99,0	30,7	12,550	240
120 X 120 X 10	18,20	120,0	10,0	13	97,0	38,4	14,570	240
120 X 120 X 12	21,60	120,0	12,0	13	95,0	46,1	16,590	240
120 X 120 X 13	23,30	120,0	13,0	13	94,0	50,0	17,590	240
150 X 150 X 12	27,30	150,0	12,0	16	122,0	46,1	17,620	300
150 X 150 X 14	31,60	150,0	14,0	16	120,0	53,8	19,640	300
150 X 150 X 16	35,90	150,0	16,0	16	118,0	61,5	21,650	300
150 X 150 X 18	40,10	150,0	18,0	16	116,0	69,2	23,670	300
150 X 150 X 12	27,30	150,0	12,0	16	122,0	46,1	17,620	300



PERFIL ANGULO	No. DE CONECTORES		EFICIENCIA %	Wt (kg)
	Requeridos	Propuestos		
90 X 90 X 6	10,1	10	101%	12,0
90 X 90 X 8	8,4	10	84%	15,8
100 X 100 X 8	8,1	8	102%	14,2
100 X 100 X 10	7,0	8	87%	17,4
100 X 100 X 12	6,1	8	76%	20,6
120 X 120 X 8	7,9	8	99%	17,1
120 X 120 X 10	6,8	8	85%	21,1
120 X 120 X 12	6,0	6	100%	18,8
120 X 120 X 13	5,6	6	94%	20,3
150 X 150 X 12	5,6	6	94%	23,8
150 X 150 X 14	5,1	6	84%	27,5
150 X 150 X 16	4,6	6	76%	31,2
150 X 150 X 18	4,2	6	70%	34,9
150 X 150 X 12	5,6	6	94%	23,8

SECCION PROPUESTA = **150 X 150 X 12**

Asp = **34,8** cm²



DISEÑO DEL ANCLAJE A LA CIMENTACION DE CONCRETO (STUB)

PROYECTO : EJEMPLO NUMERICO

DESCRIPCION : LINEA DE TRANSMISION DE 400 KV, DOBLE CIRCUITO, 3C/F

TORRE : EA4A23C

CODIGO : JF

USO : 0°/450/550 m

NIVEL: +15

EXTENSION : +5

2.- DISEÑO DE LOS CONECTORES A CORTANTE (CLEATS)

continuación

2.2.-CORTANTE DIRECTO EN EL ALA DEL CONECTOR METODO DE DISEÑO LRFD DEL AISC pág. 6-56

RESISTENCIA AL CORTANTE: $V_n = 0.9(0.6 \times F_y \times A_v)$ (F2.1) DONDE : $A_v = b \times t$

PERFIL ANGULO	W (kg/m)	b (cm)	t (cm)	Vn (ton)	No. DE CONECTORES		EFICIENCIA %
					REQUERIDOS	PROPUESTOS	
90 X 90 X 6	8,31	14,50	0,60	16,518	6,0	8,0	75%
90 X 90 X 8	10,90	14,50	0,80	22,024	4,5	6,0	75%
100 X 100 X 8	12,20	14,50	0,80	22,024	4,5	6,0	75%
100 X 100 X 10	15,00	14,50	1,00	27,530	3,6	4,0	90%
100 X 100 X 12	17,80	14,50	1,20	33,036	3,0	4,0	75%
120 X 120 X 8	14,70	14,50	0,80	22,024	4,5	6,0	75%
120 X 120 X 10	18,20	14,50	1,00	27,530	3,6	4,0	90%
120 X 120 X 12	21,60	14,50	1,20	33,036	3,0	4,0	75%
120 X 120 X 13	23,30	14,50	1,30	35,789	2,8	4,0	69%
150 X 150 X 12	27,30	14,50	1,20	33,036	3,0	4,0	75%
150 X 150 X 14	31,60	14,50	1,40	38,542	2,6	4,0	64%
150 X 150 X 16	35,90	14,50	1,60	44,048	2,3	4,0	56%
150 X 150 X 18	40,10	14,50	1,80	49,555	2,0	4,0	50%
150 X 150 X 12	27,30	14,50	1,2	33,036	3,0	4,0	75%

2.3.- POR APLASTAMIENTO Y CORTANTE EN LOS TORNILLOS DE CONEXIÓN

2.3.1 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO: $R_n = 0.75 \times (2.4 \times d \times t \times F_u)$ (J3-1a) PAG. 6-85
(LOAD RESISTENCE FACTOR DESIGN) AISC

DIAMETRO TORNILLO (EN PULGADAS)	ESPESOR DE PLACA (EN cm)						
	0,50	0,60	0,70	0,80	1,00	1,20	1,30
1/2	13,300	15,900	18,600	21,200	26,500	31,800	34,500
# DE TORNILLOS	7,5	6,2	5,3	4,7	3,7	3,1	2,9
5/8	16,600	19,900	23,200	26,500	33,200	39,800	43,100
# DE TORNILLOS	6,0	5,0	4,3	3,7	3,0	2,5	2,3
3/4	19,900	23,900	27,900	31,800	39,800	47,800	51,700
# DE TORNILLOS	5,0	4,2	3,6	3,1	2,5	2,1	1,9
7/8	23,200	27,900	32,500	37,100	46,400	55,700	60,400
# DE TORNILLOS	4,3	3,6	3,1	2,7	2,1	1,8	1,6



2.3.2 RESISTENCIA AL CORTANTE

$$F_{cortante} = 0.9 * F_y * A_{total}$$

DIAMETRO TORNILLO (EN PULGADAS)	CORTANTE CS (ton)
1/2	3.678
# DE TORNILLOS	27.0
5/8	5.747
# DE TORNILLOS	17.3
3/4	8.275
# DE TORNILLOS	12.0
7/8	11.264
# DE TORNILLOS	8.8

Donde: $F_y = 0.62 F_u$ (ASCE)

$F_u = 74000$ psi

$F_y = 0.62 * 74000 = 45880$ psi

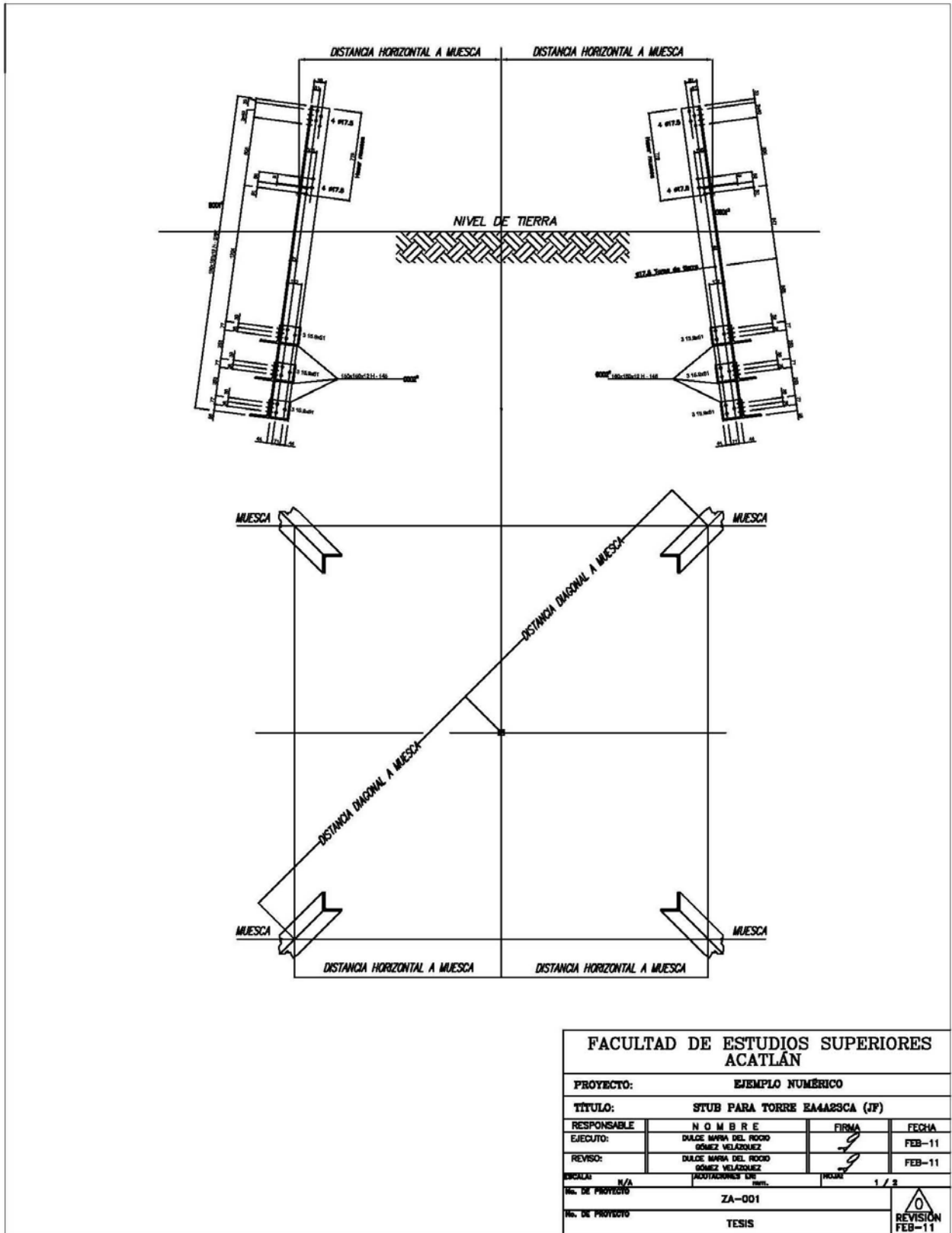
$F_y = 45880 * 0.07031 = 3226$ kg/cm²

eficiencia %

69.94%

RIGE RESISTENCIA A CORTANTE EN TORNILLOS DE CONEXIÓN POR LO TANTO USAR :

6 CLEATS DF 150 x 150 x 12 CON 3 TORNILLOS C/U DE 5/8 " A CORTANTE SIMPLE
PESO = 24.60 KG.





DISTANCIA A MUESCAS									
NIVEL	EXT.-2	EXT.-1	EXT.±0	EXT.-1	EXT.+2	EXT.+3	EXT.+4	EXT.+5	EXT.+6
HORIZONTAL -10	3758	3898	4033	4171	4309	4447	4585	4723	4860
DIAGONAL	5314	5510	5704	5899	6094	6289	6484	5679	6873
HORIZONTAL -5	4447	4585	4723	4860	4998	5136	5274	5412	5550
DIAGONAL	6289	6484	6679	6873	7068	7263	7459	7554	7849
HORIZONTAL ±0	5136	5274	5412	5550	5687	5825	5963	6101	6239
DIAGONAL	7263	7459	7654	7849	8043	8238	8433	8268	8823
HORIZONTAL +5	5825	5963	6101	6239	6378	6514	6652	6790	6928
DIAGONAL	8238	8433	8268	8823	9017	9212	9407	9802	9798
HORIZONTAL +10	6514	6552	6790	6928	7066	7203	7341	7479	7617
DIAGONAL	9212	9407	9602	9798	9993	10186	10382	10577	10772
HORIZONTAL +15	7203	7341	7479	7617	7775	7892	8030	8168	8308
DIAGONAL	10186	10382	10577	10772	10996	11161	11356	11551	11746

NOTAS :

- 1- EL ACERO ESTRUCTURAL SERÁ:
 H = ASTM A572 - GR50 (fy= 3515 kg/cm2)
 NO INDICADO SERÁ ASTM A-36 (fy= 2530 kg/cm2)
 TODAS LAS PLACAS DE CONEXIÓN SERÁN ASTM A-36 (fy= 2530 kg/cm2)
 EXCEPTO LAS INDICADAS.
- 2- LA TORNILLERÍA SERÁ EN ASTM A-394 TIPO 0.
 - PARA TORNILLO DE Ø12.7 mm, EL TALADRO SERÁ DE Ø14.3 mm.
 - PARA TORNILLO DE Ø15.9 mm, EL TALADRO SERÁ DE Ø17.5 mm.
 - LOS TORNILLOS SE ARMARÁN CON UNA TUERCA Y UNA ARANDELA DE PRESIÓN Y PALNUT SÓLO CUANDO SE INDICA.
 - LOS ESCALONES SE ARMARÁN CON DOS TUERCAS Y UNA ARANDELA DE PRESIÓN.
- 3- EL GALVANIZADO DEBERÁ CUMPLIR CON LAS NORMAS NMX J-151, ASTM A-123, ASTM A-143 Y ASTM E-376.
- 4- TODOS LOS ELEMENTOS DE LA TORRE, INCLUSO LOS QUE INTEGRAN LOS CIMIENTOS, SERÁN GALVANIZADOS POR EL MÉTODO DE INMERSIÓN EN CALIENTE (HOT DIPPING) DESPUÉS DE HABER SIDO CORTADOS Y TALADRADOS.
- 5- EL GALVANIZADO DE TORNILLOS, TUERCAS, CONTRA TUERCAS, ARANDELAS, ESCALONES Y ACCESORIOS DEBE EFECTUARSE POR INMERSIÓN EN CALIENTE, SEGÚN ESPECIFICACIÓN NMX J-151.
- 6- TODAS LAS PIEZAS DEBERÁN LLEVAR EN SU MARCA EL CÓDIGO "JF".

TORQUE PARA APRIETE DE LOS TORNILLOS		
DIÁMETRO	MÍNIMO (kg-m)	MÁXIMO (kg-m)
1/2"	3.5	5.5
5/8"	7.0	10.5
3/4"	12.0	19.0
7/8"	18.0	30.0

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO:		EJEMPLO NUMÉRICO	
TÍTULO: STUB PARA TORRE EAA23CA (JF)			
RESPONSABLE	N O M B R E	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
REVISOR:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
ESCALA:	N/A	ADAPTACIONES DE mm.	PROJ. 2 / 2
Nº. DE PROYECTO	ZA-001		
Nº. DE REVISIÓN	TESIS		
			REVISIÓN FEB-11

Anclaje o stub para cimentación de concreto



Fotografía 3.1 Ángulos conectores AC o Uñas

Recepción en el almacén



Fotografía 3.2 Stubs

Recepción de los stubs en el almacén.



Fotografía 3.3 Armado de stubs

Se colocan las uñas en el stub y está listo para colocarlo en la cimentación.



Fotografía 3.4 Nivelado de stub

Armado con las uñas el stub, se nivela en la cimentación de acuerdo a las tablas de distancias a muescas.

CAPÍTULO 4

ZAPATAS AISLADAS





4.1 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Existen dos aspectos que se deben cuidar en el análisis y diseño de la cimentación:

- Que la presión transmitida al suelo no rebase su resistencia al esfuerzo cortante para no provocar una falla de la estructura, y
- Que la presión transmitida no induzca deformaciones excesivas al suelo que se traduzcan en un mal funcionamiento de la estructura aunque no falle estructuralmente.

El primer aspecto considera tanto las cargas permanentes como las cargas variables y/o accidentales más desfavorables que actuarán en la estructura en cualquier instante de su vida útil y que rigen el diseño integral de la estructura, en tanto que el segundo aspecto considera sólo cargas permanentes debido a que las deformaciones más importantes de los suelos son función del tiempo.

En el caso de líneas de transmisión, las fallas más frecuentes se asocian con el primer aspecto, ello debido a que las cargas variables y accidentales que deben soportar las estructuras son muy altas en comparación a las cargas permanentes como son el peso propio, peso de cables, aisladores, etc.

Para garantizar que no se rebase la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de cimentación, se evalúa la capacidad de carga del terreno ante la aplicación de cargas compresivas.



Para el caso de líneas de transmisión, se toma como valor de análisis y diseño la capacidad de carga neta admisible (q_a) que desprecia la sobrecarga (D_t) y se encuentra afectada con un factor de seguridad de 3. Debido a que el análisis se realiza considerando tanto las cargas permanentes como las cargas dinámicas variables más desfavorables que pudieran presentarse, la q_a se incrementa en un 33% y al hacer la comparación entre ésta y los esfuerzos inducidos se acepta un factor de seguridad igual a 1.00

Para proceder al diseño de una zapata, es necesario definir algunas variables tanto geométricas como de fuerzas, las cuales se indican a continuación (Figura 4.1, 4.2).

Dimensiones propuestas: [m, t]

B = Ancho en la base de la zapata.

Z = Profundidad de desplante de la zapata.

Zo = Altura de dado sobre el nivel del terreno.

H = Peralte de la losa de la zapata.

D1 = Ancho del dado (sección cuadrada).

Datos:

AC = Ancho de cintura del cuerpo piramidal de la torre.

AB = Ancho de la base del cuerpo piramidal de la torre.

HP = Altura del cuerpo piramidal de la torre.

C = Compresión máxima.

T = Tensión máxima.

Vx = Cortantes máximos en dirección x para compresión y tensión.

Vy = Cortantes máximos en dirección y para compresión y tensión.

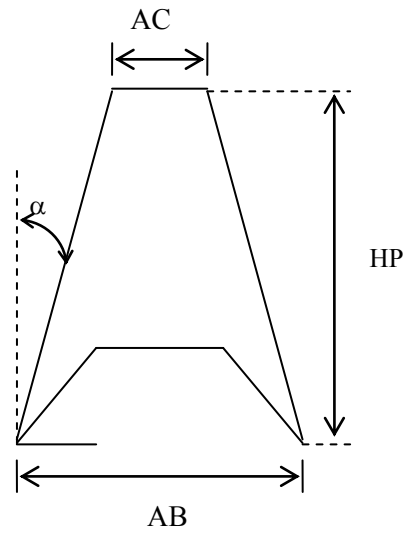


Figura 4.1. Geometría del Cuerpo Piramidal de la Torre

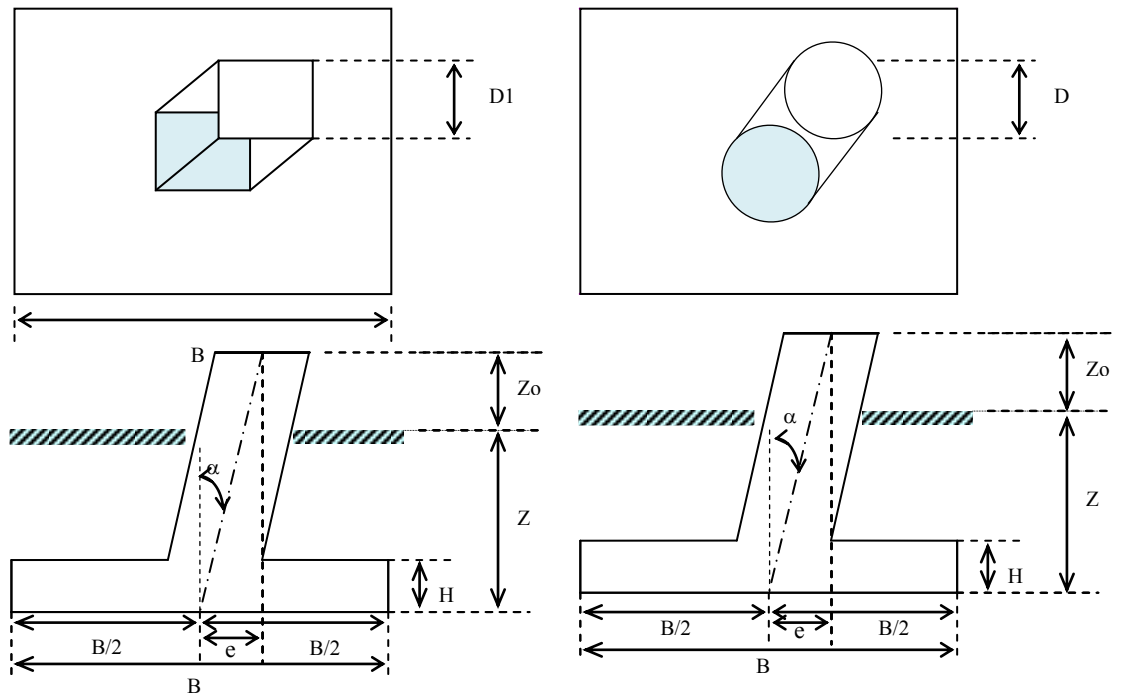


Figura 4.2. Geometría de la zapata y Elementos Mecánicos en la Base

Elementos mecánicos de diseño

Las acciones de la superestructura sobre la cimentación se obtienen del análisis estructural de la torre, mismas que ya incluyen los factores de carga correspondientes.

Reacciones de la torre:

- Para las acciones a **tensión**:

Carga axial	T
Cortante en "x"	V_{tx}
Cortante en "y"	V_{ty}

- Para las acciones a **compresión**:

Carga axial	C
Cortante en "x"	V_{cx}
Cortante en "y"	V_{cy}

La aplicación de cargas de C y T , y las fuerzas cortantes generan los siguientes momentos flexionantes que se aplicarán para calcular las presiones efectivas máximas (Figuras 4.3 y 4.4).

Para la acción simultánea de C , V_{cx} y V_{cy} :

$$M_{cx} = -C * e_y + V_{cy}(Z + Z_o)$$

$$M_{cy} = C * e_x - V_{cx}(Z + Z_o)$$

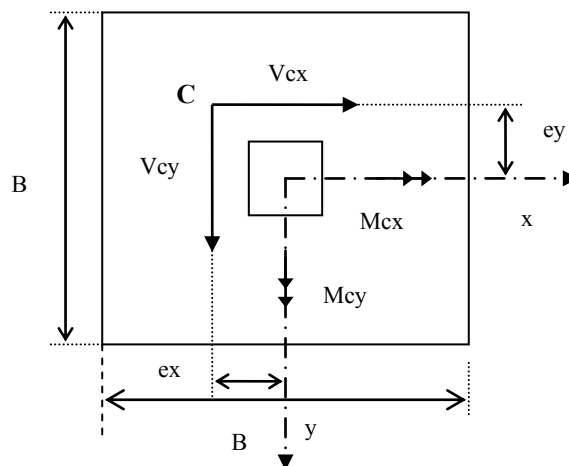


Figura 4.3 Momentos flexionantes por componentes a compresión

Para la acción simultánea de T , V_{tx} y V_{ty} :

$$M_{tx} = -T * e_y + V_{ty}(Z + Z_0)$$

$$M_{ty} = T * e_x - V_{tx}(Z + Z_0)$$

donde : $Z_0 = 30 \text{ cm}$.

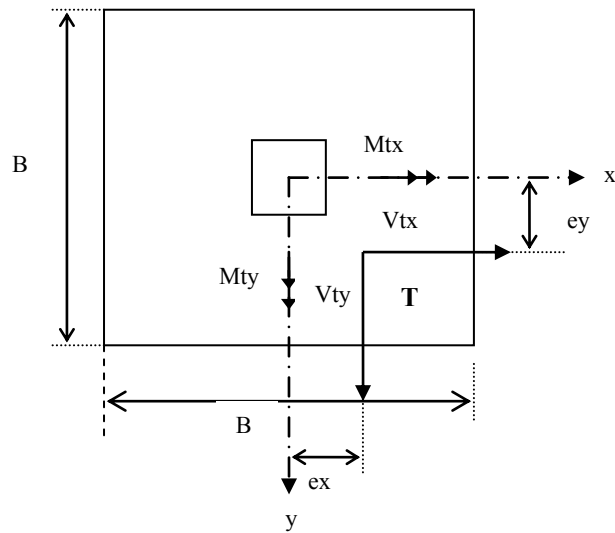


Figura 4.4 Momentos flexionantes por componentes a tensión



4.2 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD

En la revisión de la estabilidad se deben emplear las cargas de compresión, tensión, y cortantes más desfavorables que la superestructura transmite a la cimentación afectados por el factor de carga correspondiente (1.1).

4.2.1 Capacidad de carga

La revisión de la presión neta en el terreno se hará para la combinación más crítica de carga axial a compresión y componentes horizontales usando las expresiones de momentos M_{cx} y M_{cy} , cumpliendo con:

En forma general (NTC – DF, 2004),

$$\sum \frac{Q F_C}{A} \leq q_R$$

$$\sum \frac{Q F_C}{A} \leq \left[c N_c + \bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right] F_R + p_v$$

En esta verificación, considerando la posible existencia de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum \frac{Q F_C}{A} \leq c N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum \frac{Q F_C}{A} \leq \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right] F_R + p_v$$



donde,

$\sum \frac{QFC}{A}$	Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, Presión actuante;
q_R	Capacidad de carga resistente del suelo, esfuerzo resistente;
A	Área del cimientó;
p_v	Presión vertical a la profundidad de desplante por el peso propio del suelo, dado por: $p_v = \gamma Z$;
\bar{p}_v	Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, dada por: $\bar{p}_v = (\gamma - \gamma_w)Z$;
γ	Peso volumétrico del suelo;
γ_w	Peso volumétrico del agua;
Z	Profundidad de desplante;
c	Cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidado-no dreando (Tx UU);
B	Ancho de la zapata;
N_c, N_q, N_γ	Coefficientes de capacidad de carga, dados por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 Z/B + 0.25 B/L)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde, ϕ , es el ángulo de fricción interna del material. El coeficiente N_q , se multiplicará por: $(1 + \tan \phi)$ para cimientos cuadrados;

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

N_γ , se multiplicará por 0.6 para cimientos cuadrados.



F_R Factor de resistencia, según el punto 6.1.1 “Capacidad de carga” de la Especificación CFE JA100-64 (2005).

0.7 Cuando los parámetros de diseño del material sean los obtenidos utilizando pruebas puntuales del sitio de cimentación mediante ensayos triaxiales.

0.5 Cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo y éstas se hayan verificado con pruebas de laboratorio con materiales del sitio determinando propiedades mecánicas.

0.35 Cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo.

$$\sum \frac{Q F_c}{A} = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} + \frac{6(Mcx + Mcy)}{B^3} \right] F_c$$

Los esfuerzos actuantes en los vértices de la zapata son:

$$\sigma_1 = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} + \frac{6(Mcx + Mcy)}{B^3} \right] F_c$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} + \frac{6(Mcx - Mcy)}{B^3} \right] F_c$$

$$\sigma_3 = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} + \frac{6(-Mcx + Mcy)}{B^3} \right] F_c$$

$$\sigma_4 = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} + \frac{6(-Mcx - Mcy)}{B^3} \right] F_c$$

$$Wc = V_c \cdot c$$

$$V_c = B^2 * H + (D1)^2(Z + Zo - H)$$

c = *Peso volumétrico del concreto.*

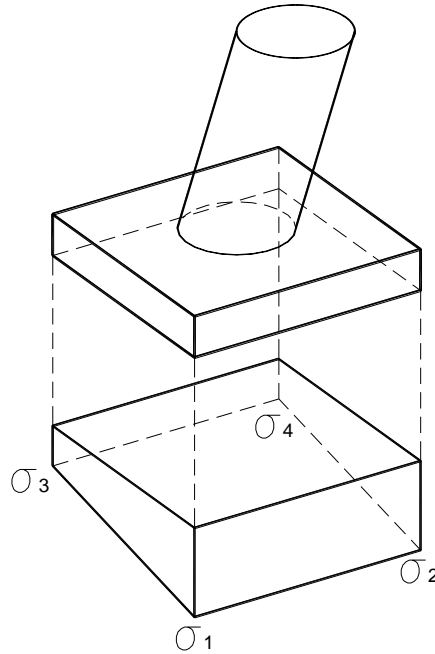


Figura 4.5 Diagrama de presiones

En los diagramas de esfuerzos de la zapata, obtenidos con la fórmula de la escuadría u otro procedimiento de análisis, en que resulten “tensiones”, se emplea el método de sección reducida sólo si la “tensión” es menor o igual al esfuerzo de compresión producido por los pesos del relleno y zapata. Si el esfuerzo de tensión es mayor, se deben aumentar las dimensiones en planta de la zapata.

El coeficiente de seguridad a compresión:

$$FSC = \frac{\text{Esfuerzo Admisible}}{\text{Esfuerzo Actuante}} > 1.0$$



4.4.2 Arrancamiento de zapatas

Debe cumplirse:

$$F_c T < P$$

P = Suma de fuerzas verticales resistentes al arrancamiento de la cimentación, incluye el peso efectivo del relleno que forma una pirámide trunca que se extiende sobre el nivel superior del concreto de la zapata hasta el nivel del terreno natural con un ángulo β , respecto a la vertical, conforme a la tabla 1 de la Especificación CFE JA100-64 (2005), más el peso propio de la cimentación multiplicada por 0.9.

$F_c T$ = Fuerza de tensión vertical máxima transmitida por la estructura, multiplicada por un factor de carga igual a 1.5.

Las fuerzas resistentes por peso del relleno se deben calcular considerando los pesos volumétricos que se indican en el estudio geotécnico para:

- a) Suelo sumergido
- b) Suelo húmedo

Para esta revisión se deben considerar que las fuerzas resistentes al arrancamiento, son los pesos efectivos propios de la zapata, más el relleno que forma una pirámide truncada que se extiende sobre el nivel superior del concreto de la zapata hasta el nivel de terreno natural con un ángulo β , respecto a la vertical, según la tabla siguiente conforme a Comisión Federal de Electricidad (C.F.E. JA100 – 64, 2005) (ver Tabla 4.1).



Tabla 4.1 Valores del ángulo de arrancamiento β para distintos suelos y construcción de cimientos.

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

P se evalúa con:

$$P = (W_c + W_R + W_T) 0.9$$

De la Figura 4.6

donde,

W_c = Peso propio de la cimentación.

$W_c = \gamma_c [B^2 H + \frac{\pi}{4} D^2 (Z + Z_o - H)]$ para cimentación con dado de sección circular.

$W_c = \gamma_c [B^2 H + D^2 (Z + Z_o - H)]$ para cimentación con dado de sección cuadrada.



$W_R =$ *Peso propio del relleno.*

$W_R = \gamma_R [B^2 Z - [B^2 H + \frac{\pi}{4} D^2 (Z - H)]]$ para cimentación con dado de sección circular.

$W_R = \gamma_R [B^2 Z - [B^2 H + D^2 (Z - H)]]$ para cimentación con dado de sección cuadrada.

$W_T =$ *Peso propio del Terreno.*

$$W_T = \gamma_T \left[\frac{\pi}{3} (Z - H)^3 \tan^2 \beta + 2B(Z - H)^2 \tan \beta \right]$$

con:

$\gamma_C =$ Peso efectivo del concreto por m

$\gamma_R =$ Peso efectivo del relleno por m

$\gamma_T =$ Peso efectivo del terreno por m

$\beta =$ ngulo de arrancamiento

Y el coeficiente de seguridad a tensión es:

$$\frac{P}{F_c T} > 1.0$$

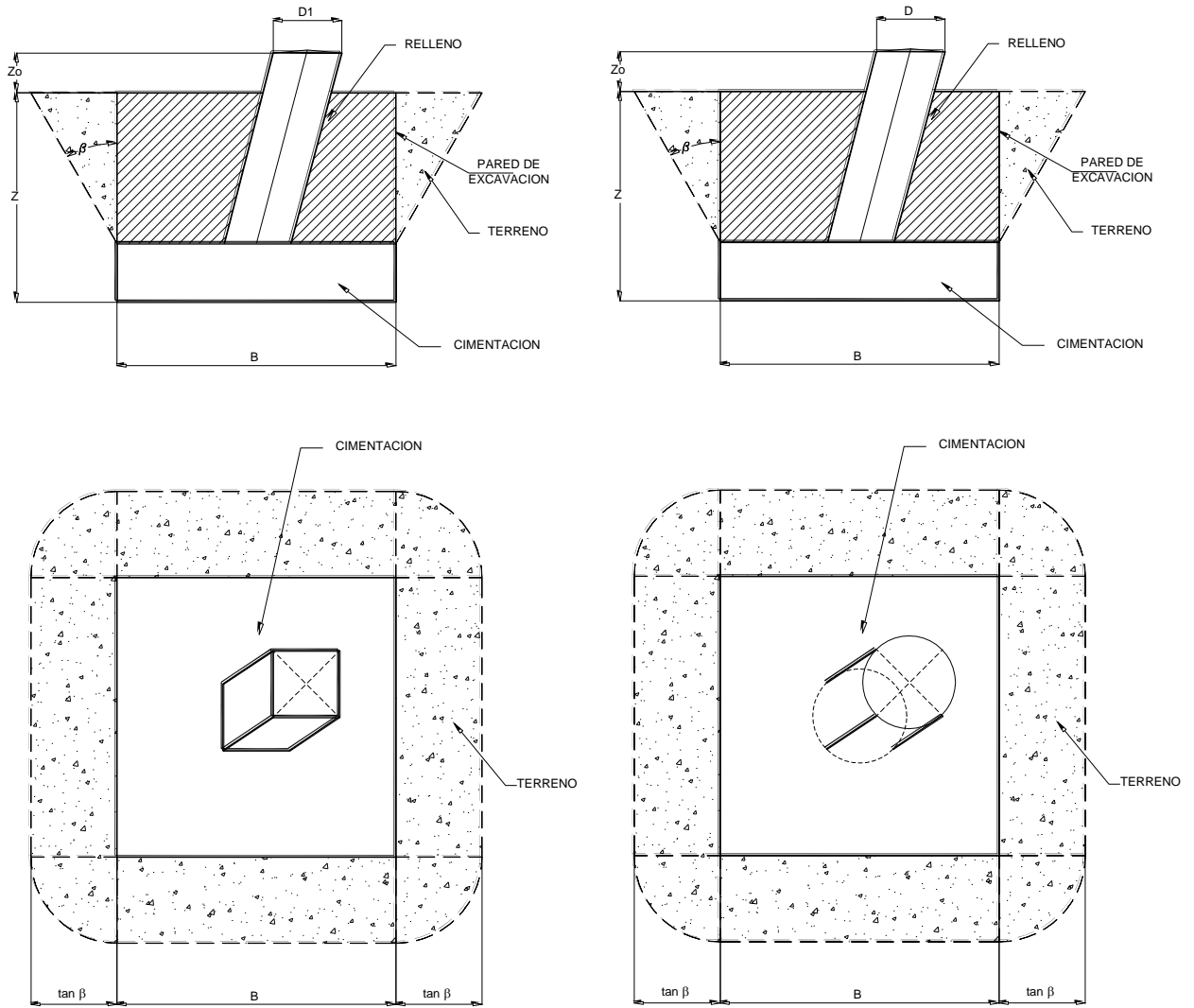


Figura 4.6 Fuerzas verticales resistentes al arrancamiento de la cimentación – sección circular y cuadrada



4.2.3 Revisión por volteo

Debe cumplirse $\frac{MR}{MV} > 1.0$ para zapatas

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

MV = Momento de volteo respecto al mismo borde, producido por todas las fuerzas aplicadas que producen volteo a la cimentación, respecto al mismo borde.

Las fuerzas resistentes por el peso del relleno se calculan considerando los pesos volumétricos que se indican para las condiciones que dependen del Nivel freático:

- húmedo (nivel freático debajo de la profundidad de desplante)
- sumergido (nivel freático superficial, por arriba del nivel de desplante de la cimentación)

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

En el análisis se incluye el peso de la cimentación para ambas condiciones, tanto para los apoyos sometidos a compresión como a tensión.

Se revisará la estabilidad de la zapata por volteo alrededor de los ejes XG, YG, según de muestra en la Figura 4.7. Esta revisión se hará para la combinación más crítica de carga de **tensión** excéntrica y componentes horizontales, con las expresiones siguientes:

$$MV_{tx} = T (B/2 - e) + V_{ty} (Z + Z_o)$$

$$MV_{ty} = T (B/2 - e) + V_{tx} (Z + Z_o)$$



Los momentos resistentes son:

$$MR_{tx} = MR_{ty} = W * B/2$$

siendo,

$$W = W_{relleno} + W_{cimentación}$$

$$W_{relleno} = V_R t$$

$$W_{cimentación} = V_c c$$

y los coeficientes de seguridad a volteo:

$$CSVX = MR_{tx} / MV_{tx} \quad 1.0$$

$$CSVY = MR_{ty} / MV_{ty} \quad 1.0$$

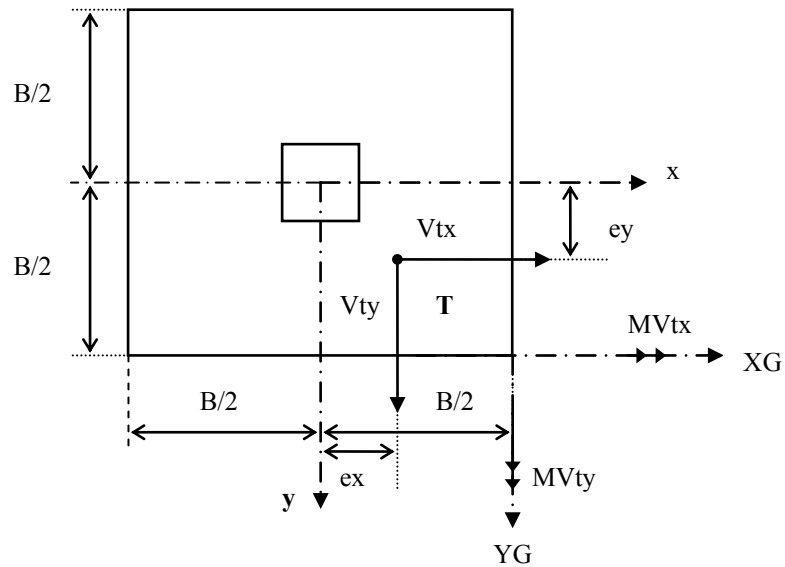


Figura 4.7 Esquema de los Momentos de Vuelteo a Tensión

Se revisará la estabilidad de la zapata por volteo alrededor de los ejes XG, YG, según de muestra en la Figura 4.8. Esta revisión se hará para la combinación más crítica de carga de **compresión** excéntrica y componentes horizontales, con las expresiones siguientes:

$$MV_{cx} = V_{cy} (Z + Z_o)$$

$$MV_{cy} = V_{cx} (Z + Z_o)$$

Los momentos resistentes son:

$$MR_{cx} = MR_{cy} = W * B/2$$

siendo,

$$W = W_T + W_c$$

$$W_R = V_R t$$

$$W_c = V_c c$$

y los coeficientes de seguridad a volteo a compresión:

$$CSVXC = MR_{cx} / MV_{cx} \quad 1.0$$

$$CSVYC = MR_{cy} / MV_{cy} \quad 1.0$$

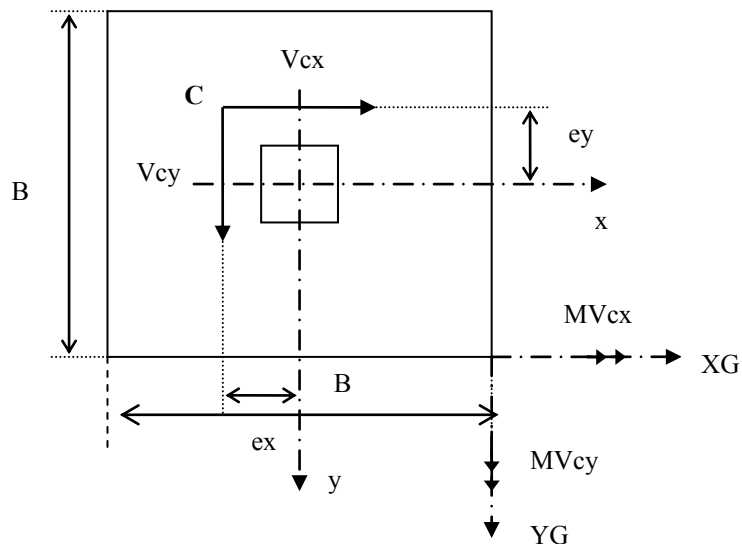


Figura 4.8 Momentos de volteo por componentes a compresión



4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

4.3.1 Diseño de peralte y refuerzo de zapata (ACI 318S-08, 2008)

Diseño de cortante

El dimensionamiento del peralte deberá cumplir:

$$V_u \leq \phi V_c ; \quad \phi = 0.85$$

- **Como viga ancha.** (Ver Figura 4.9)

Se revisará la zapata a cortante como **viga ancha** donde la *fuerza cortante última actuante* está definida por:

$$V_u = \left(\frac{B - D1}{2} - d \right) B \sigma_{max} \quad (1.1)$$

La *fuerza resistente nominal al cortante* proporcionada por el concreto está definida por:

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'c} B d \phi$$

$$\left(\frac{B - D1}{2} - d \right) \sigma_{max} = 0.85 (0.53) d \sqrt{f'c} = 0.45 d \sqrt{f'c}$$

$$(0.45 \sqrt{f'c} + \sigma_{max})d = \left(\frac{B - D1}{2} \right) \sigma_{max}$$

$$d = \frac{(B - D1) \sigma_{max}}{2 + 0.9 \sqrt{f'c} / \sigma_{max}}$$

$$d = \frac{(B - D1)}{2 (0.45 \sqrt{f'c} + \sigma_{max})}$$

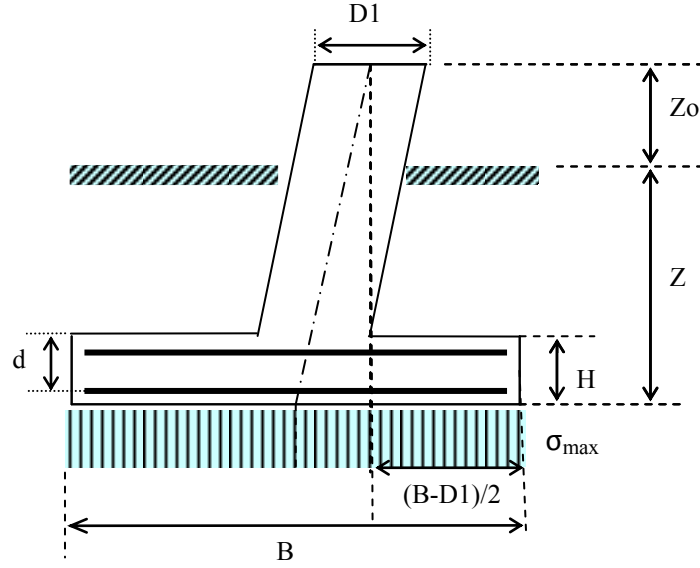


Figura 4.9 Revisión del cortante, por viga ancha

- **Diseño por penetración** (Acción en dos direcciones) (Figura 4.10)

Adicionalmente se revisará a cortante **por penetración** donde el *esfuerzo cortante máximo actuante* se calcula como:

$$v_1 = \frac{Vu}{b_o d} + \frac{\gamma_v M u_x y_1}{J} + \frac{\gamma_v M u_y x_1}{J}$$

donde,

$$J = \frac{d(D+d)^3}{6} + \frac{(D+d)d^3}{6} + \frac{(D+d)(D+d)^2 d}{2}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{D+d}{D+d}}}$$

$$V_u = 1.1[B^2 - (D+d)^2] \sigma$$

$$\sigma = \frac{C}{B^2}$$

$$b_o = 4(D+d)$$

donde,

C = Componente vertical de compresión.

B^2 = Área de la zapata.

σ = Esfuerzo de compresión en el terreno debido únicamente a C
(Sin considerar momentos flexionantes)

Y el *esfuerzo cortante resistente nominal* será el menor de los siguientes valores:

$$\phi_c V_c = \phi_c \left(0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \right)$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \left(0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \right)$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde,

β_c = Relación del lado largo al lado corto de la misma.

$\alpha_s = 40$

Se deberá cumplir con:

$$\phi_c V_c > v_1$$

Para que el peralte de la zapata sea adecuado a cortante por penetración.

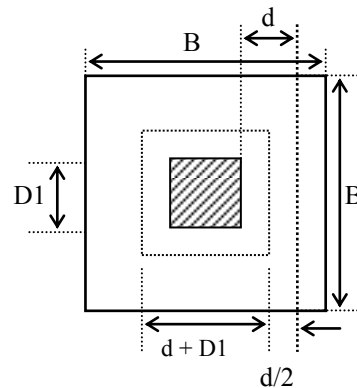


Figura 4.10 Revisión del cortante por penetración

Diseño por flexión

Se revisará el peralte de la zapata propuesto, considerando que la misma está sometida a una presión uniformemente distribuida igual a la presión neta máxima sobre el terreno debida a la fuerza de compresión y sus componentes horizontales, con los elementos mecánicos así obtenidos, se diseñará el acero de refuerzo en el lecho inferior de la zapata (Figura 4.11).

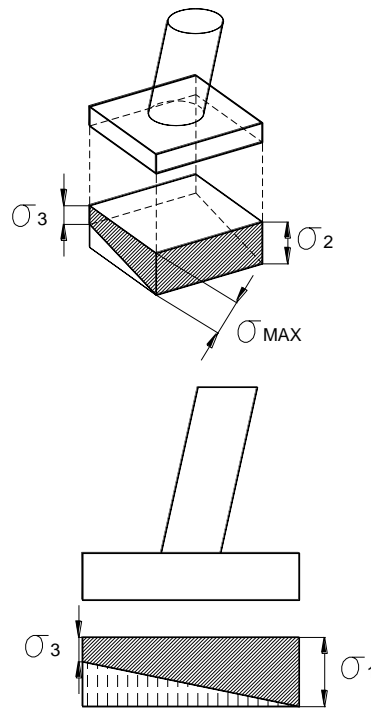


Figura 4.11 Diagrama de presiones por compresión

Por lo que el diseño de la zapata a flexión:

$$Mu = 1.1 (0.125) \sigma_{max} b (B - D)^2$$

donde,

b = Ancho unitario de la zapata = 100 cm.

B = Ancho de la zapata.

D = Ancho del lado



Además:

$$M_u = \phi_f b d^2 f_c q (1 - 0.59 q)$$

donde,

$f_c = 0.9$ Factor de reducción de resistencia a flexión conforme al ACI-318S-08 (2008)

d = Peralte efectivo de la zapata.

q = Índice de refuerzo

$$q = \frac{f_y}{f_c}$$

$$\rho = \frac{f_c}{f_y} q = \frac{A_s}{b d}$$

$$\therefore A_s = \frac{f_c}{f_y} q b d$$

donde,

A_s = Área de acero.

ρ = Porcentaje de acero

$$\text{si } R_u = \frac{M_u}{\phi_f b d^2} \Rightarrow R_u = f_c q (1 - 0.59 q) = f_c \omega - 0.59 f_c q^2$$

$$q^2 - 1.7 q + 1.7 R_u / f_c = 0 \quad q = 0.85 \quad \sqrt{(0.85)^2 - 1.7 R_u / f_c}$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_u}{0.85 f_c}} \right)$$

Por lo que, el acero para el lecho inferior de la zapata se obtiene con:

$$A_s = \rho B d$$



Se armará en ambos sentidos. Además de que ρ será el mayor valor de:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho = \frac{f_c}{f_y} q$$

El refuerzo en el lecho superior se calculará de igual manera pero considerando que la zapata está sometida a una presión uniformemente distribuida igual a la presión máxima sobre el terreno debido la fuerza de tensión y sus componentes horizontales de refuerzo en el lecho superior de la zapata.

La separación S de una varilla de área as será:

$$S = as b / As = as b / (b d) = as / (d)$$

Limitaciones del refuerzo. Porcentajes de acero de refuerzo, mínimos y máximos (Tabla 4.2) estarán dadas por:

$$\rho_{mín} \quad \rho_{máx}$$

Donde,

$$\rho_{máx.} = 0.75 \quad b = 0.75 \beta_t \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) = \frac{3900 \beta_t f'_c}{f_y (6115 + f_y)}$$

y $\beta_t = 0.85 \quad \text{para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

Si $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\rho_{mín.} = 0.0018$



Tabla 4.2 Para losas donde se emplee varilla corrugada o malla electrosoldada (corrugada o lisa) grado 42, β_t máx para diferentes f_c .

f_c	β_t	máx.
200	0.850	0.0153
250	0.850	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.800	0.0252
400	0.764	0.0275
450	0.729	0.0295
500	0.693	0.0312

4.3.2 Diseño de dados

Para el diseño de los dados se utilizarán los Diagramas de interacción para el diseño de columnas de concreto reforzado del libro, Aspectos fundamentales de concreto reforzado, González (2005).

Diseño de columna rectangular con flexotensión en dos direcciones

Se determinan los elementos mecánicos para el diseño del dado, con las reacciones T, V_{tx}, V_{ty} , estos multiplicados por un factor seguridad de 1.1

Se obtienen los parámetros adimensionales:

$$K = \frac{Pu}{F_R b h f c}$$

$$R = \frac{Mu}{F_R b h^2 f c}$$



$$\rho = \frac{A_s}{bh}$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = \frac{A_s}{bh} \frac{f_y}{f_c}$$

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho bh$$

donde:

P_u = Carga axial última, $P_u = 1.1 T$

M_{u_y} = Momento flexionante último en dirección y , $M_{u_y} = P_u e_x$

M_{u_x} = Momento flexionante último en dirección x , $M_{u_x} = P_u e_y$

El eje x debe considerarse tal que: $e_x / b < e_y / h$

F_R = Factor de reducción de resistencia

$$f^*c = 0.80 f_c$$

$$f_c = 0.85 f^*c$$

Utilizando los diagramas de interacción para el diseño de columnas; se determinan las gráficas a utilizar con la relación d/b y obteniendo el valor q correspondiente a $R_x/R_y = 1.0$ y a $R_x/R_y = 0.5$, extrapolando los valores encontrados en dichas gráficas.

Por lo que,

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho bh$$



El dado se armará con el valor máximo entre:

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho bh$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 b h$$

La revisión a cortante, se deberá cumplir:

$$V_u \leq \phi V_c ; \quad \phi = 0.85$$

donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_c = Resistencia nominal al cortante suministrada por el concreto

El refuerzo transversal por estribos se colocará a una distancia s ; el valor mínimo de:

$$s = 16 d_b \text{ longitudinales}$$

$$s = 48 d_b \text{ estribos}$$

$$s = (850 d_b \text{ longitudinales}) / \sqrt{f_y}$$

$$s = D1 / 2$$

- El diámetro de varilla no será menor de 10 mm (Vs # 3) para varillas longitudinales del # 10 y de 12.7 mm (Vs #4) como mínimo para varillas longitudinales del # 11, 14 y 18 y paquetes de varillas.
- Los estribos se dispondrán de tal manera que cada varilla longitudinal de esquina y varilla alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor a 135° y ninguna varilla longitudinal estará separada más de 150 mm libres de la varilla apoyada lateralmente.



Diseño de columna circular con flexotensión

Determinamos los elementos mecánicos para el diseño del dado, con las reacciones T, V_{xt}, V_{yt} , estos multiplicados por un factor de 1.1

Obtenemos los parámetros adimensionales:

$$K = \frac{Pu}{F_R D^2 f c}$$

$$R = \frac{Mu}{F_R D^3 f c}$$

$$\rho = \frac{4As}{\pi D^2}$$

$$q = \rho \frac{fy}{f c} = \frac{4As}{\pi D^2} \frac{fy}{f c}$$

$$As = qbh \frac{f c}{fy} = \rho \frac{\pi D^2}{4}$$

donde,

Pu = Carga axial última, $1.1T$

Mu_y = Momento flexionante último en dirección y , $Mu_y = Pu e_y$

Mu_x = Momento flexionante último en dirección x , $Mu_x = Pu e_x$

El eje x debe considerarse tal que: $e_x / b < e_y / h$

F_R = Factor de reducción de resistencia

$$f^*c = 0.80 f c$$

$$f c = 0.85 f^*c$$



Utilizando los diagramas de interacción para el diseño de columnas; se determinan las gráficas a utilizar con la relación d/b y obteniendo el valor q .

Por lo que,

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho \frac{\pi D^2}{4}$$

El dado se armará con el valor máximo entre:

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho bh$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 b h$$

Revisión a cortante, se deberá cumplir:

$$V_u \leq \phi V_c ; \quad \phi = 0.85$$

donde,

V_u = Fuerza cortante factorizada

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_c = Resistencia nominal al cortante suministrada por el concreto

Para el refuerzo transversal en espiral se tomará en cuenta lo siguiente:

- Los espirales consistirán en barras continuas espaciadas uniformemente, con su tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.
- El diámetro de varilla no será menor de 10 mm ($V_s \# 3$).
- El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no excederá de 75 mm ni será menor de 25 mm.
- El anclaje de la espiral consistirá en 1.5 vueltas adicionales de la varilla en cada extremo del espiral.



- En caso de requerirse empalmarse por traslape éste no será menor de 300 mm ni menor al largo de $48 d_b$.

A continuación se presenta un ejemplo práctico del análisis y diseño de una cimentación para una torre de alta tensión a base de zapatas aisladas.

4.4 EJEMPLO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE LÍNEA DE TRANSMISIÓN A BASE DE ZAPATA AISLADA

Se trata de una torre de transmisión de suspensión denominada EA423C (JF), Torre Normalizada de Comisión Federal de Electricidad.

Se presenta hoja de cálculo, donde se presentan las dimensiones propuestas de la zapata, las reacciones de la estructura para el diseño de la cimentación, parámetros de diseño tanto del terreno y materiales a utilizar, la geometría de la torre y coeficientes y factores de carga para el diseño. Se obtiene la capacidad de carga del terreno y se revisa la cimentación por compresión, tensión y volteo tanto a tensión como a compresión. Se determina el diseño de la zapata a flexión y cortante, tanto por viga ancha como por penetración, así, como el diseño del dado de la misma, donde se contemplan dados rectangulares y circulares; al final se presenta una cuantificación de materiales de la zapata tanto para dado rectangular como circular.

Una vez realizado el análisis y diseño de la cimentación, se elaboran los planos correspondientes para su construcción en campo.

También se presentan una serie de fotografías donde se puede apreciar el proceso constructivo de la cimentación.

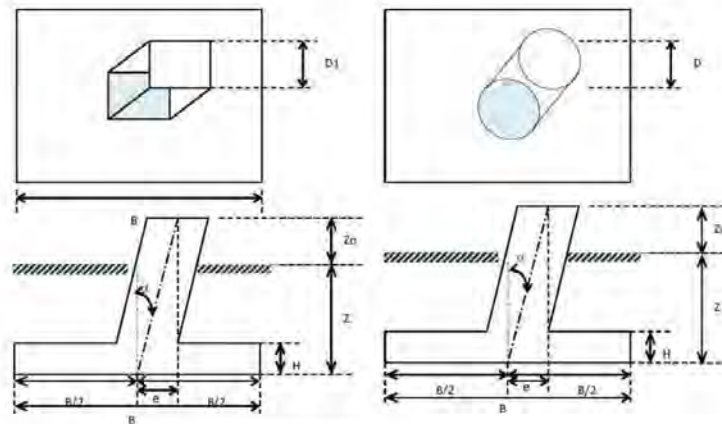
MEMORIA DE CALCULO PARA: TORRE TIPO EA4A23C (JF)

USO : 0° / 450 m / 550 m SUSPENSIÓN
 NIVEL: +15 EXTENSION: +5

1. DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN:

BASE DE LA ZAPATA	B	4.10	m	
PERALTE DE LA ZAPATA	H	0.50	m	
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Z	3.00	m	
* DADO	D	0.70	m	D1 = 0.65
AFLORAMIENTO DEL DADO	Zo	0.30	m	
EXCENTRICIDAD	e	0.45	m	

D1 = SECCIÓN TRANSVERSAL CUADRADA
 * D = SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR



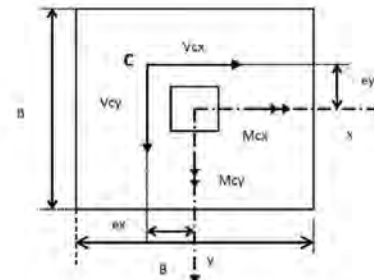
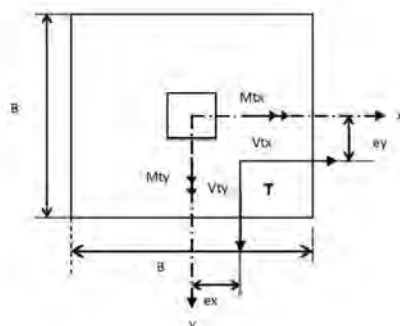
2. REACCIONES PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

A TENSIÓN

T	70.24	t
Vtx	13.06	t
Vty	9.56	t

A COMPRESIÓN

C	93.82	t
Vcx	16.52	t
Vcy	13.03	t



3. PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1 TERRENO

PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO =	$\gamma_s =$	1.60	t / m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL RELLENO =	$\gamma_r =$	1.60	t / m ³
COHESIÓN =	$c =$	10.00	t / m ²
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA =	$\phi =$	0.00	°
ÁNGULO DE FALLA A TENSIÓN =	$\beta =$	20.00	°
TIPO DE SUELO =	HUMEDO		

3.2 MATERIALES

CONCRETO

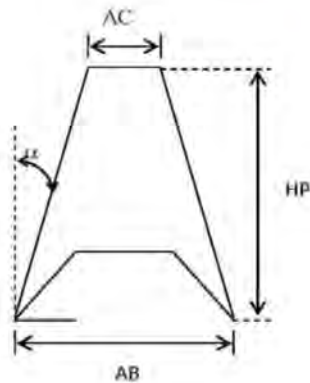
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN =	$f'_c =$	250.00	kg / cm ²
PESO VOLUMÉTRICO =	$\gamma_c =$	2.40	t / m ³

ACERO

RESISTENCIA A LA FLUENCIA =	$f_y =$	4200.00	kg / cm ²
-----------------------------	---------	---------	----------------------

4. GEOMETRÍA DEL CUERPO PIRAMIDAL DE LA TORRE

ANCHO DE LA BASE =	$AB =$	16.50	m
ANCHO DE LA CINTURA =	$AC =$	2.70	m
ALTURA PIRAMIDAL =	$HP =$	50.11	m
PENDIENTE =	$\tan \alpha =$	0.1376970665	



5. COEFICIENTES Y FACTORES DE CARGA

COEFICIENTE DE SEGURIDAD A COMPRESIÓN FSC >	1.0	
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A TENSIÓN FST >	1.0	
FACTOR DE CARGA FC =	1.10	excepto se indique otro valor
FACTOR DE CARGA PARA CARGAS ÚLTIMAS =	1.10	



6. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN A COMPRESIÓN

$$\sum \frac{Q F_c}{A} = \left[\frac{(C + W_c)}{B^2} + \frac{6(M_{cx} + M_{cy})}{B^3} \right] F_c \leq \frac{q_R}{86.51} \leq 408.35 \quad \left[c N_c + \bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right] F_R + \bar{p}_v$$

CALCULO DE ACCIONES

P = C+Wc =	116.83	t
Mx =	0.37	t - m
My =	-11.88	t - m
B =	4.10	m
F _c =	1.10	

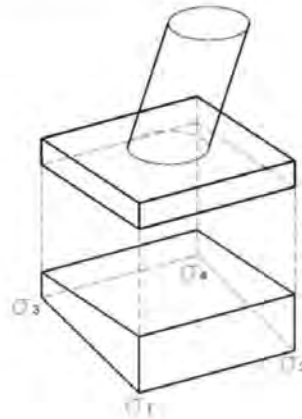
SIGMA 1	6.54	t / m ²
SIGMA 2	8.82	t / m ²
SIGMA 3	6.47	t / m ²
SIGMA 4	8.75	t / m ²

CALCULO RESISTENTE

q_R = q F_R
 q = 41.63 t / m²

F _R =	0.50
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A COMPRESIÓN FSC =	4.72

POR LO QUE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN SON ADECUADAS A COMPRESIÓN



7. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN A TENSIÓN

TF_c	<	PT
105.36	<	109.69

CALCULO DE ACCIONES

$$T = 70.24 \text{ t}$$

CALCULO RESISTENTE

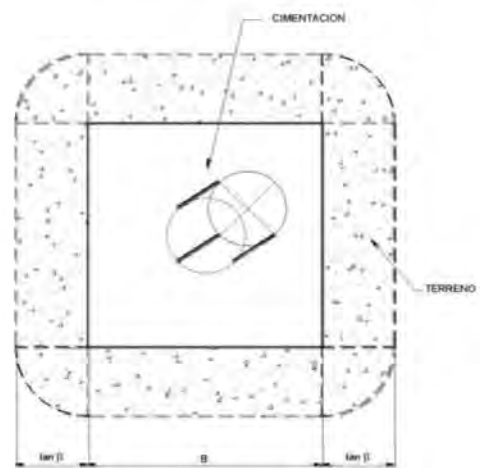
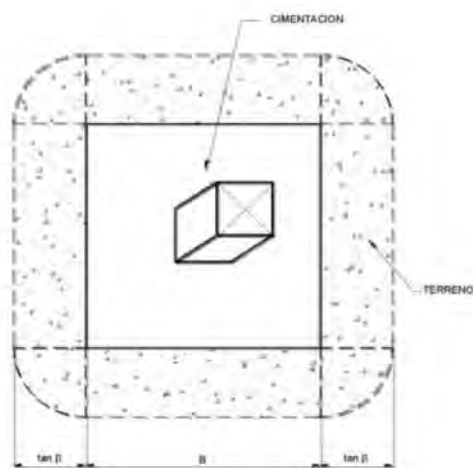
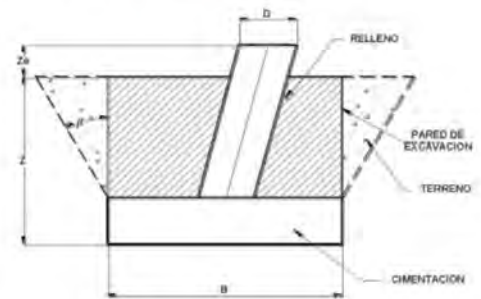
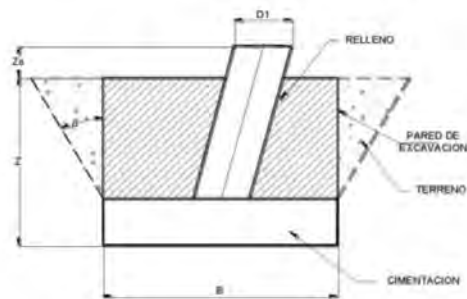
$$PT = (W_c + W_R + W_T) 0.9$$

$W_c =$	23.01	t
$W_R =$	65.55	t
$W_T =$	33.31	t
TOTAL =	121.87	t

$$F_c = 1.50$$

$$\text{COEFICIENTE DE SEGURIDAD A COMPRESIÓN FSC} = 1.04$$

POR LO QUE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN SON ADECUADAS A TENSIÓN





8. REVISIÓN MOMENTO DE VOLTEO

8.1 MOMENTO DE VOLTEO POR COMPRESIÓN

REVISIÓN EN COMPRESIÓN

MOMENTO DE VOLTEO EN "x" = **43.00** t - m

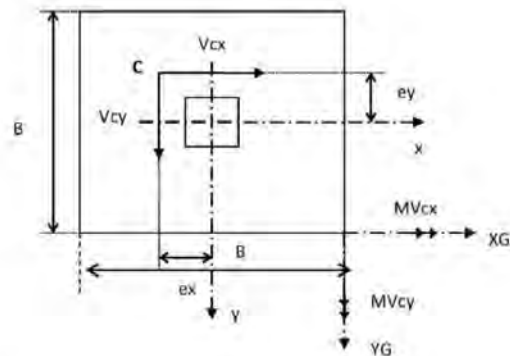
MOMENTO RESISTENTE EN "x" = **331.25** t - m

MOMENTO DE VOLTEO EN "y" = **54.52** t - m

MOMENTO RESISTENTE EN "y" = **331.25** t - m

COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN "x" = **7.70** > 1.00

COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN "y" = **6.08** > 1.00



8.2 MOMENTO DE VOLTEO POR TENSIÓN

REVISIÓN EN TENSIÓN

MOMENTO DE VOLTEO EN "x" = **143.62** t - m

MOMENTO RESISTENTE EN "x" = **181.55** t - m

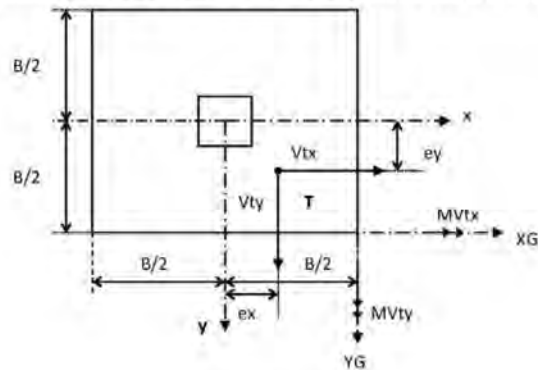
MOMENTO DE VOLTEO EN "y" = **155.17** t - m

MOMENTO RESISTENTE EN "y" = **181.55** t - m

COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN "x" = **1.26** > 1.00

COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN "y" = **1.17** > 1.00

POR LO QUE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN SON ADECUADAS A VOLTEO





9. REVISIÓN DESLIZAMIENTO LATERAL

$$V \leq (T \tan \delta + c B^2) F_r$$

DONDE: $V = \sqrt{Vtx^2 + Vty^2}$

tan δ =	COEFICIENTE DE FRICCIÓN ZAPATA-SUELO	=	0.55	
c =	ADHERENCIA ZAPATA-SUELO	=	6.67	t/m ²
B ² =	AREA DE LA ZAPATA	=	16.81	m ²
F _r =	FACTOR DE REDUCCIÓN	=	0.50	

$$V = 158.8 \leq 739.2 \text{ kN}$$

POR LO QUE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN SON ADECUADAS A DESLIZAMIENTO LATERAL

10. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

$$\Delta p = q B \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_w \leq 5 \text{ cm}$$

DONDE:

q =	CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA	Asentamiento Δp =	1.06	cm	<	5.0	cm
B =	DIMENSIÓN LATERAL DE LA ZAPATA	=	0.88	kg/cm ²			
ν =	RELACIÓN DE POISSON	=	410.00	cm			
E =	MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO	=	0.20				
I _w =	FACTOR DE INFLUENCIA	=	250.00	kg/cm ²			
		=	0.7626				

POR LO QUE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN SON ADECUADAS POR ASENTAMIENTOS

11 . REVISIÓN DE PERALTE Y DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

SE CALCULARÁ EL PERALTE SUPONIENDO QUE LA ZAPATA ESTÁ SOMETIDA A UNA REACCIÓN DEL TERRENO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA IGUAL A LA PRESIÓN EFECTIVA MÁXIMA SOBRE EL TERRENO. DE ESTA MANERA SE DETERMINARÁN LAS PRESIONES EFECTIVAS EN EL TERRENO CON LAS DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA CIMENTACIÓN.

CARGAS A TENSIÓN

T =	70.24	t
Vtx =	13.06	t
Vty =	9.56	t

CARGAS A COMPRESIÓN

C =	93.82	t
Vcx =	16.52	t
Vcy =	13.03	t

MOMENTOS DEBIDOS A COMPRESIÓN

Mcx =	-Ce + Vcy (Z + Zo)	0.37	t - m
Mcy =	Ce - Vcx (Z + Zo)	-11.88	t - m

PRESIONES EN EL TERRENO DEBIDAS A COMPRESIÓN

σ_{max1} =	6.54	t/m ²
σ_{max2} =	8.82	t/m ²
σ_{max3} =	6.47	t/m ²
σ_{max4} =	8.75	t/m ²
RIGE σ_{max} =	8.82	t/m ²

PRESIÓN MÁXIMA A COMPRESIÓN SOBRE EL TERRENO = 41.63 t/m²



11.1 CALCULO DEL REFUERZO EN EL LECHO INFERIOR Y SUPERIOR

MOMENTO ÚLTIMO $M_u = 1.1 (0.125) \sigma_{max} b (B - D)^2$

DONDE :

- b = ANCHO UNITARIO DE LA ZAPATA = 100 cm
- B = ANCHO DE LA ZAPATA (cm)
- D = ANCHO DEL DADO (cm)

Mu = t - m

ADEMÁS $M_u = \phi_f b d^2 f'c q (1 - 0.59 q)$ Y RESOLVIENDO PARA ω :

DONDE :

d = PERALTE EFECTIVO PARA ACERO DEL LECHO INFERIOR

q =

$\rho_{min} =$ $A_{s_{min}} =$ cm^2

$\rho =$ $A_s =$ cm^2

USAREMOS $A_s =$ cm^2

ARMANDO LA ZAPATA EN AMBOS LECHOS CON Vs # @ cm EN AMBOS SENTIDOS

11.2 REVISIÓN CORTANTE COMO VIGA ANCHA

$$V_u = \left(\frac{B - D1}{2} - d \right) B \sigma_{max} (1.1)$$

$V_u =$ t

CORTANTE PERMISIBLE :

$$\phi_c V_c = 0.53 \sqrt{f'c} B d \phi_c \geq V_u = \left(\frac{B - D1}{2} - d \right) B \sigma_{max} (1.1)$$

$\phi_c V_c =$ t \geq t

LA ZAPATA NO TIENE PROBLEMAS POR CORTANTE



11.3 REVISIÓN CORTANTE POR PENETRACIÓN

CORTANTE MÁXIMO :

$$v1 = \frac{Vu}{b_o d} + \frac{\gamma_v M u_x y_1}{J} + \frac{\gamma_v M u_y x_1}{J} = \boxed{0.01} \text{ t}$$

DONDE :

$$V_u = 1.1[B^2 - (D + d)^2]\sigma = \boxed{151.32} \text{ t}$$

$$I = \frac{d(D+d)^3}{6} + \frac{(D+d)d^3}{6} + \frac{(D+d)(D+d)^2 d}{2} = \boxed{41,600,625} \text{ cm}^4$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{D+d}{D+d}}} = \boxed{0.40}$$

$$\sigma = \frac{C}{B^2} = \boxed{8.82} \text{ t/m}^2$$

$$b_o = 4(D + d) = \boxed{440.00} \text{ cm}$$

CORTANTE PERMISIBLE :

EL MENOR DE LOS SIGUIENTES VALORES

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'c} b_o d = \boxed{348.44} \text{ t}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} b_o d = \boxed{360.40} \text{ t}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \sqrt{f'c} b_o d = \boxed{219.15} \text{ t}$$

CON $\phi_c = 0.70$

$$\text{CORTANTE PERMISIBLE } V_c = \boxed{219.15} \text{ t} > \boxed{8.3552} \text{ t}$$

LA ZAPATA NO TIENE PROBLEMAS POR CORTANTE



12. DISEÑO DE DADOS

12.1 DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR CON FLEXOTENSIÓN EN DOS DIRECCIONES

ELEMENTOS MECÁNICOS

CARGA MÁXIMA A TENSIÓN = t

SECCIÓN DEL DADO= D1 = cm
 ϕ_{vs} = cm
 recubrimiento = cm

Vtx = t Mtx = t - m

Vty = t Mty = t - m

f'_c = kg / cm²
 f^*_c = kg / cm²
 f''_c = kg / cm²

Pu = t FR =

Mux = t - m ex = m Fy = kg / cm²

Muy = t - m ey = m

d / b = K = Rx =

Ry =

Rx / Ry =

TABLA DE VARILLAS		
#	DIÁMETRO	AREA
5	1.588	1.98
6	1.905	2.85
8	2.540	5.07
10	3.175	7.92

Rx / Ry = q_{1.0} =

Rx / Ry = q_{0.5} =

Rx / Ry = q =

p = As min = cm²

As = cm² rige As = cm²

EL DADO SE ARMARÁ :

<input type="text" value="1"/>	VARILLAS DEL #	<input type="text" value="6"/>	EN CADA ESQUINA	<input type="text" value="11.40"/> cm ²
<input type="text" value="3"/>	VARILLAS DEL #	<input type="text" value="6"/>	POR LADO DEL DADO	<input type="text" value="34.20"/> cm ²

ÁREA DE ACERO = cm² > cm²



VARILLA PARA LOS ESTRIBOS DEL #

$F Vc > Vu$ > NO REQUIERE ESTRIBOS

$s = 16 \text{ veces } fVs =$ cm

$s = 48 \text{ veces } f_{\text{estribos}} =$ cm

$s = (f As Fy) / 3.5 =$ cm

$s = (850 f Vs) / Fy^{0.5} =$ cm

$s = D / 2 =$ cm

RIGE s = cm

ESTA SERÁ LA DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ESTRIBOS,

12.2 DISEÑO DE COLUMNA CIRCULAR CON FLEXOTENSIÓN

ELEMENTOS MECÁNICOS

CARGA MÁXIMA A TENSIÓN = t

SECCIÓN DEL DADO = D = cm

$Vtx =$ t

$Mtx =$ t - m

f vs = cm

recubrimiento = cm

$Vty =$ t

$Mty =$ t - m

f'c = kg / cm²

f*c = kg / cm²

f''c = kg / cm²

$Pu =$ t

FR =

$Mux =$ t - m

M = t - m

Fy = kg / cm²

$Muy =$ t - m

d / b =

K =

R =

q =

TABLA DE VARILLAS		
#	DIAMETRO	AREA
5	1.588	1.98
6	1.905	2.85
8	2.540	5.07
10	3.175	7.92

p =

As min = cm²

As = cm²

rige As = cm²

EL DADO SE ARMARÁ :

VARILLAS DEL # DISTRIBUIDAS

ÁREA DE ACERO = cm² > cm²



EL ARMADO TRANSVERSAL DEL DADO SE PROPORCIONARÁ CON EL VALOR MÍNIMO DE :

VARILLA PARA LOS ESTRIBOS DEL # **3**

$F_{Vc} > V_u$ **20453.61** > **16185.09** **NO REQUIERE ESTRIBOS**

Para el refuerzo transversal en espiral se tomará en cuenta lo siguiente:

- Los espirales consistirán en barras continuas espaciadas uniformemente, con su tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.
- El diámetro de varilla no será menor de 10 mm ($V_s \# 3$).
- El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no excederá de 75 mm ni será menor de 25 mm.
- El anclaje de la espiral consistirá en 1.5 vueltas adicionales de la varilla en cada extremo del espiral.
- En caso de requerirse empalmarse por traslape éste no será menor de 300 mm ni menor al largo de $48 d_b$.

RIGE s = **7.50** cm

13. RESUMEN DIMENSIONES Y MATERIALES

USO: 0° / 450 m / 550 m SUSPENSIÓN

DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN (cm)

ANCHO DE LA BASE	B =	410
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Z =	300
AFLORAMIENTO DEL DADO	Zo =	30
PERALTE DE LA ZAPATA	H =	50
EXCENTRICIDAD	G =	45.44
DADO SECCIÓN CUADRADA	D1 =	65
DADO SECCIÓN CIRCULAR	D =	70

DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO EN LA ZAPATA EN LECHO SUPERIOR E INFERIOR

VARILLA	#	5	
NÚMERO DE VARILLAS LONGITUDINALES	NVL =	19	
LONGITUD DE VARILLA L	L =	3.90	m
GANCHO	gL =	0.30	m
DESARROLLO		4.50	m

SE ARMARÁ EN AMBOS SENTIDOS

REFUERZO DADO CUADRADO

VARILLA #	6
CANTIDAD DE VARILLAS	4
LONGITUD L1 =	3.15 m
LONGITUD L2 =	0.36 m

REFUERZO DADO CIRCULAR

VARILLA #	6
CANTIDAD DE VARILLAS	14
LONGITUD L1 =	3.15 m
LONGITUD L2 =	0.36 m

EN LAS
ESQUINAS
DEL DADO

ENTRE
CARAS DEL
DADO

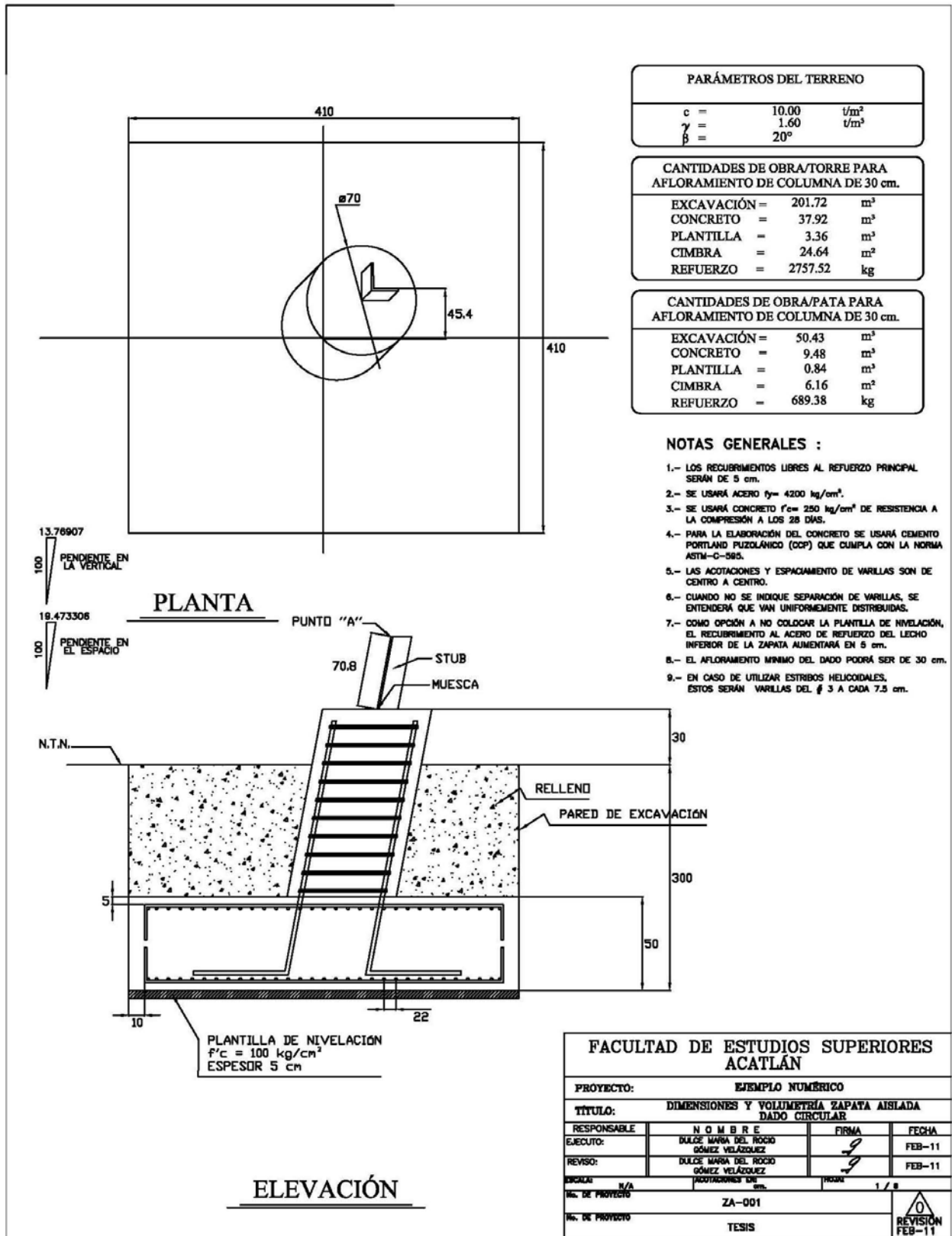
VARILLA #	6
CANTIDAD DE VARILLAS	12
LONGITUD L1 =	3.15 m
LONGITUD L2 =	0.36 m

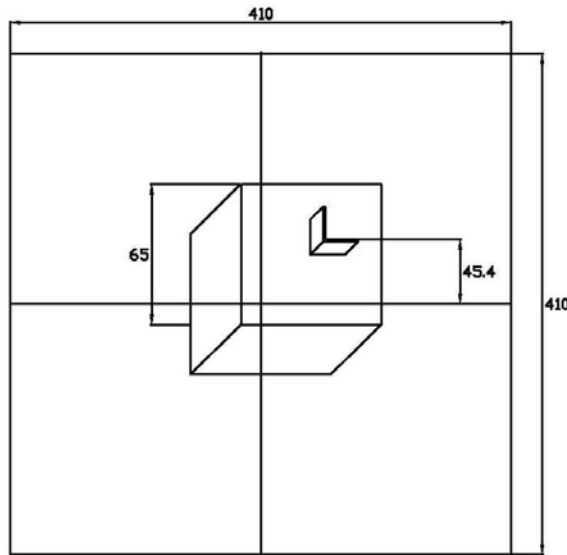
NÚMERO DE ESTRIBOS E1 = **39**

NÚMERO DE ESTRIBOS E1 = **13**
NÚMERO DE ESTRIBOS E2 = **13**

MATERIALES

REFUERZO DADO CUADRADO		REFUERZO DADO CIRCULAR	
EXCAVACIÓN (m ³) =	50.43	EXCAVACIÓN (m ³) =	50.43
CONCRETO (m ³) =	9.59	CONCRETO (m ³) =	9.48
PLANTILLA (m ²) =	0.84	PLANTILLA (m ²) =	0.84
REFUERZO (kg) =	692.26	REFUERZO (kg) =	689.38
CIMBRA (m ²) =	4.73	CIMBRA (m ²) =	6.16





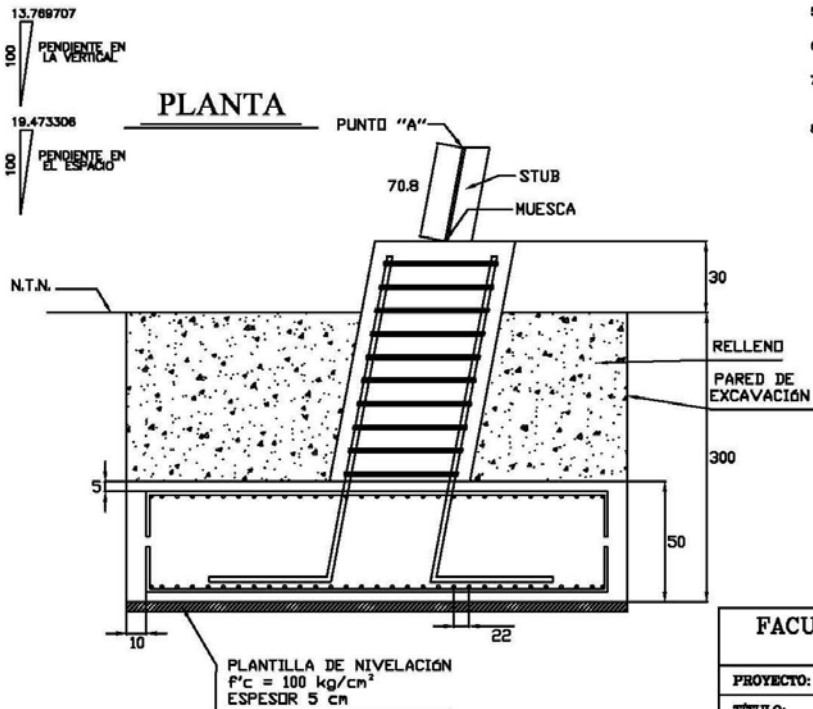
PARÁMETROS DEL TERRENO		
c	10.00	t/m ²
γ	1.60	ton/m ³
β	20°	

CANTIDADES DE OBRA/TORRE PARA AFLORAMIENTO DE COLUMNA DE 30 cm.		
EXCAVACIÓN	= 201.72	m ³
CONCRETO	= 38.36	m ³
PLANTILLA	= 3.36	m ²
CIMBRA	= 18.92	m ²
REFUERZO	= 2769.04	kg

CANTIDADES DE OBRA/PATA PARA AFLORAMIENTO DE COLUMNA DE 30 cm.		
EXCAVACIÓN	= 50.43	m ³
CONCRETO	= 9.59	m ³
PLANTILLA	= 0.84	m ²
CIMBRA	= 4.73	m ²
REFUERZO	= 692.26	kg

NOTAS GENERALES :

- 1.- LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES AL REFUERZO PRINCIPAL SERÁN DE 5 cm.
- 2.- SE USARÁ ACERO $f_y = 4200$ kg/cm².
- 3.- SE USARÁ CONCRETO $f'_c = 250$ kg/cm² DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS.
- 4.- PARA LA ELABORACIÓN DEL CONCRETO SE USARÁ CEMENTO PORTLAND PUZZOLÁNICO (CCP) QUE CUMPLA CON LA NORMA ASTM-C-595.
- 5.- LAS ACOTACIONES Y ESPACIAMIENTO DE VARILLAS SON DE CENTRO A CENTRO.
- 6.- CUANDO NO SE INDIQUE SEPARACIÓN DE VARILLAS, SE ENTENDERÁ QUE VAN UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS.
- 7.- COMO OPCIÓN A NO COLOCAR LA PLANTILLA DE NIVELACIÓN, EL RECUBRIMIENTO AL ACERO DE REFUERZO DEL LECHO INFERIOR DE LA ZAPATA AUMENTARÁ EN 5 cm.
- 8.- EL AFLORAMIENTO MÍNIMO DEL DADO PODRÁ SER DE 30 cm.



ELEVACIÓN

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO

TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA AISLADA DADO CUADRADO

RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
REVISO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11

ESCALA: N/A (NOTACIONES EN cm) HOJA: 1 / 1

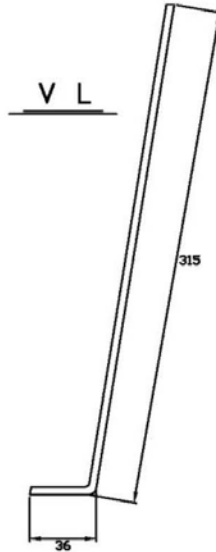
No. DE PROYECTO: ZA-001

No. DE PROYECTO: TESIS

REVISIÓN
FEB-11

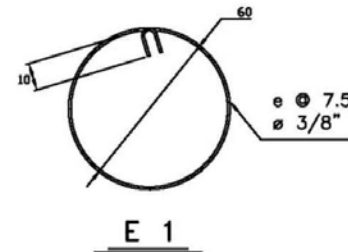


CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO CIRCULAR					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	45.29	---	---	110.57	---
Kg./TORRE DADO	181.16	---	---	442.28	---



VARILLAS VL

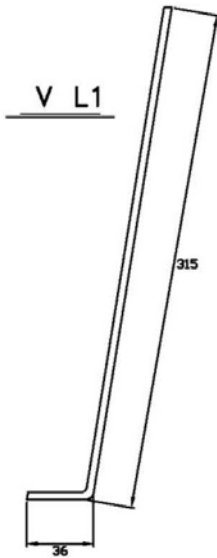
CANTIDAD DE VARILLAS: 14
 VARILLAS #: 6
 GANCHO DE LA VARILLA: 36
 DESARROLLO DE LA VARILLA: 351
 TOTAL m. 49.14
 TOTAL kg. 110.57



ESTRIBO E1

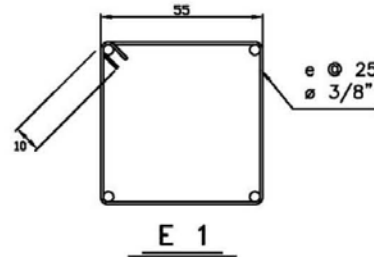
CANTIDAD DE ESTRIBOS: 39
 VARILLAS #: 3
 GANCHO DEL ESTRIBO: 10
 DESARROLLO DEL ESTRIBO: 208.5
 TOTAL m. 81.31
 TOTAL kg. 45.29

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO:		EJEMPLO NUMÉRICO	
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA AISLADA DADO CIRCULAR			
RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
ELABORADO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
REVISOR:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
ESCALA:	N/A	PROYECTOS EN	HOJAS 3 / 8
Nº. DE PROYECTO	ZA-001		
Nº. DE REVISIÓN	TESIS		
			 REVISIÓN FEB-11



VARILLAS VL1

CANTIDAD DE VARILLAS: 4
 VARILLAS #: 6
 GANCHO DE LA VARILLA: 36
 DESARROLLO DE LA VARILLA: 351
 TOTAL m. 14.04
 TOTAL kg. 31.59



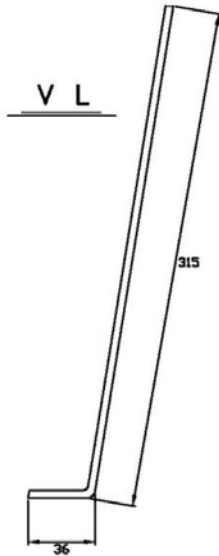
ESTRIBO E1

CANTIDAD DE ESTRIBOS: 13
 VARILLAS #: 3
 GANCHO DEL ESTRIBO: 10
 DESARROLLO DEL ESTRIBO: 240
 TOTAL m. 31.20
 TOTAL kg. 17.38

CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO

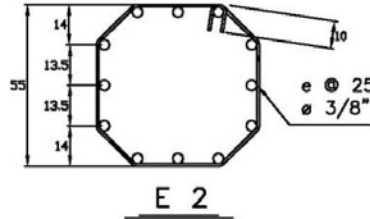
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	17.38	----	----	31.59	----
Kg./TORRE DADO	69.52	----	----	126.36	----

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA AISLADA DADO CUADRADO			
RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARIA DEL ROSO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
REVISÓ:	DULCE MARIA DEL ROSO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
ESCALA:	N/A	ADICIONES EN:	HOJAS: 4 / 8
NO. DE PROYECTO	ZA-001		
NO. DE PROYECTO	TESIS		
			REVISION FEB-11



VARILLAS VL

CANTIDAD DE VARILLAS:	12
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	36
DESARROLLO DE LA VARILLA:	351
TOTAL m.	42.12
TOTAL kg.	94.77



ESTRIBO E2

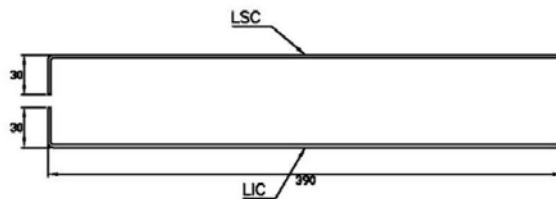
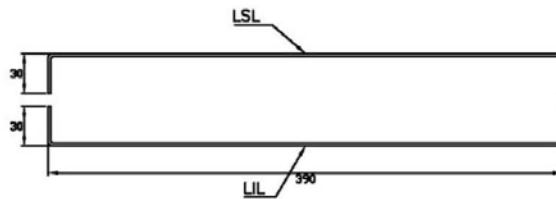
CANTIDAD DE ESTRIBOS:	13
VARILLAS #:	3
GANCHO DEL ESTRIBO:	10
DESARROLLO DEL ESTRIBO:	207.2
TOTAL m.	26.94
TOTAL kg.	15.00

CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO CUADRADO					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	15.00	---	---	94.77	---
Kg./TORRE DADO	60.00	---	---	379.08	---

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA AISLADA DADO CUADRADO			
RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
ELABORADO:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
REVISÓ:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
ESCALA:	N/A	PROYECTOS:	8 / 8
Nº. DE PROYECTO	ZA-001		0 REVISIÓN FEB-11
Nº. DE PROYECTO	TESIS		



CANTIDADES TOTALES VARILLA LOSA ZAPATA					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA ZAPATA	---	---	533.52	---	---
Kg./TORRE ZAPATA	---	---	2134.08	---	---



VARILLAS LSL VARILLAS LIL

CANTIDAD DE VARILLAS:	19	CANTIDAD DE VARILLAS:	19
VARILLAS #:	5	VARILLAS #:	5
GANCHO DE LA VARILLA:	30	GANCHO DE LA VARILLA:	30
DESARROLLO DE LA VARILLA:	450	DESARROLLO DE LA VARILLA:	450
TOTAL m.	85.50	TOTAL m.	85.50
TOTAL kg.	133.38	TOTAL kg.	133.38

VARILLAS LSC VARILLAS LIC

CANTIDAD DE VARILLAS:	19	CANTIDAD DE VARILLAS:	19
VARILLAS #:	5	VARILLAS #:	5
GANCHO DE LA VARILLA:	30	GANCHO DE LA VARILLA:	30
DESARROLLO DE LA VARILLA:	450	DESARROLLO DE LA VARILLA:	450
TOTAL m.	85.50	TOTAL m.	85.50
TOTAL kg.	133.38	TOTAL kg.	133.38

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO:		EJEMPLO NUMÉRICO	
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA AISLADA LOSA ZAPATA			
RESPONSABLE	N O M B R E	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
REVISO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GÓMEZ VELAZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
BOCAL:	N/A	BOCAL:	8 / 8
NO. DE PROYECTO	ZA-001		
NO. DE PROYECTO	TESIS		

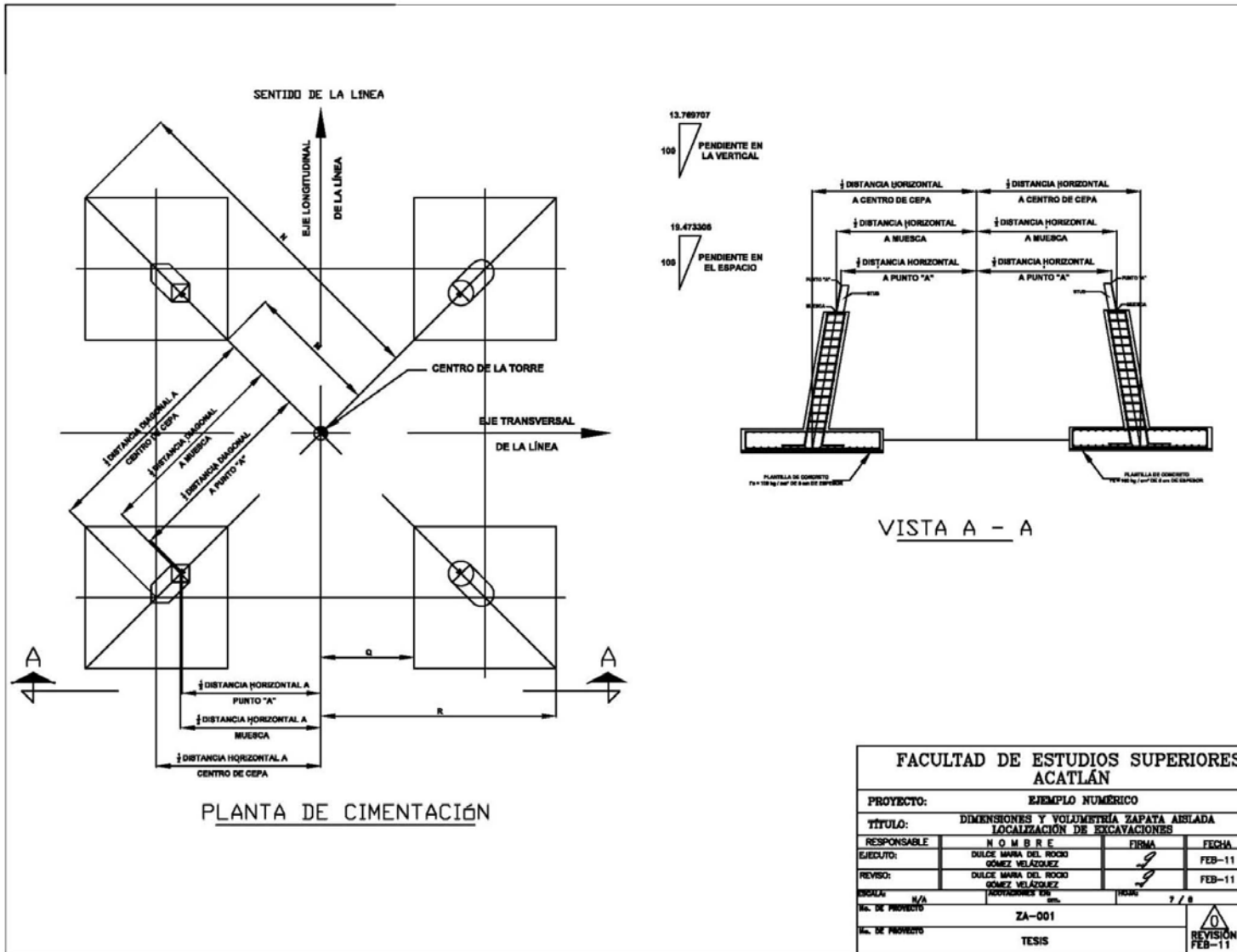




TABLA DE EXCAVACIÓN TORRE EA4A23C (JF)

NIVEL	EXTENSIÓN	1/2 DISTANCIAS A MUÑECAS		1/2 DISTANCIA CENTRO DE CEPAS		1/2 DISTANCIAS A PUNTOS "B"		DIÁMETRO DEL DADO	DISTANCIAS A PUNTOS		DISTANCIAS A PUNTOS	
		HORIZONTAL	DIAGONAL	HORIZONTAL	DIAGONAL	HORIZONTAL	DIAGONAL		M	N	Q	R
-10	-2	3,788	5,317	3,801	5,375	3,694	5,162	700	3,325	7,425	880	8,859
	-1	3,897	5,512	3,939	5,576	3,802	5,378	700	3,520	7,620	906	8,796
	00	4,035	5,706	4,076	5,765	3,939	5,571	700	3,715	7,816	1,126	8,934
	+1	4,173	5,901	4,214	5,960	4,077	5,768	700	3,910	8,010	1,274	9,072
	+2	4,310	6,096	4,352	6,154	4,215	5,961	700	4,104	8,204	1,411	9,210
	+3	4,448	6,291	4,489	6,349	4,352	6,155	700	4,298	8,398	1,549	9,347
	+4	4,586	6,485	4,627	6,544	4,490	6,350	700	4,494	8,594	1,687	9,485
	+5	4,724	6,680	4,765	6,739	4,628	6,545	700	4,689	8,789	1,824	9,623
	+6	4,861	6,875	4,903	6,933	4,766	6,739	700	4,883	8,983	1,962	9,760
	+7	4,999	7,070	5,040	7,079	4,903	6,934	700	5,078	9,178	2,100	9,898
-5	-2	4,448	6,291	4,489	6,349	4,352	6,155	700	4,298	8,399	1,549	9,347
	-1	4,586	6,485	4,627	6,544	4,490	6,350	700	4,494	8,594	1,687	9,485
	00	4,724	6,680	4,765	6,738	4,628	6,545	700	4,689	8,788	1,824	9,623
	+1	4,861	6,875	4,903	6,933	4,766	6,739	700	4,883	8,983	1,962	9,760
	+2	4,999	7,070	5,040	7,128	4,903	6,934	700	5,078	9,178	2,100	9,898
	+3	5,137	7,264	5,179	7,323	5,041	7,129	700	5,273	9,373	2,237	10,036
	+4	5,274	7,459	5,316	7,517	5,179	7,324	700	5,467	9,567	2,375	10,173
	+5	5,412	7,654	5,453	7,712	5,316	7,518	700	5,662	9,762	2,513	10,311
	+6	5,550	7,848	5,591	7,907	5,454	7,713	700	5,857	9,957	2,651	10,449
	+7	5,687	8,043	5,729	8,102	5,592	7,908	700	6,052	10,152	2,789	10,587
00	-2	5,137	7,264	5,179	7,323	5,041	7,129	700	5,273	9,373	2,237	10,036
	-1	5,274	7,459	5,316	7,517	5,179	7,324	700	5,467	9,567	2,375	10,173
	00	5,412	7,654	5,453	7,712	5,316	7,518	700	5,662	9,762	2,513	10,311
	+1	5,550	7,848	5,591	7,907	5,454	7,713	700	5,857	9,957	2,651	10,449
	+2	5,687	8,043	5,729	8,102	5,592	7,908	700	6,052	10,152	2,789	10,587
	+3	5,825	8,238	5,866	8,286	5,729	8,103	700	6,246	10,346	2,926	10,724
	+4	5,963	8,433	6,004	8,491	5,867	8,297	700	6,441	10,541	3,064	10,862
	+5	6,100	8,627	6,142	8,686	6,005	8,492	700	6,636	10,736	3,201	11,000
	+6	6,238	8,822	6,279	8,881	6,142	8,687	700	6,831	10,931	3,339	11,137
	+7	6,375	9,017	6,417	9,075	6,280	8,882	700	7,026	11,125	3,477	11,275
+5	-2	5,137	7,264	5,179	7,323	5,041	7,129	700	5,273	9,373	2,237	10,036
	-1	5,274	7,459	5,316	7,517	5,179	7,324	700	5,467	9,567	2,375	10,173
	00	5,412	7,654	5,453	7,712	5,316	7,518	700	5,662	9,762	2,513	10,311
	+1	5,550	7,848	5,591	7,907	5,454	7,713	700	5,857	9,957	2,651	10,449
	+2	5,687	8,043	5,729	8,102	5,592	7,908	700	6,052	10,152	2,789	10,587
	+3	5,825	8,238	5,866	8,286	5,729	8,103	700	6,246	10,346	2,926	10,724
	+4	5,963	8,433	6,004	8,491	5,867	8,297	700	6,441	10,541	3,064	10,862
	+5	6,100	8,627	6,142	8,686	6,005	8,492	700	6,636	10,736	3,201	11,000
	+6	6,238	8,822	6,279	8,881	6,142	8,687	700	6,831	10,931	3,339	11,137
	+7	6,375	9,017	6,417	9,075	6,280	8,882	700	7,026	11,125	3,477	11,275
+10	-2	5,137	7,264	5,179	7,323	5,041	7,129	700	5,273	9,373	2,237	10,036
	-1	5,274	7,459	5,316	7,517	5,179	7,324	700	5,467	9,567	2,375	10,173
	00	5,412	7,654	5,453	7,712	5,316	7,518	700	5,662	9,762	2,513	10,311
	+1	5,550	7,848	5,591	7,907	5,454	7,713	700	5,857	9,957	2,651	10,449
	+2	5,687	8,043	5,729	8,102	5,592	7,908	700	6,052	10,152	2,789	10,587
	+3	5,825	8,238	5,866	8,286	5,729	8,103	700	6,246	10,346	2,926	10,724
	+4	5,963	8,433	6,004	8,491	5,867	8,297	700	6,441	10,541	3,064	10,862
	+5	6,100	8,627	6,142	8,686	6,005	8,492	700	6,636	10,736	3,201	11,000
	+6	6,238	8,822	6,279	8,881	6,142	8,687	700	6,831	10,931	3,339	11,137
	+7	6,375	9,017	6,417	9,075	6,280	8,882	700	7,026	11,125	3,477	11,275
+15	-2	5,137	7,264	5,179	7,323	5,041	7,129	700	5,273	9,373	2,237	10,036
	-1	5,274	7,459	5,316	7,517	5,179	7,324	700	5,467	9,567	2,375	10,173
	00	5,412	7,654	5,453	7,712	5,316	7,518	700	5,662	9,762	2,513	10,311
	+1	5,550	7,848	5,591	7,907	5,454	7,713	700	5,857	9,957	2,651	10,449
	+2	5,687	8,043	5,729	8,102	5,592	7,908	700	6,052	10,152	2,789	10,587
	+3	5,825	8,238	5,866	8,286	5,729	8,103	700	6,246	10,346	2,926	10,724
	+4	5,963	8,433	6,004	8,491	5,867	8,297	700	6,441	10,541	3,064	10,862
	+5	6,100	8,627	6,142	8,686	6,005	8,492	700	6,636	10,736	3,201	11,000
	+6	6,238	8,822	6,279	8,881	6,142	8,687	700	6,831	10,931	3,339	11,137
	+7	6,375	9,017	6,417	9,075	6,280	8,882	700	7,026	11,125	3,477	11,275

COTAS EN MILÍMETROS

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLÚMETRÍA ZAPATA AISLADA TABLA DE EXCAVACIÓN			
RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
REVISÓ:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
ESCALA: N/A	MODIFICACIONES EN: mm.	BOQUILLO: B / S	
NO. DE PROYECTO	ZA-001		
NO. DE PROYECTO	TESIS		

Proceso constructivo de zapata aislada



Fotografía 4.1 Excavación de la cepa

Las dimensiones son marcadas en el sitio por el topógrafo.

Dependiendo del tipo del material y las dimensiones de la cimentación la excavación se realiza a mano o con equipo mecánico.



Fotografía 4.2 Acero de refuerzo de la cimentación

Si las dimensiones de la cimentación lo permiten el habilitado del acero se realiza en el patio o almacén, al término se traslada a sitio de la excavación y se coloca en posición con la ayuda de una grúa.



Fotografía 4.3 Colocación del armado

El armado se coloca en posición, se requiere de la supervisión constante del topógrafo para que al recibir el stub o hierro de anclaje no se tenga un error y no arme la torre.



Fotografía 4.4 Preparación para el colado de la cimentación

Se aprecia el stub, nivelado y en su posición.

Se proporcionan todos los elementos que contribuirán a que el colado se realice de la forma correcta, evitando la segregación del concreto.



Fotografía 4.5 Cimbrado del dado

Se cimbra el dado, la supervisión del topógrafo es constante, para evitar que el stub se mueva de su posición, en caso de que se desvíe se nivela nuevamente y se verifican las dimensiones con las tablas de nivelación.



Fotografía 4.6 Cimbrado del dado

Al realizar el cimbrado se debe garantizar la separación del acero de refuerzo al paño exterior del concreto.

Generalmente las cimbras son metálicas, debido a la gran cantidad de cimentaciones cuyos dados son de la misma sección.



Fotografía 4.7 Colado de la zapata

Se realiza el colado del concreto en la zapata y se va extendiendo, se debe evitar que en un solo lugar se deposite el concreto.

Al extenderlo de manera simultánea se vibrará para garantizar una distribución adecuada del concreto entre el armado.



Fotografía 4.8 Colado del dado

A continuación del colado de la zapata se realiza el correspondiente al dado, se hace en una sola etapa para que la cimentación sea monolítica.

CAPÍTULO 5

ZAPATAS ANCLADAS EN ROCA





5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Una de las principales ventajas al dimensionar este tipo de zapatas, es que los esfuerzos de tensión transmitidos por la torre, pueden absorberse mediante anclas de fricción, lo cual redundaría en cimentaciones más reducidas, y por ende, más económicas.

Por otro lado, el diseño de la zapata, debe ser tal que, resista íntegramente la combinación de cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación, teniendo como límite:

- ◆ La presión admisible de la roca a compresión.
- ◆ La tensión admisible de las anclas de fricción.
- ◆ La estabilidad de la cimentación y las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo).

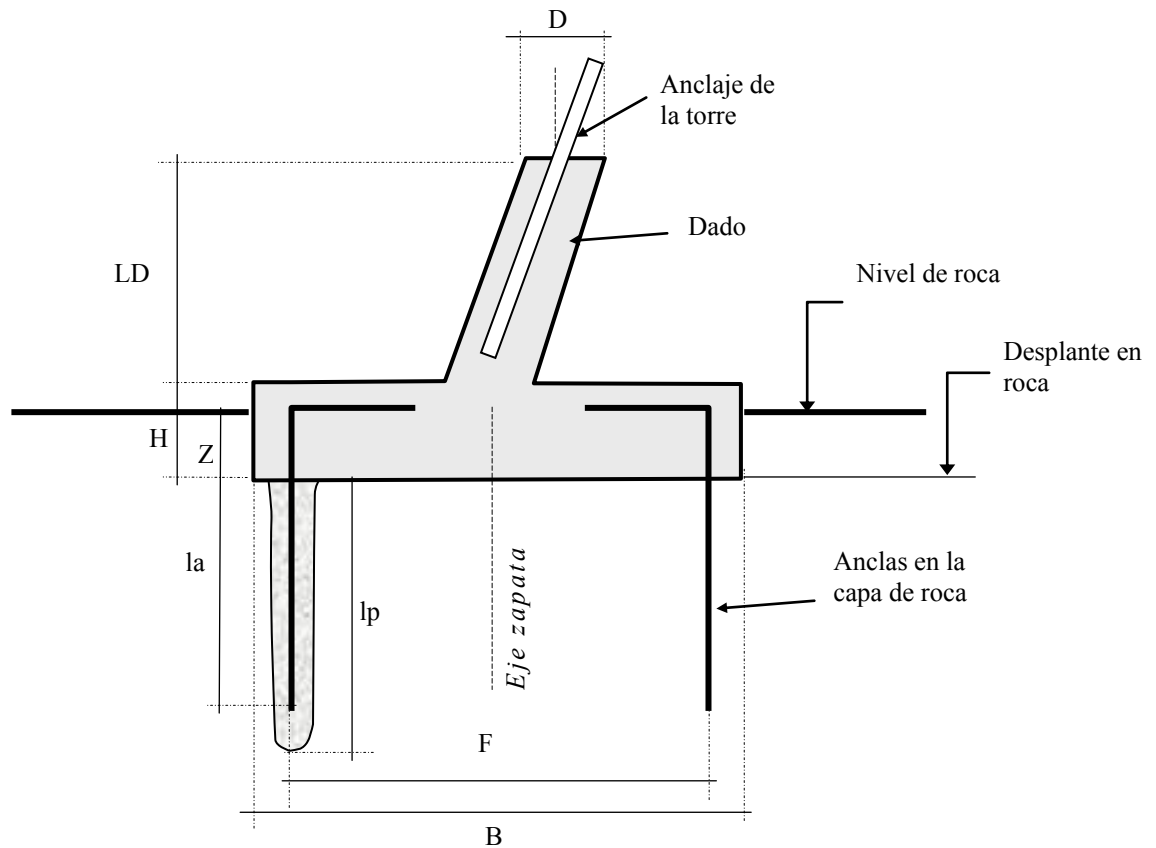
En el diseño se aplican las normas técnicas de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E. JA100 – 64, 2005) y (ACI 318S-08, 2008)



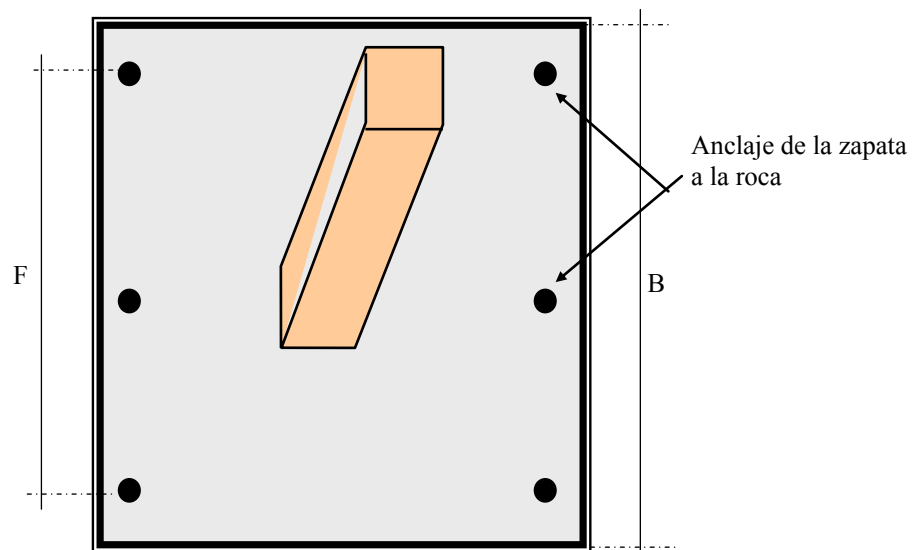
5.1.1 Nomenclatura

Para propósitos de análisis, se adopta la siguiente nomenclatura, (Figura 5.1).

B	Ancho de la base, [m]
Z	Profundidad máxima de desplantes en roca sana, [m]
H	Peralte de la zapata, [m]
D	Dado, sección cuadrada, lado, [m]
DI	Dado, sección circular, diámetro, [m]
LD	Longitud del dado, [m]
NA	Número de anclas
da	Diámetro de ancla, [cm]
la	longitud de anclaje, [m]
lp	Longitud de perforación, [cm]
dp	Diámetro de perforación, [cm]
F	Separación entre anclas extremas, [cm]



Sección transversal



Planta

Figura 5.1 *Cimentación con zapatas aisladas ancladas en roca*



5.1.2 Variables de diseño

Cargas actuantes.

Para el desarrollo del diseño, se asume que se conocen las acciones de la superestructura sobre la cimentación, las cuales se obtienen del análisis estructural de la torre, mismas que ya incluyen los factores de carga correspondientes.

- Para las acciones a tensión:

T	Carga axial a tensión, [t]
V_{xt}	Cortante en dirección del eje x, [t]
V_{yt}	Cortante en dirección del eje y, [t]

- Para las acciones a compresión:

C	Cargas axial a compresión, [t]
V_{xc}	Cortante en dirección del eje x, [t]
V_{yc}	Cortante en dirección del eje y, [t]

Datos de diseño

Estos comprenden tanto las condiciones y propiedades mecánicas del terreno, como de los materiales de construcción, siendo los principales:

q_{adm}	Capacidad de carga de la roca, [t/m ²]
γ_r	Peso volumétrico de la roca, [t/m ³]
ϕ	Ángulo de fricción interna de la roca, [°]
f^c	Resistencia del concreto a la compresión, [kg/cm ²]
γ_c	Peso volumétrico del concreto, [t/m ³]
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, [kg/cm ²]



Geometría de la torre

Las dimensiones generales en la base de la torre son necesarias para definir la distribución de las zapatas y poder analizar en su conjunto. Así, entonces se proporciona la siguiente información:

- AB* Ancho de la base, [m]
- AC* Ancho de la cintura, [m]
- AP* Altura del piramidal, [m]

Coefficientes y factores de carga

Los valores usados, son los recomendados en las diferentes normas especializadas de diseño de acuerdo al tipo y magnitud de la estructura, siendo estos:

Coefficiente de seguridad a tensión:	1.00
Coefficiente de seguridad a volteo con tensión:	3.00
Coefficiente de seguridad a volteo por compresión:	1.00
Factor de carga para cargas últimas:	1.10
Factor de amplificación de presión en el terreno:	1.33

5.2 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Como se ha mencionado, el diseño de la cimentación se efectúa considerando los esfuerzos normales y cortantes más desfavorables que transfiere la torre de transmisión hacia la zapata a través del dado de la misma (Figura 5.2).

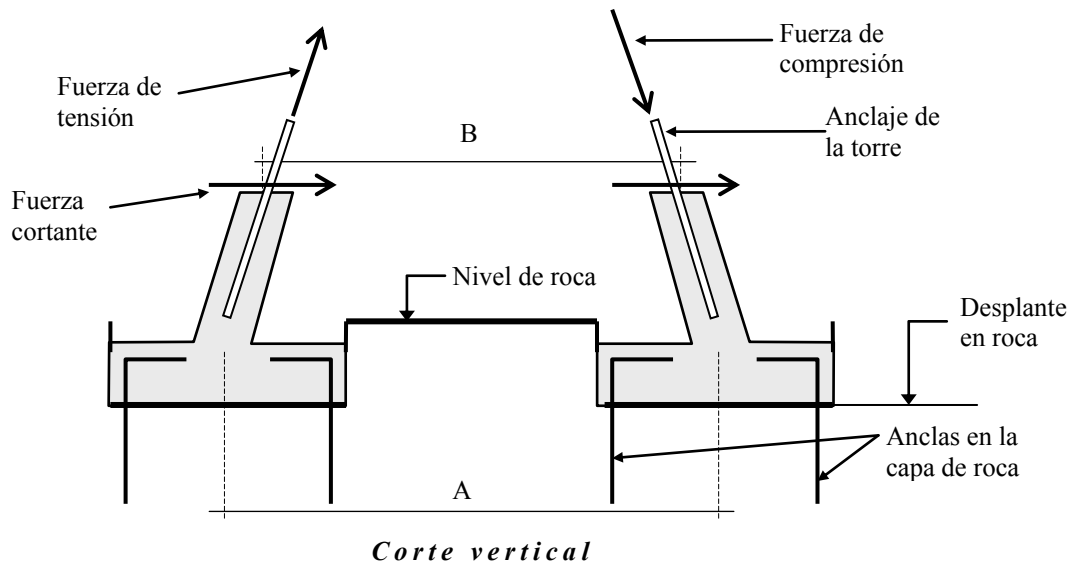


Figura 5.2 Fuerzas transmitidas a la cimentación con zapatas aisladas ancladas en roca

5.2.1 Revisión de la cimentación a esfuerzos de compresión

La revisión es en el sentido de que las presiones efectivas sobre el terreno; afectadas por el factor de amplificación de 1.33, no excedan al permisible de éste. Por lo tanto, ante las diferentes combinaciones de carga axial a compresión excéntrica y componentes horizontales, se calculan los momentos respecto al centro de gravedad, CG (Figura 5.3):

$$M_x = -C e_y + V_{yc} (H + LD) \quad M_y = C e_x - V_{xc} (H + LD)$$

En las ecuaciones anteriores, los signos cambian dependiendo del cuadrante donde se aplican las fuerzas.

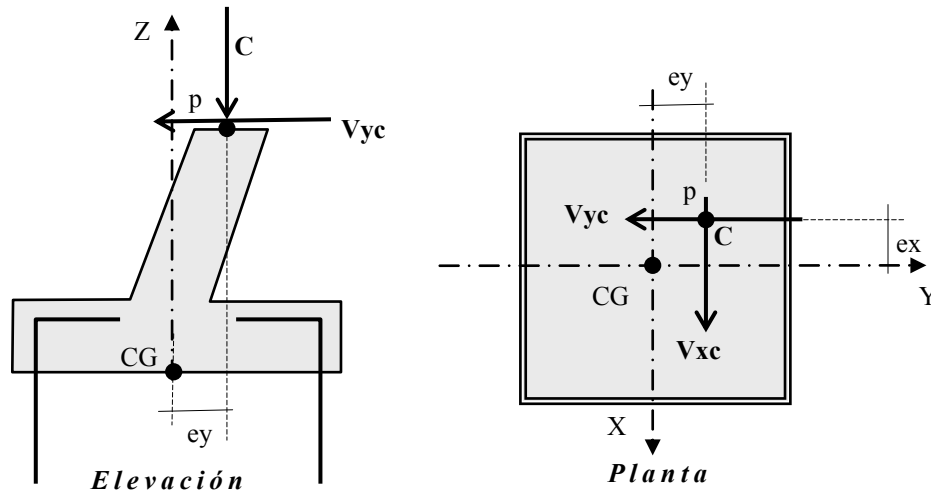


Figura 5.3 Diagrama de fuerzas y sistema de referencia

Con las dimensiones propuestas de la cimentación se definen las excentricidades ex , ey y se calculan los momentos Mx , My , para después determinar los esfuerzos inducidos al terreno y comparar con las presiones admisibles de éste. Así entonces por flexión biaxial se tiene:

$$\sigma_{max} = \left[\frac{(C + Wc)}{B^2} \pm \frac{6(Mxc \pm Myc)}{B^3} \right] \leq 1.33 q_{adm}$$

Se debe cumplir además con:

$$\frac{ex}{B} + \frac{ey}{B} < \frac{1}{6}$$

donde:

$$ex = \frac{Mx}{P}; \quad ey = \frac{My}{P}; \quad P = C + Wc$$



Si se cumplen las condiciones anteriores, se infiere que las dimensiones de la cimentación son adecuadas a compresión, de no ser así, se deberá modificar la geometría de la zapata y evaluar nuevamente las presiones sobre el terreno.

5.2.2 Revisión de la cimentación a esfuerzos de tensión

Para garantizar la estabilidad y seguridad de la cimentación a las cargas de tensión se deberán diseñar básicamente las anclas de la zapata, las cuales soportarán dichas cargas, ya que, como se sabe, el concreto tiene poca capacidad a éste efecto. Además se debe cumplir con otras condiciones que se indican adelante.

5.2.2.1 Capacidad de trabajo a tensión del ancla

La carga de trabajo del ancla T_{ANCLA} , está relacionada con las pruebas de extracción, que es capaz de soportar la roca en la cual se inserta el ancla y el esfuerzo máximo permisible del material de la misma. Se verifica que el esfuerzo de trabajo máximo a tensión de las anclas, sea menor al límite de fluencia del acero multiplicado por un factor de reducción:

$$\tau_{max} = \frac{1.1 T_{ANCLA}}{A_s} < 0.9 f_y$$

donde A_s = Área transversal del ancla en cm^2

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

5.2.2.2 Esfuerzo de adherencia mortero – roca

No obstante que el anclaje se diseña para resistir las cargas actuantes de tensión, también se diseña el barreno en la cual se aloja el ancla a fin de garantizar que los esfuerzos sean transmitidos hacia la roca; tal como se indica a continuación.



Los esfuerzos de adherencia mortero – roca, τ_{mr} , están en función de los esfuerzos que le transmite el ancla, debiendo cumplir con:

$$\tau_{mr} = \frac{T_{ANCLA}}{\pi \cdot dp \cdot la} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

donde dp = diámetro de la perforación, [cm]

la = longitud de anclaje, [cm]

Por lo tanto la capacidad de trabajo máxima de las anclas esta dado por el menor de los dos valores anteriores; esto es:

$$T_{ANCLA} \leq \min \left\{ \frac{\tau_{mr} \cdot \pi \cdot dp \cdot la}{1.1}, \frac{0.9 A_s F_y}{1.1} \right\}$$

5.2.2.3.- Revisión de la cimentación por arrancamiento

Debido al efecto de la fuerza de tensión, esta tiende a extraer el anclaje, pudiendo provocar la falla de la zapata y/o la roca. Por lo tanto debe verificarse que el coeficiente de seguridad al arrancamiento cumpla con la condición:

$$CSA = \frac{T_{ANCLA}}{\frac{T - Wc}{NA} + \frac{Vxt \cdot A - Te}{Md} + \frac{Vyt \cdot A - Te}{Md}} \geq 1.0$$

donde:

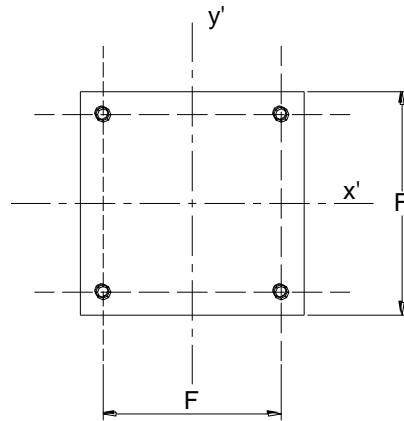
NA = Número de anclas

A = Altura de la cimentación = $LD + H$

Md = Módulo de distribución de anclas

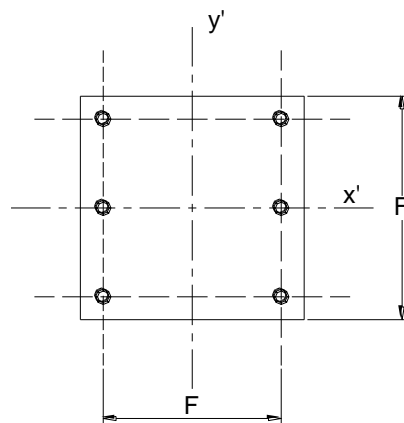
El módulo de distribución de anclas corresponde al módulo resistente de la sección apoyada en la roca, dividida por la sección total de las varillas de anclaje, así para cada arreglo de anclas se tendrán distintos valores (Ver diagramas siguientes para el módulo de distribución para cada arreglo de 4, 6, 8, 10, 12, 16, 18, 20 anclas).

Módulos de distribución



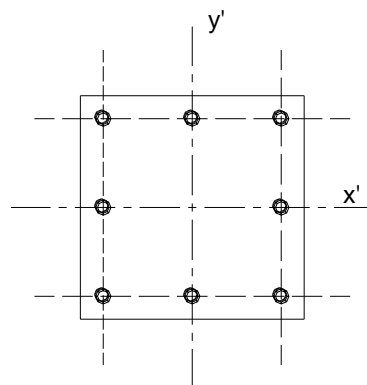
$$M_d = 2F$$

4 ANCLAS



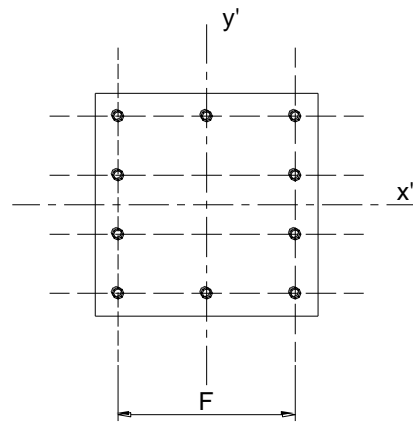
$$M_d = 3F$$

6 ANCLAS



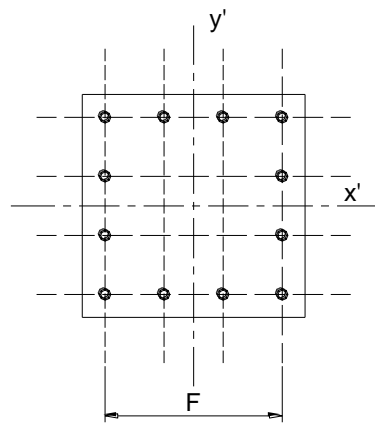
$$M_d = 3F + \frac{2F}{2} = 4F$$

8 ANCLAS



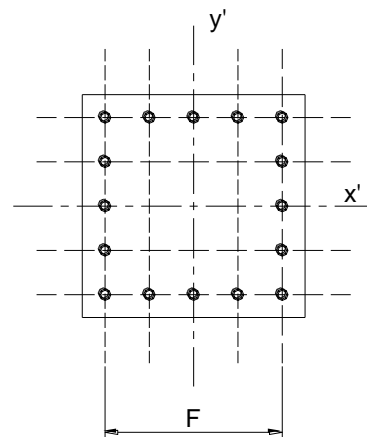
$$M_d = 4F + \frac{2F}{2} = 5F$$

10 ANCLAS



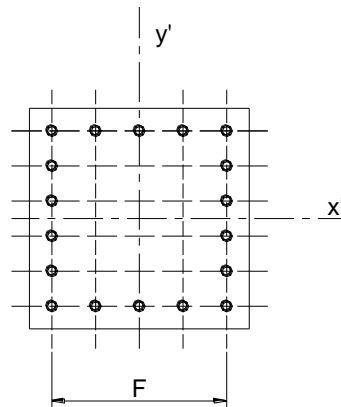
$$M_d = 4F + 2 * \frac{2}{3} F + 2 * \frac{1}{3} F = 6F$$

12 ANCLAS



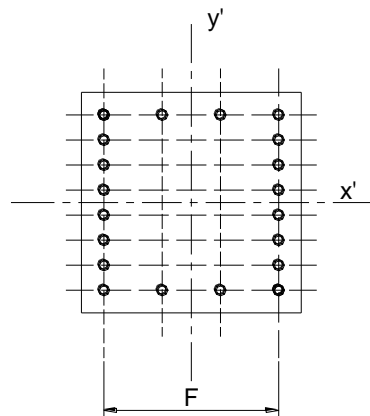
$$M_d = 5F + 2 * \frac{3}{4} F + 2 * \frac{1}{2} F + 2 * \frac{1}{4} F = 8F$$

16 ANCLAS



$$M_d = 6F + 2 \frac{3}{4} F + 2 \frac{F}{2} + 2 \frac{F}{4} = 9F$$

18 ANCLAS



$$M_d = 8F + 2 \frac{2}{3} F + 2 \frac{1}{3} F = 10F$$

20 ANCLAS

NOTA:

El sistema de ejes mostrado es local para cada zapata.

El arreglo particular de anclas se indica en su plano correspondiente.



En resumen el Módulo de Distribución de anclas (M_d) es, para cada arreglo:

<i>Nº Anclas</i>	<i>Md</i>
4	2F
6	3F
8	4F
10	5F
12	6F
16	8F
18	9F
20	10F

Donde F es la distancia entre anclas extremas.

Cumpléndose las condiciones anteriores, se concluye que el número de anclas, la longitud de anclaje y dimensiones de la cimentación, es adecuado a tensión.

5.2.2.4 Revisión de la estabilidad

Para verificar la estabilidad de la cimentación, se analiza la misma por volteo con tensión, el cono de arrancamiento y el deslizamiento horizontal.

a) Revisión por volteo

El momento de volteo por tensión está dado por las expresiones:

$$M_{Vx} = T \left(\frac{B}{2} - e \right) + Vyt \cdot A$$

$$M_{Vy} = T \left(\frac{B}{2} - e \right) - Wc \cdot \frac{B}{2} + Vxt \cdot A$$



El momento resistente es:

$$M_{Rx} = M_{rx} \cdot \tau_{ANCLA} \cdot F + Wc \cdot \frac{B}{2}$$

$$M_{Ry} = M_{ry} \cdot \tau_{ANCLA} \cdot F - Wc \cdot \frac{B}{2}$$

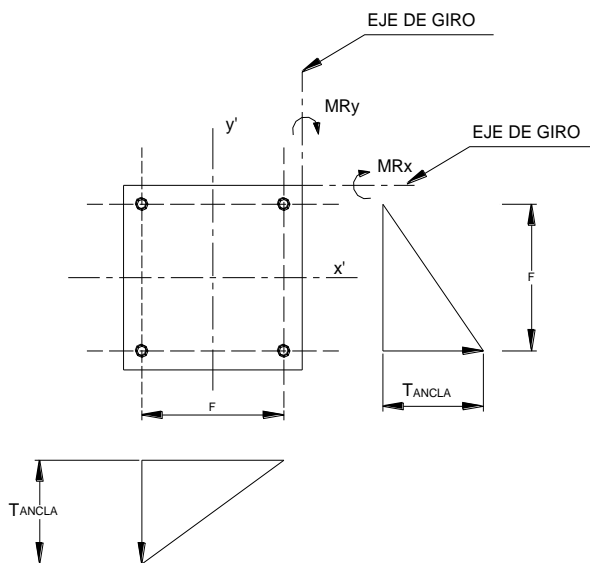
donde,

M_{rx} = Módulo de respuesta en sentido del eje x

M_{ry} = Módulo de respuesta en sentido del eje y

El módulo de respuesta M_r (en sentido de eje "x" y en eje "y") es el momento resistente, dividido por la distancia entre las anclas extremas F y por la resistencia individual de cada ancla T_{ANCLA} , de la sección constituida por los anclaje, respecto de un borde, suponiendo que la cimentación es rígida alrededor de ese mismo borde, generando en las anclas una distribución lineal de deformaciones y de tensiones (Ver diagramas siguientes para el módulo de respuesta para cada arreglo de 4, 6, 8, 10, 12, 16, 18, 20 anclas).

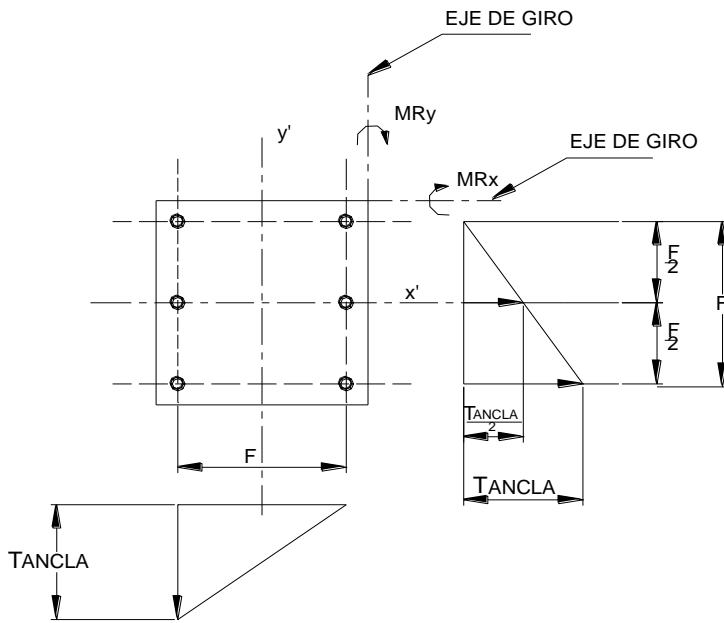
Módulos de respuesta



$$: \frac{2 T_{ANCLA} F}{T_{ANCLA} F} = 2$$

$$: \frac{2 T_{ANCLA} F}{T_{ANCLA} F} = 2$$

4 ANCLAS

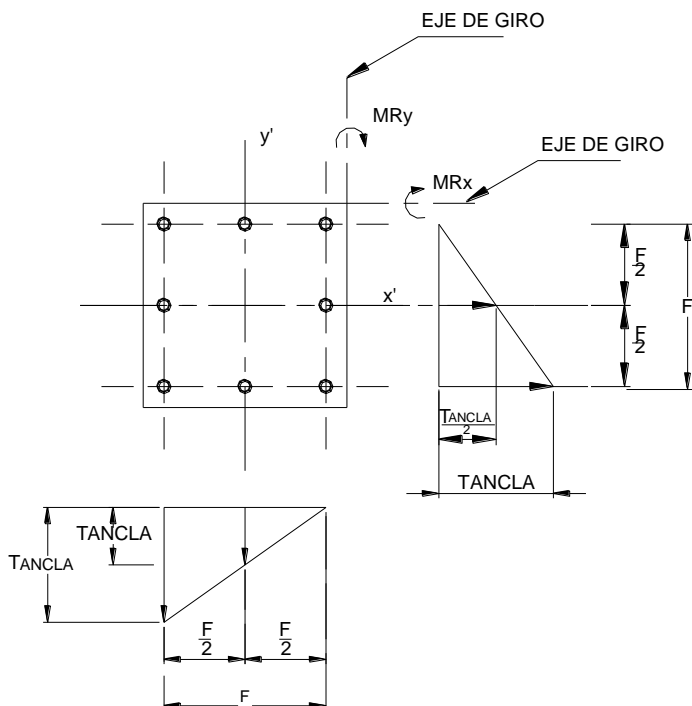


$$\frac{T_{ANCLA} F + 2 \frac{T_{ANCLA} F}{2}}{T_{ANCLA} F}$$

$$= 2.5$$

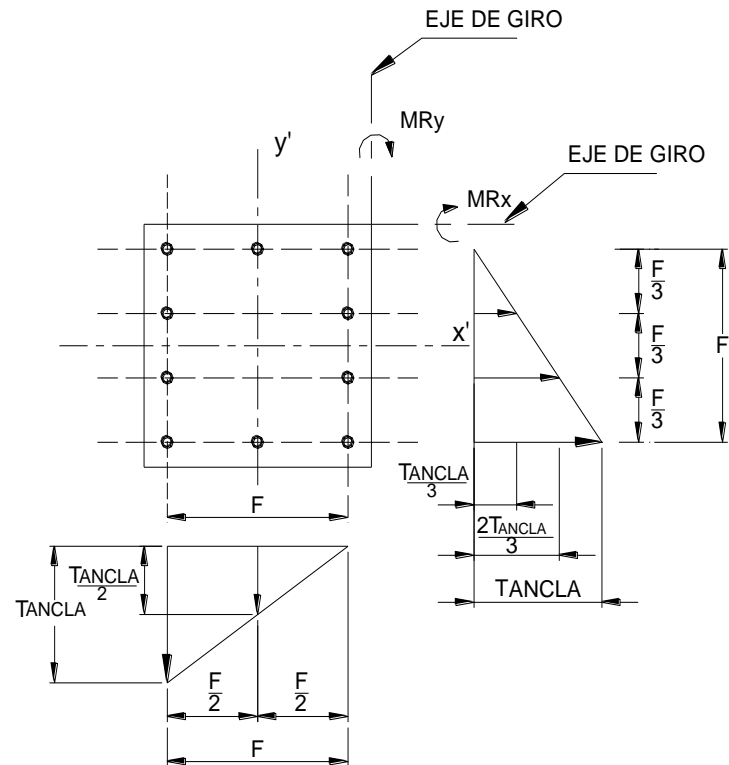
$$\frac{T_{ANCLA} F}{ANCLA F} = 3$$

6 ANCLAS



$$\frac{F}{2} = 3.5$$

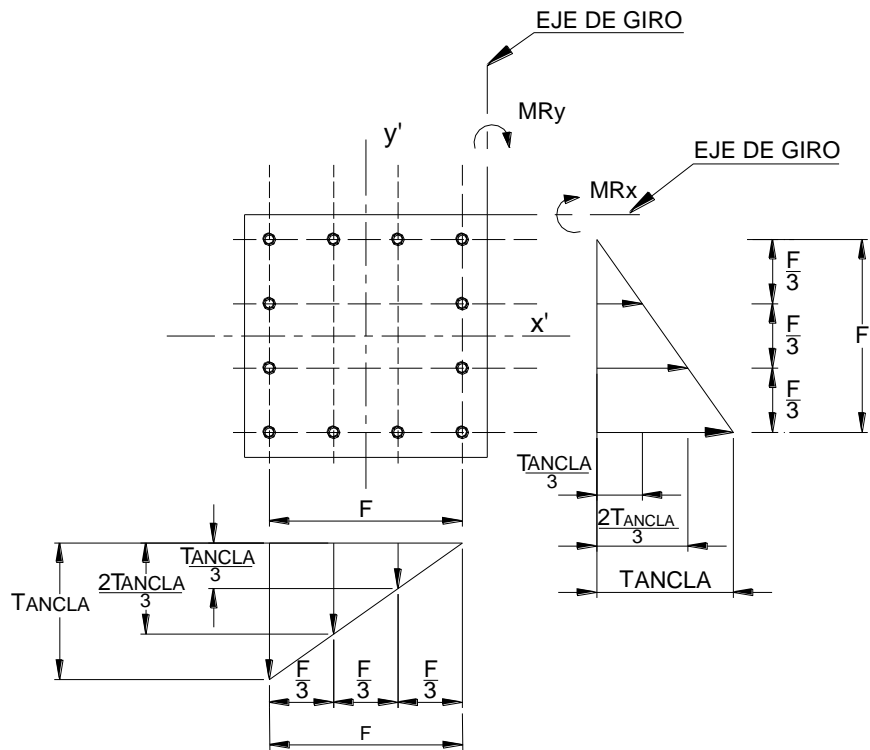
$$\frac{F}{2} = 3.5$$



$$M_{rx} = \frac{5 T_{ANCLA} F + 4 \frac{T_{ANCLA} F}{3} + 4 \frac{T_{ANCLA} F}{3}}{T_{ANCLA} F} = 4.11$$

$$M_{ry} = \frac{4 T_{ANCLA} F + 2 \frac{T_{ANCLA} F}{2}}{T_{ANCLA} F} = 4.5$$

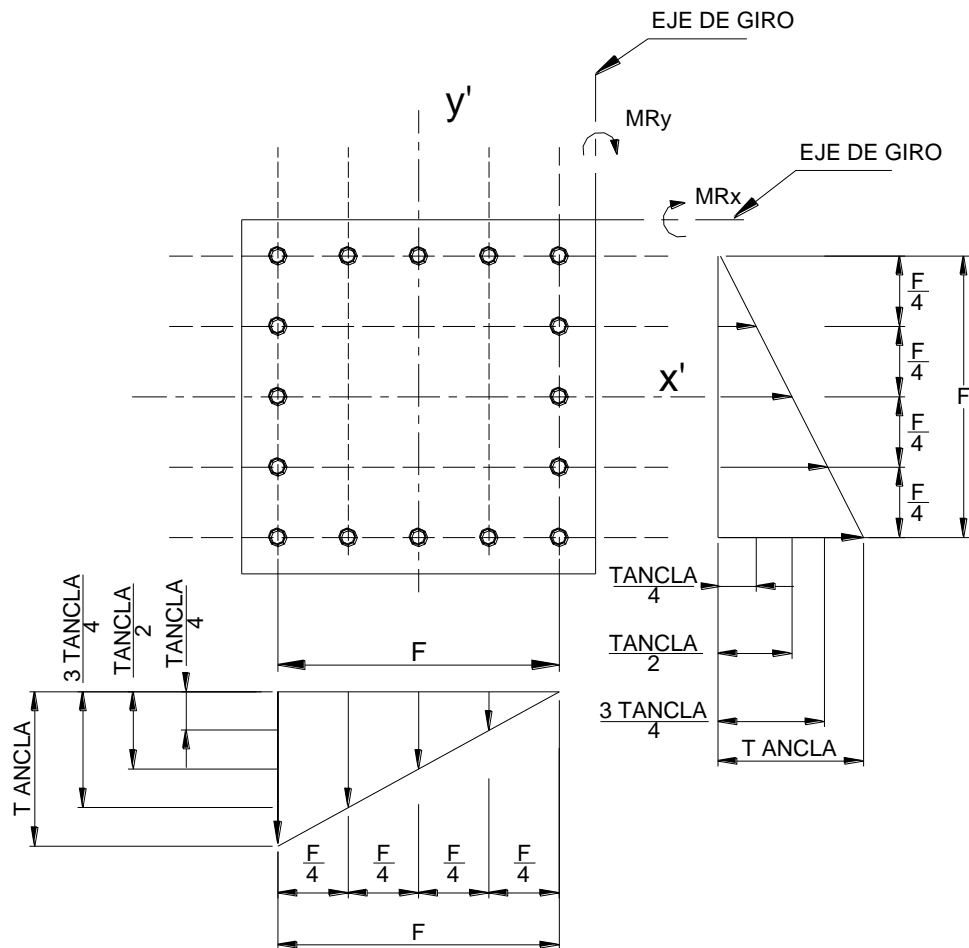
10 ANCLAS



$$M_{rx} = \frac{4 T_{ANCLA} F + 2 \frac{2 T_{ANCLA}}{3} \frac{2F}{3} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{3} \frac{F}{3}}{T_{ANCLA} F} = 5.11$$

$$M_{ry} = \frac{4 T_{ANCLA} F + 2 \frac{2 T_{ANCLA}}{3} \frac{2F}{3} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{3} \frac{F}{3}}{T_{ANCLA} F} = 5.11$$

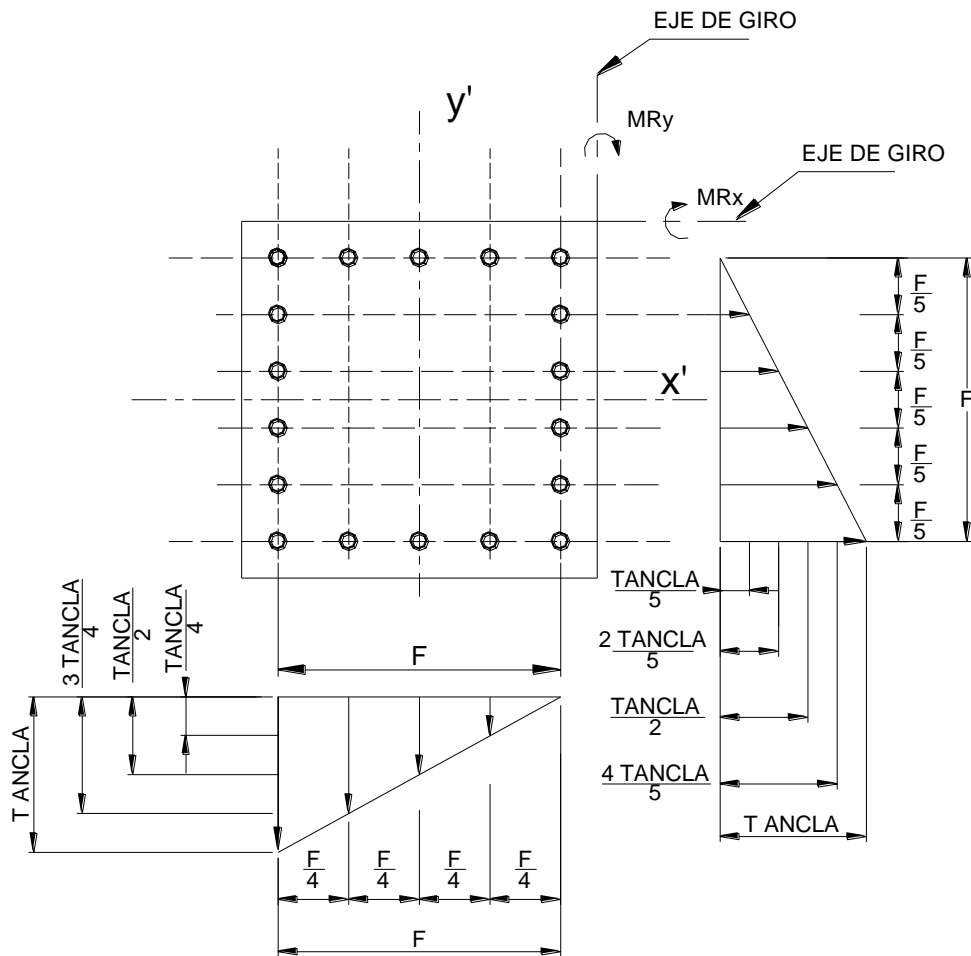
12 ANCLAS



$$M_{rx} = \frac{5 T_{ANCLA} F + 2 \frac{3 T_{ANCLA}}{4} \frac{3F}{4} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{2} \frac{F}{2} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{4} \frac{F}{4}}{T_{ANCLA} F} = 6.75$$

$$M_{ry} = \frac{5 T_{ANCLA} F + 2 \frac{3 T_{ANCLA}}{4} \frac{3F}{4} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{2} \frac{F}{2} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{4} \frac{F}{4}}{T_{ANCLA} F} = 6.75$$

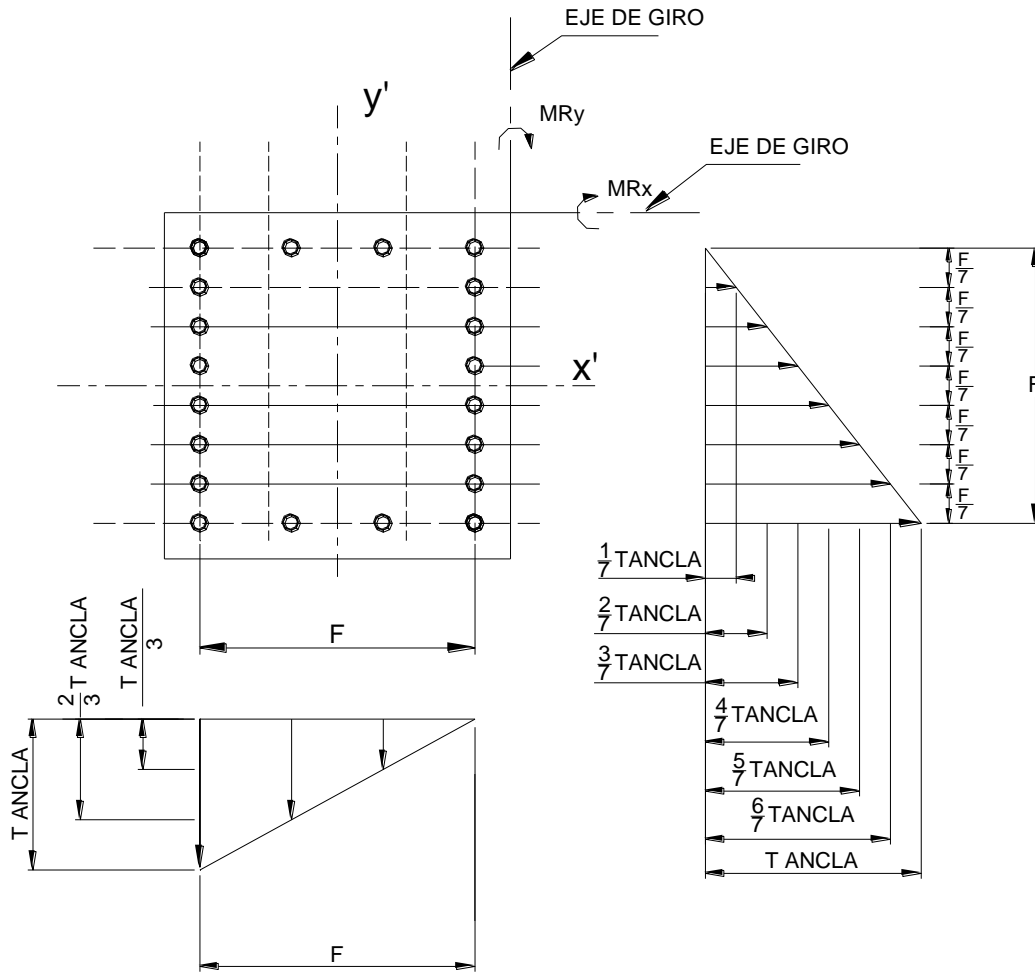
16 ANCLAS



$$M_{rx} = \frac{5 T_{ANCLA} F + 2 \frac{4 T_{ANCLA}}{5} \frac{4F}{5} + 2 \frac{3 T_{ANCLA}}{5} \frac{3F}{5} + 2 \frac{2 T_{ANCLA}}{5} \frac{2F}{5} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{5} \frac{F}{5}}{T_{ANCLA} F} = 7.4$$

$$M_{ry} = \frac{6 T_{ANCLA} F + 2 \frac{3 T_{ANCLA}}{4} \frac{3F}{4} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{2} \frac{F}{2} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{4} \frac{F}{4}}{T_{ANCLA} F} = 7.75$$

18 ANCLAS



$$M_{rx} = \frac{4 T_{ANCLA} F + 2 \frac{6 I_{ANCLA}}{7} \frac{6F}{7} + 2 \frac{5 I_{ANCLA}}{7} \frac{5F}{7} + 2 \frac{4 I_{ANCLA}}{7} \frac{4F}{7} + 2 \frac{3 T_{ANCLA}}{7} \frac{3F}{7} + 2 \frac{2 T_{ANCLA}}{7} \frac{2F}{7} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{7} \frac{F}{7}}{T_{ANCLA} F} = 7.71$$

$$M_{ry} = \frac{8 T_{ANCLA} F + 2 \frac{2 T_{ANCLA}}{3} \frac{2F}{3} + 2 \frac{T_{ANCLA}}{3} \frac{F}{3}}{T_{ANCLA} F} = 9.11$$

20 ANCLAS



El módulo de respuesta es, según el arreglo de anclas:

N° DE ANCLAS	M_{rx}	M_{ry}
4	2	2
6	2.5	3
8	3.5	3.5
10	4.11	4.5
12	5.11	5.11
16	6.75	6.75
18	7.4	7.75
20	7.71	9.11

De lo anterior se desprende que el coeficiente de seguridad a volteo CSV es:

$$CSV_x = \frac{M_{Rx}}{M_{Vx}} \geq 1.0; \quad CSV_y = \frac{M_{Ry}}{M_{Vy}} \geq 1.0$$



b) Revisión del cono de arrancamiento

En la verificación del cono interviene de manera importante el ángulo de fricción de la roca y la profundidad del anclaje, tal como se muestra en la expresión:

$$V_{res} = F^2 \cdot lp + 2 (\tan \phi \cdot lp^2 \cdot F) + \frac{\pi}{3} (\tan \phi \cdot lp^2) lp - \frac{F^3 \tan \phi}{6}$$

donde:

V_{res} = Volumen resistente, considerado aproximado a una pirámide truncada cuya altura es igual a la longitud de perforación (lp), el ancho de la base inferior es igual a la separación entre las anclas extremas (F) y el ancho de la base superior igual a la longitud [$F + 2 \tan \phi$], (ϕ es el ángulo de fricción de la roca) (Figura 5.4).

A la pirámide trunca calculada se le sustrae la pirámide formada en el interior de las anclas y cuya altura es [$F / (2 \tan \phi)$] y longitud de base F . Dado que el método de cálculo es aproximado, se aplica un factor de carga de 1.5 a las fuerzas actuantes.

$$N_{res} = V_{res} \cdot \gamma_r \geq 1.5 (T - Wc)$$

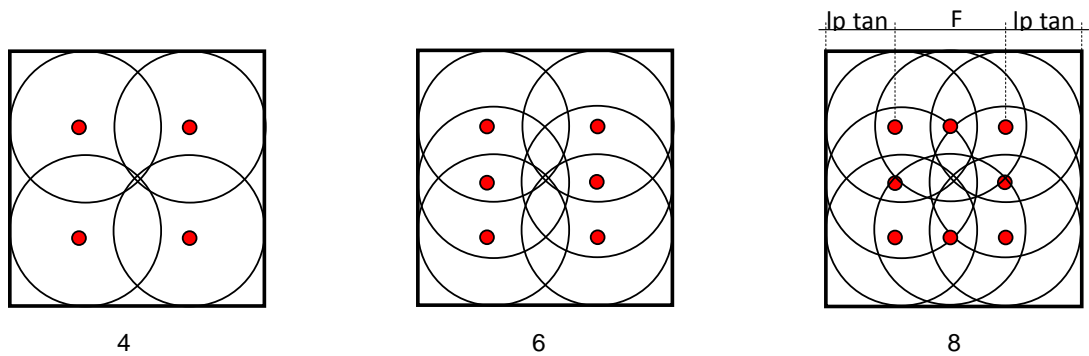
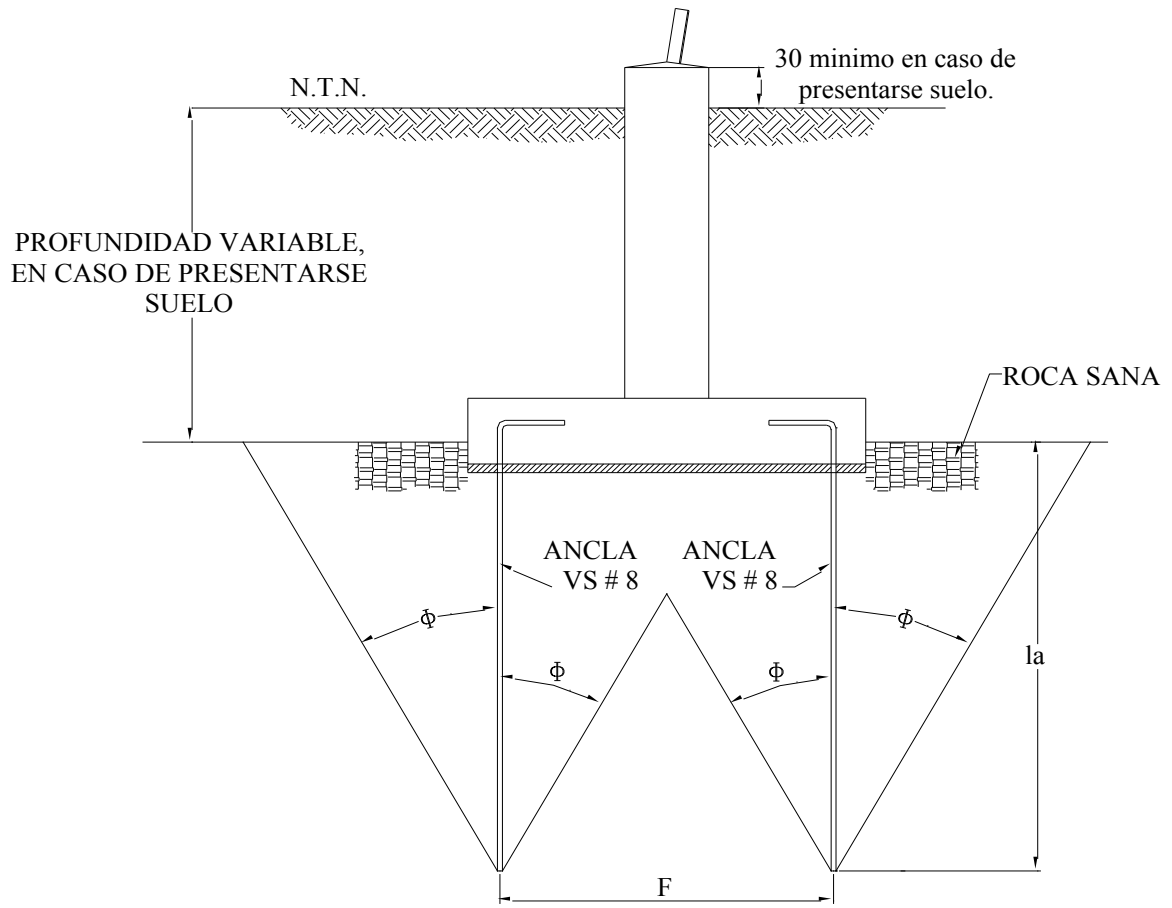


Figura 5.4 Volúmenes de respuesta para diferentes cantidades de anclas.



c) Revisión por deslizamiento horizontal

Este efecto es provocado por las fuerzas cortantes que transmite la torre hacia la cimentación, siendo el caso más desfavorable la resultante de las componentes en las direcciones X y Y, esto es V:

$$V = \sqrt{V_x t^2 + V_y t^2}$$

Por otro lado, la fuerza resistente V_R al deslizamiento es:

$$V_R = (T \cdot \tan \delta + c \cdot B^2) F_R$$

Siendo:

T = Tensión

\tan = Coeficiente de fricción zapata-roca

c = Adherencia zapata - roca

B^2 = Área de la zapata

F_R = Factor de reducción = 0.6

Así, debe cumplirse que:

$$V_R > V$$

Al satisfacerse los incisos (a), (b) y (c), se concluye que la estabilidad de la cimentación es adecuada.

5.3 DIMENSIONES DEL ANCLA EN LA ZAPATA

La longitud del ancla en la zapata será la mínima definida por la longitud de desarrollo básica multiplicada por los factores de modificación (Figura 5.5). Así tendremos que:

$$\ell_{hb} = 318 d_b / \sqrt{f'c}$$

$$\ell_{ah} = 0.7 (0.8) \ell_{hb}$$

$$\ell_{dh} = 32.0 \text{ cm}$$

donde:

d_b = Diámetro de la varilla.

l_{hb} = Longitud de desarrollo.

El peralte mínimo de la zapata será entonces:

$$H_{min} = l_{dh} + \text{longitud de la camisa de PVC en la carpeta} + \text{recubrimiento superior}$$

Se deberá cumplir que $H_{min} < H$

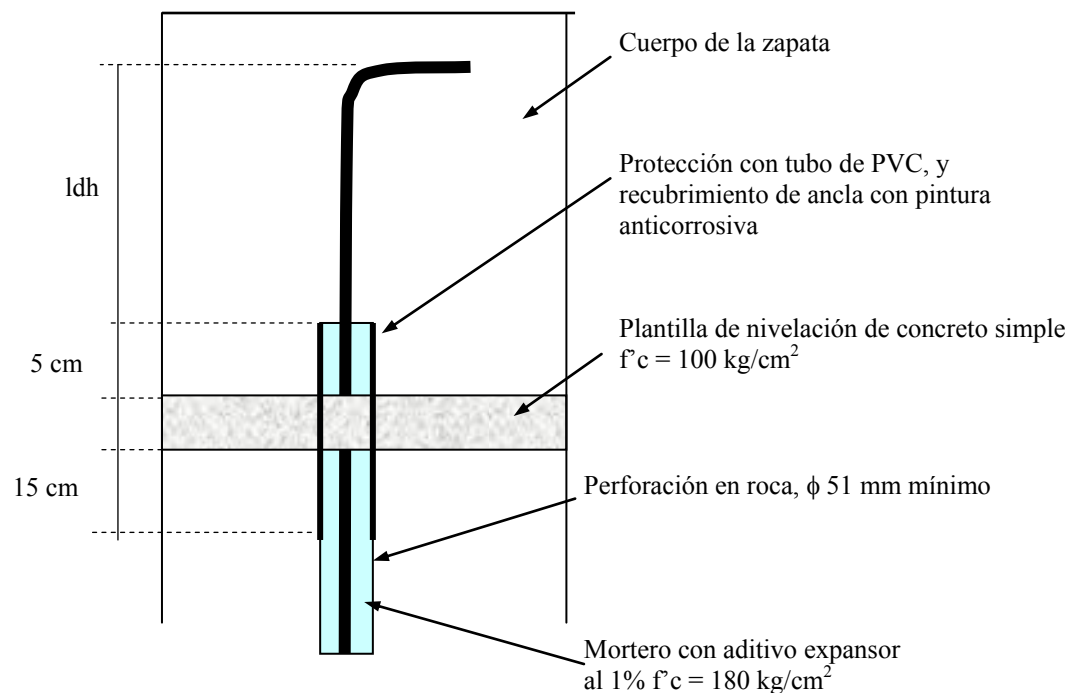


Figura 5.5 Longitud de desarrollo del ancla y recubrimiento de PVC



5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

5.4.1 Diseño de peralte y refuerzo de zapata (ACI 318S-08, 2008)

Diseño de cortante

El dimensionamiento del peralte deberá cumplir:

$$Vu < \phi c Vc ; \quad \phi c = 0.85$$

En el diseño se toman en cuenta dos criterios a saber:

- **Como viga ancha**

Se revisará la zapata a cortante como **viga ancha** donde la *fuerza cortante última actuante* está definida por:

$$Vu = \left(\frac{B - D1}{2} - d \right) B \sigma_{max} \quad (1.1)$$

La *fuerza resistente nominal al cortante* proporcionada por el concreto está definida por:

$$\begin{aligned} \phi c Vc &= 0.53 \sqrt{f'c} B d \phi c \\ \left(\frac{B - D1}{2} - d \right) \sigma_{max} &= 0.85 (0.53) d \sqrt{f'c} = 0.45 d \sqrt{f'c} \end{aligned}$$

$$(0.45 \sqrt{f'c} + \sigma_{max})d = \left(\frac{B - D1}{2} \right) \sigma_{max}$$

$$d = \frac{(B - D1) \sigma_{max}}{2 + 0.9 \sqrt{f'c} / \sigma_{max}}$$

$$d = \frac{(B - D1)}{2 (0.45 \sqrt{f'c} + \sigma_{max})}$$



- **Diseño por penetración** (Acción en dos direcciones)

Adicionalmente, se revisará a cortante **por penetración** donde el *esfuerzo cortante máximo actuante* se calcula como:

$$v_1 = \frac{Vu}{b_o d} + \frac{\gamma_v M u_x y_1}{J} + \frac{\gamma_v M u_y x_1}{J}$$

donde:

$$J = \frac{d(D+d)^3}{6} + \frac{(D+d)d^3}{6} + \frac{(D+d)(D+d)^2 d}{2}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{D+d}{D+d}}}$$

$$V_u = 1.1[B^2 - (D+d)^2]\sigma$$

$$\sigma = \frac{C}{B^2}$$

$$b_o = 4(D+d)$$

donde,

C = Componente vertical de compresión

B^2 = Área de la zapata

σ = Esfuerzo de compresión en el terreno debido únicamente a compresión (Sin considerar momentos flexionantes)



Y el *esfuerzo cortante resistente nominal* será el menor de los siguientes valores:

$$\phi_c V_c = \phi_c \left(0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \right)$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \left(0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \right)$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde:

β_c = Relación del lado largo al lado corto de la misma

$$\alpha_s = 40$$

Se deberá cumplir con:

$$\phi_c V_c > v_1$$

Para que el peralte de la zapata sea adecuado a cortante por penetración.

Diseño por flexión

Se revisará el peralte de la zapata propuesto, considerando que la misma está sometida a una presión uniformemente distribuida igual a la presión neta máxima sobre el terreno debida a la fuerza de compresión y sus componentes horizontales, con los elementos mecánicos así obtenidos, se diseñará el acero de refuerzo en el lecho inferior de la zapata.

Por lo que el diseño de la zapata a flexión:

$$M_u = 1.1 (0.125) \sigma_{max} b (B - D)^2$$

donde:

b = Ancho unitario de la zapata = 100 cm

B = Ancho de la zapata.

D = Ancho del lado



Además:

$$Mu = \phi_f b d^2 f'c q (1 - 0.59 q)$$

donde:

$\phi_f = 0.9$ Factor de reducción de resistencia a flexión conforme al ACI-318S-08 (2008)

d = Peralte efectivo de la zapata

q = Índice de refuerzo

$$q = \frac{fy}{f'c}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} q = \frac{As}{bd}$$

$$\therefore As = \frac{f'c}{fy} q b d$$

donde:

As = Área de acero.

ρ = Porcentaje de acero

$$Ru = \frac{Mu}{\phi_f b d^2} \Rightarrow Ru = f'c q (1 - 0.59 q) = f'c \omega - 0.59 f'c q^2$$

$$q^2 - 1.7 q + 1.7 Ru / f'c = 0 \quad q = 0.85 \quad \sqrt{(0.85)^2 - 1.7 Ru / f'c}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Ru}{0.85 f'c}} \right)$$

Por lo que, el acero para el lecho inferior de la zapata se obtiene con:

$$As = \rho B d$$



Se armará en ambos sentidos. Además, de que ρ será el mayor valor de:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho = \frac{f_c}{f_y} q$$

El refuerzo en el lecho superior se calculará de igual manera pero considerando que la zapata está sometida a una presión uniformemente distribuida igual a la presión máxima sobre el terreno debido la fuerza de tensión y sus componentes horizontales de refuerzo en el lecho superior de la zapata.

La separación S de una varilla de área as será:

$$S = as b / As = as b / (b d) = as / (d)$$

Limitaciones del refuerzo. Porcentajes de acero de refuerzo, mínimos y máximos (Tabla 4.2) estarán dadas por:

$$\rho_{mín} \quad \rho_{máx}$$

donde,

$$\rho_{máx.} = 0.75 \quad b = 0.75 \quad t \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6115}{6115 + f_y} \right) = \frac{3900 \beta_t f'_c}{f_y (6115 + f_y)}$$

y $t = 0.85 \quad \text{para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

Si $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\rho_{mín.} = 0.0018$



Tabla 4.2 Para losas donde se emplee varilla corrugada o malla electrosoldada (corrugada o lisa) grado 42, máx para diferentes $f'c$.

$f'c$	ρ	máx.
200	0.850	0.0153
250	0.850	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.800	0.0252
400	0.764	0.0275
450	0.729	0.0295
500	0.693	0.0312

5.4.2 Diseño estructural del dado

Para el diseño de los dados se utilizarán los Diagramas de interacción para el diseño de columnas de concreto reforzado del libro, Aspectos fundamentales de concreto reforzado, González (2005).

Diseño de columna rectangular con flexotensión en dos direcciones

Se determinan los elementos mecánicos para el diseño del dado, con las reacciones T, V_{tx}, V_{ty} , estos multiplicados por un factor seguridad de 1.1

$$M_{tx} = -T * e + V_{tx}(Z + Z_o)$$

$$M_{ty} = T * e - V_{ty}(Z + Z_o)$$



Se obtienen los parámetros adimensionales:

$$K = \frac{Pu}{F_R b h f c}$$

$$R = \frac{Mu}{F_R b h^2 f c}$$

$$\rho = \frac{As}{bh}$$

$$q = \rho \frac{fy}{f c} = \frac{As}{bh} \frac{fy}{f c}$$

$$As = qbh \frac{f c}{fy} = \rho bh$$

donde:

Pu = Carga axial última, $Pu = 1.1 T$

Mu_y = Momento flexionante último en dirección y , $Mu_y = Pu e_x$

Mu_x = Momento flexionante último en dirección x , $Mu_x = Pu e_y$

El eje x debe considerarse tal que: $e_x / b < e_y / h$

F_R = Factor de reducción de resistencia

$f^*c = 0.80 f'c$

$f''c = 0.85 f^*c$

Utilizando los diagramas de interacción para el diseño de columnas; se determinan las gráficas a utilizar con la relación d/b y obteniendo el valor q correspondiente a $Rx/Ry = 1.0$ y a $Rx/Ry = 0.5$, extrapolando los valores encontrados en dichas gráficas.

Por lo que,

$$As = qbh \frac{f c}{fy} = \rho bh$$



El dado se armará con el valor máximo entre:

$$A_s = qbh \frac{f_c}{f_y} = \rho bh$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 b h$$

La revisión a cortante, se deberá cumplir:

$$V_u < \phi c V_c ; \quad \phi c = 0.85$$

donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_c = Resistencia nominal al cortante suministrada por el concreto

El refuerzo transversal por estribos se colocará a una distancia s ; el valor mínimo de:

$$s = 16 d_b \text{ longitudinales}$$

$$s = 48 d_b \text{ estribos}$$

$$s = (850 d_b \text{ longitudinales}) / \sqrt{f_y}$$

$$s = D1 / 2$$

- El diámetro de varilla no será menor de 10 mm (Vs # 3) para varillas longitudinales del # 10 y de 12.7 mm (Vs #4) como mínimo para varillas longitudinales del # 11, 14 y 18 y paquetes de varillas.
- Los estribos se dispondrán de tal manera que cada varilla longitudinal de esquina y varilla alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor a 135° y ninguna varilla longitudinal estará separada más de 150 mm libres de la varilla apoyada lateralmente.



Diseño de columna circular con flexotensión

Determinamos los elementos mecánicos para el diseño del dado, con las reacciones T, V_{xt}, V_{yt} , estos multiplicados por un factor de 1.1

Obtenemos los parámetros adimensionales:

$$K = \frac{Pu}{F_R D^2 f' c}$$

$$R = \frac{Mu}{F_R D^3 f' c}$$

$$\rho = \frac{4As}{\pi D^2}$$

$$q = \rho \frac{fy}{f' c} = \frac{4As}{\pi D^2} \frac{fy}{f' c}$$

$$As = qb h \frac{f' c}{fy} = \rho \frac{\pi D^2}{4}$$

donde,

Pu = Carga axial última, 1.1 T

Mu_y = Momento flexionante último en dirección y , $Mu_y = Pu e_y$

Mu_x = Momento flexionante último en dirección x , $Mu_x = Pu e_x$

El eje x debe considerarse tal que: $e_x / b < e_y / h$

F_R = Factor de reducción de resistencia

$$f^* c = 0.80 f' c$$

$$f'' c = 0.85 f^* c$$



Utilizando los diagramas de interacción para el diseño de columnas; se determinan las gráficas a utilizar con la relación d/b y obteniendo el valor q .

Por lo que,

$$A_s = q b h \frac{f_c}{f_y} = \rho \frac{\pi D^2}{4}$$

El dado se armará con el valor máximo entre:

$$A_s = q b h \frac{f_c}{f_y} = \rho b h$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 b h$$

Revisión a cortante, se deberá cumplir:

$$V_u < \phi_c V_c ; \quad \phi_c = 0.85$$

donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada

ϕ = Factor de reducción de resistencia

V_c = Resistencia nominal al cortante suministrada por el concreto

Para el refuerzo transversal en espiral se tomará en cuenta lo siguiente:

- Los espirales consistirán en barras continuas espaciadas uniformemente, con su tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.
- El diámetro de varilla no será menor de 10 mm ($V_s \# 3$).
- El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no excederá de 75 mm ni será menor de 25 mm.



- El anclaje de la espiral consistirá en 1.5 vueltas adicionales de la varilla en cada extremo del espiral.
- En caso de requerirse empalmarse por traslape éste no será menor de 300 mm ni menor al largo de $48 d_b$.

A continuación se presenta un ejemplo práctico del análisis y diseño de una cimentación para una torre de alta tensión a base de zapata anclada en roca.

5.5 EJEMPLO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE LÍNEA DE TRANSMISIÓN A BASE DE ZAPATA ANCLADA EN ROCA

Se trata de una torre de transmisión de suspensión denominada EA423C (JF), Torre Normalizada de Comisión Federal de Electricidad.

Se presenta hoja de cálculo, donde se presentan las dimensiones propuestas de la zapata, las reacciones de la estructura para el diseño de la cimentación, parámetros de diseño tanto del terreno y materiales a utilizar, la geometría de la torre y coeficientes y factores de carga para el diseño. Se obtiene la capacidad de carga del terreno y se revisa la cimentación por compresión, tensión y volteo tanto a tensión como a compresión. Se determina el diseño de la zapata a flexión y cortante, tanto por viga ancha como por penetración, así, como el diseño del dado de la misma, donde se contemplan dados rectangulares y circulares; al final se presenta una cuantificación de materiales de la zapata tanto para dado rectangular como circular.

Una vez realizado el análisis y diseño de la cimentación, se elaboran los planos correspondientes para su construcción en campo.

También se presentan una serie de fotografías donde se puede apreciar la prueba de extracción de anclas y colocación, y el proceso constructivo de la cimentación.

MEMORIA DE CALCULO PARA: TORRE TIPO EA4A23C (JF)

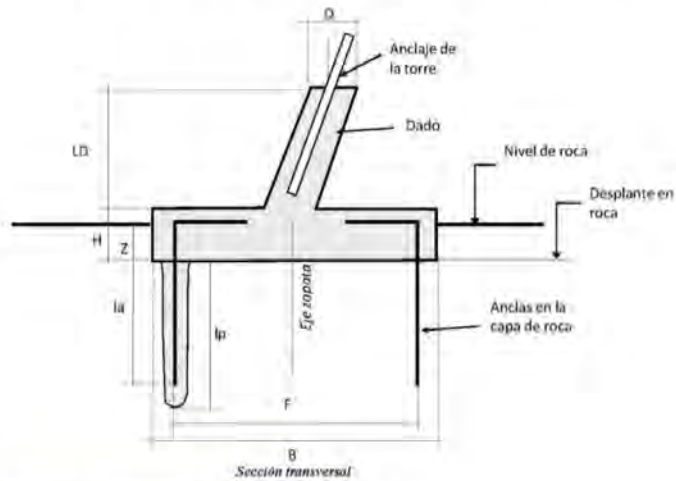
USO : 0°/450/550 m SUSPENSIÓN

NIVEL: +15

EXTENSIÓN: +6

1. DIMENSIONES PROPUESTAS DE LA CIMENTACIÓN

ANCHO DE LA BASE	B =	3.45 m
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Z =	0.10 m
PERALTE	H =	0.60 m
SECCIÓN DEL DADO CUADRADO	D =	0.65 m
CIRCULAR	D1 =	0.70 m
LONGITUD DEL DADO	LD =	1.40 m
NÚMERO DE ANCLAS	NA =	8
DIÁMETRO DEL ANCLA	da =	2.54 cm
LONGITUD DE ANCLAJE	la =	300.00 cm
LONGITUD DE PERFORACIÓN	lp =	300.00 cm
DIÁMETRO DE PERFORACIÓN	dp =	5.10 cm
SEPARACIÓN ENTRE ANCLAS EN LOS EXTREMOS	F =	315.00 cm



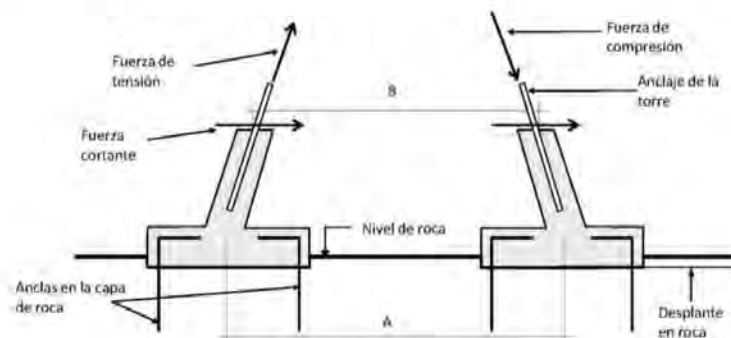
2. REACCIONES PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

CARGAS A TENSIÓN

T =	70.24 t
Vxt =	13.06 t
Vyt =	9.56 t

CARGAS A COMPRESIÓN

C =	93.82 t
Vxc =	16.52 t
Vyc =	13.03 t



3. CONSTANTES DE DISEÑO

3.1 TERRENO

CAPACIDAD DE CARGA =	$q_R =$	54.00 t / m ²
PESO VOLUMÉTRICO DE LA ROCA =	$\gamma_r =$	2.20 t / m ³
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA =	$\phi =$	45.00 °

TIPO DE ROCA = BASALTO

3.2 MATERIALES

CONCRETO

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN =	$f'_c =$	250.00 kg / cm ²
PESO VOLUMÉTRICO =	$\gamma_c =$	2.40 t / m ³

ACERO

RESISTENCIA A LA FLUENCIA =	$F_y =$	4200.00 kg / cm ²
-----------------------------	---------	------------------------------

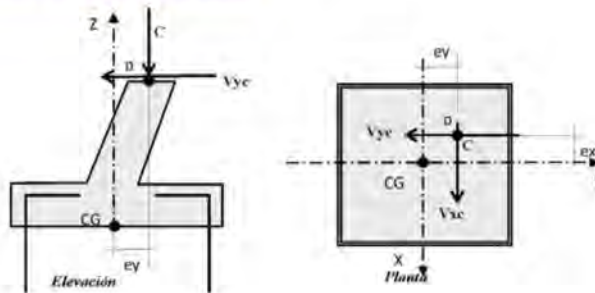
4. GEOMETRÍA DE LA TORRE

ANCHO DE LA BASE =	$AB =$	16.50 m
ANCHO DE LA CINTURA =	$AC =$	2.70 m
ALTURA PIRAMIDAL =	$AP =$	50.11 m

5. COEFICIENTES Y FACTORES DE CARGA

COEFICIENTE DE SEGURIDAD A TENSIÓN =	1.00
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A VOLTEO CON TENSIÓN =	1.00
FACTOR DE CARGA PARA CARGAS ÚLTIMAS =	1.10

6. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN A COMPRESIÓN



LA REVISIÓN DE LA PRESIÓN MÁXIMA EN EL TERRENO SE HARÁ PARA LA COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL A COMPRESIÓN EXCÉNTRICA Y COMPONENTES HORIZONTALES USANDO LAS SIGUIENTES EXPRESIONES DE MOMENTOS:

$$M_x = -C_e + V_{yc} (H + LD) \quad \text{Y} \quad M_y = C_e - V_{xc} (H + LD)$$

LA PRESIÓN DEBERÁN SER MENOR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO A COMPRESIÓN MULTIPLICADO POR F_R . ASÍ TENEMOS:

$$\text{EXCENRICIDAD } e = 0.2754 \text{ cm}$$

$$M_x = 0.22 \text{ t m}$$

$$M_y = -7.20 \text{ t m}$$

$$\sigma_{\max} = \left[\frac{C + W_c}{B^2} \pm \frac{6 (M_x + M_y)}{B^3} \right] F_c \leq q_R F_R$$

$$\sigma_{\max} = 11.54 \text{ t / m}^2 \leq 37.80 \text{ t / m}^2$$

POR LO TANTO LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN ES ADECUADA A COMPRESIÓN



7. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN A TENSIÓN

7.1 CAPACIDAD DE TRABAJO MÁXIMO A TENSIÓN DE CADA ANCLA $\tau_{ANCLA} = 10.00 \text{ t}$

7.2 TENSIÓN DE ADHERENCIA MORTERO - ROCA

$$\tau_{MP} = \frac{T_{ANCLA}}{\pi \cdot dp \cdot la} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.29 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

7.3 TENSIÓN EN EL ACERO DEL ANCLA

$$\tau_{MAX} = \frac{1.1 T_{ANCLA}}{As} < 0.9 fy$$

$$\tau_{MAX} = 2169.63 < 3780 \text{ kg/cm}^2$$

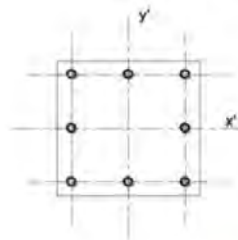
7.4 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE TRABAJO MÁXIMA DE LAS ANCLAS

$$T_{ANCLA} \leq \min \left\{ \frac{\tau_{MP} \cdot \pi \cdot dp \cdot la}{1.1}, \frac{0.9 As fy}{1.1} \right\}$$

$$T_{ANCLA} = 10,000.00 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 10,000.00 \text{ kg} \\ 17,422.36 \text{ kg} \end{array} \right.$$

7.5 COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL ARRANCAMIENTO

$$CSA = \frac{T_{ANCLA}}{\frac{T - Wc}{NA} + \frac{Vxt \cdot A - Te}{Md} + \frac{Vyt \cdot A - Te}{Md}} \geq 1.0$$



DONDE Md = MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE ANCLAS

$$Md = 3F + 2 \frac{F}{2} = 4F$$

8 Anclas

$$NA = 8$$

$$Md = 4$$

$$CSA = 1.04830735 \geq 1.0$$

POR LO TANTO LA CIMENTACIÓN ES ADECUADA A TENSIÓN

8. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN

8.1 REVISIÓN A VOLTEO A TENSIÓN

MOMENTO DE VOLTEO

$$M_{Vx} = T \left(\frac{B}{2} - e \right) + Vyt \cdot A = 120.940 \text{ t m}$$

$$M_{Vy} = T \left(\frac{B}{2} - e \right) + Vxt \cdot A = 127.940 \text{ t m}$$

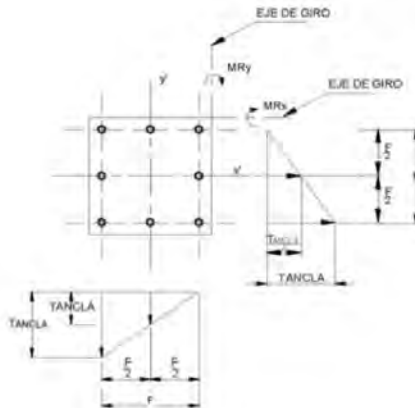
MOMENTO RESISTENTE

$$M_{Rx} = M_{rx} \cdot \tau_{ANCLA} \cdot F + Wc \cdot \frac{B}{2} \quad \text{DONDE } M_{rx} = \text{MÓDULO DE RESPUESTA} = 3.5$$

$$MRx = 139.481 \text{ t m}$$

$$M_{Ry} = M_{ry} \cdot \tau_{ANCLA} \cdot F + Wc \cdot \frac{B}{2} \quad \text{DONDE } M_{ry} = \text{MÓDULO DE RESPUESTA} = 3.5$$

$$MRy = 139.481 \text{ t m}$$



$$M_{rx} = \frac{3 T_{ANCLA} F + 2 \frac{T_{ANCLA} F}{2} \frac{F}{2}}{T_{ANCLA} F} = 3.5$$

$$M_{ry} = \frac{3 T_{ANCLA} F + 2 \frac{T_{ANCLA} F}{2} \frac{F}{2}}{T_{ANCLA} F} = 3.5$$

8 ANCLAS

COEFICIENTE DE SEGURIDAD A VOLTEO

$$CSV_x = \frac{M_{Rx}}{M_{Vx}} \geq 1.0$$

$$CSV_x = 1.1533 \geq 1.00$$

$$CSV_y = \frac{M_{Ry}}{M_{Vy}} \geq 1.0$$

$$CSV_y = 1.0902 \geq 1.00$$

8.2 VERIFICACIÓN DEL CONO DE ARRANCAMIENTO

$$V_{res} = F^2 \cdot lp + 2 (\tan \phi \cdot lp^2 \cdot F) + \frac{\pi}{3} (\tan \phi \cdot lp^2) lp - \frac{F^3 \tan \phi}{6}$$

$$V_{res} = 121.28939 \text{ t}$$

$$N_{res} = V_{res} \cdot \gamma_r \geq 1.5 (T - Wc)$$

$$N_{res} = 266.84 \geq 1.5 (T - Wc) = 77.52 \text{ t}$$

8.3 VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO HORIZONTAL

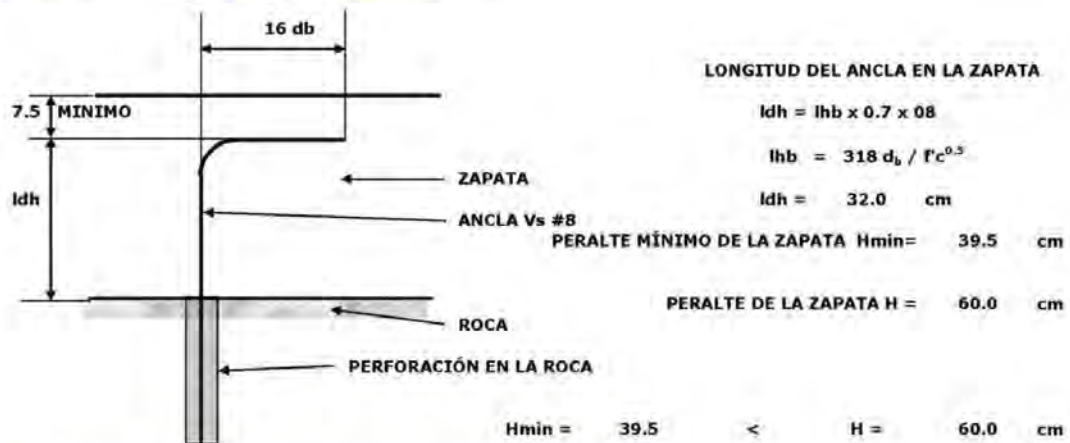
$$V \leq (T \tan \delta + c B^2) Fr$$

DONDE: $V = \sqrt{Vxt^2 + Vyt^2}$
 $\tan \delta =$ COEFICIENTE DE FRICCIÓN ZAPATA-ROCA = 1.000
 $c =$ ADHERENCIA ZAPATA-ROCA [t/m²] = 0.2
 $B^2 =$ ÁREA DE LA ZAPATA [m²] = 11.90
 $Fr =$ FACTOR DE REDUCCIÓN = 0.6

$$V = 16.2 \leq 56.4 \text{ t}$$

POR LO TANTO SE CUMPLEN LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN

9. DIMENSIONES DEL ANCLA EN LA ZAPATA



10. REVISIÓN DE PERALTE Y DISEÑO DEL REFUERZO EN ZAPATA

SE CALCULARÁ EL PERALTE SUPONIENDO QUE LA ZAPATA ESTA SOMETIDA A UNA REACCIÓN DEL TERRENO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA IGUAL A LA PRESIÓN EFECTIVA MÁXIMA SOBRE EL TERRENO.

DE ESTA MANERA CALCULAMOS LAS PRESIONES EFECTIVAS EN EL TERRENO CON LAS DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA CIMENTACIÓN.

CARGAS A TENSIÓN		CARGAS A COMPRESIÓN	
$T =$	70.24 t	$C =$	93.82 t
$V_{xt} =$	15.99 t	$V_{xc} =$	20.90 t
$V_{yt} =$	2.47 t	$V_{yc} =$	2.47 t
MOMENTOS DEBIDOS A COMPRESIÓN		PRESIONES EN EL TERRENO DEBIDAS A COMPRESIÓN	
$M_x = -Cey + Vy(LD + H) =$	0.223 t m	$\sigma_{max1} =$	9.24 t / m ²
$M_y = Cey - Vy(LD + H) =$	-7.203 t m	$\sigma_{max2} =$	11.54 t / m ²
		$\sigma_{max3} =$	11.47 t / m ²
		$\sigma_{max4} =$	9.17 t / m ²
		RIGE $\sigma_{max} =$	11.54 t / m ²
PRESIÓN MÁXIMA A COMPRESIÓN SOBRE EL TERRENO =		11.54 t / m²	

10.1 CÁLCULO DEL REFUERZO EN EL LECHO INFERIOR Y SUPERIOR

MOMENTO ÚLTIMO $M_u = 1.1 \times 0.125 \times \sigma_{max} \times b \times (B - D)^2$

DONDE :

$b =$ ANCHO UNITARIO DE LA ZAPATA = 100 cm
 $B =$ ANCHO DE LA ZAPATA (cm)
 $D =$ ANCHO DEL DADO (cm)

$M_u = 1134762.17 \text{ kg cm}$

ADÉMÁS $M_u = \phi b d^2 f_c q (1 - 0.59 q)$ Y RESOLVIENDO PARA q :

DONDE :

$d =$ PERALTE EFECTIVO PARA ACERO DEL LECHO INFERIOR

$q = 0.01815$

$\rho_{min} = 0.00180$ $A_{s \text{ min}} = 37.26 \text{ cm}^2$

$\rho = 0.00108$ $A_s = 22.36 \text{ cm}^2$

USAREMOS $A_s = 37.26 \text{ cm}^2$

ARMANDO LA ZAPATA EN AMBOS LECHOS CON 15 Vs # 6 @ 23 cm EN AMBOS SENTIDOS



10.2 REVISIÓN CORTANTE COMO VIGA ANCHA

$$V_u = \left(\frac{B - D_1}{2} - d \right) B \sigma_{\max} (1.1)$$

$$v_u = 34,754.99 \quad \text{kg}$$

CORTANTE PERMISIBLE :

$$\phi_c V_c = 0.53 \sqrt{f'c} B d \phi_c$$

$$\phi V_c = 130,244.61 \quad \text{kg} \quad \geq \quad 34,754.99 \quad \text{kg}$$

LA ZAPATA NO TIENE PROBLEMAS POR CORTANTE

10.3 REVISIÓN CORTANTE POR PENETRACIÓN

CORTANTE MÁXIMO :

$$v_1 = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\gamma_v M_{u_x} \gamma_1}{J} + \frac{\gamma_v M_{u_y} \gamma_1}{J} = 3.96 \quad \text{kg}$$

DONDE :

$$J = \frac{d(D+d)^3}{6} + \frac{(D+d)d^3}{6} + \frac{(D+d)(D+d)^2 d}{2} = 60981711.67$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{D+d}{D+d}}} = 0.40$$

$$b_o = 4(D+d) = 472.00$$

CORTANTE PERMISIBLE :

EL MENOR DE LOS SIGUIENTES VALORES

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b_o d = 440233.45 \quad \text{kg}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d = 476297.77 \quad \text{kg}$$

$$\phi_c V_c = \phi_c \sqrt{f'c} b_o d = 276876.38 \quad \text{kg} \quad \text{CON } \phi = 0.70$$

$$\text{CORTANTE PERMISIBLE } V_c = 276876.38 \quad \text{kg} \quad > \quad 3.96 \quad \text{kg}$$

LA ZAPATA NO TIENE PROBLEMAS POR CORTANTE



11. DISEÑO DE DADO SECCIÓN CUADRADA CON FLEXOTENSIÓN EN DOS DIRECCIONES

ELEMENTOS MECÁNICOS

CARGA MAXIMA A TENSION =		70.24 t	SECCIÓN DEL DADO=	D =	65.00 cm
Vx =	13.06 t	Mx =	0.16 t m	φ vs =	1.91 cm
Vy =	9.56 t	My =	4.74 t m	recubrimiento =	5.00 cm
Pu =	77.26 t			f'c =	250.00 kg / cm ²
Mux =	0.17 t m	ex =	0.002229 m	f*c =	200.00 kg / cm ²
Muy =	5.22 t m	ey =	0.067532 m	f''c =	170.00 kg / cm ²
d / b =	0.9084231	K =	0.0975325	FR =	0.75
		Rx / Ry =	1.0000	Rx =	0.00033
		Rx / Ry =	0.5000	Fy =	4200.00 kg / cm ²
		Rx / Ry =	0.0330	Ry =	0.01013
				Rx / Ry =	0.03301
				q _{1.0} =	0.200
				q _{0.5} =	0.200
				q =	0.200
				p =	0.00810
				As =	34.20 cm ²
				As min =	42.25 cm ²
				rige As =	42.25 cm ²

EL DADO SE ARMARÁ :

1	VARILLAS DEL #	6	EN CADA ESQUINA	11.40 cm ²
3	VARILLAS DEL #	6	POR LADO DEL DADO	34.20 cm ²
ÁREA DE ACERO =		45.60 cm ²	>	42.25 cm ²

EL ARMADO TRANSVERSAL DEL DADO SE PROPORCIONARÁ CON EL VALOR MÍNIMO DE :

VARILLA PARA LOS ESTRIBOS DEL # 3

φ Vc > Vu	17636.02	>	3.83	NO NECESITA ESTRIBOS
s =	16 veces φVs =	45.60	cm	
s =	48 veces φ estribos =	45.72	cm	
s =	(φ As Fy) / 3.5 =	3420.28	cm	
s =	(850 φ Vs) / Fy ^{0.5} =	24.99	cm	
s =	D / 2 =	32.50	cm	
	RIGE s =	25.00	cm	



12. DISEÑO DE DADO SECCIÓN CIRCULAR CON FLEXOTENSIÓN

ELEMENTOS MECÁNICOS

	CARGA MAXIMA A TENSION =	70.24 t	SECCIÓN DEL DADO=	D1 =	70.00 cm
Vx =	13.06 t	Mx =	0.16 t m	φ vs =	1.91 cm
Vy =	9.56 t	My =	4.74 t m	recubrimiento =	5.00 cm
				f'c =	250.00 kg / cm ²
				f*c =	200.00 kg / cm ²
				f'c =	170.00 kg / cm ²
				FR =	0.75
				fy =	4200.00 kg / cm ²
	Pu =	77.26 t			
	Mux =	0.17 t m			
	Muy =	5.22 t m			
	d / b =	0.9149643	K =	0.12367187	
			R =	0.01193109	
			q =	0.250	
			p =	0.0101	
			As =	38.94 cm ²	
			As min =	38.48 cm ²	
			rige As =	38.94 cm ²	

EL DADO SE ARMARÁ:

14 VARILLAS DEL # 6 DISTRIBUIDAS 39.90 cm²

ÁREA DE ACERO = 39.90 cm² > 38.94 cm²

EL ARMADO TRANSVERSAL DEL DADO SE PROPORCIONARÁ CON EL VALOR MÍNIMO DE :

VARILLA PARA LOS ESTRIBOS DEL # 3

φ Vc > Vu 20453.61 > 3.30 NO NECESITA ESTRIBOS

s = 16 veces φVs = 30.48 cm

s = 48 veces φ _{estribos} = 45.72 cm

s = (φ As Fy) / 3.5 = 3420.28 cm

s = (850 φ Vs) / Fy^{0.5} = 24.99 cm

s = D / 2 = 35.00 cm

RIGE s = 25.00 cm



13. RESUMEN DIMENSIONES Y MATERIALES

13.1 DIMENSIONES

DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN (cm)					
ANCHO DE LA BASE	PROFUNDIDAD DESPLANTE	ALTURA DADO	PERALTE ZAPATA	SECCIÓN CUADRADA	SECCIÓN CIRCULAR
B	Z	LD	H	D	D1
345	10	140	60	65	70

13.2 DIMENSIONAMIENTO ANCLAS

ANCLAS						
Nº ANCLAS	DIÁMETRO ANCLA (cm)	DIÁMETRO PERFORACIÓN	LONGITUD PERFORACIÓN	LONGITUD DE ANCLA (m)	LONGITUD GANCHO (m)	LONG. TOTAL ANCLA (m)
8	da	dp (c.m)	lp (ml)	LA	GA	LT
8	2.54	5.10	3.00	3.40	0.42	3.82

13.3 MATERIALES CON DADO SECCIÓN CUADRADA

MATERIALES						
EXC. m ³	CONC. m ³	PLANTILLA m ³	PERFORACIÓN ml	MORTERO lt	CIMBRA m ²	REFUERZO kg
1.19	7.73	0.60	24.00	36.87	9.85	761.12

13.4 MATERIALES CON DADO SECCIÓN CIRCULAR

MATERIALES						
EXC. m ³	CONC. m ³	PLANTILLA m ³	PERFORACIÓN ml	MORTERO lt	CIMBRA m ²	REFUERZO kg
1.19	7.68	0.60	24.00	36.87	9.29	734.59

13.5 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO

13.5.1 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO EN LA ZAPATA

REFUERZO EN ZAPATA							
L	NVI	VI	SI	NVS	VS	SS	L3
325	15	6	23	15	6	23	32

13.5.2 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO EN DADO SECCIÓN CUADRADA

REFUERZO EN DADO CUADRADO (cm)						
LI	L2	NVL	VL	NE	E1	E2
189	46	4	6	12	3	3
189	46	12	6			

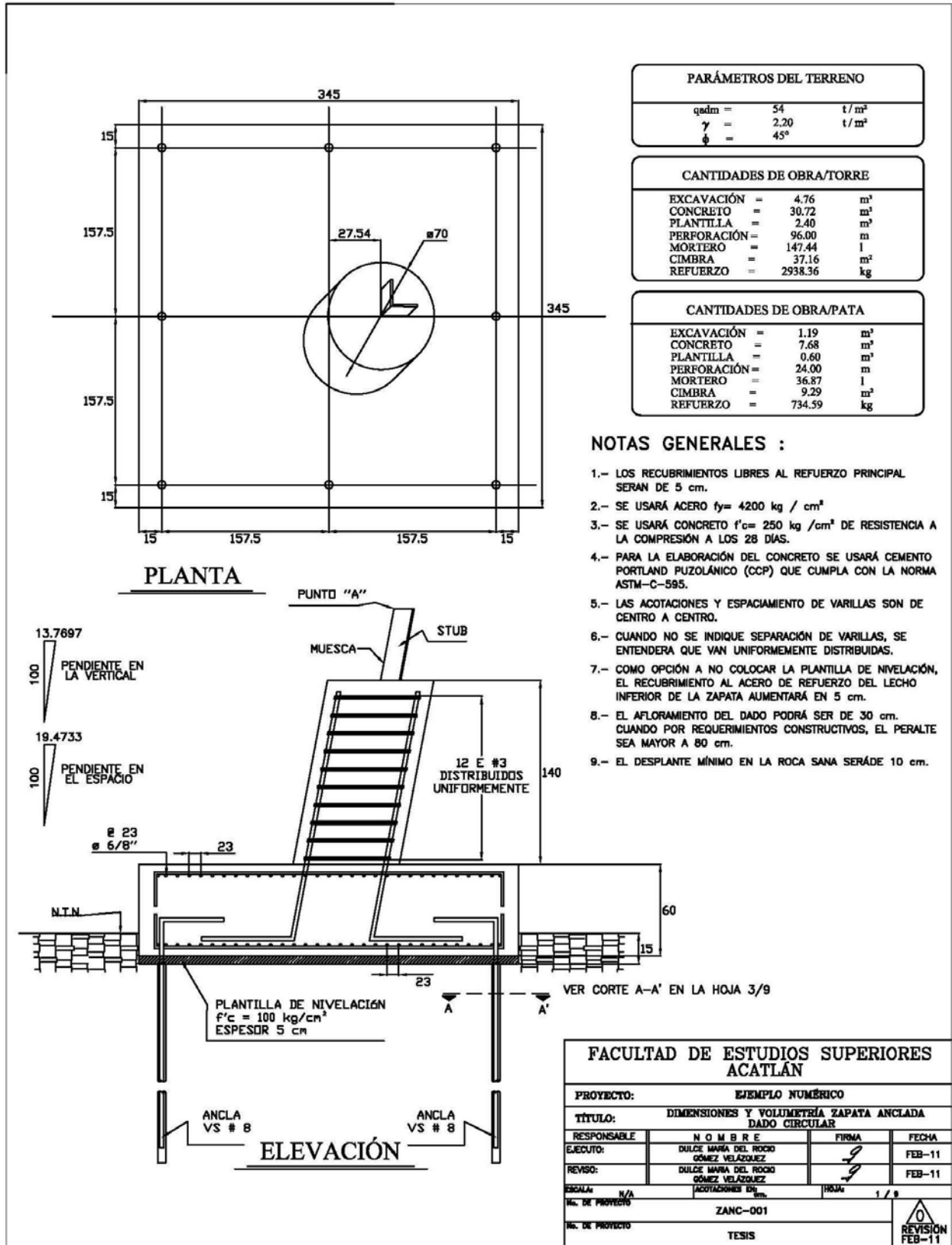
13.5.3 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO EN DADO SECCIÓN CIRCULAR

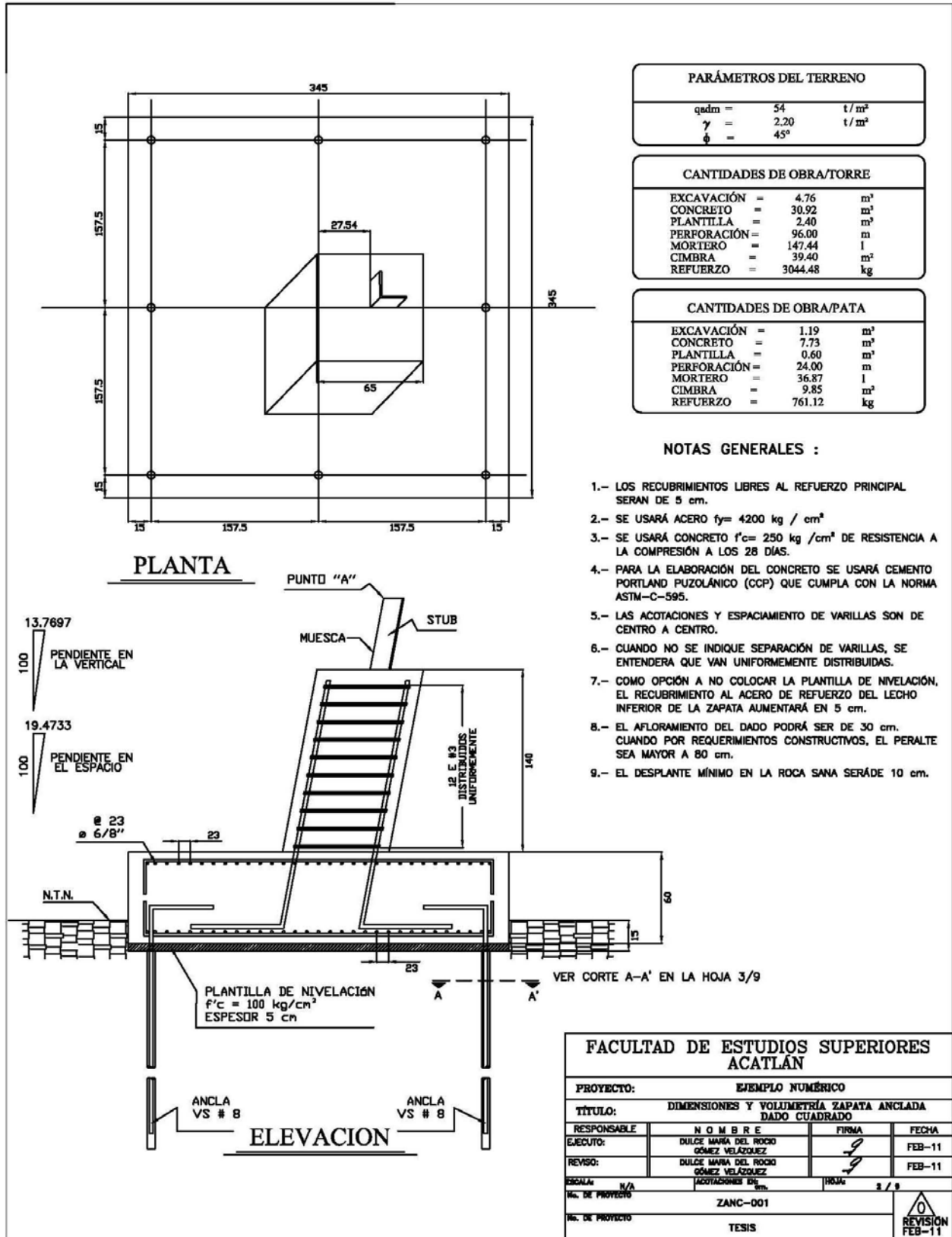
REFUERZO EN DADO CIRCULAR (cm)						
LI	L2	NVL	VL	NE	E3	DE
189	46	14	6	12	3	60

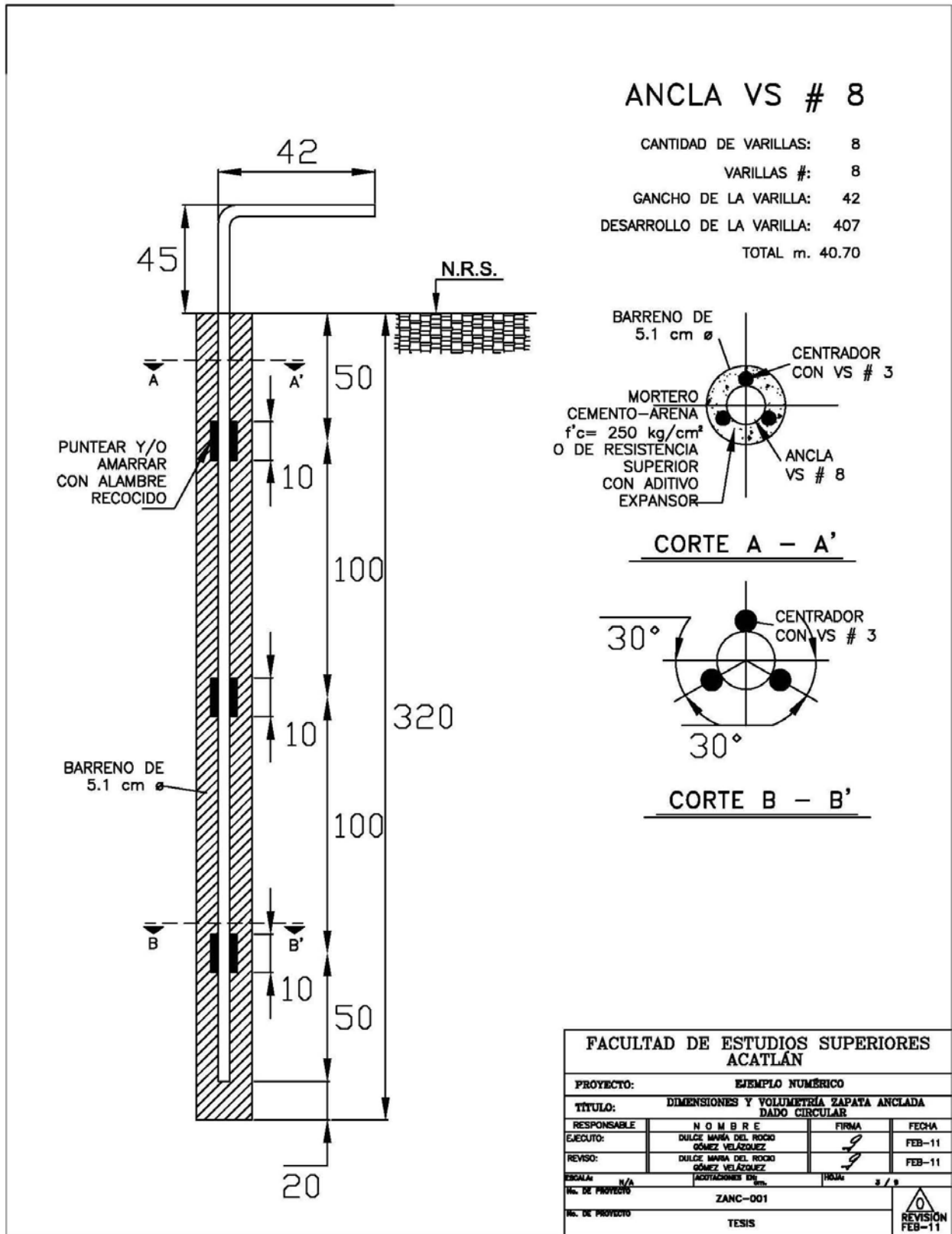
NOTA:

LOS ESTRIBOS SE COLOCARÁN UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS.
NO SE USARÁ REFUERZO HELICOIDAL EN DADO CON SECCIÓN CIRCULAR.

- L LONGITUD DEL REFUERZO EN LA ZAPATA EN cm.
- NVI NÚMERO DE VARILLAS EN LECHO INFERIOR
- VI DIÁMETRO DE VARILLA EN OCTAVOS DE PULGADA EN LECHO INFERIOR
- SI SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS EN LECHO INFERIOR
- NVS NÚMERO DE VARILLAS EN LECHO SUPERIOR
- VS DIÁMETRO DE VARILLA EN OCTAVOS DE PULGADA EN LECHO SUPERIOR
- SS SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS EN LECHO SUPERIOR
- LI LONGITUD DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN DADO
- L2 LONGITUD DEL GANCHO DEL REFUERZO LONGITUDINAL
- NVL NÚMERO DE VARILLAS DE REFUERZO EN DADO
- VL DIÁMETRO DE VARILLA EN OCTAVOS DE PULGADA EN EL DADO
- NE NÚMERO DE ESTRIBOS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS
- E1 ESTRIBO CUADRADO
- E2 ESTRIBO OCTAGONAL
- E3 ESTRIBO CIRCULAR

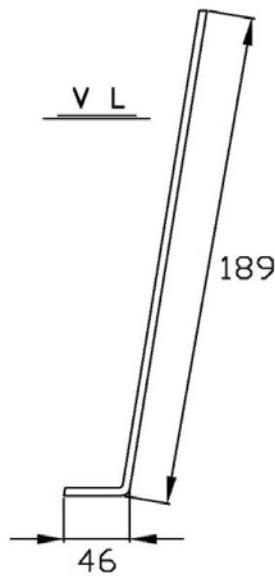






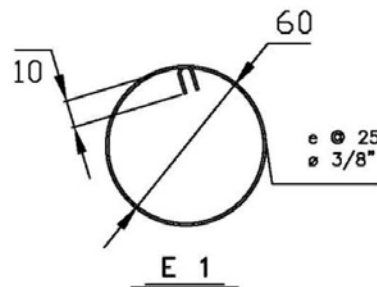


CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO CIRCULAR					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	13.94	---	---	74.03	---
Kg./TORRE DADO	55.76	---	---	296.12	---



VARILLAS VL

CANTIDAD DE VARILLAS:	14
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	46
DESARROLLO DE LA VARILLA:	235
TOTAL m.	32.90
TOTAL kg.	74.03



ESTRIBO E1

CANTIDAD DE ESTRIBOS:	12
VARILLAS #:	3
GANCHO DEL ESTRIBO:	20
DESARROLLO DEL ESTRIBO:	208.00
TOTAL m.	25.02
TOTAL kg.	13.94

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA ANCLADA DADO CIRCULAR			
RESPONSABLE:	H O M B R E	FIRMA:	FECHA:
EJECUTO:	DULCE MARÍA DEL ROSARIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
REVISÓ:	DULCE MARÍA DEL ROSARIO GÓMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
ESCALA:	N/A	ACOTACIONES EN:	MM.
No. DE PROYECTO:	ZANC-001	FOLIO: 4 / 8	
No. DE PROYECTO:	TESIS	 REVISIÓN FEB-11	



VL

VARILLAS VL

CANTIDAD DE VARILLAS: 4
 VARILLAS #: 6
 GANCHO DE LA VARILLA: 46
 DESARROLLO DE LA VARILLA: 235
 TOTAL m. 9.40
 TOTAL kg. 21.15

E 1

ESTRIBO E1

CANTIDAD DE ESTRIBOS: 12
 VARILLAS #: 3
 GANCHO DEL ESTRIBO: 20
 DESARROLLO DEL ESTRIBO: 240
 TOTAL m. 28.80
 TOTAL kg. 16.04

CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO CUADRADO (refuerzo en esquinas)

VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	16.04	----	----	21.15	----
Kg./TORRE DADO	64.16	----	----	84.60	----

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

PROYECTO: EJEMPLO NUMERICO

TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRIA ZAPATA ANCLADA DADO CUADRADO

RESPONSABLE	N O M B R E	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GOMEZ VELAZQUEZ		FEB-11
REVISO:	DULCE MARIA DEL ROCIO GOMEZ VELAZQUEZ		FEB-11

SIGNAL: N/A HONORARIOS: \$0.00 HONOR: 0 / 0

Nº. DE PROYECTO: ZANC-001

Nº. DE REVISIÓN: TESIS

REVISIÓN
FEB-11



VL

VARILLAS VL

CANTIDAD DE VARILLAS: 12
 VARILLAS #: 6
 GANCHO DE LA VARILLA: 46
 DESARROLLO DE LA VARILLA: 235
 TOTAL m. 28.20
 TOTAL kg. 63.45

ESTRIBO E2

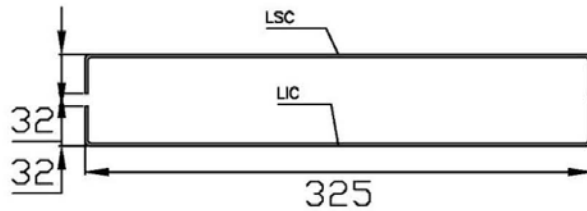
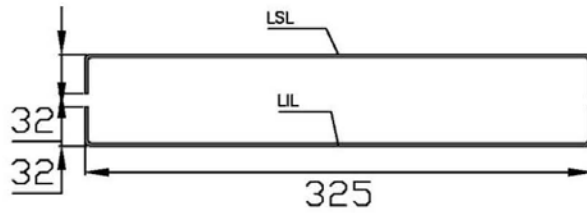
CANTIDAD DE ESTRIBOS: 12
 VARILLAS #: 3
 GANCHO DEL ESTRIBO: 20
 DESARROLLO DEL ESTRIBO: 207.20
 TOTAL m. 24.86
 TOTAL kg. 13.85

CANTIDADES TOTALES VARILLA DADO CUADRADO (refuerzo en coroa)					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA DADO	13.85	----	----	63.45	----
Kg./TORRE DADO	55.40	----	----	253.80	----

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMERICO		TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRIA ZAPATA ANCLADA DADO CUADRADO	
RESPONSABLE: NOMBRE	FIRMA	FECHA	
EJECUTO: DULCE MARIA DEL ROCIO GOMEZ VELAZQUEZ		FEB-11	
REVISO: DULCE MARIA DEL ROCIO GOMEZ VELAZQUEZ		FEB-11	
SIGNAL: N/A	INDICACIONES EN: _____	FECHA: _____	8 / 8
Nº. DE PROYECTO: ZANC-001	REVISION FEB-11		
Nº. DE PROYECTO: TESIS			



CANTIDADES TOTALES VARILLA LOSA ZAPATA					
VARILLA #:	3	4	5	6	8
Kg./PATA ZAPATA	---	---	---	525.15	---
Kg./TORRE ZAPATA	---	---	---	2100.60	---



VARILLAS LSL

CANTIDAD DE VARILLAS:	15
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	32
DESARROLLO DE LA VARILLA:	389
TOTAL m.	58.35
TOTAL kg.	131.29

VARILLAS LIL

CANTIDAD DE VARILLAS:	15
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	32
DESARROLLO DE LA VARILLA:	389
TOTAL m.	58.35
TOTAL kg.	131.29

VARILLAS LSC

CANTIDAD DE VARILLAS:	15
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	32
DESARROLLO DE LA VARILLA:	389
TOTAL m.	58.35
TOTAL kg.	131.29

VARILLAS LIC

CANTIDAD DE VARILLAS:	15
VARILLAS #:	6
GANCHO DE LA VARILLA:	32
DESARROLLO DE LA VARILLA:	389
TOTAL m.	58.35
TOTAL kg.	131.29

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA ANCLADA LOSA ZAPATA			
RESPONSABLE:	NOMBRE	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
REVISOR:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ	<i>[Signature]</i>	FEB-11
ESCALA:	N/A	ACOTACIONES EN mm.	HOJA: 7 / 9
Nº. DE PROYECTO:	ZANC-001		
Nº. DE PROYECTO:	TESIS		
			 REVISIÓN FEB-11

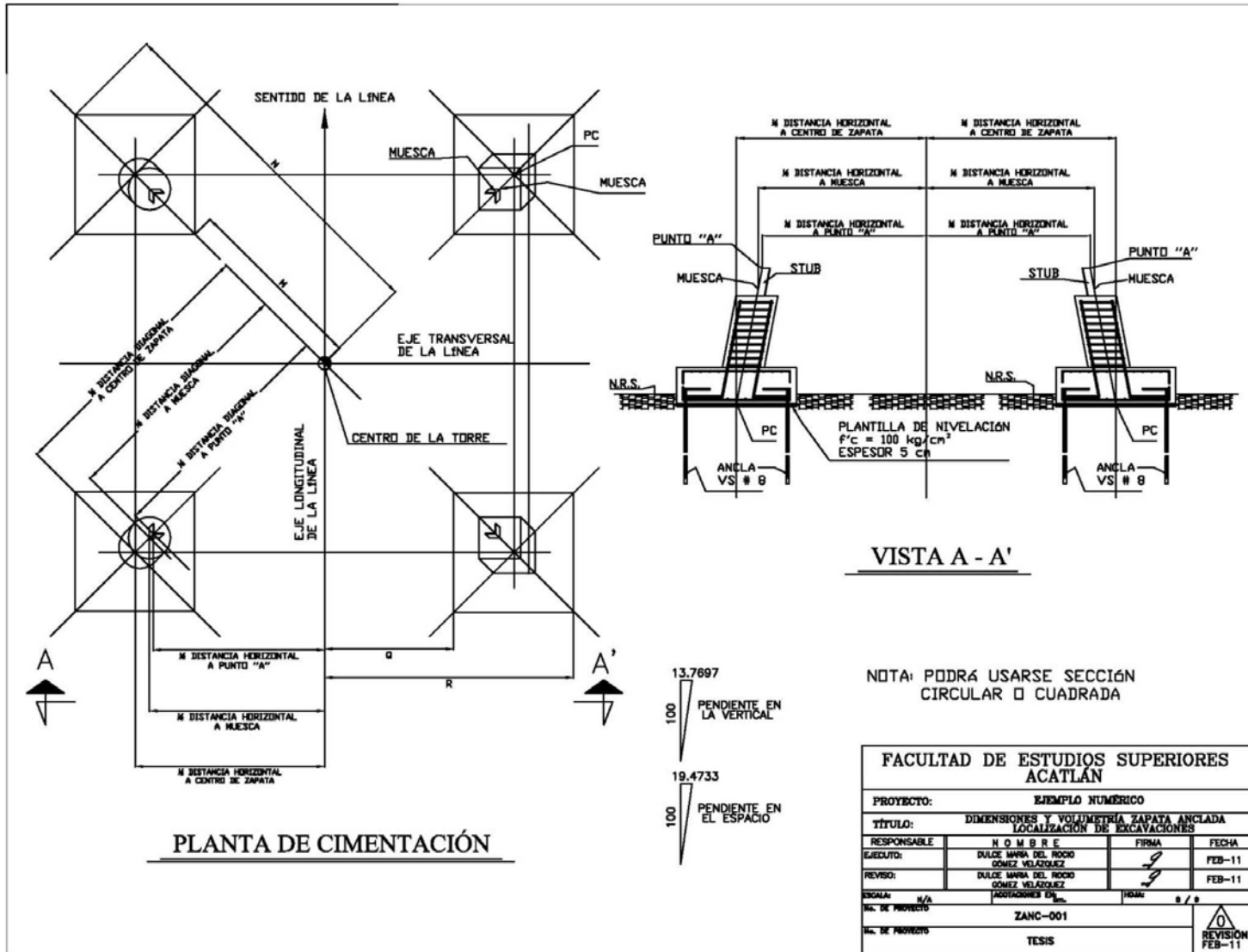




TABLA DE EXCAVACIÓN										EA4A23C (JF)			
NIVEL	EXTENSION	1/2 DISTANCIAS A MUESTRAS			D	1/2 DISTANCIAS A CENTRO DE CEPAS		1/2 DISTANCIAS A PUNTOS 'A'		DISTANCIAS A PUNTOS		DISTANCIAS A PUNTOS	
		HORIZONTAL	DIAGONAL	B		HORIZONTAL	DIAGONAL	HORIZONTAL	DIAGONAL	M	N	Q	R
-10	-2	2,299	3,051	3,450	2,354	3,329	2,293	3,239	1,604	5,054	-86	4,794	
	-1	2,437	3,446	3,450	2,492	3,524	2,421	3,423	1,799	5,249	52	4,931	
	+0	2,575	3,641	3,450	2,630	3,719	2,558	3,619	1,994	5,444	190	5,065	
	+1	2,712	3,836	3,450	2,767	3,914	2,686	3,813	2,189	5,639	328	5,207	
	+2	2,850	4,030	3,450	2,905	4,108	2,834	4,007	2,385	5,835	465	5,348	
	+3	2,988	4,225	3,450	3,040	4,303	2,971	4,202	2,578	6,029	603	5,482	
	+4	3,125	4,420	3,450	3,180	4,498	3,109	4,397	2,773	6,223	741	5,620	
-5	+5	3,263	4,615	3,450	3,318	4,692	3,247	4,592	2,967	6,417	879	5,753	
	+6	3,401	4,809	3,450	3,456	4,887	3,384	4,786	3,162	6,612	1,016	5,895	
	-7	2,988	4,225	3,450	3,043	4,303	2,971	4,202	2,578	6,028	603	5,482	
	-1	3,125	4,420	3,450	3,180	4,498	3,109	4,397	2,773	6,223	741	5,620	
	+0	3,263	4,615	3,450	3,318	4,692	3,247	4,592	2,967	6,417	879	5,758	
	+1	3,401	4,809	3,450	3,456	4,887	3,384	4,786	3,162	6,612	1,016	5,895	
	+2	3,539	5,004	3,450	3,593	5,082	3,522	4,981	3,357	6,807	1,154	6,032	
+0	+3	3,676	5,199	3,450	3,731	5,277	3,660	5,176	3,552	7,002	1,292	6,171	
	+4	3,814	5,394	3,450	3,869	5,471	3,798	5,371	3,746	7,196	1,429	6,308	
	+5	3,952	5,588	3,450	4,007	5,666	3,935	5,565	3,941	7,391	1,567	6,446	
	+6	4,089	5,783	3,450	4,144	5,861	4,073	5,760	4,136	7,586	1,705	6,584	
	-2	3,676	5,199	3,450	3,731	5,277	3,660	5,176	3,552	7,002	1,292	6,171	
	-1	3,814	5,394	3,450	3,869	5,471	3,798	5,371	3,746	7,196	1,429	6,308	
	+0	3,952	5,588	3,450	4,007	5,666	3,935	5,565	3,941	7,391	1,567	6,446	
+5	+1	4,089	5,783	3,450	4,144	5,861	4,073	5,760	4,136	7,586	1,705	6,584	
	+2	4,227	5,978	3,450	4,282	6,056	4,211	5,955	4,331	7,781	1,843	6,721	
	+3	4,365	6,172	3,450	4,420	6,250	4,348	6,150	4,525	7,975	1,980	6,859	
	+4	4,502	6,367	3,450	4,557	6,445	4,486	6,344	4,720	8,170	2,118	6,997	
	+5	4,640	6,562	3,450	4,695	6,640	4,624	6,539	4,915	8,365	2,256	7,135	
	+6	4,778	6,757	3,450	4,833	6,835	4,761	6,734	5,110	8,560	2,393	7,272	
	-2	4,365	6,172	3,450	4,420	6,250	4,348	6,150	4,525	7,975	1,980	6,859	
+10	-1	4,502	6,367	3,450	4,557	6,445	4,486	6,344	4,720	8,170	2,118	6,997	
	+0	4,640	6,562	3,450	4,695	6,640	4,624	6,539	4,915	8,365	2,256	7,135	
	+1	4,778	6,757	3,450	4,833	6,835	4,761	6,734	5,110	8,560	2,393	7,272	
	+2	4,915	6,951	3,450	4,970	7,029	4,899	6,928	5,304	8,754	2,531	7,410	
	+3	5,053	7,146	3,450	5,108	7,224	5,037	7,123	5,499	8,949	2,669	7,548	
	+4	5,191	7,341	3,450	5,246	7,419	5,175	7,318	5,694	9,144	2,806	7,685	
	+5	5,328	7,536	3,450	5,384	7,613	5,312	7,513	5,888	9,338	2,944	7,823	
+15	+6	5,466	7,730	3,450	5,521	7,808	5,450	7,707	6,083	9,533	3,082	7,961	
	-2	5,053	7,146	3,450	5,108	7,224	5,037	7,123	5,499	8,949	2,669	7,548	
	-1	5,191	7,341	3,450	5,246	7,419	5,175	7,318	5,694	9,144	2,806	7,685	
	+0	5,328	7,536	3,450	5,384	7,613	5,312	7,513	5,888	9,338	2,944	7,823	
	+1	5,466	7,730	3,450	5,521	7,808	5,450	7,707	6,083	9,533	3,082	7,961	
	+2	5,604	7,925	3,450	5,659	8,003	5,588	7,907	6,278	9,728	3,219	8,098	
	+3	5,742	8,120	3,450	5,797	8,198	5,725	8,097	6,473	9,923	3,357	8,236	
+20	+4	5,879	8,315	3,450	5,934	8,392	5,863	8,292	6,667	10,117	3,495	8,374	
	+5	6,017	8,509	3,450	6,072	8,587	6,001	8,486	6,862	10,312	3,633	8,512	
	+6	6,155	8,704	3,450	6,210	8,782	6,138	8,681	7,057	10,507	3,770	8,649	
	-2	5,742	8,120	3,450	5,797	8,198	5,725	8,097	6,473	9,923	3,357	8,236	
	-1	5,879	8,315	3,450	5,934	8,392	5,863	8,292	6,667	10,117	3,495	8,374	
	+0	6,017	8,509	3,450	6,072	8,587	6,001	8,486	6,862	10,312	3,633	8,512	
	+1	6,155	8,704	3,450	6,210	8,782	6,138	8,681	7,057	10,507	3,770	8,649	
+25	+2	6,292	8,899	3,450	6,347	8,977	6,276	8,876	7,252	10,702	3,908	8,787	
	+3	6,430	9,093	3,450	6,485	9,171	6,414	9,071	7,446	10,896	4,046	8,925	
	+4	6,568	9,288	3,450	6,623	9,366	6,552	9,265	7,641	11,091	4,183	9,062	
	+5	6,705	9,483	3,450	6,761	9,561	6,689	9,460	7,836	11,286	4,321	9,200	
	+6	6,843	9,678	3,450	6,899	9,756	6,827	9,655	8,031	11,481	4,459	9,338	

COTAS EN MILIMETROS

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN			
PROYECTO: EJEMPLO NUMÉRICO			
TÍTULO: DIMENSIONES Y VOLUMETRÍA ZAPATA ANCLADA TABLA DE EXCAVACIÓN			
RESPONSABLE	NOMBRE	FIRMA	FECHA
EJECUTO:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
REVISOR:	DULCE MARÍA DEL ROCÍO GÓMEZ VELÁZQUEZ		FEB-11
DIBAJA:	N/A	MOA:	B / B
Nº. DE PROYECTO	ZANC-001		
Nº. DE REVISIÓN	TESIS		
			REVISIÓN FEB-11

Prueba de extracción de anclas y colocación



Fotografía 5.1 Perforación en roca

Se perfora la roca al diámetro y longitud indicado en los planos.



Fotografía 5.2 Colocación del ancla

En la roca se hace la perforación para alojar el ancla.



Fotografía 5.3 Colocación del ancla

Después de la perforación en la roca, el barreno realizado se rellena con mortero y un aditivo expansor y se coloca el ancla.



Fotografía 5.4 Colocación de viguetas para la extracción del ancla

En el ancla se colocan unas mordazas conectadas a un gato mismo que descansa sobre unas viguetas de acero.



Fotografía 5.5 Colocación de micrómetros

Con la colocación de los micrómetros se procede a realizar los tres ciclos de la prueba de carga para posteriormente llevar el ancla a la falla.

Proceso constructivo en zapata anclada en roca



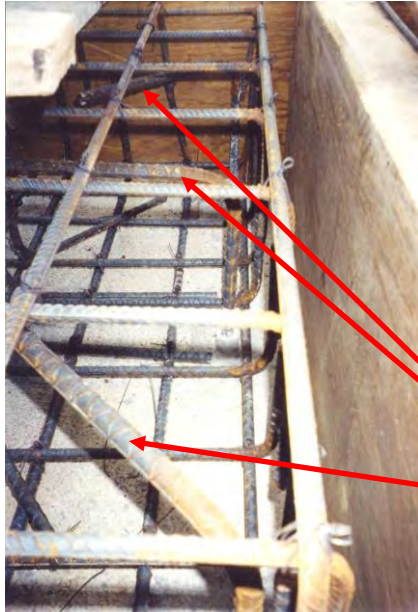
Fotografía 5.6 *Trazo y excavación de las zapatas*

Colocándose en el centro de la torre, ubicada según proyecto, el topógrafo traza la ubicación de las cepas de las cimentaciones con ayuda de las tablas de excavación.



Fotografía 5.7 *Excavación*

Se realiza la excavación de la cepa, en este caso es el retiro del material suelto e intemperizado para realizar una zapata anclada en roca. (Xascab).



Fotografía 5.8 Colocación de acero de refuerzo y cimbra

Se realiza una plantilla de nivelación con concreto, se colocan las anclas, el acero de refuerzo de la zapata y se cimbra.

Anclas



Fotografía 5.9 Preparada la cimentación para colar

Se aprecia el cimbrado de la zapata y el dado, así como, la nivelación del stub. Todo listo para realizar un colado monolítico.



Fotografía 5.10 *Cimentación para recibir el concreto*

Se realiza una verificación de las distancias del stub con respecto al centro de la torre, el topógrafo garantiza que se corresponde a las tablas de excavación.



Fotografía 5.11 *Cimentación ya colada*

Al término del colado. Se procede a recubrir con una membrana de curado a la cimentación, previo a esto se descimbra la cimentación.



Fotografía 5.12 *Montaje de la extensiones*

El cuidado y esmero con que se lleva a cabo la nivelación se aprecia cuando en el montaje de la torre los elementos cierran sin deformaciones forzadas.



Fotografía 5.13 *Montaje de extensiones*

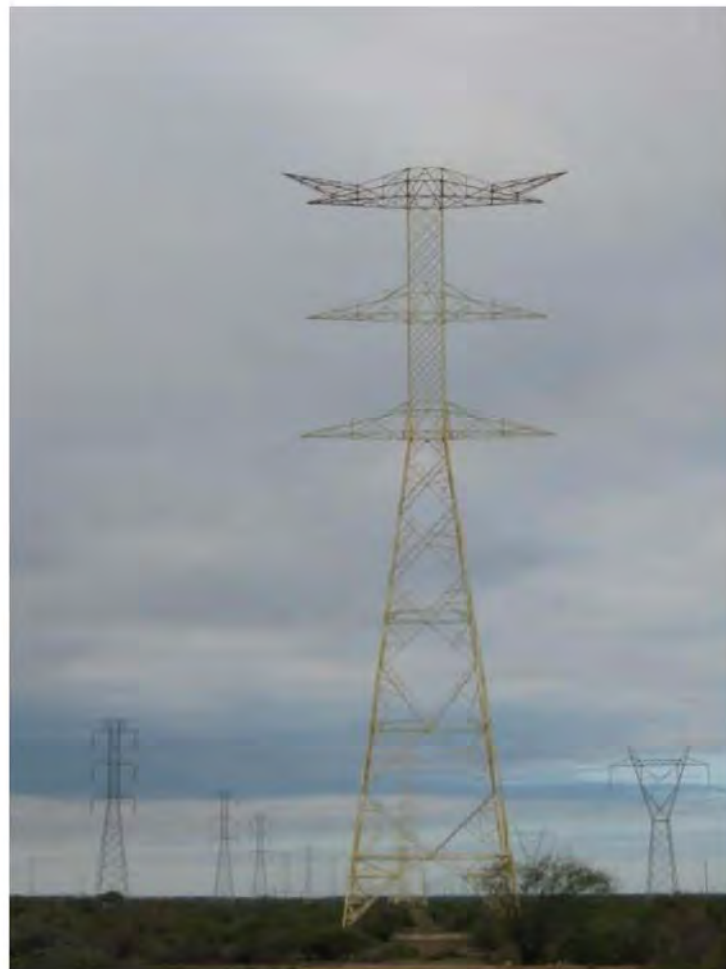
Se aprecia aquí que el cerramiento de la torre se ha armado sin problemas, esto quiere decir que el trabajo realizado en las cimentaciones fue correcto.



Figura 5.14 Montaje de la torre.

Al no tener ningún problema con las cimentaciones se continúa con el montaje de la torre.

CONCLUSIONES





Las líneas de transmisión de alta tensión dentro del sistema eléctrico tienen la función de transportar la energía eléctrica desde las centrales de generación y de concentración de energía, hasta los centros de distribución y de consumo.

Las estructuras para líneas de transmisión son el soporte de los conductores aéreos que transportan grandes bloques de energía de un punto emisor a otro receptor. Pueden ser torres o postes troncocónicos de acero, arreglos de postes de acero, concreto o madera. La elección del tipo de estructuras a utilizar estará en función de la tensión a transmitir, de los claros por librar y topografía existente, espacios disponibles por derecho de vía, entre otros.

Es claro que cualquier estructura para que sea segura y trabaje correctamente, debe poseer una cimentación adecuada.

Siempre resultará más económico diseñar y construir una cimentación adecuada a reconstruir una cimentación inadecuada y reparar estructuras afectadas.

En el diseño de cimentaciones para torres de líneas de transmisión, se aplican en forma muy amplia, aspectos de Geotecnia, tanto de Mecánica de Suelos como Mecánica de Rocas, adicionalmente, intervienen otros campos de la ingeniería como Geología, Hidráulica, Estructuras, Sísmica y Topografía.

Para diseños adecuados de cimentaciones, tanto en funcionalidad como en costo, se requiere conocer las propiedades mecánicas de los materiales que servirán de apoyo. Para ello, es importante la realización de exploraciones y muestreos del terreno a lo largo de la trayectoria elegida de la línea de transmisión, contando previamente con la distribución de las torres, para



determinar el tipo de cimentación más idónea a utilizar, si es suelo, la utilización de zapatas aisladas o en caso de hallar roca, utilizar zapatas ancladas en roca.

Es importante realizar un buen análisis y diseño del anclaje o stub, que es el elemento estructural de enlace entre la extensión de una torre y la cimentación de concreto, generalmente se utilizan ángulos de acero estructural cuya función es transmitir a dicha cimentación las reacciones de la torre. Su tamaño generalmente es igual al de la pata o esquinero y colineal con éste, debe de determinarse la longitud adecuada del stub, además se conectan en cada una de sus alas, otros elementos denominados ángulos conectores AC ó uñas de tal manera, que actúen fuerzas axiales de tensión o compresión que recibe de la torre. Las fuerzas cortantes se transmiten mediante el apoyo lateral de las alas del stub contra el dado de concreto. Los ángulos conectores AC constituyen un anclaje mecánico y se diseñan analizando sus posibles modos de falla: por aplastamiento en el concreto, por cortante directo su sección crítica, así como, determinar el número de tornillos con los que se unirán al stub, revisar éstos por cortante y aplastamiento.

El diseño de las zapatas, ya sea aisladas o ancladas en roca, implica proporcionar las dimensiones y acero de refuerzo necesario y suficiente para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación.

En las **zapatas aisladas**, se tiene como límite la presión admisible del terreno, los efectos de tensión y volteo se compensan con el peso propio del terreno; siendo la revisión a tensión y a volteo con tensión, las que rigen en el diseño de la zapata aislada, no tanto así, la revisión por compresión. Además de lo anterior, deben tomarse en cuenta las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo), en base a normas técnicas aplicables. Resultando de este modo, interesante el análisis y diseño de cimentaciones a base de zapatas para torres de alta tensión, ya que en general para otras estructuras, el análisis y diseño que rige es la revisión a compresión y no a tensión o arrancamiento de la cimentación.

Las **zapatas ancladas en roca**, se emplean en terrenos rocosos donde la capacidad de carga es igual o mayor a 30 t/m^2 . A diferencia de las zapatas sin anclar, el efecto de arrancamiento como el de volteo en las patas trabajando a tensión, se toman mediante anclas de fricción colocadas en la roca. Las anclas son de varilla corrugada con diámetro mínimo 25.4 mm y se alojan en barrenos no menores de 50.8 mm de diámetro. El espacio entre el ancla y la pared del barreno se



rellena con mortero de cemento y aditivos expansores para garantizar la adherencia. En todo caso realizar las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos o roca, además que éstos proporcionan la presión admisible de la roca a compresión y dan los resultados de las pruebas de extracción de anclas para conocer la tensión admisible de las anclas de fricción.

En este caso, se tienen como límites: los esfuerzos admisibles de la roca; tanto a compresión como a tensión, así como, la resistencia al esfuerzo cortante de las anclas de fricción, la estabilidad de la cimentación y las resistencias admisibles de los materiales de construcción (concreto, acero de refuerzo y anclas de fricción).

El análisis presentado del comportamiento de las anclas, para resistir el momento de volteo a tensión, nos garantiza que las anclas no trabajaran más allá de la capacidad a tensión reportada por las pruebas de extracción. Ya que se considera, que las anclas más alejadas del eje de volteo, trabajaran a la capacidad de tensión reportada por dichas pruebas y las más cercanas al eje, proporcionalmente a ésta, ya que se considera un comportamiento lineal.

El objetivo de la Tesis ha sido mostrar el desarrollo del diseño de dos tipos de cimentaciones de uso común en la construcción de Líneas de Transmisión en nuestro país apegado a los lineamientos, especificaciones y normas técnicas dadas por la Comisión Federal de Electricidad.

En el diseño de una Línea de Transmisión la certeza de la elección de la trayectoria, el uso de cierto tipo de torres contrasta con la incertidumbre del tipo de material del terreno que se encontrará a lo largo de la línea.

Si se considera una Línea de 100 kilómetros, esto arroja para una línea con una tensión de operación de 400 kV un promedio de 180 torres, para una línea con tensión de operación de 230 kV un promedio de 220 torres y para una línea con tensión de operación de 115 kV nos da un promedio de 270 torres.

En la trayectoria es difícil que se presente un solo tipo de suelo, lo normal es una gama diferente de suelos y roca. Considerando esto para una línea de 400 kV se tendrán 720 cimentaciones, para una línea de 230 kV serán 880 cimentaciones y para una línea de 115 kV arroja un promedio de 1080 cimentaciones.



He aquí la importancia de elegir los tipos de cimentaciones por proyectar para realizar una línea de transmisión.

Los costos asociados a una mala decisión en la elección del tipo de cimentación, así como no realizar los estudios de mecánica de suelos suficientes y necesarios para sustentar el diseño de las cimentaciones son en la mayoría de los casos catastróficos. Cimentaciones diseñadas para suelos no son factibles de realizar en roca y viceversa.

Se deben diseñar tantas cimentaciones como tipos de suelos y roca se tengan en la línea, esto en función de los parámetros del suelo:

- Capacidad de carga a compresión,
- Peso volumétrico del terreno,
- Ángulo de fricción del terreno,
- Ángulo de arrancamiento,
- Valor de adherencia roca-concreto,
- Nivel freático, entre otros.

Al hacerlo así tendremos la garantía de no poner en riesgo la integridad estructural de una línea de transmisión.

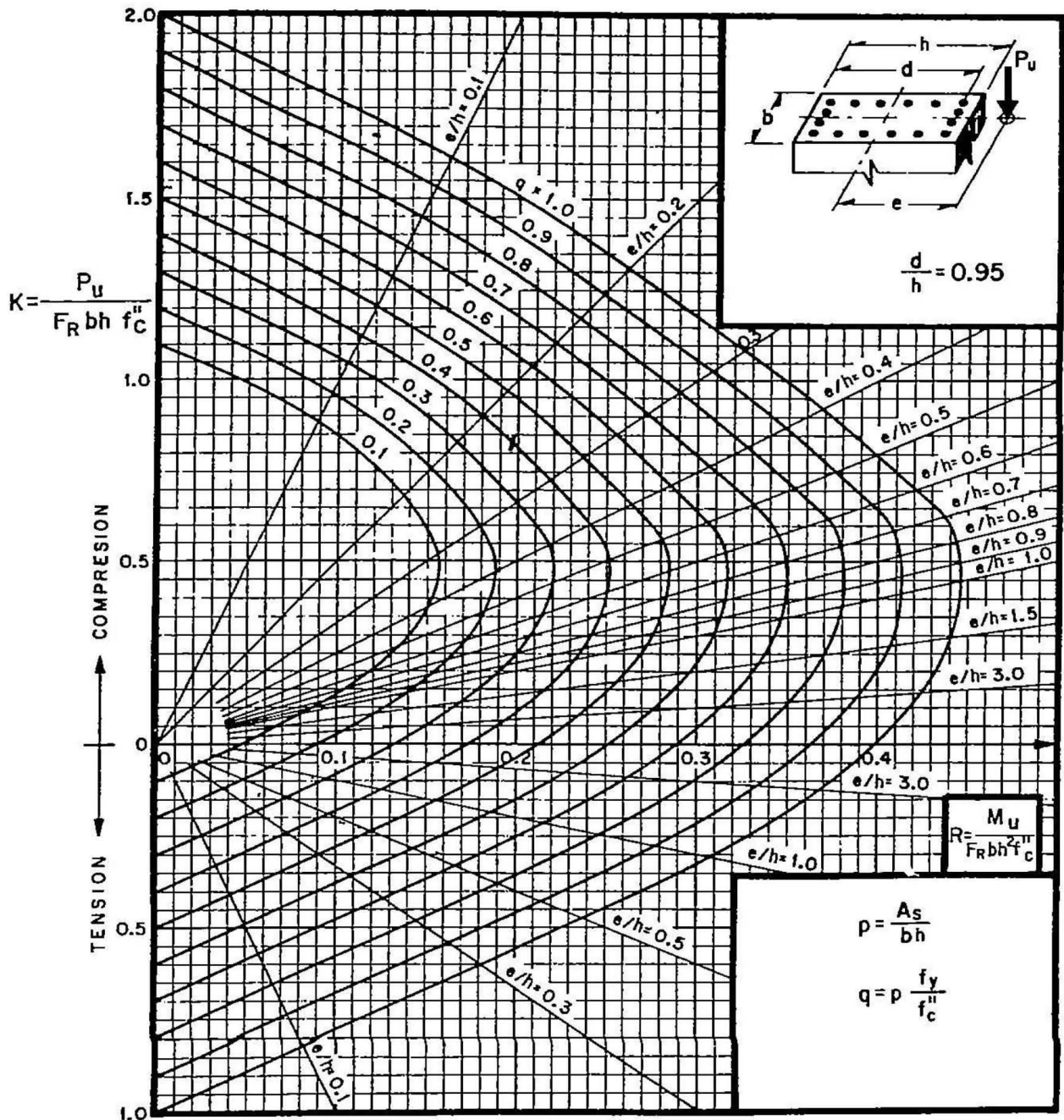


ANEXOS

**DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO
ASPECTOS FUNDAMENTALES DE CONCRETO REFORZADO**

González Cuevas, Oscar M.

4ta. ed. México: Limusa, 2005.

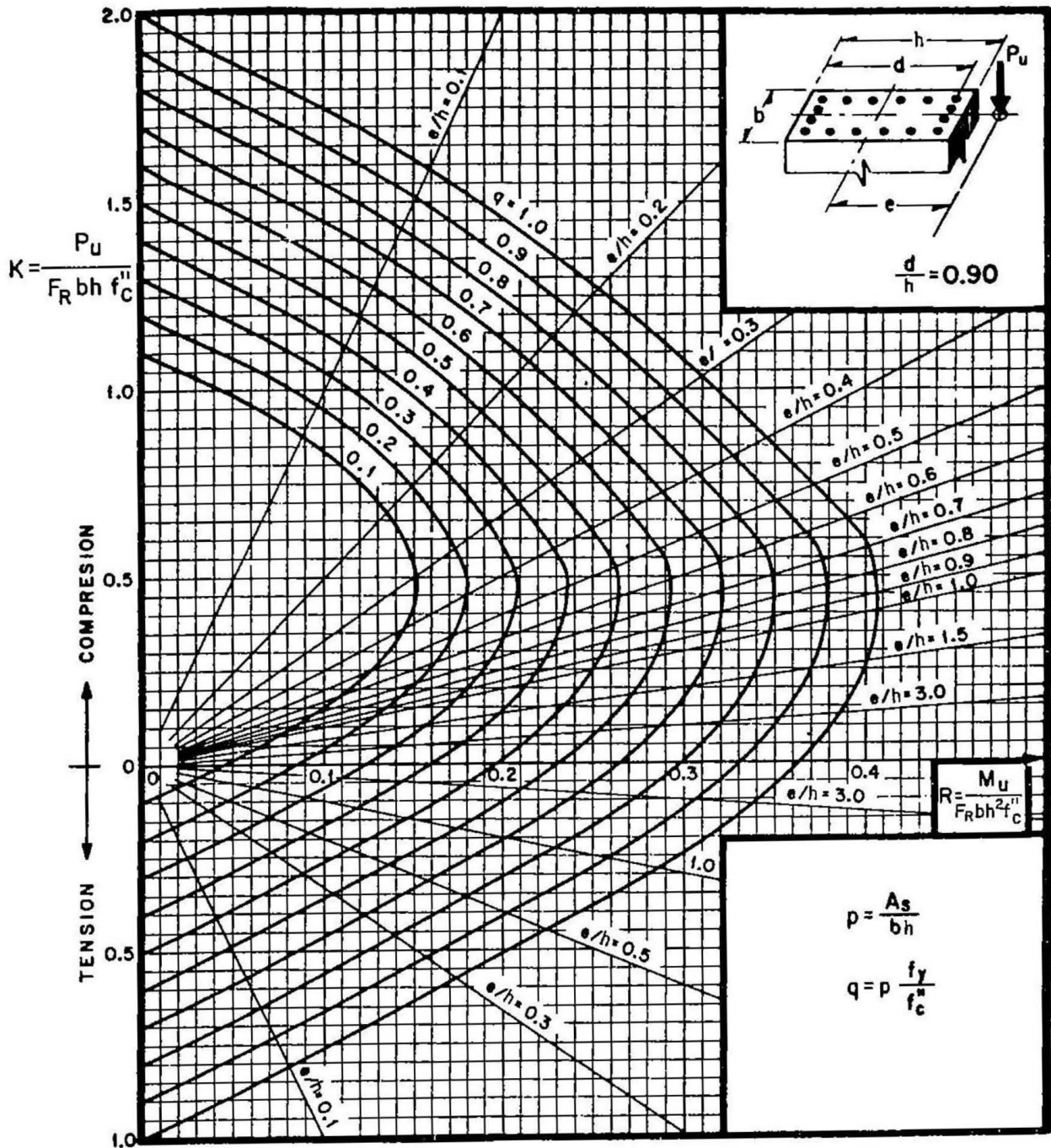


A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

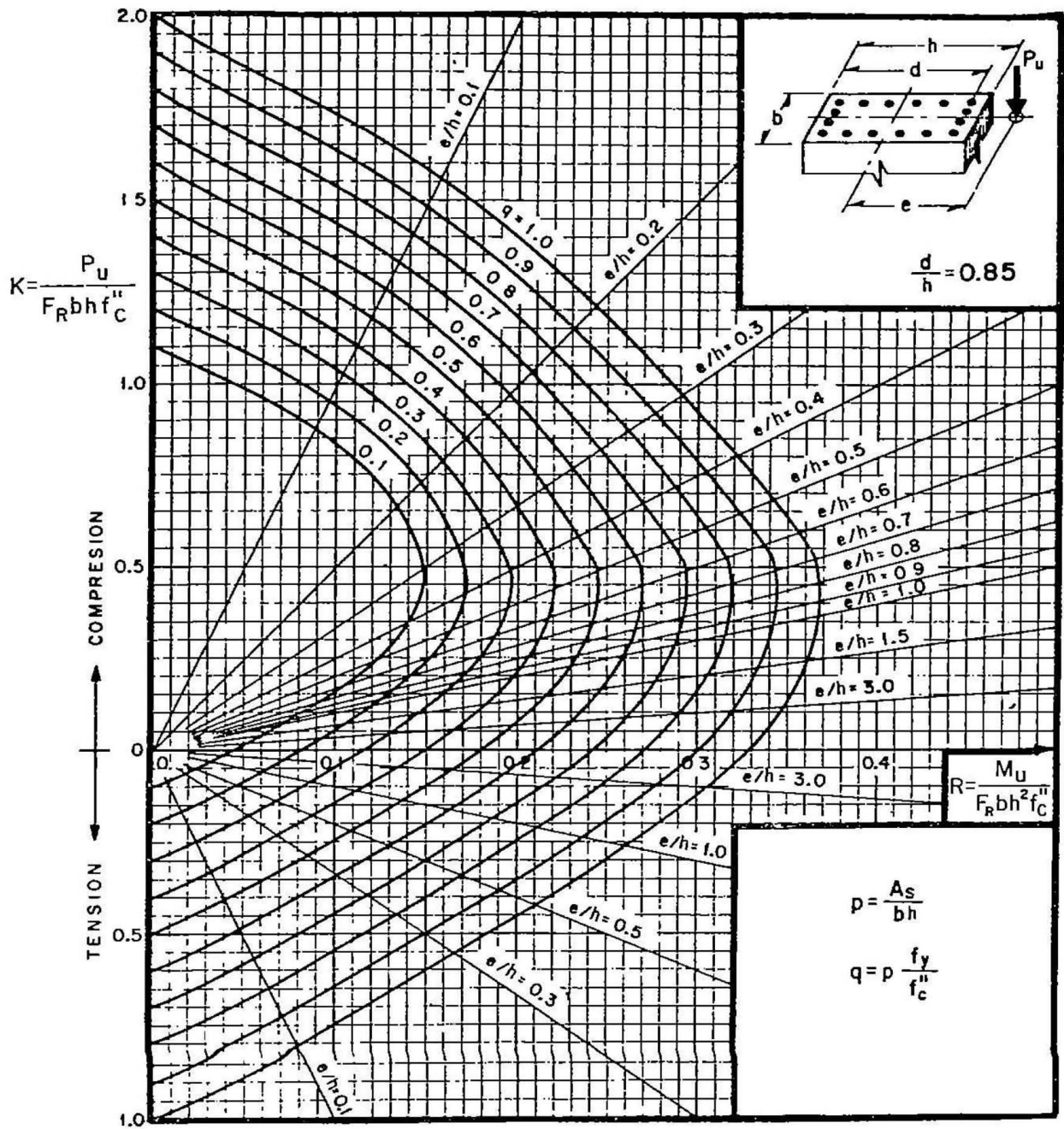


A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseno

P_u = Carga axial de diseno

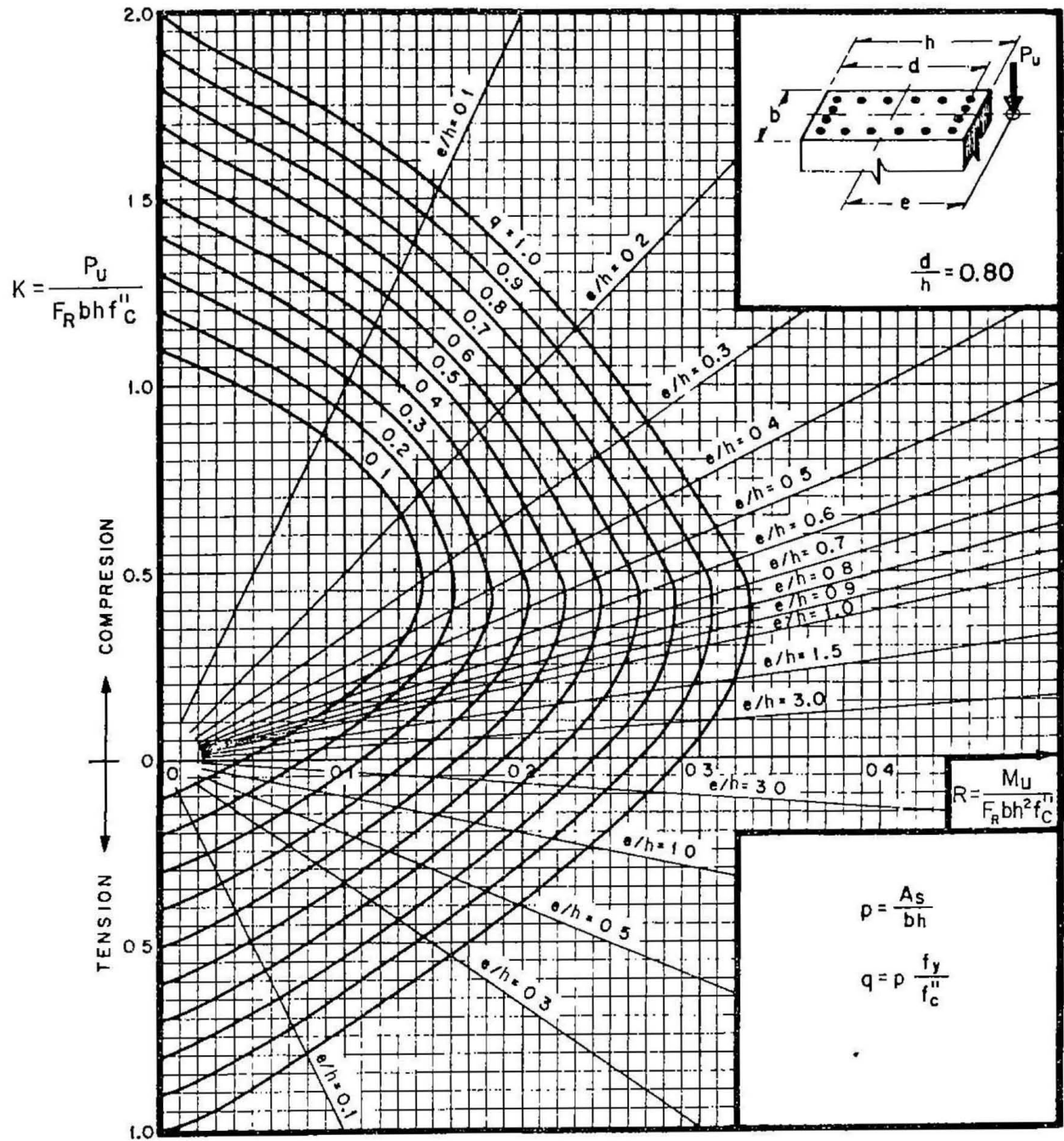


A_s = Area total de refuerzo

$$f_c'' = 0.85 f_c^*, \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2; \quad f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*; \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

M_u = Momento flexionante de dise\u00f1o

P_u = Carga axial de dise\u00f1o

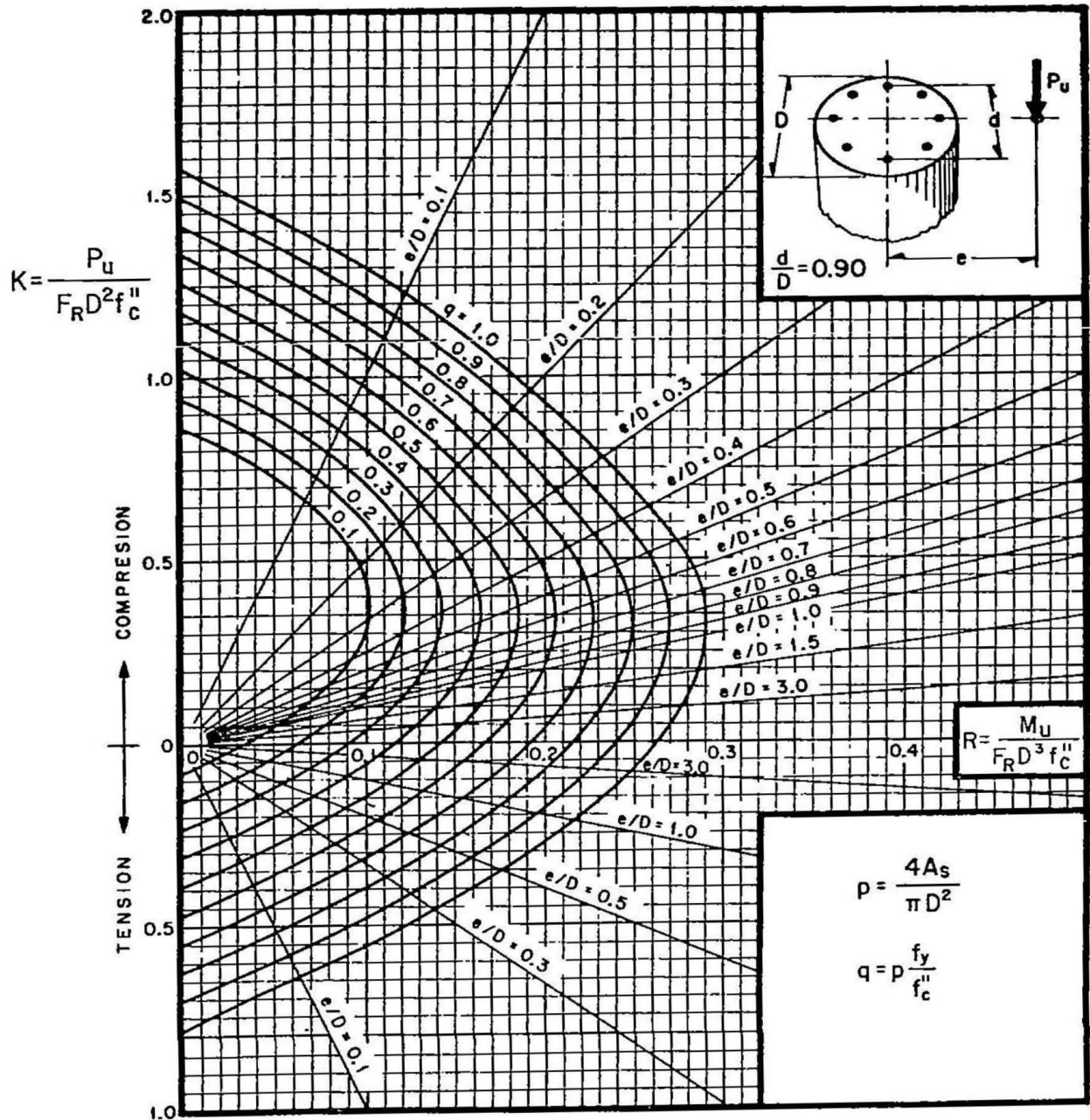


A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$, $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

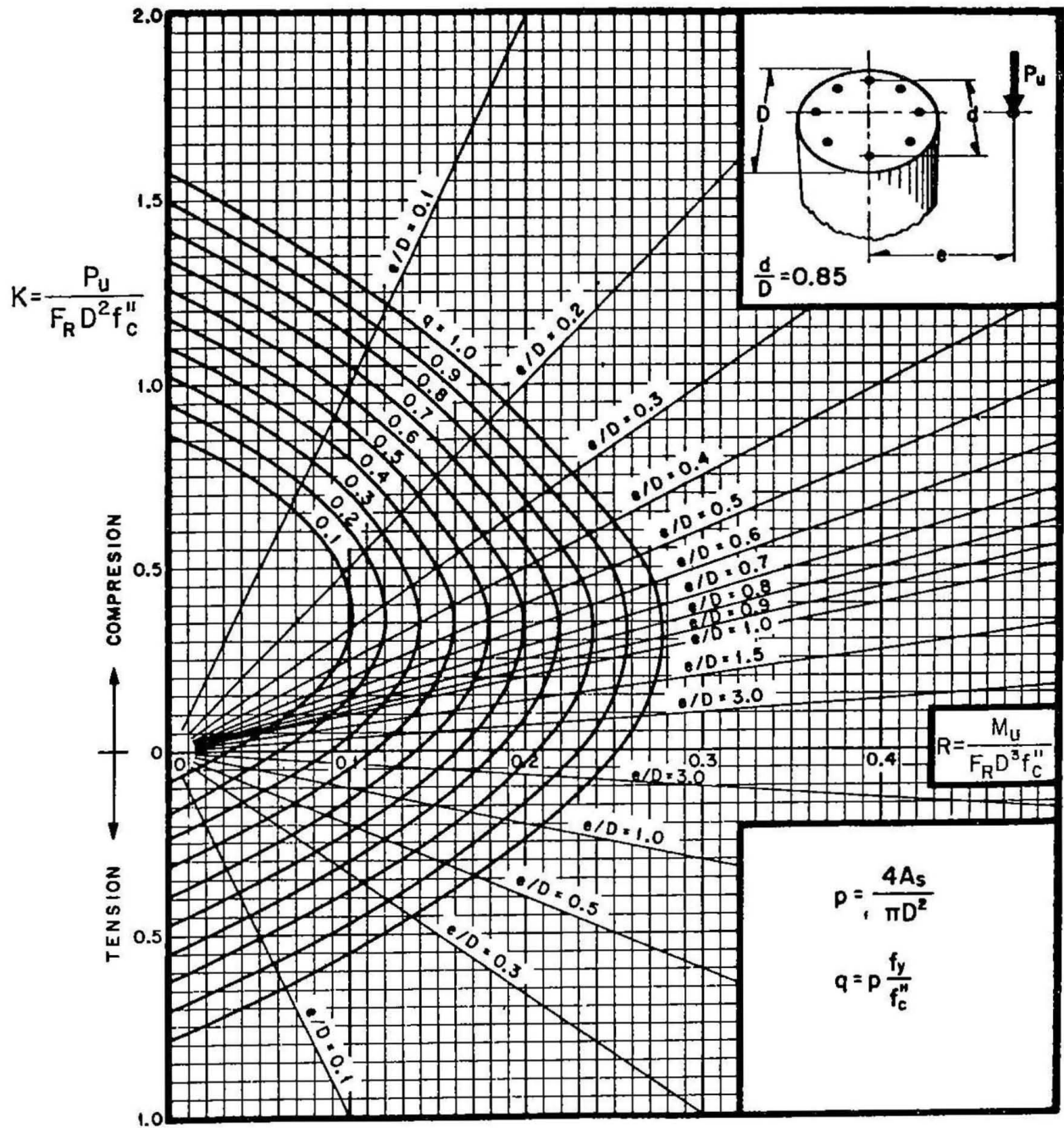


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

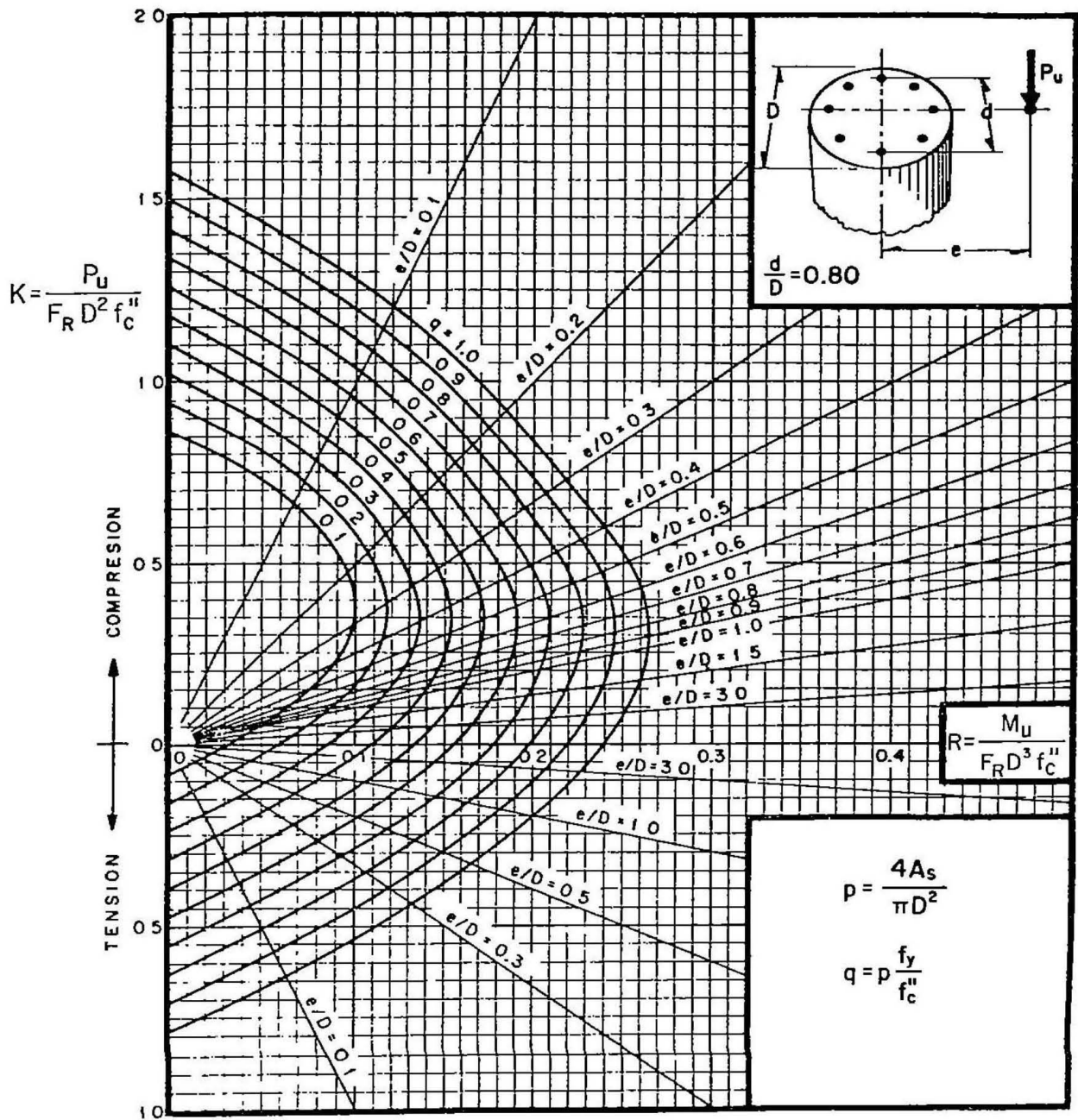


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

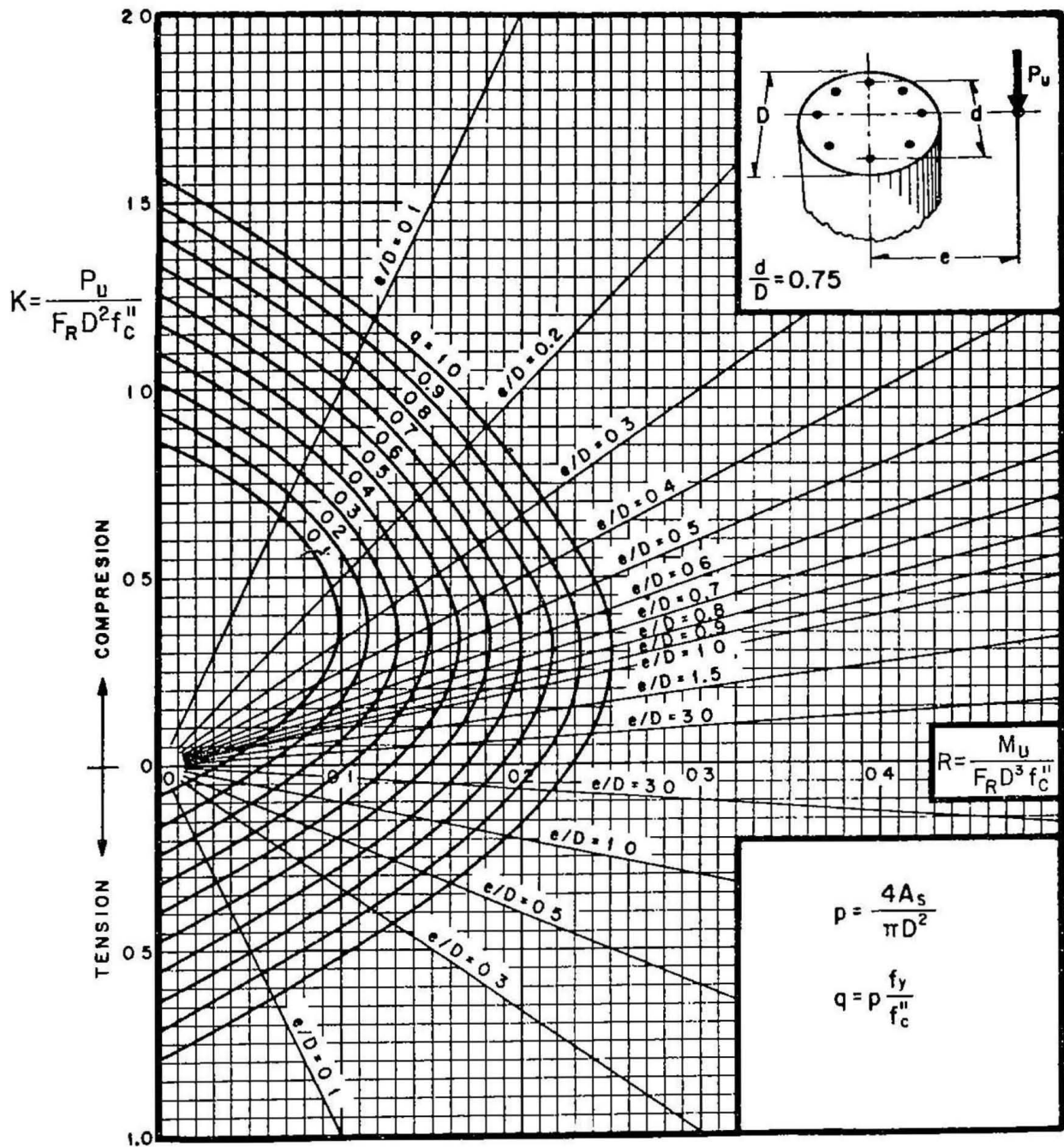


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Cargo axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$



A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$



BIBLIOGRAFÍA

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario
México, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Mayo, 2008.

AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Steel Construction manual. AISC – LRFD

(American Institute of Steel Construction - LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN)
2nd ed. Chicago, IL. USA, American Society of Civil Engineers, 1999.

ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.

Analysis and Design of Tower Foundations.

ASCE Journal of Power Division,

USA, American Society of Civil Engineers, March, 1963.

ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.

ASCE 10 – 97: Design of Latticed Steel Transmission Structures.

Manual and Reports on Engineering Practice No. 10

2nd ed., Virginia, USA, American Society Of Civil Engineers, 1997.

ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.

ASCE 52 – 1990: Guide for Design of Steel Transmission Tower.

Manual and Reports on Engineering Practice No. 52

2nd ed, Virginia, USA, American Society of Civil Engineers, 1990.

BOWLES, Joseph E.

Foundation Analysis and Design.

5th ed. Singapore, Mc. Graw Hill, 1996.



CFE - COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

C.F.E. C0000 – 42- 2008.

Sistema de Anclaje en Roca y/o Suelo para Estructuras de Líneas de Transmisión y Subestaciones.

México, Comisión Federal de Electricidad, Diciembre, 2008.

CFE - COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

C.F.E. C0000 – 43 - 2005.

Estudios Geotécnicos para Estructuras de Líneas de Transmisión.

México, Comisión Federal de Electricidad, Octubre, 2005.

CFE - COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

C.F.E. J1000 – 50 - 2006.

Torres de Líneas de Subtransmisión y Transmisión.

México, Comisión Federal de Electricidad, Enero 2006.

CFE - COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

C.F.E. JA100 – 64- 2005.

Cimentaciones para Estructuras de Líneas de Transmisión.

México, Comisión Federal de Electricidad, Marzo 2005.

DAS, Braja M.

Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

4ª. ed., México, International Thomson, 2001.

GONZÁLEZ Cuevas, Oscar M.

Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado.

4ª. ed., México, Limusa, 2005.

Mc CORMAC, Jack C.

Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD.

2da. ed., México, Alfaomega, 2002.

NTC – DF, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.* Decima Cuarte Época, Tomo II No. 103-Bis, Mexico, D.F., Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004.

SMITH J. C.

Structural Steel Design. LRFD Fundamentals

2nd ed., USA, John Wiley and Sons. 1988.



REFERENCIAS

ACI 318S-08, (2008), Cortante y Torsión. En *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*, México, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Mayo, 2008.

AISC, (1999), *Steel Construction manual. AISC – LRFD (American Institute of Steel Construction - LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN)* 2nd ed. Chicago, IL. USA, American Society of Civil Engineers.

ASCE 10 (1997), Structural Members and Conections used in Foundations. En: *Design of Latticed Steel Transmission Structures. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 10*, 2nd ed., Virginia, USA, American Society Of Civil Engineers, pp. 20-24

ASCE 52 (1990), *Guide for Design of Steel Transmission Tower. Manual and Reports on Engineering Practice No. 52*, 2nd ed, Virginia, USA, American Society of Civil Engineers, pp. 24-41, 98-109.

C.F.E. C0000 – 42 (2008), *Sistema de Anclaje en Roca y/o Suelo para Estructuras de Líneas de Transmisión y Subestaciones*. México, Comisión Federal de Electricidad,

C.F.E. C0000 – 43 (2005), *Estudios Geotécnicos para Estructuras de Líneas de Transmisión*. México, Comisión Federal de Electricidad.

C.F.E. J1000 – 50 (2006), *Torres de Líneas de Subtransmisión y Transmisión*. México, Comisión Federal de Electricidad, pp. 2-5

C.F.E. JA100 – 64 (2005), *Cimentaciones Superficiales*. En su: *Cimentaciones para Estructuras de Líneas de Transmisión*. México, Comisión Federal de Electricidad.



DAS, Braja M. (2001), Cimentaciones Superficiales. Capacidad de Carga Última. En su: *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 4ª. ed., México, International Thomson, pp.152-218.

GONZÁLEZ Cuevas, Oscar M. (2005), Apéndice C. En su: *Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado*. 4ª. ed., México, Limusa, pp.763-790.

Mc CORMAC, Jack C. (2002), Especificaciones, cargas y métodos de diseño. En su: *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD*. 2da. ed., México, Alfaomega, pp.51-57

NOM-059-SEMARNAT (2001), Lista de Especies en Riesgo. En su: *Protección Ambiental Nativas de México de Flora y Fauna Silvestres Categorías de Riesgo y Especificaciones para su Inclusión, Exclusión o Cambio*. México.

NTC – DF (2004), Cimentaciones someras (zapatas y losas). En su: *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Decima Cuarta Época, Tomo II No. 103-Bis, Mexico, D.F., Gaceta Oficial del Distrito Federal, pp. 11-39

SMITH J. C. (1988), *Structural Steel Design. LRFD Fundamental*. 2nd ed., USA, John Wiley and Sons.